

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des sciences de l'ingénieur

Département de Génie Rural

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité: Sciences de l'eau

ETUDE DE L'AVANCEMENT DU « DELTA » DES SEDIMENTS
GROSSIERS ET LA PROPAGATION DES COURANTS DE DENSITE
DANS UN BARRAGE - CAS D'IGHIL EMDA -

Par

Souhila BENKACI

Devant le jury composé de :

L.ZELLA	Maître e conférence, U. de Blida	Président
H. SAAD	Professeur , U. de Chlef	Examineur
M. MEDDI	Maître de conférence, C.U. de Khemis Meliana	Examineur
M. BENSSENASSE	Chargé de cours, U. de Blida	Examineur
B. REMINI	Professeur, U. de Blida	Rapporteur

Juillet 2004

ملخص

قمنا من خلال هذا العمل بدراسة تطورات التيارات الكثافية داخل حوض سد اغيل عمدة و ذلك باستعمال النماذج الرياضية ل GRAF و توصلنا إلى إيجاد طريقة تمكننا من تقييم عمق الماء عند نقطة الغطس و تطور منطقة الغطس لهذه التيارات داخل حوض السد منذ 1992-1998 بعد الدراسة الرياضية لتطورات الدلتا في نفس الفترة

مفتاح الكلمات : الحمل الصلب- الدلتا - التيارات الكثافية – النمذجة الرياضية – نقطة الغطس

ABSTRACT

In this work , we studied the propagation of the currents of density in reservoir of the Ighil Emda dam , by the use of the numerical models of GRAF , the important objective is to estimate the value of the depth of water at the diving point, on proposing in this simple method in order to deduce at the end the evolution of this zone in the interior of this reservoir for 1992 – 1998 after the numerical study of the advancement of delta , during this period.

Key word: bed load – delta – currents of density – numerical modelisation – diving point.

RÉSUMÉ

Dans ce travail, nous avons étudié la propagation des courants de densité dans la retenue du barrage Ighil Emda par utilisation des modèles numériques de GRAF, dans l'objectif essentiel d'établir une estimation de la valeur de la profondeur d'eau au point de plongée, en proposant ainsi une simple méthode de calcul pour en déduire vers la fin l'évolution de cette zone à l'intérieur de cette retenue, depuis 1992 -1998, suite à l'étude de l'avancement du delta dans cette période.

Mots clé : débit solide – delta – courants de densité – modélisation numérique – point de plongée.

Dédicaces

*A celle qui a engendré ma naissance,
A ceux qui ont apprécié ma présence,
A ceux qui ont contribué à mon bonheur et participé à ma réussite,
A ceux que je porte chaleureusement dans mon cœur,
A tous ceux qui me sont chers,
A tous,
« Je dédie tendrement ce travail. »*

REMERCIEMENTS

Au moment de présenter cette étude, je voudrais exprimer ma profonde gratitude et reconnaissance à tous ceux qui ont contribué à son accomplissement.

Il m'est infiniment agréable d'adresser d'abord mes sincères remerciements à mon promoteur B. REMINI qui a assuré la direction de ce mémoire avec beaucoup de disponibilité, de patience et de compétence.

J'aimerais adresser mes vifs remerciements au docteur L. ZELLA, mon enseignant de la post-graduation, qui me fait l'honneur d'assurer la présidence du jury de ma soutenance, et également je remercie chaleureusement les docteurs H. SAAD de l'université de Chlef, M. MEDDI du centre université de Khemis Meliana et M. BENSSENASSE chargée de cours à l'institut de Génie Rural à Blida, pour l'honneur qu'ils me font d'examiner mon travail.

Je tiens à remercier toutes les agences de l'eau en France pour leur aide en documentation, en particulier L. FONTA et A. L. Petit queux, qu'elles trouvent ici l'hommage de mon respect, et j'adresse aussi mes vifs remerciements aux professeurs LEGUENN pour son orientation, G. DECESARE pour son aide en documentation et E. Pannatier pour sa compréhension.

Je tiens aussi à remercier tous mes enseignants de la graduation et la post graduation, chacun par son nom, qu'ils trouvent dans ces quelques lignes l'expression de ma profonde gratitude et mes sincères remerciements et surtout M. TAIBI pour son aide morale et ses services durant toute ma formation en Génie Rural.

Mon considérable estime va également vers tous mes amis (es) pour leur soutien moral et matériel, en particulier H. TOUHAMI et N. DJAZIRI.

Je remercie vivement tout le personnel et l'administration de l'institut de Génie Rural et l'ensemble de la bibliothèque de l'ENSH, qui étaient toujours prêt à nous servir.

Enfin, je remercie tous ceux qui ont facilité la réalisation de ce mémoire.

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1	Mode de sédimentation dans les retenues.....	12
Figure 1.2	Profil en long dans la retenue expérimentale de l'Oued El Ouldja.....	14
Figure 1.3	Exemple schématique de la formation d'un delta par dépôt dans un réservoir.....	14
Figure 2.1	Types d'intrusions.....	17
Figure 2.2	Transport solide par courant de turbidité à l'intérieur d'une retenue.....	18
Figure 2.3	Schéma d'un courant de turbidité.....	19
Figure 2.4	Mécanisme des courants de densité près des pertuis de vidange.....	21
Figure 2.5	Schéma de la zone de plongée.....	26
Figure 3.1	Situation du barrage Ighil Emda.....	32
Figure 3.2	Retenue du barrage Ighil Emda.....	33
Figure 4.1	Schéma d'un écoulement non permanent et uniforme sur une pente à fond mobile $Z(x,t)$	39
Figure 4.2	Modélisation du système réservoir rivière.....	46
Figure 4.3	Algorithme de la simulation découplée.....	50
Figure 4.4	Organigramme du programme Delta.....	51
Figure 4.5	Représentation graphique de la méthode de Runge Kutta d'ordre 4.....	57
Figure 4.6	Procédure pour le calcul du volume de sédiments qui sera déposé dans chaque section et modification du niveau du lit.....	59
Figure 4.7	Fichier de sortie du programme Delta pour la solution avec la méthode de Meyer- Peter et al. (1948), (appendice A).....	91
Figure 4.8	Formation et évolution du delta dans le système rivière - réservoir (Oued Berd - retenue du barrage Ighil Emda) pour une période de 12 [ans] (1992-2004).....	60

Figure 5.1	Représentation schématique de l'évolution du courant de densité dans le réservoir	65
Figure 5.2	Organigramme du programme Gravit.....	66
Figure 5.3	Fichier de sortie du programme Gravit (appendiceB).....	98
Figure 5.4	Evolution des paramètres d'un courant de densité en fonction de la distance, dans la retenue du barrage Ighil Emda (en 1992).....	72
Figure 5.5	Evolution des paramètres d'un courant de densité en fonction du temps dans la retenue du barrage Ighil Emda (en 1992).....	73
Figure 5.6	Evolution spatio-temporelle des paramètres d'un courant de densité dans la retenue du barrage Ighil Emda (en 1992).....	74
Figure 5.7	Fichier de sortie du programme Gravit (appendice C)	100
Figure 5.8	Evolution des paramètres d'un courant de densité en fonction de la distance, dans la retenue du barrage Ighil Emda (en 1998).....	76
Figure 5.9	Evolution des paramètres d'un courant de densité en fonction du temps dans la retenue du barrage Ighil Emda (en 1998).....	77
Figure 5.10	Evolution spatio-temporelle des paramètres d'un courant de densité dans la retenue du barrage Ighil Emda (en 1998).....	77
Figure 5.11	Représentation à l'échelle de l'évolution du courant de densité à l'intérieur du réservoir du barrage Ighil Emda , en 1992.....	83
Figure 5.12	Représentation à l'échelle de l'évolution du courant de densité à l'intérieur du réservoir du barrage Ighil Emda , en 1998.....	85
Tableau 4.1	Différents types d'écoulement obtenus par la variation de la profondeur, h, et la vitesse, U.....	36
Tableau 4.2	Paramètres utilisés pour l'établissement des différents formules.	45

TABLE DES MATIERES

RESUME.....	02
REMERCIEMENTS.....	03
TABLE DES MATIERES.....	04
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX.....	06
INTRODUCTION.....	08
1. NOTIONS SUR LES PHENOMENES TRANSPORT SOLIDE ET SEDIMENTATION DES BARRAGES.....	10
1.1. Introduction	10
1.2. Apports solides aux barrages	10
1.3. Processus de sédimentation dans les barrages	11
1.4. Conclusion	15
2. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE DES COURANTS DE GRAVITE.....	16
2.1. Introduction	16
2.2. Définition des courants de densité	16
2.3. Types d'intrusions des courants de densité	16
2.4. Conditions d'apparition des courants de densité	17
2.5. Les courants de turbidité : cas particulier	18
2.6. Particularités des courants de turbidité	19
2.7. Mécanisme des courants de densité dans une retenue	20
2.8. Facteurs essentiels des courants de turbidité	22
2.9. Paramétrisation d'un courant de densité	24
2.10. Point de plongée	25
2.11. Equations d'un courant de turbidité unidimensionnel permanent et conservatif....	27
2.12. Forme de l'interface	27
2.13. Coefficient de frottement	29
2.14. Coefficients d'entraînement	29
2.15. Conclusion	31
3. ETUDE DES COURANTS DE DENSITE DANS LA RETENUE DU BARRAGE IGHIL EMDA.....	32
3.1. Introduction	25
3.2. Présentation du barrage Ighil Emda	25
3.3. Conditions d'apparition des courants de densité dans la retenue	26
3.4. La zone de plongée des courants de densité	27
3.5. Propagation des courants de densité dans la retenue	27
3.6. Mesure des courants de densité	28
3.7. Conclusion	28

4.	ETUDE DE L'AVANCEMENT DU DELTA DES SEDIMENTS GROSSIERS DANS LA RETENUE DU BARRAGE IGHIL EMDA	36
4.1.	Introduction	36
4.2.	Considérations hydrodynamiques.....	36
4.3.	Avancement du delta des sédiments grossiers dans la retenue du barrage Ighil Emda	41
5.	EVOLUTION SPACIO-TEMPORELLE DES COURANTS DE GRAVITE DANS LA RETENUE DU BARRAGE IGHIL EMDA	63
5.1.	Introduction	63
5.2.	Système d'équations étudié.....	63
5.3.	Choix de la méthode numérique.....	64
5.4.	Domaine de la solution et conditions aux limites.....	64
5.5.	Fonctionnement du programme Gravit.....	65
5.6.	Application du programme sur les données de la retenue du barrage Ighil Emda.....	67
	CONCLUSION.....	88
	APPENDICE.....	91
	..	
A.	Fichier de sortie du programme Delta pour la solution avec la méthode de Meyer – Peter et al. (1948).....	91
B.	Fichier de sortie du programme Gravit (évolution du courant de densité dans la retenue du barrage Ighil Emda , en 1992)	98
C.	Fichier de sortie du programme Gravit (évolution du courant de densité dans la retenue du barrage Ighil Emda , en 1998).....	100
	LISTE DES SYMBOLES.....	102
	REFERENCES.....	104

INTRODUCTION

Dans sa maîtrise de la nature, par la réalisation d'ouvrages hydrauliques, digues, barrages, seuils..., l'homme vient modifier le relief naturel et perturbe ainsi un lent travail de niveleuse.

En particulier, la chute brutale des vitesses à l'entrée d'une rivière dans une retenue entraîne, par une diminution de sa capacité de transport, le dépôt immédiat des alluvions les plus grossiers. Ce dépôt présente le plus souvent une forme de plateau à faible pente se terminant, vers l'aval par un front à forte pente, il est souvent appelé delta.

Par contre, le transport des sédiments fins est plus compliqué à appréhender, selon l'écoulement amont est torrentiel donc susceptible d'engendrer un courant de densité et de transporter les vases jusqu'au pied du barrage, ou que l'écoulement est fluvial avec une dispersion des vases dans toute la retenue.

Les courants de densité sont en fait, les principales causes d'envasement des grandes retenues, où il réduisent chaque année leur capacité en eau par une consolidation de la vase vers le fond.

Pour y remédier à ce problème d'envasement, l'idée a été d'évacuer la vase pendant qu'elle est fluide, et de ce fait il est essentiel de déterminer judicieusement en quels points du barrage aboutissent, en suivant leur cheminement.

La connaissance de ces phénomènes (delta et courants de densité) est primordiale pour un pays comme l'Algérie où la réserve en eau diminue d'une manière importante du fait de l'érosion intense des bassins versants.

Parmi les travaux publiés sur ces phénomènes, sont ceux de Mr W. GRAF (1990), l'auteur qui a établi des modèles mathématiques (des systèmes rivière-réservoir) qui portent sur l'étude de l'évolution des courants de densité le long du réservoir, ainsi sur la détermination de la déposition de sédiments charriés (la formation du delta) à laquelle on peut s'attendre dans une certaine période d'année.

Suite à des mesures sur site faites par B.REMINI dans le barrage Ighil Emda depuis 1992 à 1998, ceci nous encouragé d'étudier ces phénomènes en utilisant ces modèles mathématiques notamment l'application des programmes sur les données obtenus des mesures effectuées.

En premier lieu, notre étude s'est située dans le contexte de l'étude de l'avancement du delta dans la retenue du barrage Ighil Emda depuis 1992 à 2004. Par la suite, et dans l'objectif de déterminer l'influence de cette progression (du delta) sur certains phénomènes à l'intérieur du réservoir, nous avons étudié l'évolution des courants de densité et nous avons estimé leur temps d'arrivée au pied du barrage.

En fait, cette connaissance de ces courants peut présenter un intérêt considérable dans la mesure où elle permettrait de soutirer systématiquement par des vannes de fond, ces eaux fortement chargée, et établir de ce fait un bon soutirage.

Ceci, réduit d'autant le taux de la sédimentation dans la cuvette et augmente donc la durée de vie du barrage en évitant ainsi l'usure des machines hydrauliques.

Vers la fin, notre étude s'est orienté vers une contribution à l'étude d'un phénomène parmi les plus spectaculaires et moins étudié, c'est celui de la "plongée des courants de densité" dans la retenue, ou nous avons proposée une simple méthode de calcul, Dans l'objectif essentiel, de déterminer la progression de la zone depuis 1992 à 1998, suite à l'avancement du delta dans cette période.

CHAPITRE 1

NOTIONS SUR LES PHENOMENES TRANSPORT ET SEDIMENTATION DES BARRAGES

1.1. Introduction

Le rythme accéléré de la mise en œuvre des ressources hydrauliques en vue de mettre au point des aménagements hydrauliques, nécessite de plus en plus, une connaissance approfondie des phénomènes, transport solide, sédimentation et dépôt dans les barrages.

En effet, le barrage constitue une fosse à sédiments de grande taille à l'échelle du bassin versant, sa construction sur un cours d'eau peut créer un déséquilibre sédimentologique et influe donc directement sur l'hydrodynamique de celui-ci, par la rétention de ses matériaux solides. [1] [2] [3]

1.2. Apports solides aux barrages

La connaissance des apports solides des cours d'eau est particulièrement utile lors de l'établissement des projets de réservoir. Ils sont en effet susceptibles de réduire la capacité de la retenue.

En fait, le transport solide est le phénomène qui permet le déplacement d'une masse solide composée d'éléments granulaires sous l'action de l'écoulement de l'eau.

La charge sédimentaire peut être divisée en :

- 1- Matériaux charriés sur le fond ;
- 2- Matériaux se déplaçant par saltation ;

3- Matériaux en suspension dans l'écoulement [4] [5] [6]

1.2.1. Le charriage

A partir d'une certaine taille de particule, et pour un écoulement donné, la mise en suspension est impossible, le cheminement des grains transportés sur le fond se fait alors par charriage. Il correspond donc en général, aux alluvions les plus grossières, des sables jusqu'au blocs, qui roulent , glissent ou sautent le long du lit. [5] [7]

1.2.2. La saltation

Elle correspond aux particules qui se déplacent sous forme de sauts successifs interrompus souvent par des périodes d'arrêt. [6]

1.2.3. La suspension

C'est le transport « entre deux eaux » qui concerne les particules fines, qui peuvent rester en suspension et être transportée dans la masse de l'écoulement sur d'assez longue distance. Ce mode de transport est généré par la turbulence, qui détermine des composantes ascensionnelles de la vitesse du courant. [5] [7]

1.3. Processus de sédimentation dans les barrages

La sédimentation est un phénomène tout à fait naturel dont les conséquences peuvent être extrêmement gênantes, elle s'effectue principalement en périodes de crue.

Elle dépend essentiellement de la taille du bassin versant, des précipitations, de l'apport liquide et du relief.

Son évolution dans le temps, dans la retenue, peut être approchée à partir des renseignements fournis par les différentes plongées ou les levés bathymétriques ont pu avoir lieu. [8] [9] [10]

1.3.1. Impact de la sédimentation

i). Au niveau du réservoir

- La sédimentation entraîne une réduction de la capacité du réservoir.
- Elle provoque une érosion des berges par la remonté du plan d'eau.
- La sédimentation entraîne le blocage des organes profonds d'évacuation et
augmente le risque de séismes induits. [8] [11]

ii). En amont du réservoir

Elle provoque l'exhaussement du lit des rivières adjacentes, du fait du delta en formation, dont une des conséquences est la monté du niveau statique des nappes superficielles. [8] [11]

iii). En aval

- Elle augmente le pouvoir érosif du cours d'eau, qui se traduit par un creusement du lit et un abaissement de la surface piézométrique des nappes superficielles.
- Pendant les lâchures, il peut se produire une brusque augmentation de la teneur en
matières solides, ainsi le colmatage et troubles divers pour la biomasse se fait également sentir en aval du réservoir. [8]
[11]

1.3.2. Différents modes de sédimentation

Ces différents modes ont des conséquences fort différentes pour l'efficacité des systèmes de vannes de fond, leur étude reste assez complexe en raison de la multiplicité de types des retenus [12]. En général il existe trois modes possibles (Figure1.1)

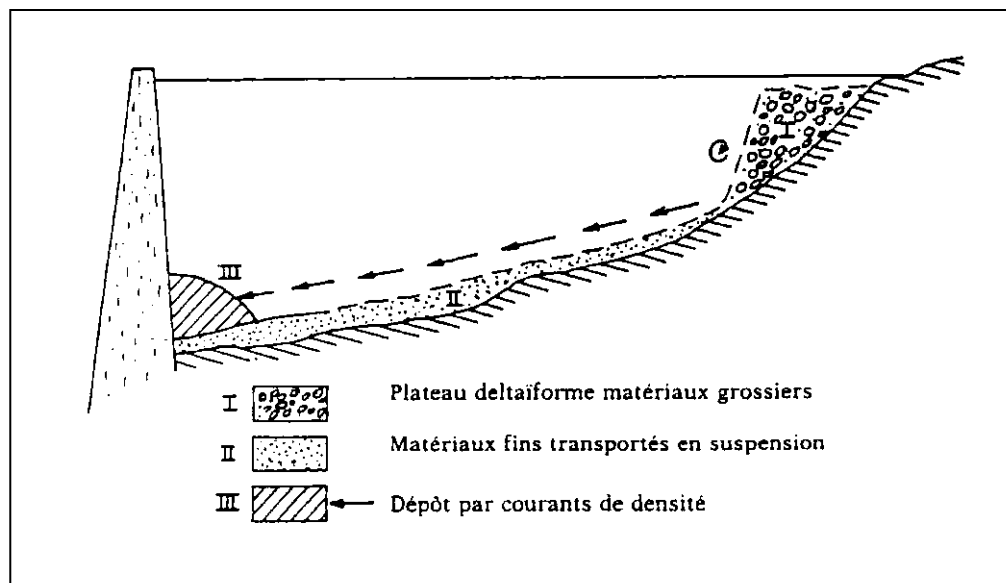


Figure.1.1 : Mode de sédimentation dans les retenues [12]

i). Plateau deltaïforme matériaux grossiers :

Après le phénomène de transport, on a donc une arrivée de matériaux dans le réservoir, il se produit ainsi à partir de l'embouchure, un dépôt sous lacustre.

Ce dépôt des matériaux les plus grossiers (I) présente le plus souvent une forme de plateau à faible pente, plus raide à sa limite aval, ainsi qu'on peut le voir dans la figure 1.2 (retenue expérimentale de l'Oued El Ouldja en Algérie, 1951), Il est appelé delta.

Ce delta s'étend en amont de la limite des eaux calmes en rehaussant les lignes d'eau à l'amont, et peut être érodé par la suite lors de l'abaissement du niveau de la retenue, Figure.1.3.

Formes, voire structures des deltas présentent de grande variétés avec, cependant, un point commun concernant le fait qu'ils sont constitués de sédiments plutôt grossiers, surtout en leur amont.

Ces sédiments sont en effet, inaccessibles aux chasses par les vidanges de fond, on ne peut les purger qu'après vidange complète en les faisant émerger. [11] [12] [3]

ii). Matériaux fins transportés en suspension

Les matériaux fins (II) se déposent de manière uniforme à la faveur de l'arrêt du mouvement des eaux. Ces sédiments réagissent au contraire assez bien aux chasses. [12]

iii). Dépôt par courants de densité

Ce dernier mode (III) provient des courants de densité qui se produisent de temps en temps. Ce courant est plus chargé en sédiments que le panache de turbidité, il peut être individualisé au sein des eaux jusqu'au pied du barrage.

Ces apports sont également évacuables assez facilement lorsqu'ils n'ont pas bloqué brusquement le système mécanique de relèvement

des

vannes

de

fond.

[12]

[8]

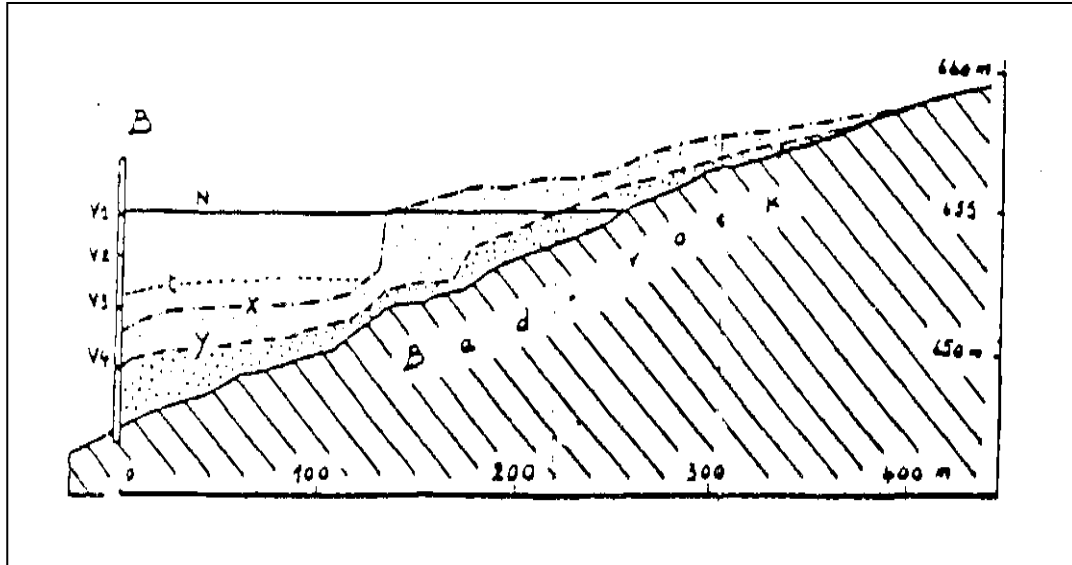


Figure. 1.2 : Profil en long dans la retenue expérimentale de l'Oued Ouldja [11]

B = Barrage-voûte de 12m

V1 à V4 = Vannes de vidange

N = Niveau de la retenue (cote 655,50)

La mise en eau a eu lieu en décembre 1947.

y= Profil naturel des alluvions en août 1948 (avant toute vidange)

x= Profil des alluvions en août 1940 (après érosion dues à quelques vidanges par les vannes).

t = Profil probable des dépôts de vases en supposant qu'on n'ait fait aucune vidange.

On remarque une progression vers l'amont (au-dessus de la retenue) et vers l'aval du delta formé par les alluvions les plus grossières et terminé à l'aval par un talus raide.

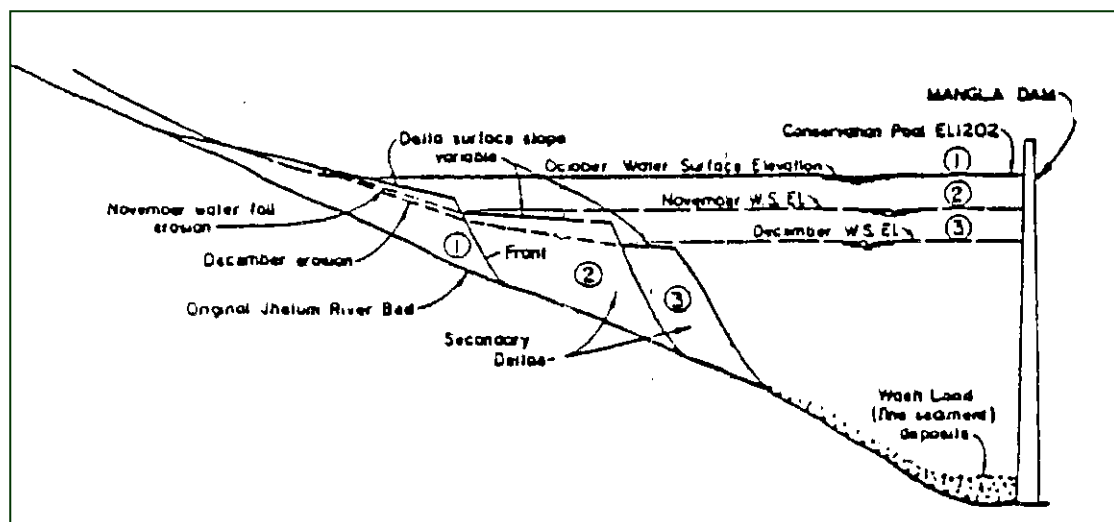


Figure. 1.3 : Exemple schématique de la formation d'un delta par dépôt dans un réservoir [11]

1.4. Conclusion

Telles sont les quelques notions suggérées dans ce chapitre sur les processus transport, sédimentation des barrages.

C'est des phénomènes qui ne suscitent pas encore trop d'inquiétude mais qui n'en méritent pas moins d'être étudié plus profondément et être examiné de près en concertation avec les spécialistes de l'érosion.

CHAPITRE 2

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUES DES COURANTS DE GRAVITE

2.1. Introduction

Lors de forts débits (période de crue), et lorsque l'arrivée des eaux en régime normal se fait dans les conditions telles que les sédiments transportés par le cours d'eau ne se dispersent pas dans la retenue, on parle des « courants de densité ».

Ces courants sont provoqués par une différence de densité due à la présence des sédiments. De tels courants, peuvent atteindre des vitesses très grande et deviennent auto-accélérateur si l'entraînement des sédiments est continu. [11]

2.2. Définition des courants de densité

Comme leur nom l'indique, ils sont étroitement liés à la densité. Ce sont des courants à vitesse lente, induits dans des eaux généralement calmes par des différences de densité entre le courant et le fluide ambiant.

Ces différences de densité sont dues le plus souvent à des différences de températures ou à des concentrations variables de matières très fines en suspension. [14] [15].

2.3. Types d'intrusion des courants de densité

Cet écoulement (biphasique) du fluide de densité ρ_f , provoqué essentiellement par l'influence d'une différence de densité $\Delta\rho$, sur la gravité g , a pu « construire » une morphologie très particulière en profondeur, dans le milieu ambiant. [15] [16] [17]

Il se fait donc : (Figure. 2.1)

- 1- Au dessus « Overflow »
- 2- A travers « Interflow » le milieu ambiant considéré.
- 3- Au dessous « Underflow »

Ces processus sédimentaires qui régissent le dépôt de ces particules, se reconnaissent dans les sédiments par des distributions granulométriques différentes et facilement identifiables par la mesure des diamètres moyens et de l'asymétrie. [19]

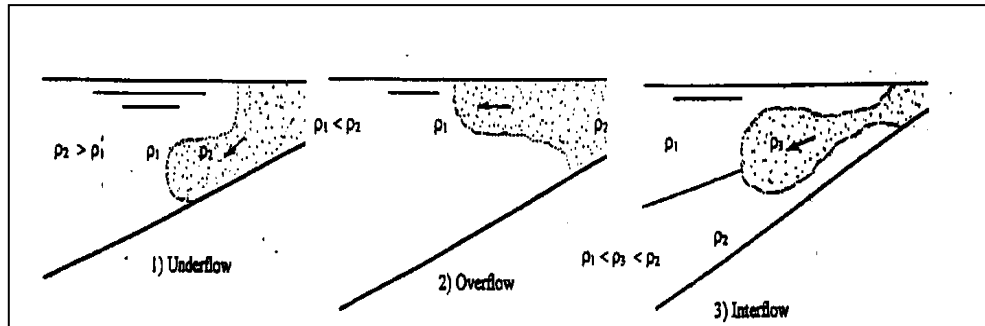


Figure 2.1 : Types d'intrusion [18]

2.4. Conditions d'apparition des courants de densité

L'apparition du courant de densité au sein d'une retenue se justifie par :

- L'entraînement de corps flottant vers le fond.
- Les vitesses des courants de fond enregistrées.
- Le sondage de densité.
- Les affouillements.
- Le soutirage de vase à l'aval.

Ces conditions sont favorables sur la formation des courants de faibles vitesses, ils ne sont donc valables uniquement, tant que des quantités importantes de sédiments s'introduisent dans la retenue. [20]

2.5. Les courants de turbidité - cas particulier -

Les courants de turbidité prennent naissance à partir de suspensions n'ayant pas de rigidité initiale. Ils débutent brutalement, ils érodent la pente et arrachent de nouveaux matériaux qui forment une sorte de nuage, qui route en remous (vortex), se développe et diffuse dans l'eau environnante.

Ces courants peuvent alors parcourir de très grandes distances sur des fonds presque horizontaux, en transportant de grandes quantités de matériaux et se sont donc des agents de sédimentation [21] [22], (figure. 2.2).

Enfin, ce sont des courants qui résultent le plus souvent d'un excès de densité du à une charge de sédiments, et sont très sensibles à la température. [14]

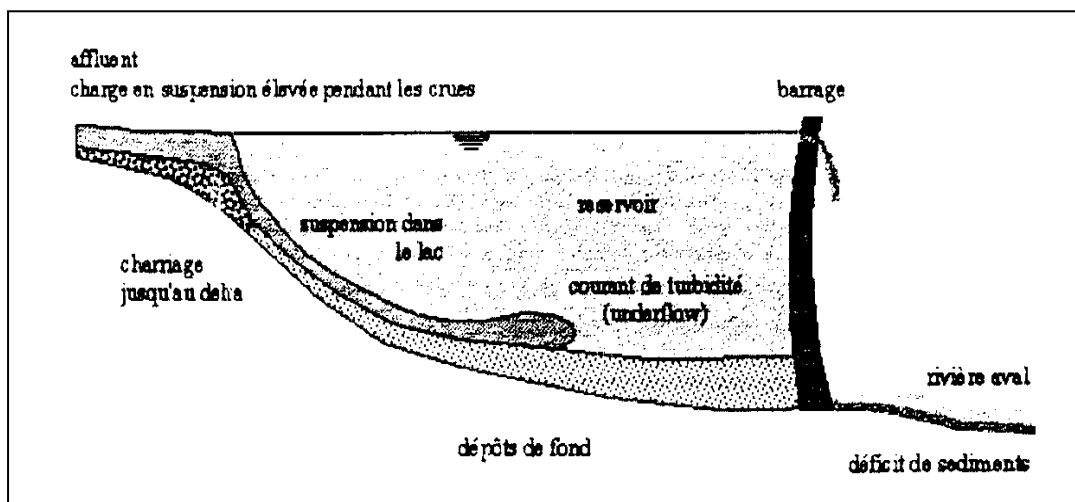


Figure. 2.2 : Transport solide par courant de turbidité à l'intérieur d'une retenue [23]

2.6. Particularités des courants de turbidité

a/- Un courant de turbidité est composé d'un front, ou tête qui avance dans le fluide ambiant, suivi par le corps. [16] (figure. 2.3).

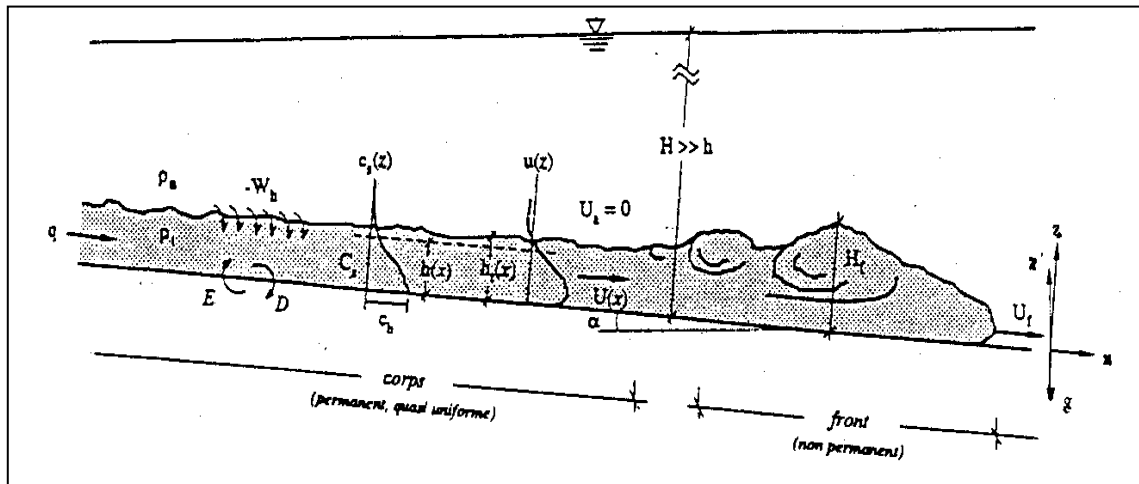


Figure. 2.3 : Schéma d'un courant de turbidité [16]

- La différence de densité, la plus considérable, entre le front et le fluide ambiant entraîne un gradient de pression qui présente essentiellement la force motrice pour la tête. L'écoulement dans ce cas est non permanent.
 - La force motrice pour le corps est la force gravitaire du fluide le plus lourd. En général, ce mouvement est souvent permanent. [16]
- b/- La durée du courant de turbidité, donc sa largeur, dépendra du flux sédimentaire réduit, qui l'alimente.
- c/- L'interface entre le courant de turbidité et le fluide ambiant est difficilement décelable.
- d/- Ces courants se déplacent dans les cours d'eau et dans les retenues à une vitesse souvent importante, indépendante de la vitesse ambiante.
- e/- De tels courants, souvent causés par une grande masse de sédiments arrivant dans un cours d'eau ou par une forte crue accompagnée d'un important transport de sédiments dans un affluent, en entrant dans le cours d'eau principal, ils gardent

leurs identité en restant près du fond -vu leurs densité ρ_t -, et se mélangent par la suite, graduellement.

f/- Ces courants sont rencontrés également dans l'air (atmosphère), tels que les avalanches, les nuées ardentes, les éboulements de terre ou les tempêtes de sable.

g/- Enfin, un courant de turbidité peut être auto générateur, c'est à dire qu'il doit générer suffisamment de turbulences pour entraîner le matériel granulaire en suspension, son mouvement se produit par la suite d'une augmentation de son flux sédimentaire réduit. [15][16]

2.7. Mécanisme des courants de densité dans une retenue

2.7.1. Propagation du courant de densité, (Figure.2.4.a)

Les courants de densité se manifestent souvent par un panache, dont la couleur tranche nettement sur les eaux claires du lac, ils s'enfoncent dès que la concentration en sédiments dépasse un certain seuil de densité. Ainsi ces courants plongent vers le fond du lac, et déposent progressivement des sédiments le long de leur trajet où ils peuvent finir par atteindre le pied du barrage. [11]

2.7.2. Retour du courant de densité, (Figure. 2.4.b)

La charge solide entraînée sous forme d'un courant de turbidité jusqu'au barrage, butte contre celui-ci, et tend à s'élever avant de revenir en sens inverse, en l'absence de soutirage. [23] [24]

2.7.3. Formation du lac boueux, (Figure. 2.4.c)

Pendant un certain temps, le courant de densité s'étale par la suite, pour former une nappe boueuse « tranquille » dans laquelle les particules fines décantent lentement.

2.7.4. Soutirage du courant de densité, (Figure. 2.4.d)

En manœuvrant prudemment les vannes de fond, une quantité importante des sédiments peut être évacué par la suite du soutirage du courant de densité. [16] [24]

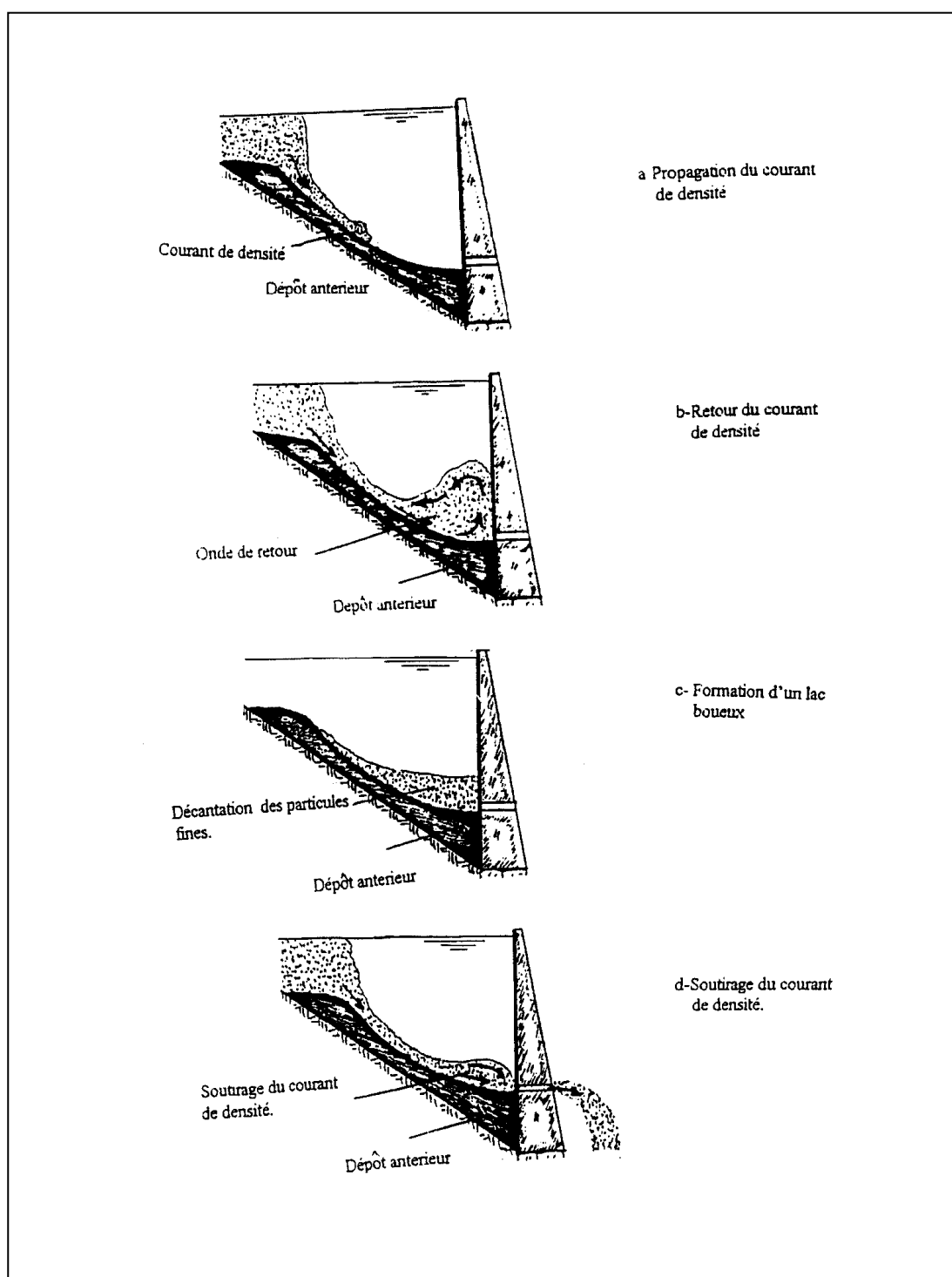


Figure. 2.4 : Mécanisme des courants de densité près des pertuis de vidange [24]

2.8. Facteurs essentiels des courants de turbidité

2.8.1. Densité moyenne « ρ_t »

La densité moyenne du courant de turbidité est donnée par :

$$\rho_t = C_s \rho_s + (1 - C_s) \rho_a = \rho_a + (\rho_s - \rho_a) C_s \quad (2.1)$$

avec :

C_s : Concentration volumique du matériel granulaire (voir éq. Moyennée sur la hauteur du courant (voir fig. 2.3)

ρ_t : densité moyenne du courant de densité.

ρ_a : densité moyenne du fluide ambiant.

ρ_s : densité moyenne du matériel granulaire en suspension. [15] [16]

2.8.2. Gravitation réduite moyenne « g »

Elle s'écrit sous la forme :

$$g' = g \left[\frac{\rho_s - \rho_a}{\rho_a} \right] C_s = g.R.C_s \quad (2.2)$$

avec :

R : densité spécifique du matériel granulaire submergé.

g : accélération gravitationnelle moyenne. [15] [16]

2.8.3. Le flux sédimentaire réduit « B »

Le flux sédimentaire réduit par unité du courant est définie par :

$$B = g'.h.U = g.R(C_s U h) = g'.q \quad (2.3)$$

avec :

h : profondeur du courant (hauteur).

U : vitesse du courant

q : débit unitaire du courant [15] [16]

On distingue alors :

i). Les courants de turbidité conservatifs

$$\frac{dB}{dx} = 0 . \text{ Dans ce cas, il n'y a pas d'échange de sédiments entre le fond et le lit}$$

x représente la distance parcourue par le courant. [25] [26] [16]

ii). Les courants de turbidité non conservatifs

$$\frac{dB}{dx} \neq 0 . \text{ Cette variation du flux sédimentaire est due à l'érosion du lit et/ou au dépôt de matériel en suspension sur le lit. [16]}$$

En fait, les courants de densité sont toujours des courants conservatifs, alors que les courants de turbidité sont souvent des courants non conservatifs. [16]

2.8.4. La hauteur et La vitesse du courant « h » et « U »

L'interface entre le courant de turbidité et le fluide ambiant représente le siège de gradients maximaux de densité et de vitesse, il est en effet, difficilement décelable. [24] [18] [16].

Pour cette raison, la hauteur, h , et la vitesse, U, sont définies habituellement comme échelles intégrales du courant : [16] [27]

$$Uh = \int_0^{\infty} u . dz = \int_0^{h_t} u . dz = \bar{U} h_t = q \quad (2.4)$$

$$U^2 h = \int_0^{\infty} u^2 . dz = \int_0^{h_t} u^2 . dz = \beta_v \bar{U}^2 h_t \quad (2.5)$$

avec :

$u(z)$: La vitesse ponctuelle.

h_t : La hauteur où la vitesse, u, est nulle.

\bar{U} : La vitesse moyenne du courant.

β_v : Coefficient (de Boussinesq) de répartition de vitesse [15] [16]

2.8.5. Concentration moyenne « C_s »

La concentration moyenne, C_s , est définie par :

$$C_s \cdot U \cdot h = \int_0^{\infty} (u \cdot c_s) dz = \int_0^{h_t} (u \cdot c_s) dz = C_s \bar{U} \cdot h_t \quad (2.6)$$

où :

c_s : La variation verticale de la concentration [15] [16]

2.9. Paramétrisation d'un courant de densité

Pour paramétriser un courant de densité, on définit :

2.9.1. Le nombre de Reynolds « Re »

Il représente le rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité [18] :

$$Re = \frac{UH}{\gamma} \quad (2.7)$$

où :

γ : la viscosité cinématique

2.9.2. Le nombre de Froude « F_{rd} »

Il exprime le rapport entre les forces d'inertie et les forces de gravité réduites [16] :

$$F_{rd} = \frac{U}{\sqrt{g' \cdot h \cdot \cos \alpha}} \quad (2.8)$$

Il est aussi appelé : nombre de Froude densimétrique, qui est utilisé habituellement sous la forme [27] :

$$\frac{1}{F_{rd}^2} = - \frac{g' \cdot h \cdot \cos \alpha}{U^2} = R_i$$

où :

U : vitesse moyennée sur la hauteur, h , (voir éqs. 2.4 et 2.5) du courant de turbidité.

α° : angle d'inclinaison.

R_i : nombre de Richardson défini ci-dessous.

2.9.3. Le nombre de Richardson « Ri »

Il décrit la capacité d'un courant de déposer des sédiments ou de s'embraser et d'éroder le fond [28], il est donné par :

$$R_i = F_{rd}^{-1/2} = \frac{g' . h . \cos \alpha}{U^2} \quad (2.9.a)$$

❖ *Le nombre de Richardson global*

Il s'obtient en remplaçant g' par sa valeur (voir éq. 2.2) :

$$R_i = \frac{g' . R . C_s . h \cos \alpha^\circ}{U^2} \quad (2.9)$$

- Le nombre de Richardson, Ri , donne aussi une paramétrisation du flux sédimentaire réduit, B (voir éq. 2.3) :

$$R_i = \frac{g' . h . U . \cos \alpha^\circ}{U^3} = \frac{B . \cos \alpha}{U^3} \quad (2.9.b)$$

2.10. Point de plongée

La zone de plongée (souvent bien visible) se forme, lorsqu'un cours d'eau, $U \neq 0$, transportant une quantité importante de sédiment, $C_s \neq 0$, entre dans une retenue stagnante, $U_a = 0$, et claire, $C_s = 0$. [16]

Par la suite, après une zone de transition, s'établit un courant de turbidité, composé de particules fines en suspension (fig. 2.5) au fond de la retenue. Toutefois, des particules moins fines se déposent immédiatement à l'entrée de la retenue en formant un delta [15] [16].

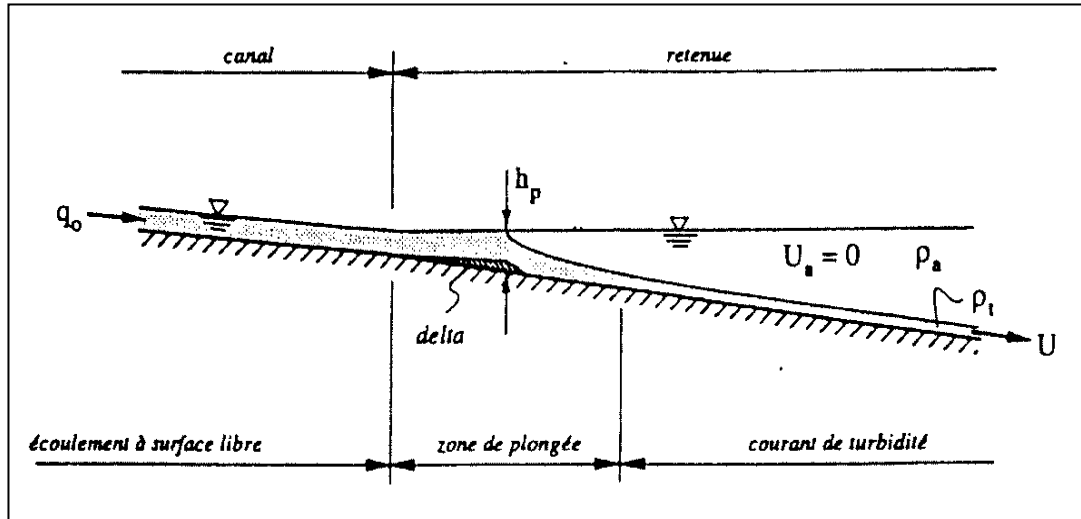


Figure. 2.5 : Schéma de la zone de plongée [15] [16]

2.10.1. Profondeur d'eau au point de plongée « h_p »

En admettant que les quantités de mouvement (dans le canal et la retenue) sont conservées, la profondeur d'eau, h_p , au point de plongée peut être calculée par le nombre de Froude au point de plongée [15] [16] :

$$F_{rd} = \frac{q_0 / h_p}{(g' \cdot h_p)^{1/2}} \cong 0,68 \quad (2.10)$$

Valable pour une gamme de pentes de fond, $0,017 < J_f < 0,123$:

où :

q_0 : Le débit unitaire du courant entrant [15] [16].

2.11. Equations d'un courant de turbidité unidimensionnel permanent et non conservatif

Les équations intégrées verticalement sur le corps d'un courant de turbidité unidimensionnel et permanent, mais non conservatif, sur une pente, $J_f = \sin \alpha^\circ$, sont données par [16] :

$$\frac{d}{dx}(Uh) = E_W \cdot U \quad (2.11)$$

Eq. de continuité

$$\frac{d}{dx}(C_s Uh) = v_{ss}(E_s - c_b) \quad (2.12)$$

Eq. de mouvement

$$\frac{d}{dx}(U^2 h) = -\frac{1}{2} g R \cos \alpha \frac{d}{dx}(C_s h^2) + (g R C_s h) \sin \alpha^\circ - u_{*b}^2 \quad (2.13)$$

Les dérivées partielles en x sont remplacées par des dérivées ordinaires, du fait que, les équations sont intégrées sur la verticale. La hauteur, h, la vitesse, U, et la concentration, C_s , sont inconnues (trois éqts. à trois inconnues)

Les paramètres :

E_W : Coefficient d'entraînement du fluide ambiant.

E_s : Coefficient d'entraînement du sédiment du fond du lit.

v_{ss} : Vitesse des particules solides en chute libre.

c_b : Concentration locale près du fond du lit.

u_{*b} : Vitesse de frottement près du fond du lit

Sont développés vers la fin du chapitre.

2.12. Forme de l'interface

La forme de l'interface entre le courant, h, et la couche profonde, H, de l'eau ambiante est donnée par l'évolution du courant de turbidité, dh/dx , (fig. 2.3). [15] [16]

2.12.1. Evolution de la profondeur du courant de turbidité « h (x) »

Cette évolution est donnée par l'équation (2.14) ci-dessous, obtenus par les équations de mouvement de continuité, éq. (2.1) et (2.12) ensemble avec l'équation de mouvement, éq. (2.13) : [16]

$$\frac{dh}{dx} = \frac{1}{(1-R_i)} \left\{ \frac{1}{2}(4-R_i)E\omega + \frac{1}{2}R_i \frac{v_{ss}}{UC_s} (E_s - c_b) - Ritg \alpha + \left(\frac{u^*b}{U} \right)^2 \right\} \quad (2.14)$$

2.12.2. Variation du nombre de Richardson « R_i (x) »

La variation du nombre de Richardson, R_i, donc du flux sédimentaire réduit, B, s'obtient ensuite ainsi [16] :

$$\frac{h}{3R_i} \cdot \frac{dR_i}{dx} = \frac{1}{(1-R_i)} \left\{ \left[E\omega + \frac{1}{3} \frac{v_{ss}}{UC_s} (E_s - c_b) \right] \frac{1}{2} (2+R_i) - Ritg \alpha + \left(\frac{u^*b}{U} \right)^2 \right\} \quad (2.15)$$

2.12.3. Variation de la concentration volumique « C_s (x) »

L'évolution de la concentration volumique du matériel granulaire, C_s (x), peut s'obtenir en partant de l'éq. (2.12) :

$$\frac{d}{dx}(C_s U h) = U h \frac{d}{dh}(C_s) + C_s \frac{d}{dx}(U h) = v_{ss} (E_s - c_b) \quad (2.12)$$

en utilisant l'équation (2.11), on peut écrire :

$$U h \frac{d}{dx}(C_s) + C_s (E\omega U) = v_{ss} (E_s - c_b)$$

d'où :

$$\frac{dC_s}{dx} = \frac{1}{U h} [v_{ss} (E_s - c_b) - C_s E\omega U] \quad (2.12.a)$$

Le système d'équation, éqs. (2.14), (2.15), (2.12.a), peut être résolu simultanément par des méthodes numériques (voir partie numérique : chapitre 4).

2.13. Coefficient de frottement « f_{ct} »

2.13.1. Première approximation

On néglige totalement le frottement du courant de turbidité à l'interface. Dans ce cas, le coefficient de frottement pour un courant de turbidité, f_{ct} , est égal au coefficient de frottement pour les écoulements dans les canaux à surface libre, f :

$$f_{ct} \equiv f$$

2.13.2. Deuxième approximation

Selon Harleman, qui considère que le courant de turbidité est freiné sur le fond du lit et également à l'interface, le coefficient de frottement f_{cr} est égal à [16] :

$$f_{cr} = f(1 + \alpha_H)$$

où, f est le coefficient de frottement donné par le diagramme de Moody - Stanton $\alpha_H \cong 0,43$ pour l'écoulement turbulent. [15][16]

2.14. Coefficient d'entraînement

2.14.1. Coefficient d'entraînement du fluide ambiant « $E\omega$ »

De nombreuses expériences (en laboratoire) avec différents types de courants de densité et de turbidité à grand nombre de Reynolds ont été faites pour prévoir une valeur pour le coefficient d'entraînement, $E\omega$.

Il est lié au nombre de Richardson global, R_i [15] [16] :

$$E\omega = 0,075(1 + 718R_i^{2,4})^{0,5} \quad (2.16)$$

2.14.2. Coefficient d'entraînement de sédiments « E_s »

Par suite aux expériences faites pour des écoulements en canal avec transport de sédiments, et aussi pour des courants de turbidité, Parker et al. (1987) proposent la relation empirique du coefficient d'entraînement de sédiments, E_s , [15] [16] :

$$E_s = \frac{3 \cdot 10^{-11} \xi^7}{1 + 10^{-10} \xi^7} \quad (2.17)$$

où :

$$\xi = \frac{U_{*b}}{v_{ss}} . Rep^{0,75}$$

R_{ep} : nombre de Reynolds des particules défini ci-dessous

i). Nombre de Reynolds des particules « Rep »

Il est donné par [15] [16] :

$$R_{ep} = \frac{d_{50} \sqrt{g R d_{50}}}{\gamma}$$

d_{50} : diamètre moyen des sédiments.

ii). Vitesse de sédimentation des particules « v_{ss} »

Elle est donné par [15] [16] :

$$v_{ss} = \sqrt{\frac{4}{3} g \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{1}{C_D} d} \quad (2.18)$$

où :

C_D : coefficient de traînée.

d : diamètre de la particule solide.

Cette vitesse est aussi donnée par Stokes sous la forme :

$$v_{ss} = \frac{d^2}{18\gamma} g \frac{\rho_s - \rho_a}{\rho_a} = \frac{d^2 g R}{18\gamma} \quad (2.18.a)$$

iii). Vitesse de frottement sur le fond « u_{*b} »

Elle est exprimée ainsi :

$$u_{*b}^2 = \frac{\tau_o}{\rho} = \left(\frac{f}{8} \right) U^2 \quad (2.19)$$

où :

f : Coefficient de frottement de Weisbach- Darcy.

Il peut être aussi coefficient de Chézy ou celui de Manning ou tout autre coefficient de frottement. [15] [16]

iv) . Concentration locale près du fond « c_b »

La concentration de référence, c_b , évaluée à une distance près du fond, $b \cong 0,05h$, est donnée par : [16]

$$\frac{c_b}{C_s} = f\left(\frac{u_{*b}}{v_{ss}}\right)$$

Par la suite d'expériences avec les courants de turbidité ; cette concentration est donnée

par: $\frac{c_b}{C_s} \cong 2$ (2.20)

où :

C_s : concentration moyenne dans la section.

Cette valeur reste à peu près constante pour $1 < u_{*b}/v_{ss} < 50$

2.15. Conclusion

L'importance des courants de turbidité dans les phénomènes de transport et de dépôt sédimentaires ne doit pas être négligé.

En fait, la bonne connaissance du comportement hydraulique de ces courants, dans un réservoir, peut présenter un intérêt considérable dans la mesure où elle permettrait de soutirer systématiquement, par des vannes de fond, ces eaux fortement chargées, ce qui réduirait d'autant le taux de sédimentation dans la retenue. [21] [22]

CHAPITRE 3

ETUDE DES COURANTS DE DENSITE DANS LA RETENUE DU BARRAGE IGHIL EMDA

3.1. Introduction

Des études très complètes de la formation des dépôts en arrière d'un barrage et des dispositions à adopter pour leur évacuation vers l'aval à travers la masse de celui-ci ont été faites au barrage d'Ighil Emda par DUQUENOIS et RAUD [29], ainsi des études similaires faites par REMINI.B [24] , par la suite.

De ces études, ils ont pu dégager les observations et les règles développées dans ce chapitre.

3.2. Présentation du barrage Ighil Emda

Le barrage d'Ighil est réalisé entre 1948 et 1953, il est du type barrage poids en enrochement, destiné essentiellement à la production de l'énergie électrique.

Le barrage est situé dans la wilaya de Bejaia , à 60 Km au sud-est de la ville, et 40 Km environ au nord de Sétif (voir figure. 3.1).

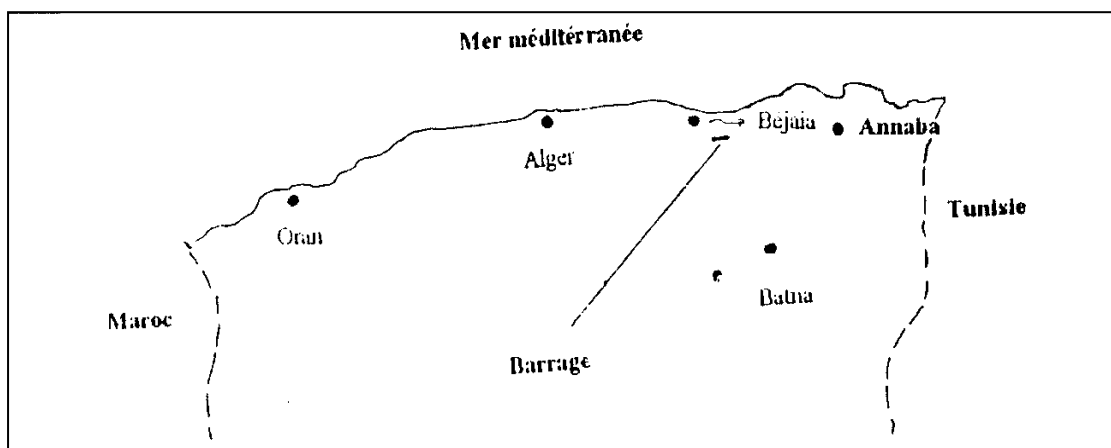


Figure. 3.1 : Situation du barrage d'Ighil Emda [24]

Il est installé sur l'oued Berd , immédiatement en aval de la confluence de cet oued avec l'oued Embarek , leur réunion constituant, en aval du barrage, l'oued Agrioum (fig. 3.2). Sa capacité initiale est évaluée à 156.10^6 m^3 à la côte 532. [24]

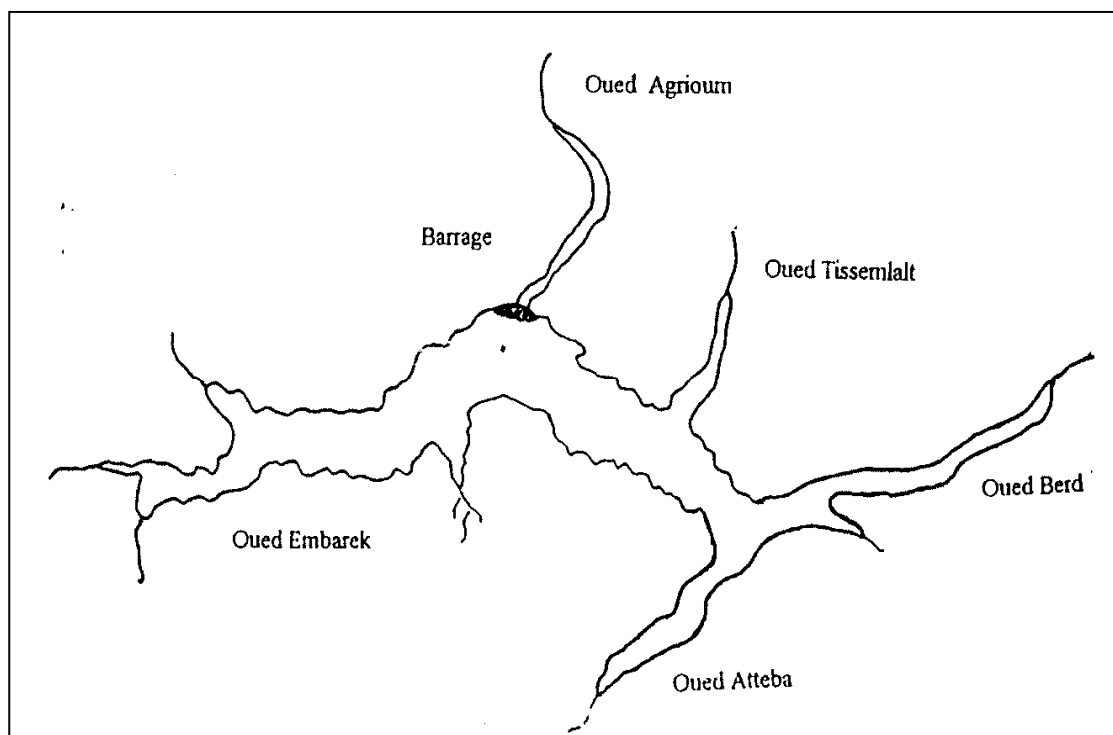


Figure 3.2 : Retenue du barrage Ighil Emda [24]

3.3. Conditions d'apparition des courants de densité dans la retenue

Les courants de densité se manifestent en période de crue essentiellement sur la branche de l'oued Berd , cette apparition est conditionnée par trois paramètres :

3.3.1. Concentration des particules fines élevées

Les crues de l'oued principal (Berd) présentent des fortes concentrations, surtout pendant les mois de Septembre et Octobre succédant ainsi à la période estivale pendant laquelle l'oued est à sec. La densité du courant peut varier de 1,04 à 1,2. [13] [24]

3.3.2. Ecoulement torrentiel a l'entrée de la retenue

C'est à dire que le cours d'eau principal présente une forte pente. [13] [24]

La pente de l'oued Berd peut atteindre jusqu'à 18 %.

3.3.3. Forme géométrique, de la retenue, du type canal

Ce qui est le cas pour la retenue du barrage Ighil Emda . [13] [24]

3.4. La zone de plongée des courants des densité

C'est une zone de centaine de mètres de longueur, où l'eau est recouverte d'une couche de brindilles pouvant atteindre plus de 25 cm d'épaisseur, avec une accumulation de bois flottant, branches d'arbres et une quantité importante de feuilles.

Cette zone est avancée de 3 Km durant une période de 39 ans (1953, 1992) à la suite de la progression du delta des sédiments grossiers. [13] [24]

3.5. Propagation des courants de densité dans la retenue

Après un parcours de 6 à 7 Km à partir de la zone de plongée les courants de densité arrivent donc aux vannes avec une densité de 1,025 à 1,04 . [13] [24]

L'évacuation de ces courants est assurée par 16 robinets vannes de d'évasement qui sont ouverts lorsque la densité de l'eau dépasse 1,02.

Cette expérience de soutirage a montré finalement, qu'on a pu consommé un volume d'eau de près de 350 million de m³, pour 17,5 million de m³ de vase évacué (soit 20 m³ d'eau perdue pour 1 m³ de vase évacué). [30]

3.6. Mesure des courants de densité

3.6.1. Mesure de la vitesse

Les courants de densité dans la retenue du barrage Ighil Emda ont atteint plusieurs fois la vitesse de 1,2 m/s. [24]

3.6.2. Mesure de l'épaisseur

Les courants de densité ont atteint une hauteur de 2,5 à 2,6 m. [24]

3.7. Conclusion

La retenue du barrage Ighil Emda présente finalement tous les facteurs favorables pour l'apparition des courants de densité. Ce qui est intéressant, c'est que ce barrage est équipé d'un dispositif installé spécialement pour l'évacuation de ces courants, par la technique du soutirage.

Des résultats très encourageants ont été enregistrés, puisque 55 % des apports solides totaux ont été soutirés. Ce rendement peut encore être amélioré jusqu'à la valeur limite égale à 70 % afin d'augmenter la durée de vie de l'ouvrage de près de trois fois. [31]

En pratique, la formation des courants de densité, leur maintien, leur direction, la disposition des vannes doivent faire l'objet d'études particulières pour tous les barrages.

CHAPITRE 4

ETUDE DE L'AVANCEMENT DU DELTA DES SEDIMENT DANS LA RETENUE DU BARRAGE IGHIL EMDA

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, sera développé le système général à résoudre pour les écoulements unidimensionnels, non permanents, non uniformes : système d'équations de Saint- Venant - Exner qui décrit l'écoulement de la phase liquide sur fond mobile, et le transport de la phase solide.

Par la suite, et en se basant sur des études faites par GRAF traitant la simulation numérique de l'avancement du delta dans une retenue, nous avons établi une application des données de la retenue du barrage Ighil Emda pour la détermination de la déposition des sédiments charriés à laquelle on peut s'attendre dans une période de 12 ans (1992-2004).

4.2. Considérations hydrodynamiques

4.2.1. Les écoulements dans les canaux

Ce sont des écoulements à surface libre (surface de séparation de l'air et de l'eau), où la pression y est égale à la pression atmosphérique. [32]

i) .Types d'écoulement

Les écoulements peuvent être classés selon la variation de la profondeur et de la vitesse, par rapport au temps et à l'espace, (Tableau 4.1)

Tableau 4.1 : Différents types d'écoulement obtenus par la variation de la profondeur, h , et la vitesse, U .

	Variation par rapport au temps "t"		Variation par rapport à l'espace "x"	
	Mouvement permanent	mouvement non permanent	mouvement uniforme	mouvement non uniforme
Vitesse, U , et profondeur, h .	Invariables dans le temps en grandeur et en direction $q = \text{cte}$	variables en grandeur et en direction $q \neq \text{cte}$	invariables dans les divers sections du canal $J_F = J_W$	changement d'une section à l'autre $J_F \neq J_W$

où :

q : débit moyen , $q = U.S$ (S étant la section du canal)

J_F : pente de fond

J_W : pente de la surface libre.

En résumé :

Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluviale sont :

a- Ecoulement permanent $\left\{ \begin{array}{l} \textit{uniforme} \\ \textit{non uniforme} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \textit{graduel} \\ \textit{rapide} \end{array} \right.$

b- Ecoulement non permanent $\left\{ \begin{array}{l} \textit{uniforme (rare)} \\ \textit{non uniforme} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \textit{graduel} \\ \textit{rapide} \end{array} \right.$

ii) . Nombres adimensionnels

A/. Nombre de Froude "Fr"

Il représente le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g \cdot h}}$$

avec : U : vitesse moyenne de l'écoulement

h : profondeur d'eau moyenne.

g : accélération gravitationnelle.

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit:

- écoulement fluvial $Fr < 1$
- écoulement torrentiel $Fr > 1$
- écoulement critique $Fr = Fr_c = 1$

B/. Nombre de Reynolds "Re"

C'est le rapport entre les forces de frottement et celles d'inertie.

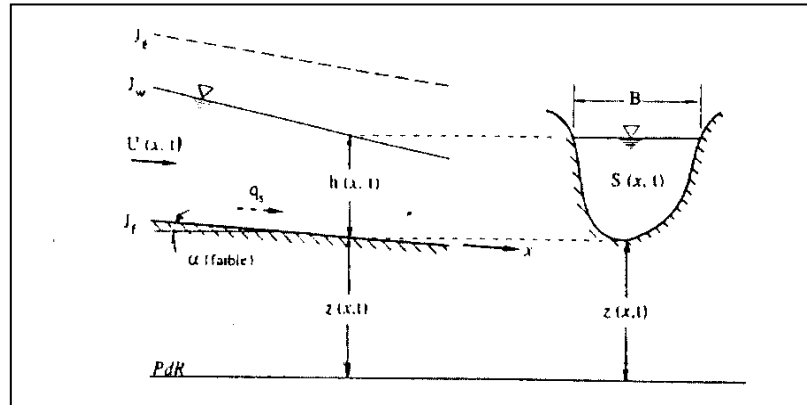
$$Re = \frac{4 \cdot R_H \cdot U}{\nu}$$

où : R_H = rayon hydraulique.

ν = rugosité relative.

Le rôle du nombre de Reynolds est de permettre le classement des écoulements comme suit [32] :

- écoulement laminaire $Re' < 500$
- écoulement turbulent $Re' > 2000$
- transition $500 < Re' < 2000$ (avec : $Re' = \frac{R_H \cdot U}{\nu}$)



4.2.2. Equations hydrodynamiques

i) . Equation de Saint-Venant

A/ . Hypothèses

- Canal à surface libre prismatique rectangulaire.
- L'écoulement unidimensionnel est non permanent, non uniforme et presque rectiligne.
- La pente de fond, J_F , fixe et permanente est faible.
- Le débit du fluide incompressible est donné par : $q = U.S$ avec $U(x, t)$, comme vitesse moyenne pour toute la section maillée, $S(x, t)$.
- Il n'y a pas d'apport latéral. (Voir figure 4.1 ci-dessous.)

Figure.4.1 : Schéma d'un écoulement non permanent et non uniforme sur une pente

à Fond mobile, $Z(x, t)$. [16]

B/. Equation de continuité

Elle est donnée par [16] :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial h}{\partial x} = 0$$

4.1

où : U : vitesse moyenne de l'écoulement

h : profondeur d'eau moyenne

B : largeur du canal (constante)

C/. Equation dynamique de mouvement

Elle est donnée par :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial Z}{\partial x} = -g \cdot J_e$$

4.2

avec :

g : accélération gravitationnelle

J_e : pente énergétique

Par une première approximation, on admet que la pente énergétique, J_e , peut être donnée par une relation, établie pour l'écoulement uniforme permanent, en utilisant le coefficient de frottement pour un fond mobile : [16]

$$J_e = f(f, U, h) \quad 4.3$$

Les équations 4.1 et 4.3 représentent les équations de Saint- Venant.

ii) . Relation d'Exner

La relation d' Exner exprime la variation de la côte du fond Z (x,t) pour un écoulement sur une pente à fond mobile, elle est donnée par : [16]

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = -\partial_E \cdot \frac{\partial U}{\partial x} \quad 4.4$$

où : $Z(x, t)$: côte (niveau) du fond

∂_E : coefficient d'érosion

Cette relation éq.4.4, peut s'écrire comme une équation de continuité pour la phase solide:

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \left(\frac{1}{1-p} \right) \left[\frac{\partial}{\partial t} (\tilde{C}_s h) + \frac{\partial}{\partial x} (C_s U h) \right] \cong \frac{\partial Z}{\partial t} + \left(\frac{1}{1-p} \right) \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \quad 4.4.a$$

où :

p : porosité du granulat du fond = $\frac{\text{volume du vide (occupé par l'eau)}}{\text{volume total}}$

$q_s = C_s U h$ = débit solide volumique par largeur unitaire.

C_s : Concentration volumique de la phase solide = $\frac{\text{volume des sédiments}}{\text{volume du mélange}}$

\tilde{C}_s : Concentration volumique dans la section.

Ce qui implique : $Q_s = f(U, h, \text{granulat}) \quad 4.5$

iii) . Système d'équation fondamental, Equation de Saint- Venant- Exner

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial h}{\partial x} = 0$$

4.1

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial Z}{\partial x} = -g J_e$$

4.2

$$J_e = f(f, U, h)$$

4.3

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \left(\frac{1}{1-p} \right) \cdot \left[\frac{\partial}{\partial t}(\tilde{C}_s \cdot h) + \frac{\partial}{\partial x}(C_s U h) \right] = \frac{\partial Z}{\partial t} + \left(\frac{1}{1-p} \right) \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \quad 4.4$$

$$Q_s = f(U, h, \text{granulat})$$

4.5

C'est un système de trois équations (différentielles) de base, éqs. 4.1, 4.2 et 4.4 qui contiennent trois inconnues, $U(x,t)$, $h(x,t)$ et $Z(x,t)$ avec leurs variables indépendantes, x et t . (U et h sont respectivement la vitesse moyenne et la profondeur d'écoulement du mélange eau-sédiments (phase liquide), ou d'eau seulement, si la concentration des sédiments, C_s , est négligeable), et deux autres équations, éqs. 4.3 et 4.5 à deux inconnues, J_e et Q_s , qui doivent être exprimés par des relations semi-empiriques. [16]

Ce système d'équations représente : *système d'équations de Saint-Venant - Exner*

Ces équations peuvent être explicitement couplées. On cherchera donc une solution en résolvant simultanément les équations pour les phases liquide et solide, en utilisant pour cela : a- des méthodes analytiques pour les problèmes simples .

b- des méthodes numériques pour les problèmes complexes.

4.3. Avancement du delta des sédiments grossiers dans la retenue du barrage Ighil Emda

4.3.1. Généralités

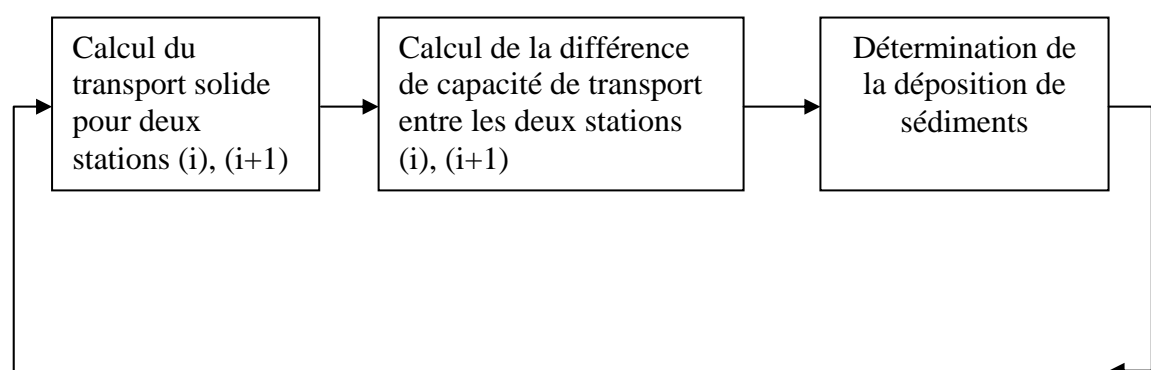
Les eaux de la rivière arrivant dans les eaux claires de la retenue, sont freinées dans la zone de remous. C'est là où elles perdent leurs matériaux grossiers qui se déposent en formant un delta qui s'érige à l'embouchure du réservoir (voir chapitre 1) .

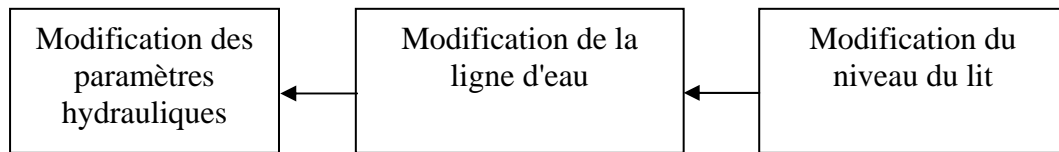
Ce delta , de pente raide à sa limite aval , s'étend en amont des eaux calmes en rehaussant les lignes d'eau , et avance vers le barrage avec le temps et au fur et à mesure des apports [13].

En se basant sur des études faites par M. Graf, traitant la simulation numérique de l'avancement du delta dans une retenue, l'application des données de la retenue du barrage Ighil Emda, apparaît intéressante pour la détermination de la déposition des sédiments charriés à laquelle on peut s'attendre dans une période de 12 ans (1992 – 2004).

4.3.2. Processus de la méthode de solution

Pour calculer la déposition des sédiments, c'est-à-dire, la formation d'un delta, il est nécessaire de simuler par calcul le processus décrit comme suit :





4.3.3- Utilisation des formules de charriage

Plusieurs formules ont vu le jour, dont la complexité et l'étendu d'application varient d'une équation à une autre, le choix de telle ou telle méthode est très difficile, ne pouvant pas évaluer toutes, nous en avons choisie quelques unes des plus utilisées ou des plus récentes.

i) . Formule de Schoklitsch, 1950

Elle s'écrit sous la forme [16] :

$$q_{sb} = \frac{2.5}{s_s} J_e^{\frac{3}{2}} (q - q_{cr})$$

4.6

où : q_{sb} : débit solide pour charriage pour une longueur unitaire.

q_{cr} : débit liquide critique qui caractérise le début de l'érosion , il est exprimé par :

$$q_{cr} = 0,26 (s_s - 1)^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{d^{\frac{3}{2}}}{J_e^{\frac{7}{6}}}$$

4.6.a

avec : q : débit liquide unitaire

s_s : densité relative (particule)

J_e : pente énergétique

d : diamètre des grains = d_{40} , comme diamètre équivalent

Cette relation, éq. 4.6, s'applique à des diamètres de grains plutôt importants, $d \geq 6$ mm, à peu près uniforme et pour des pentes du fond plutôt moyennes importantes. [16] (voir tableau 4.2 ci dessous)

ii) . Formule de Meyer-Peter et al., 1948

En vérifiant les conditions de similitude de Froude, Meyer-Peter et al. ont proposé en 1934 et 1948 des différentes formules empiriques, dont la dernière est donnée par [16]

$$0,25\rho^{\frac{1}{3}} \frac{g_{sb}}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{\gamma R_{hb} \xi_M J_e}{(\gamma_s - \gamma).d} - 0,047 \quad 4.7$$

où :

$$g_{sb} = \frac{g_{sb}(\gamma_s - \gamma)}{\gamma_s} = \text{débit solide en poids dans l'eau.}$$

$$\frac{g_{sb}}{\gamma_s} = q_{sb} = \text{débit solide par charriage pour une largeur unitaire.}$$

R_{hb} : rayon hydraulique du lit.

d : diamètre moyen des grains = d_{50} , comme diamètre équivalent.

ρ : masse volumique du fluide.

J_e : pente énergétique.

Cette relation, éq. 4.7, peut être dans la forme adimensionnelle comme suit :

$$\Phi = 8.(\xi_M \cdot \tau_* - \tau_{*cr})^{\frac{3}{2}} \quad 4.7.a$$

où :

τ_* : tension adimensionnelle due au frottement

τ_{*cr} : tension adimensionnelle critique de frottement.

ξ_M : paramètre de rugosité, donné par :

$$\xi_M = \left(\frac{K_s}{K'_s} \right)^{\frac{3}{2}}$$

avec :

K'_s = rugosité due aux granulats, évaluée au moyen de la formule de

$$\text{Strickler : } K'_s = \frac{26}{d_{90}^{\frac{1}{6}}}$$

K_s = rugosité totale du lit, évalué au moyen de la formule de Manning-

$$\text{Strickler : } K_s = \frac{U}{R_{hb}^{\frac{2}{3}} \cdot J_e^{\frac{1}{2}}}$$

ainsi, on prend : $\xi_M = 1 \rightarrow$ s'il n'y a pas d'ondulations.

$0,35 < \xi_M \leq 1 \rightarrow$ s'il y a des ondulations du fond.

Cette relation, éq. 4.7, est valable pour des granulats plutôt grossiers, $d > 2\text{mm}$, à granulométrie uniforme et non uniforme pour une gamme de pentes de fond allant de moyennes à importantes. [16] (voir tableau 4.2)

iii) . Formule d'Einstein, 1942

S'appuyant sur les concepts de l'hydrodynamique, Einstein a développé en 1942 et 1950 un modèle probabiliste pour le transport par charriage. [16]

La relation est donné par :

$$q_{sb} = \frac{\sqrt{(s_s - 1)g \cdot d_{50}^3}}{0,465} \exp. \left(\frac{-0,391 (s_s - 1) d_{50}}{R'_{hb} \cdot J_e} \right)$$

où :

q_{sb} : débit solide par charriage pour une largeur unitaire.

R_{hb} : rayon hydraulique du lit dû aux rugosités.

s_s : densité relative.

d_{50} : diamètre moyen des grains.

g : accélération gravitationnelle.

J_e : pente énergétique.

L'équation de charriage d'Einstein, éq. 4.3, convient bien pour des granulats uniformes et non uniformes d'une vaste gamme de diamètre, $d > 0,7$ mm, et de pentes de fond. [16] (voir tableau 4.2 ci dessous)

iv) . Application des formules

La seule façon d'apprécier la validité des formules de charriage est de comparer leur résultats, à des mesures directes du débit solide faite en nature, ce qui s'avère extrêmement délicat, car il est difficile de mesurer correctement le débit solide in situ. De plus une évaluation est souvent subjective à cause de la délimitation entre les zones de mode de transport solide. [8] [16]

En fait, la plupart des formules ne doivent pas être utilisées en dehors des conditions dans laquelle elles ont été établies.

Le tableau 4.2, résume la gamme des paramètres, d et JF , étudiés pour l'établissement de chaque formule par leur (s) auteurs (s). Il est également fait mention de la recommandation de l'auteur quant au choix du diamètre équivalent, d_x , si la granulométrie est quasi uniforme ou non uniforme [16].

Tableau 4.2 : Paramètres utilisés pour l'établissement des différentes formules.

Formule	d [mm]	JF [-]	dx [mm]
Schoklitsch (éq. 4.6)	0,3 à 7,0	0,003 à 0,1	d_{40}
Meyer-Peter et al. (éq. 4.7)	3,1 à 28,6	0,0004 à 0,020	dm (d_{50})
Eistein (éq. 4.8)	0,8 à 28,6	-	d_{35}

avec :

d : diamètre d'un grain (granulat)

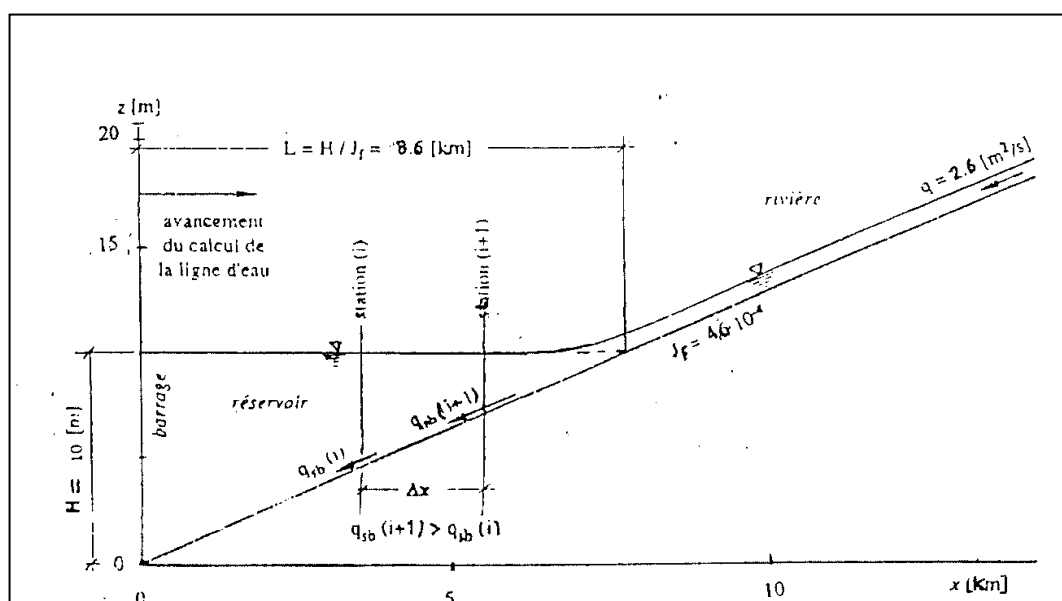
J_F : pente de fond du canal.

dx : diamètre équivalent pour granulat non uniforme.

4.3.4. Domaine de solution et condition aux limites

Un modèle unidimensionnel simplifié du système réservoir-rivière, est adopté pour exprimer les équations hydrodynamiques et de transport solide pour charriage.

La coupe longitudinale du modèle est présentée sur la figure 4.2. L'origine du système de coordonnées coïncide avec l'emplacement du



barrage. Ce dernier constitue donc la section de contrôle, c'est-à-dire, la condition aux limites pour les calculs de la ligne d'eau.

Fig. 4.2 : Modélisation du système réservoir- rivière

4.3.5. Paramètres hydrauliques à la station de mesure, $x = 0$

i) . Calcul du débit unitaire "q_u"

Le débit moyen annuel qui arrive à la retenue du barrage Ighil Emda est donné par :

$$q = 140.10^6 \text{ m}^3/\text{an}.$$

Le débit unitaire de l'oued Berd représente 60 % du débit moyen annuel,

il est égal donc à :

$$q_u = \frac{60.q}{100}$$

A.N:

$$q_u = \frac{60.140.10^6}{100} = 8,4.10^7 \text{ [m}^3/\text{an]} = 2,66 \text{ [m}^3/\text{s]}.$$

Le débit unitaire de l'Oued Berd est donc : $q_u = 2,66 \text{ m}^3/\text{s}$.

ii) . Calcul de la pente du fond "J_F"

A/. Longueur approximative du barrage "TL"

En partant de la profondeur d'eau au droit du barrage $H = 78 \text{ [m]}$, et de la pente du fond $J_F = 0,009 \text{ [-]}$, on peut calculer la longueur approximative du barrage "TL" comme suit :

$$L = \frac{H}{J_F}$$

[16]

AN :

$$L = \frac{78}{0,009} = 8666,66 \text{ [m]}$$

$$\longrightarrow L \cong 8,70 \text{ [Km]}$$

B/. Pente du fond moyenne " J_F "

L'étude du système réservoir-rivière ne peut donner des résultats que si l'écoulement reste uniforme pendant toute la durée de simulation. Pour cela, nous avons choisi une pente du fond du barrage, calculée en partant de la longueur approximative "TL", et de la profondeur d'eau à l'entrée du barrage : $H_e = 4 \text{ [m]}$

$$\text{Donc : } J_F = \frac{4}{8,70 \cdot 10} \cong 0,4597 \cdot 10^{-3} = 4,597 \cdot 10^{-4}$$

La pente du fond du lit est égale donc à : $J_F = 4,60 \cdot 10^{-4} \text{ [-]}$

iii) . Calcul de la profondeur normale " h_n "

L'équation de Manning- Strickler, pour le calcul du débit, q , par unité de largeur donnée par :

$$q_U = \frac{q}{B} = \frac{h_n}{\eta} R^{\frac{2}{3}} J_F^{\frac{1}{2}}$$

4.9

avec : h_n : profondeur normale de l'oued.

η : coefficient de frottement de Strickler.

R_h : Rayon hydraulique = h

J_F : pente de fond du lit.

A/. Calcul du coefficient de frottement " η "

En utilisant la formule de Strickler pour le calcul du coefficient de frottement, η , on écrit :

$$\eta = \frac{(D_{50})^{\frac{1}{6}}}{21.1} \quad (\text{avec } d_{50} = \text{diamètre moyen des sédiments} \\ = 8[\text{mm}])$$

AN :

$$\eta = \frac{(8 \cdot 10^{-3})^{\frac{1}{6}}}{21.1} \approx 0,0212 \quad [\text{s/m}^{1/3}]$$

Le coefficient de frottement est égal donc à : $\eta = 0,0212 [\text{s/m}^{1/3}]$

B/. Profondeur normale "h_n"

Elle peut être, donc, calculée directement à l'aide de l'expression ci-dessous, tirée de la formule de Manning - Strickler, éq. 4.9 :

$$h_n = \left(\frac{qU \cdot \eta}{J F^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{5}}$$

AN :
$$h_n = \left(\frac{2,66 \cdot 0,0212}{(4,6 \cdot 10^{-4})^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{5}} \approx 1,78 \text{ [m]}$$

Donc la profondeur d'eau normale de l'oued est égale : $h_n \approx 1.78 \text{ [m]}$

iv) . Calcul du nombre de Froude "F_r"

Il est donné par l'expression :

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{g \cdot h_n}}$$

$$\Rightarrow F_r = \frac{U}{\sqrt{g \cdot h_n}} = \frac{qU}{h_n \sqrt{g \cdot h_n}} = \frac{qU}{\sqrt{g \cdot h_n^3}}$$

AN :

$$F_r = \frac{2,66}{\sqrt{9,81 \cdot 1,78^3}} \approx 0,36 [-]$$

$F_r = 0,36 < 1 \Rightarrow$ l'écoulement est donc fluvial

4.3.6. Structure du programme delta

Le programme DELTA a une structure modulaire. Il est écrit par utilisation d'un algorithme découpée, où les phases liquides et solide sont faites séparément (figure 4.3), c'est-à-dire que pendant qu'on fait les calculs pour une phase, on garde constante les caractéristiques de l'autre phase [16] .

4.3.7. Fonctionnement et utilisation du programme Delta

Le programme DELTA est décrit en langage Fortran IV, pour la résolution numérique des équations de Saint -Venant - Exner. Ce programme est composé d'un programme principal, qui contrôle le déroulement du programme, et de plusieurs sous programmes exécutant chacun une tâche bien définie. (figure 4.4).

Après compilation et exécution du programme DELTA, l'introduction des données par l'utilisateur, se fait d'une manière interactive en répondant aux questions posées par le programme

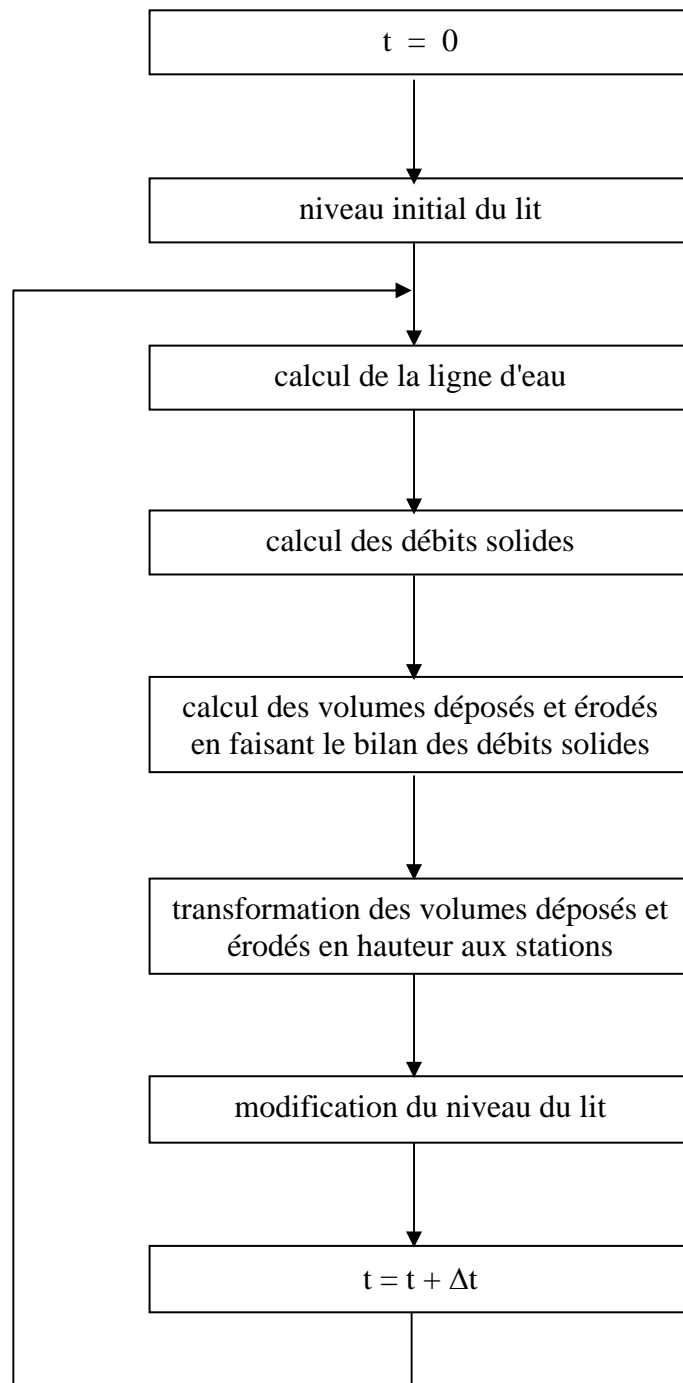


Figure 4.3- Algorithme de la simulation découplée [16]

Figure 4.4 : Organigramme du programme DELTA [16]

i) . Caractéristiques physiques

A/. Pente initiale du lit "J_F"

La pente initiale du lit est égale à $J_F = 4,60.10^{-4}$ [-]

B/. Diamètre moyen des sédiments "D₅₀"

Selon les résultats granulométriques , faites par REMINI B., le diamètre moyen des sédiments est égal à : $D_{50} = 8$ [mm] (diamètre moyen des sédiments pris

C/. Coefficient de Manning - Strickler

Le diamètre moyen étant lu, le programme calcul le coefficient de Manning - Strickler dû aux grains et l'affiche sur l'écran : $CN_{50} = 0,0212 [s.m^{-1/3}]$.

Le programme demande ensuite d'entrer le coefficient de Manning - Strickler total (CN). C'est la valeur qui sera utilisée par la suite, dans les calculs. Après plusieurs expériences d'exécution, avec des différents diamètres équivalents à la rugosité du lit, la valeur totale de (CN) est estimée à $CN \approx 0,0240 [m^{-1/3}.s]$ pour un diamètre : $D = 17 [mm]$.

D/. Masse volumique de l'eau et des sédiments " ρ_e et ρ_s "

Ce sont respectivement : Masse volumique de l'eau : $\rho_e = 1000 [Kg/m^3]$

Masse volumique des sédiments : $\rho_s = 2650 [Kg/m^3]$

E/. Débit unitaire " q_u "

Le débit unitaire de l'oued calculé, précédemment, est égal à $q_u \approx 2,66 [m^2/s]$.

ii) . Choix de la formule de transport

Pour le calcul du débit solide par charriage, nous avons choisi la formule de Meyer-Peter et al. (1948), car les conditions dans lesquelles elle a été établie convient pour les données du barrage étudié .

iii) . Modification du niveau du lit

A/. Variation relative maximale du fond "VARZMX"

La valeur de la variation relative maximale du fond pendant un pas de temps, est égale: VARZMX = 0,10 [-]. Le programme veille donc à ce qu'en aucun et dans aucune station la modification du lit, DZ, ne dépasse 10 % de la profondeur d'eau pendant un pas de temps donné. [16]

B/. Porosité des sédiments "p"

De la formule : $E = \frac{P}{1-P}$ avec : P : porosité des sédiments.

E : indice du vide.

On obtient : $P = \frac{E}{1+E}$

Pour une concentration : C = 100 g/l nous avons : E = 26 d'où : P = 0,96 [-]

C/. Rapport entre les profondeurs amont et aval du dépôt "HAMHAV"

Il est préférable d'introduire une valeur de "HAMHAV" plus grande que 0,5, mais plus petite que 1,0. Dans le cas de débits solides importants, la répartition uniforme du dépôt dans le tronçon (HAMHAV = 1,0) peut provoquer une instabilité dans les calculs des niveaux du fond. [16]

Pour cela, nous avons choisi le rapport entre les profondeurs amont et aval du dépôt dans un tronçon : HAMHAV = 0,75, ce qui veut dire qu'on dépose un peu plus en aval dans les tronçons où il y a une différence de débit solide entre l'amont et l'aval.

iv) . Caractéristiques du tronçon de calcul

A/. Longueur totale "TL = XF"

Pour avoir la certitude de disposer d'un tronçon de l'oued en amont où l'écoulement reste uniforme pendant toute la durée de simulation, c'est-à-dire, 12 [ans], on considère une longueur d'environ : TL ≈ 25 [Km].

B/. Pas d'espace spécifié pour les calculs "DX"

Une longueur de pas très petite nécessite un pas de temps très petit, ce qui augmente le temps de calcul. Cependant, une longueur de pas trop grande peut causer des instabilités numériques et des imprécisions dans les calculs de la ligne d'eau et provoque l'arrêt du programme.

Après avoir expérimenté le programme avec des différentes combinaisons de pas d'espace et de temps, nous avons choisi un pas d'espace : DX = 170 [m]

C/. Nombre de divisions et nombre de stations "ND" et "NS"

$$\text{Nombre de division du tronçon} = \frac{\text{longueur totale du tronçon}}{\text{pas d'espace}}$$

[16]

$$\text{c'est-à-dire : } ND = \frac{TL}{DX}$$

Le nombre de stations ainsi obtenu sera donc : NS = ND+1.

D/. Variation maximale de la charge dynamique "DHDYNM"

Afin d'assurer une précision suffisante dans les calculs de la ligne d'eau, le programme vérifie que la différence des charges

dynamiques, $\frac{U_2}{2g}$, entre deux stations successives ne dépasse pas une certaine valeur spécifiée par l'utilisateur.

En l'occurrence, $DHDYNM = 0,01$ [m]

E/. Nombre maximum de subdivisions à créer "NMC"

Dans le cas où la différence des charges dynamiques, $\frac{U^2}{2g}$, dépasse la valeur de $DHDYMN = 0,01$ [m], le programme essaie de diviser le tronçon en $2^1 = 2$ sous tronçons, puis refait les calculs en deux pas. Si le problème persiste, le programme considère cette fois $2^2 = 4$ sous tronçons, et ainsi de suite. Donc l'utilisateur spécifie jusqu'à quelle puissance de 2 le programme doit essayer de subdiviser le tronçon. [16]

Dans notre cas, le nombre maximum de subdivisions spécifié, est de :

$$2^7 = 128,$$

donc : $NMC \leq 7$.

v) . Conditions aux limites

Le programme a besoin de deux conditions aux limites pour effectuer les calculs :

- La condition aux limites pour les calculs de la déposition de sédiments est implicite. Le programme prend automatiquement un débit solide nul au droit du barrage :

QSU (l) = 0,0 . (le transport de sédiments à l'extrémité aval est pris comme nul)

- La condition aux limites pour les calculs de la ligne d'eau, on donne la valeur de la profondeur d'eau moyenne du barrage, H = 10 [m]

vi) . Paramètres concernant le temps et écriture des résultats

A/. Pas de temps "DT"

Le choix du pas de temps dépend de la longueur du pas d'espace. Après les différentes combinaisons du pas d'espace et de temps on a choisi : DT = 0,1 [jour]

B/. Durée de calcul "TF"

Les calculs sont faits pour une durée de 12 années. C'est à dire TF = 4380 [jours].

C/. Fréquence d'écriture des résultats "NPP"

Les résultats sont écrits dans le fichier de sortie tous les 2190 pas, ce qui correspond à une période de 6 ans.

$$NPP = \frac{T_{6ans}}{DT} = \frac{2190}{0,1} = 21900 \text{ pas}$$

4.3.8. Calcul de la ligne d'eau

Le calcul de la ligne d'eau se fait à l'aide de la méthode de Runge - Kutta d'ordre 4. (décrite par la suite). L'équation différentielle de la surface libre pour l'écoulement non uniforme dans un canal rectangulaire est donnée par : [16]

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{2g(Bh)^2} \right) + \frac{dh}{dx} - J_F = -J_e \quad 4.10$$

Pour une rivière très large, $B \gg h$, à débit unitaire constant, de : $q = \frac{Q}{B}$,

cette équation s'écrit :
$$\frac{q^2}{2g} \frac{d}{dx} \left(\frac{1}{h^2} \right) + \frac{dh}{dx} - J_F = J_e$$

4.10.a

La pente de la ligne d'énergie peut être exprimée au moyen de la formule de Manning - Strickler pour un écoulement uniforme, éq. 4.9,(avec $R_h = h$), on écrit :

$$J_e = \frac{q^2 \cdot \eta^2}{h^{\frac{10}{3}}}$$

En introduisant cette expression dans l'équation différentielle de la surface libre, on obtient :

$$\frac{dh}{dx} = - \frac{J_F - \frac{q^2 \eta^2}{h^{\frac{10}{3}}}}{1 - \frac{q^2}{g \cdot h^3}}$$

Cette équation différentielle est résolue par la méthode de Runge - Kutta. Elle est écrite sous la forme d'une équation différentielle ordinaire du type : $\frac{dy}{dx} = f(x, y)$, qui est une relation entre la variable indépendante, x , la fonction inconnue $y(x)$ et sa dérivée première $\frac{dy}{dx}$.

i) . Méthode de Runge - Kutta

La méthode de Runge - Kutta d'ordre, est choisie pour donner une solution numérique pour l'équation différentielle de la ligne d'eau. La formulation de cette méthode sans entrer en détail dans son développement est donné par : [16]

$$y_{x+\Delta x} = y_x + \frac{\Delta x}{6}(K_1 + 2K_2 + 2K_3 + K_4)$$

où :

y_x = valeur de la variable indépendante y à une distance x .

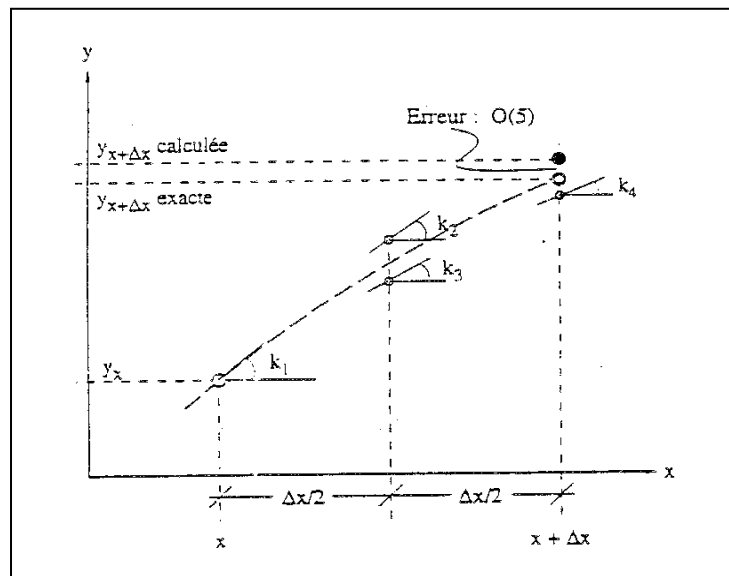
$y_{x+\Delta x}$ = valeur de la variable indépendante y à une distance $(x+\Delta x)$.

avec :

$$\begin{cases} K_1 = f(x, y_x) \\ K_2 = f\left(x + \frac{\Delta x}{2}; y_x + \frac{\Delta x}{2} \cdot K_1\right) \\ K_3 = f\left(x + \frac{\Delta x}{2}; y_x + \frac{\Delta x}{2} \cdot K_2\right) \\ K_4 = f(x + \Delta x; y_x + \Delta x \cdot K_3) \end{cases}$$

Δx étant le pas d'espace spécifié pour les calculs : $\Delta x = 170$ [m], le membre de droite de l'équation différentielle, $f(x, y)$, est évalué 4 fois (K_1, K_2, K_3, K_4), chaque évaluation est d'ordre 1.

La méthode, donc, est d'ordre 4 (c'est à dire que l'erreur est d'ordre 5) grâce à une combinaison particulière de ces évaluations, qui fait que les termes d'erreurs inférieurs s'annulent (voir la



représentation graphique de la méthode figure 4.5) [16]

Figure 4.5 : Représentation graphique de la méthode de Runge - Kutta d'ordre 4 [16]

4.3.9. Procédure pour le calcul du volume des sédiments qui sera déposé dans chaque

section et modification du niveau du lit

i) . Calcul des débits solides aux tronçons

La quantité de sédiments, q_{sb} , qui vont être déposés (ou érodés) dans un tronçon (i), limité par la station (i) en aval et par la station (i+1) en amont, dépend de la différence entre le débit solide des stations amont, $q_{sb}(i+1)$, et aval, $q_{sb}(i)$. [16]

On écrit donc : $\Delta q_{sb}(i) = q_{sb}(i+1) - q_{sb}(i)$ (voir fig. 4.6A.)

ii) . Calcul des volumes de dépôt dans les tronçons

Le volume apparent de sédiment qui seront déposés dans le tronçon (i), compte tenu de l'augmentation du volume (foisonnement) dû à la porosité, p , est donné par :

$$\text{Volume de dépôt pour le tronçon } (i) = \Delta q_{sb}(i) \cdot \Delta t \cdot \frac{1}{(1-p)} \quad [16]$$

iii) . Calcul des profondeurs de déposition en amont et aval pour le tronçon (i)

Dans le programme, il est admis que le volume crée un dépôt en forme de trapèze dont les côtés amont et aval sont respectivement $\delta Z_{am}(i)$ et $\delta Z_{av}(i)$. (Voir fig. 4.6B.) . Pour le tronçon (i), on peut donc écrire : [16]

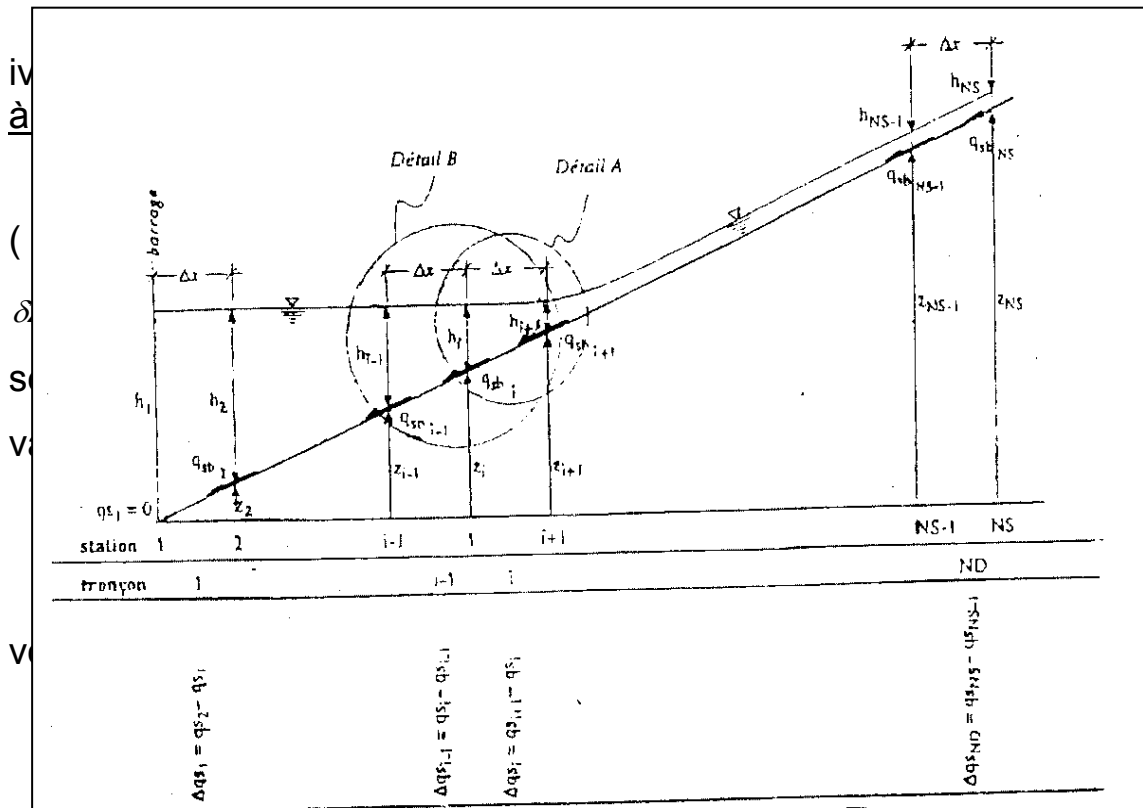
$$\Delta q_{sb}(i) \cdot \Delta t \cdot \frac{1}{(1-p)} = \frac{\delta Z_{am}(i) + \delta Z_{av}(i)}{2} \cdot \Delta x$$

où :

$$\delta Z_{av}(i) = \frac{2}{(1+\lambda)} \left[\frac{\Delta q_{sb}(i) \cdot \Delta t}{\Delta x (1-p)} \right]$$

$$\delta Z_{am}(i) = \frac{2\lambda}{(1+\lambda)} \left[\frac{\Delta q_{sb}(i) \cdot \Delta t}{\Delta x (1-p)} \right]$$

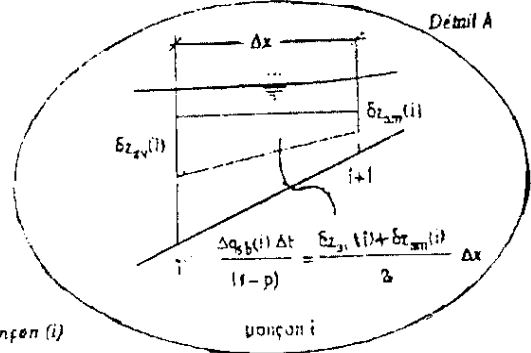
Ces deux valeurs sont obtenues en utilisant la valeur du rapport entre les hauteurs amont et aval du trapèze : $\lambda = \frac{\delta Z_{am}(i)}{\delta Z_{av}(i)}$



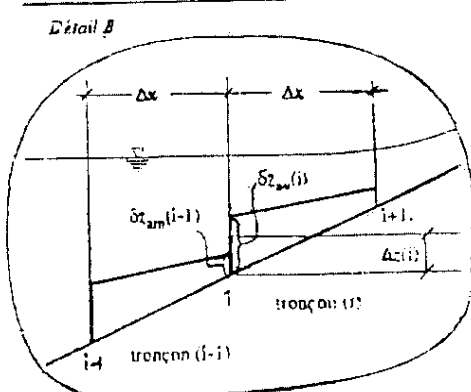
$\lambda = \frac{\delta Z_{am}}{\delta Z_{av}}$ le rapport λ est imposé par l'utilisateur.
Valeur conseillée : $0.5 < \lambda < 1.0$

$$\delta Z_{av}(i) = \frac{2}{(1+\lambda)} \left(\frac{\Delta q_{sb}(i) \Delta t}{\Delta x (1-p)} \right)$$

$$\delta Z_{am}(i) = \frac{2\lambda}{(1+\lambda)} \left(\frac{\Delta q_{sb}(i) \Delta t}{\Delta x (1-p)} \right)$$



Calcul des profondeurs de déposition amont et aval pour le tronçon (i) situé entre les stations (i) en aval et (i+1) en amont



$$\Delta z(i) = \frac{1}{2} \left[\underbrace{\frac{2\lambda}{(1+\lambda)} \left(\frac{\Delta q_{sb}(i-1) \Delta t}{\Delta x (1-p)} \right)}_{\delta Z_{am}(i-1)} + \underbrace{\frac{2}{(1+\lambda)} \left(\frac{\Delta q_{sb}(i) \Delta t}{\Delta x (1-p)} \right)}_{\delta Z_{av}(i)} \right]$$

niveau du lit, $z(i)$ au temps $(t+\Delta t)$
niveau du lit, $z(i)$ au temps t

Calcul des modifications à apporter au niveau du lit à la station (i)

Fig. 4.6 : Procédure pour le calcul du volume de sédiments qui sera déposé dans chaque section et modification du niveau du lit [16]

4.3.10. Interprétation des résultats d'exécution

i) . Résultats des calculs avec le programme DELTA

La formation et l'avancement du delta dans le système rivière (oued)-réservoir ont été simulés pour une période de 12 [ans] à l'aide du programme DELTA en utilisant la formule de Meyer-Peter et al. (1948). Le fichier de sortie ainsi obtenue est représenté sur la fig. 4.7. (appendice A)

Les différentes étapes de formation et d'avancement du delta et leur influence sur la ligne d'eau sont facilement observables sur la fig. 4.8 ci dessous.

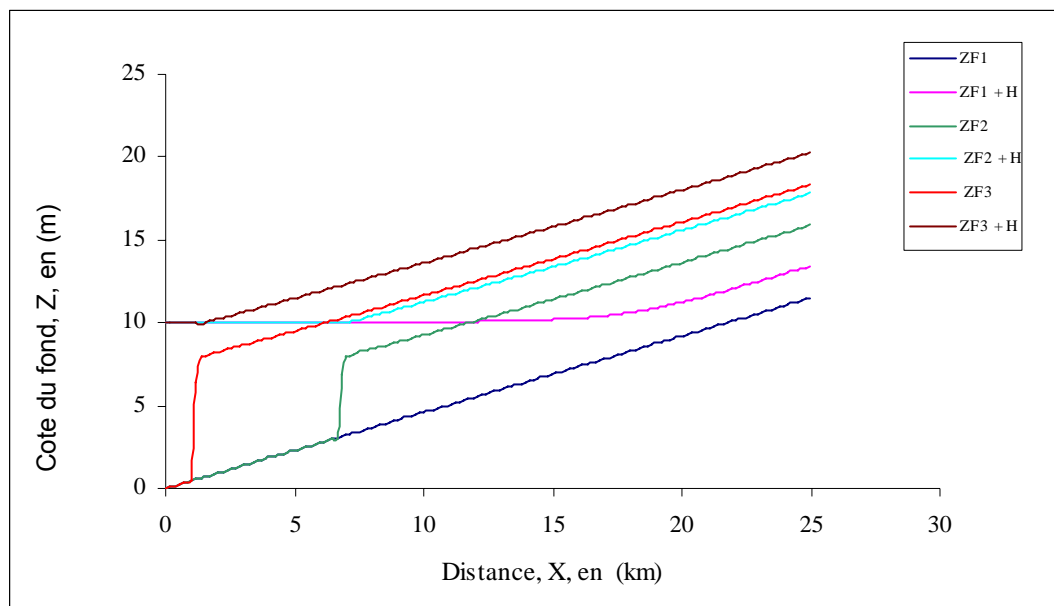


Figure 4.8 : Formation et évolution du delta dans le système rivière - réservoir(Oued Berd- Barrage Ighil Emda) pour une période de 12ans (1992-2004).

ii) . Interprétation et discussions des résultats

A/. T = 0, année 1992, fig. 4.7 (voir appendice A)

a/. Débit solide « QSU »

Depuis le barrage jusqu'à la station 116 ($x = 19,55$ [Km]) le débit solide est nul. La vitesse dans cette ,est inférieure à $1,25$ [m/s] ainsi que l'écoulement est fluvial du moment que le nombre de Froude reste inférieure à 1.

A partir de la station 117 ($x = 19,72$ [Km]) le débit solide augmente vers l'amont, pour atteindre la valeur : $QSU \approx 0,182 \cdot 10^{-4}$ [m³/s/m], qui représente le débit solide pour la section de l'oued.

b/. La déposition des sédiments « DELQS »

Cette colonne, indique que la déposition de sédiments se produit entre les stations 116

($x = 19,55$ [Km]) et 137 ($x = 23,12$ Km).

En aval cette zone, il n'y a pas de transport de sédiments, tandis qu'en amont on se retrouve dans la section de l'oued où le transport

de sédiments se ralenti pour atteindre sa valeur d'équilibre, la vitesse dans cette zone ainsi que le nombre de Froude, sont constants la formation du delta commence donc à l'endroit où la rivière (l'oued) rejoint le réservoir.

c/. Colonne « DELZ »

Cette colonne montre que les modifications à apporter au niveau du lit entre les stations 116 et 148, en vue du prochain calcul.

B) . T = 6 [ans], période 1992-1998

a/. Formation du delta « ZF- ZFI »

Cette colonne indique que l'extrémité aval du delta se trouve à la station 41

($x = 6,8$ [Km]), et la hauteur maximale du delta est de : $h_d = 4,81$ [m] à la station 42,

($x = 6,97$ [Km]).

b/. Calcul du volume de delta

- Utilisation de la méthode des trapèzes, (fig. 4.6)

En appliquant la méthode des trapèzes aux données de la colonne (ZF-ZFI) dans un tableau on peut calculer le volume total des sédiments déposés comme étant : 82994 [m^3/m] qui représente le volume de dépôt foisonné.

- Utilisation des résultats d'exécution du programme sur le fichier de sortie, (fig. 4.7)

Pour le temps $T = 6$ [ans], au début des résultats sur le fichier de sortie, les volumes cumulatifs de déposition et d'érosion sont données comme étant :

$$DQSDET = 6241,59 \text{ [m}^3\text{/m]}$$

$$DQSERT = -2938,76 \text{ [m}^3\text{/m]}$$

Le volume net de sédiments déposés est donc :

$$DQSDET + DQSERT = 3302,83 \text{ [m}^3\text{/m]}.$$

En multipliant ce volume par le coefficient de foisonnement $CFOI = \frac{1}{1-p} = 25$, on trouve un volume de dépôt foisonné égal à 82571 [m³/m], qui est proche de 82994 [m³/m], calculé précédemment.

C/ . T = 12 [ans], période 1998-2004

Le delta dans cette période s'est évolué (avancé), son extrémité aval se trouve à la station 8 ($x = 1,19$ [Km]) pour $T = 12$ [ans]). La hauteur maximale du delta est de

$$h_d = 7,37 \text{ [m]} \text{ (station 9, } x = 1,36 \text{ [Km])}.$$

Le volume total de sédiments déposés (volume net) est de : 6695,6 [m³/m].

Le volume de dépôt foisonné sera donc : 167390 [m³/m].

CHAPITRE 5

EVOLUTION SPACIO-TEMPORELLE DES COURANTS DE GRAVITE DANS LA RETENUE DU BARRAGE IGHIL EMDA

5.1. Introduction

Suite à l'avancement du delta dans la retenue du barrage Ighil Emda, il s'avérait intéressant d'étudier l'influence de cette progression sur l'évolution de la zone de plongée des courants de densité.

On se propose, donc, en premier lieu, d'étudier deux différents courants de densité passant au fond du réservoir du barrage Ighil Emda où des mesures ont été faites, dans une certaine section (initiale), par B. REMINI.

Les résultats ainsi obtenues sont étudiés et interprétés par des représentations graphiques, ce qui permet d'en déduire vers la fin du chapitre l'évolution de la profondeur d'eau au point de plongée.

5.2. Système d'équations étudié

L'évolution de la profondeur, $h(x)$, du nombre de Richardson, $Ri(x)$, et de la concentration, $Cs(x)$, en fonction de la distance, x , est exprimée par le système d'équations différentielles ci-dessous : [16]

$$\begin{aligned} \frac{dh}{dx} &= \frac{1}{(1-Ri)} \left\{ \frac{1}{2}(4-Ri)Ew + \frac{1}{2}Ri \frac{v_{ss}}{UC_s} (Es - c_b) - Ri \cdot tg \alpha + \left(\frac{u_{*b}}{U} \right)^2 \right\} \\ \frac{h}{3Ri} \cdot \frac{dRi}{dx} &= \frac{1}{(1-Ri)} \left\{ \left[Ew + \frac{1}{3} \frac{v_{ss}}{UC_s} (Es - c_b) \right] \frac{1}{2}(2+Ri) - Ri \cdot tg \alpha + \left(\frac{u_{*b}}{U} \right)^2 \right\} \\ \frac{dCs}{dx} &= \frac{1}{Uh} [v_{ss}(Es - c_b) - Cs \cdot Ew \cdot U] \end{aligned}$$

C'est un système de trois équations différentielles ordinaires de type : $\frac{dy}{dx} = f(x, y)$, qui est une relation entre la variable indépendante, x , la fraction inconnue $y(x)$ et sa dérivée première $\frac{dy}{dx}$.

Ce système des trois équations $\frac{dh}{dx}$, $\frac{dRi}{dx}$, et $\frac{dCs}{dx}$ peut être résolu simultanément par des méthodes numériques. Des relations supplémentaires pour E_w, v_{ss} , E_s et c_b sont nécessaires pour compléter le système. [15]

5.3. Choix de la méthode numérique

L'utilisation des méthodes analytiques est limitée à certaines classes d'équations différentielles du premier ordre. De ce fait, il est utile d'étudier des méthodes numériques qui permettent de calculer des solutions particulières de ces équations avec une plus grande exactitude.

Plusieurs méthodes ont été établies par différents mathématiciens. Ce sont, en général, des méthodes opérant de proche en proche, celles qui furent établies par I.C. Adams, par C. Runge et Runge- Kutta qui sont les plus pratiques. [34]

La méthode de Runge- Kutta d'ordre 4 est choisie pour donner une solution numérique pour le système d'équations ci-dessus, éq. 2.14, éq. 2.15 et éq. 2.12.a.

(voir la présentation détaillée de la méthode dans le chapitre 4.7.1).

5.4. Domaine de la solution et conditions aux limites

La solution du système d'équations ci-dessus, éq. 2.14, 2.15 et 2.12a, n'est toutefois possible que si l'on connaît la valeur des trois variables dépendantes, h , U et C_s à une distance, x , donnée. Dans le cas présent, on prend les valeurs observées, h_0 , U_0 et C_{s0} à une distance $x = x_0 = 0$.

Le domaine de la solution se présente comme une ligne coïncidant avec l'axe du fond du réservoir. L'origine du système des coordonnées, x , z est placé à la station de mesure $x = 0$ (voir fig. 5.1). L'axe x qui coïncide avec l'axe du fond du réservoir est divisé en ND tronçon de longueur Δx .

Pour que la solution numérique progresse de l'amont vers l'aval, le courant doit être en régime torrentiel, c'est-à-dire $Ri < 1$ ou $Fr > 1$. [16]

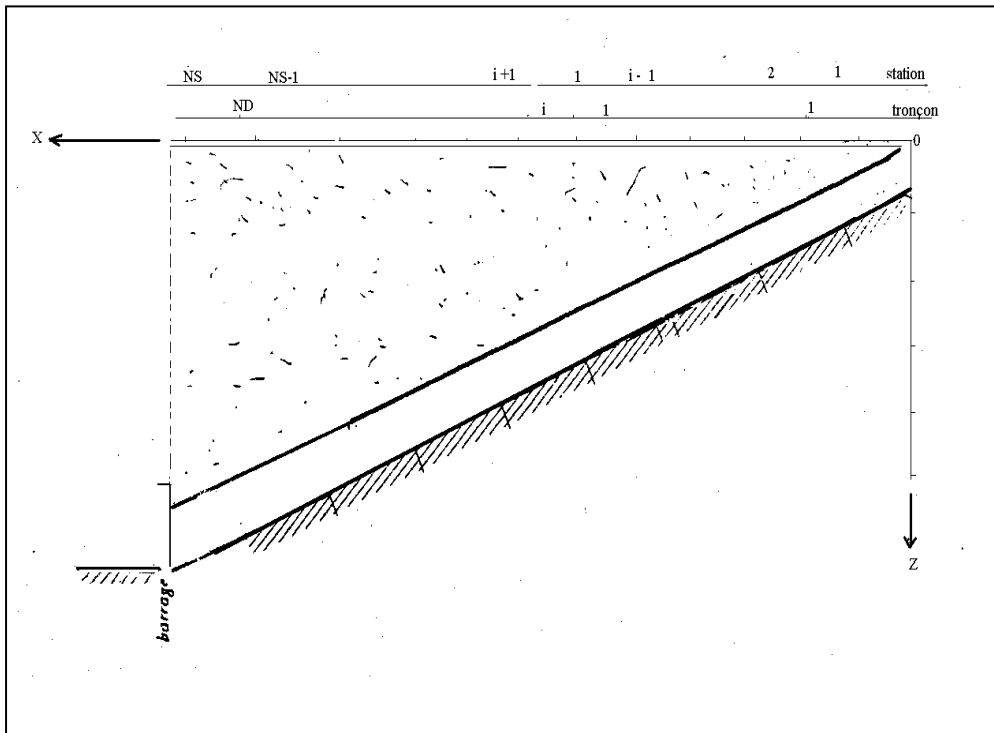


Figure 5.1: Représentation schématique de l'évolution du courant de densité dans le réservoir

5.5. Fonctionnement du programme Gravit

Le programme GRAVIT est écrit en Fortran IV, pour résoudre simultanément le système d'équations différentielles présenté précédemment par la méthode numérique de Runge- Kutta d'ordre 4. Ce programme est composé d'un programme principal et de plusieurs sous programmes, exécutant chacun une tâche bien définie, (Figure 5.2).

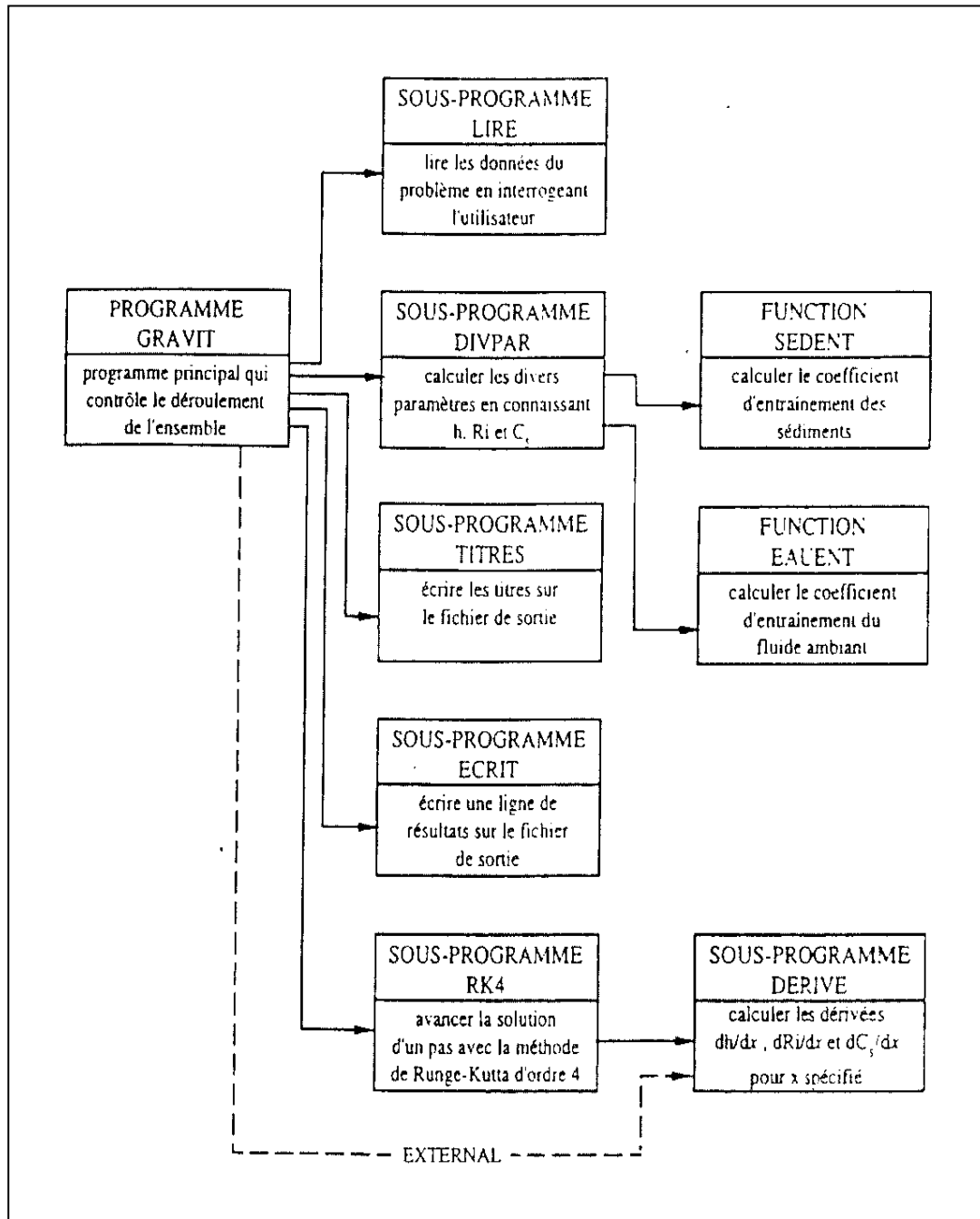


Figure 5.2 : Organigramme du programme GRAVIT

5.6. Application du programme sur les données de la retenue du barrage Ighil Emda

Durant les périodes d'apport solides dans la retenue du barrage Ighil Emda , un courant de densité s'est formé dans le réservoir, bien après le point de plongée qui a été observé plus exactement dans la branche de l'Oued El Berd.

Les observations (mesures) effectuées par B. REMINI, sont les suivants :

❖ Caractéristiques du barrage

$$\text{Longueur totale étudié : } TL = 8 [Km] = 8000 [m]$$

$$\text{Largeur moyenne : } B = 400 \div 500 [m]$$

$$\text{Largeur de l'Oued El Berd : } b_0 = 80 [m]$$

$$\text{Angle d'inclinaison : } \alpha^0 = 0.5^0$$

$$\text{Pente du fond de l'Oued : } JF \cong 0,009 = 0,9 \%$$

$$\text{Hauteur d'eau à l'entrée du barrage : } H_e \cong 4 [m]$$

$$\text{Hauteur d'eau moyenne du barrage : } H_{moy} \cong 10 [m] \text{ (en 1992)}$$

❖ Caractéristiques des courants de densité

- Courant de densité de l'année 1992

$$\text{Hauteur de courant : } h_0 = 1,0 [m]$$

$$\text{Vitesse du courant : } U_0 = 0,8 [m/s]$$

$$\text{Diamètre moyen des sédiment : } d_{50} \cong 0,8 [mm]$$

- Courant de densité de l'année 1998

$$\text{Hauteur du courant : } h_0 = 1,2 [m]$$

$$\text{Vitesse du courant : } U_0 = 0,8 [m]$$

$$\text{Diamètre moyen des sédiments : } d_{50} = 0,2 [mm]$$

❖ **Caractéristiques des deux courants et du fluide ambiant**

- *Le courant*

$$\text{Turbidité du courant : } \rho_T = 1,04 \left[t/m^3 \right] = 1040 \left[Kg/m^3 \right]$$

$$\text{Concentration volumique du courant : } C = 100 \text{ g/l}$$

$$\text{Densité moyenne des sédiments : } \rho_s = 2,65 \left[t/m^3 \right] = 2650 \left[Kg/m^3 \right]$$

- *Le fluide*

$$\text{Densité de l'eau ambiante : } \rho_a = 1000 \left[Kg/m^3 \right] \text{ à } T^0 = 10^0 C$$

$$\text{Viscosité cinématique du fluide : } \nu = 1,3 \cdot 10^{-6} \left[m^2/s \right]$$

5.6.1. Evolution du courant de densité pour l'année 1992

i). Utilisation du programme GRAVIT

L'entrée des données se fait en quatre groupes :

A/. Caractéristiques physiques

a). Angle d'inclinaison du lit « α »

Il est donné précédemment par : $\alpha^0 = 0,5^0$ (voir § 5.6)

b). Coefficient de frottement « CF »

En utilisant la formule de Manning Strickler :

$$K_s = \frac{1}{CF} = \frac{21,1}{(d_{50})^{1/6}} \Rightarrow CF = \frac{(d_{50})^{1/6}}{21,1}$$

AN :

$$CF = \frac{(0,8 \cdot 10^{-3})^{1/6}}{21,1} = 0,014$$

$$\longrightarrow CF = 0,014 \text{ [-]}$$

c). Diamètre moyen des sédiments « D_{50} »

Suite aux résultats granulométriques faites par B. REMINI le diamètre moyen des sédiments obtenue est donné par : $D_{50} = 0,8 \text{ [mm]}$.

d). Masse volumique des sédiments et du fluide « ρ_s » et « ρ_a »

Ce sont respectivement : $\rho_s = 2650 \text{ [Kg/m}^3\text{]}$

$$\rho_a = 1000 \text{ [Kg/m}^3\text{]}$$

e). Viscosité cinématique du fluide ambiant « ν »

Elle est donnée précédemment par la valeur : $\nu = 1,3 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^2/\text{s}]$

B/. Conditions aux limites

a). Profondeur du courant « h_0 »

Elle est donnée par : $h_0 = 1 \text{ [m]}$

b). Débit unitaire du courant « Q_0 »

De l'équation : $U_0 = \frac{q_0}{h_0}$, on obtient :

$$q_0 = U_0 \cdot h_0$$

AN :

$$q_0 = 0,8 \cdot 1 \cong 0,8$$

$$\longrightarrow Q_0 = 0,8 \text{ [m}^2/\text{s}]$$

c). Concentration des sédiments « C_s »

Elle est déterminé par la relation : $\rho_T = \rho_a + (\rho_s - \rho_a) \cdot C_s$ 2.1

Ce qui implique :

$$(\rho_T - \rho_a)_0 = (\rho_s - \rho_a) C_{s0}$$

C'est-à-dire :

$$\Delta\rho_0 = (\rho_s - \rho_a) \cdot C_{s0}$$

D'où : $C_{s0} = \frac{\Delta\rho_0}{(\rho_s - \rho_a)}$ avec : $\Delta\rho_0 =$ turbidité du courant

$$= \rho_T - \rho_a$$

$$= 1040 - 1000 = 40 \text{ [Kg/m}^3\text{]}$$

Donc :

$$C_{s0} = \frac{40}{2650 - 1000}$$

$$\cong 0,0242$$

$$\longrightarrow C_{s0} = 0,0242 \text{ [-]}$$

d). Paramètres calculés à partir des données

➤ Densité spécifique du matériel granulaire « R »

Elle est donnée par l'équation 2.2 : $R = \frac{\rho_s - \rho_a}{\rho_a}$

AN :

$$R = \frac{2650 - 1000}{1000} = 1,65$$

$$\longrightarrow R = 1,65 \text{ [-]}$$

➤ Flux sédimentaire réduit « B_0 »

Equation 2.3 : $B_0 = g \cdot R \cdot C_{s0} \cdot U_0 \cdot h_0$

AN :

$$B_0 = 9,81 \cdot 1,65 \cdot 0,0242 \cdot 0,8 \cdot 1 = 0,313$$

$$\longrightarrow B_0 = 0,313 \text{ [m}^3/\text{s}^3\text{]}$$

➤ Nombre de Richardson « R_{i0} »

Il est donné par l'équation 2.9 : $R_{i0} = \frac{g \cdot R \cdot C_{s0} \cdot h_0 \cdot \cos \alpha^0}{U_0^2}$

AN :

$$R_{i0} = \frac{9,81 \cdot 1,65 \cdot 0,0242 \cdot 1 \cdot \cos(0,5^0)}{(0,8)^2} \cong 0,61$$

$$R_{i0} = 0,61 < 1 \Rightarrow \text{le courant est donc torrentiel,}$$

la solution doit progresser de l'amont vers l'aval

C/. Caractéristiques du tronçon de calcul

a). Longueur du tronçon « $TL = XF$ »

La longueur totale du tronçon étudié est égale à :

$$TL = 8 \text{ [Km]} = 8000 \text{ [m]}$$

b). Pas d'espace spécifié pour les calculs « Δx »

Une longueur de pas très petite nécessite un temps de calcul plus important, cependant, une longueur de pas trop grande peut causer des instabilités numériques dans la solution.

Pour l'application du programme la solution est avancée avec un pas constant de : $\Delta x = 0,25 [m]$

c). Nombre de division et Nombre de station « ND et NS »

$$\text{Nombre de division} = \frac{\text{Longueur totale du tronçon}}{\text{pas d'espace}} \quad [16]$$

$$\text{C'est-à-dire : } ND = \frac{TL}{Dx}$$

AN :

$$ND = \frac{8000}{0,25} = 32000$$

$$\longrightarrow ND = 32000 \text{ divisions}$$

Le nombre de station, ainsi obtenue, est donc : $NS = ND + 1$

AN :

$$NS = 32000 + 1 = 32001$$

$$\longrightarrow NS = 32001 \text{ stations}$$

D/. Ecriture et impression des résultats

a). Fréquence d'écriture des résultats « NPP »

L'écriture de tous les paramètres calculés (profondeur, vitesse, ...) à toute les stations, c'est-à-dire tous les $\Delta x = 25 \text{ cm}$, n'est pas pratique, pour cette raison, on a choisi une fréquence de pas : $NPP = 400$

b). Compteur du nombre de station « STN »

$$\text{Il est donné par l'équation : } STN = \frac{ND + 1}{NPP} \quad [16]$$

$$\text{C'est-à-dire : } STN = \frac{NS}{NPP}$$

$$\text{AN : } STN = \frac{32001}{400} \cong 80 \text{ stations.}$$

Ainsi :

$$\frac{TL}{STN} = \frac{8000}{80} = 100 [m] \longrightarrow \text{ce qui signifie que les résultats seront affichés tous les } 100 [m].$$

ii). Résultats d'exécution

Le fichier de sortie contenant la solution numérique est présentée à la fig.5.3, (voir appendice B) ainsi que l'explication de chaque paramètre calculé (pour chaque station) en fonction de la distance ($x = X$) depuis la section d'observation à $x = x_0 = 0 [m]$ jusqu'à la station à $x = TL = 8000 [m]$ (pour 80 stations à 100 [m] d'intervalle l'une de l'autre).

Ce fichier de sortie représente donc l'évolution de la profondeur, $h(x)$, de la vitesse, $U(x)$, et de la concentration moyenne, $C_s(x)$, le long du réservoir jusqu'à la station à $L = 8 [Km] = 8000 [m]$ du point d'observation.

iii). Représentations graphiques

En utilisant les résultats obtenus sur le fichier de sortie fig.5.3, il est possible de représenter graphiquement l'évolution de divers paramètres du courant.

- a). Evolution de la profondeur, H, de la vitesse U, du débit, Q, et du nombre de Richardson R_i , en fonction de la distance, x, Figure 5.4

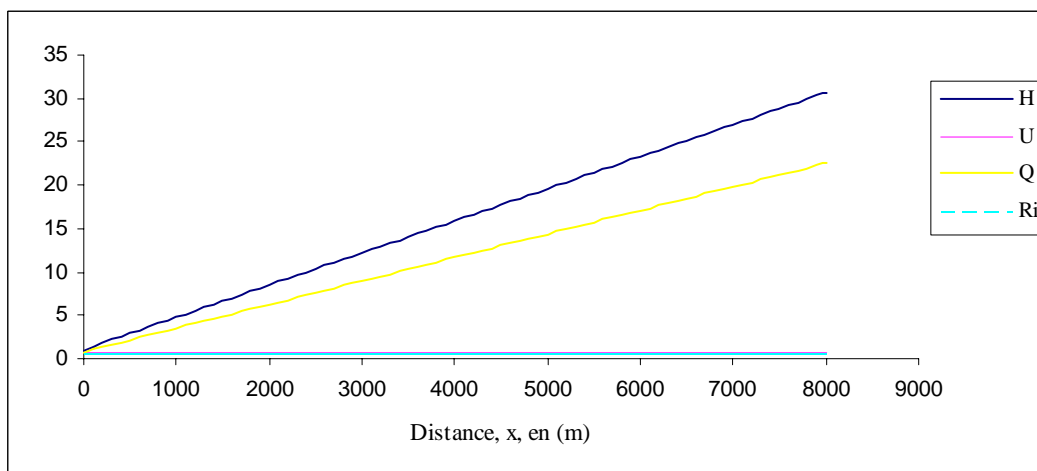


Figure 5.4 : Evolution des paramètres d'un courant de densité en fonction de la distance , dans la retenue du barrage Ighil Emda,(en 1992).

iv). Evolution du courant en fonction du temps

Le temps effectué par le courant de densité pour arriver jusqu'au pied du barrage est donné par la relation : $T = \frac{x}{U}$ [s]

avec :

x = distance parcourue par le courant (voir figure5.3)

U = vitesse du courant (voir figure5.3)

a). Evolution de la profondeur, H, de la vitesse, U, du débit, q, et du nombre de Richardson, R_i , en fonction du temps, Figure 5.5

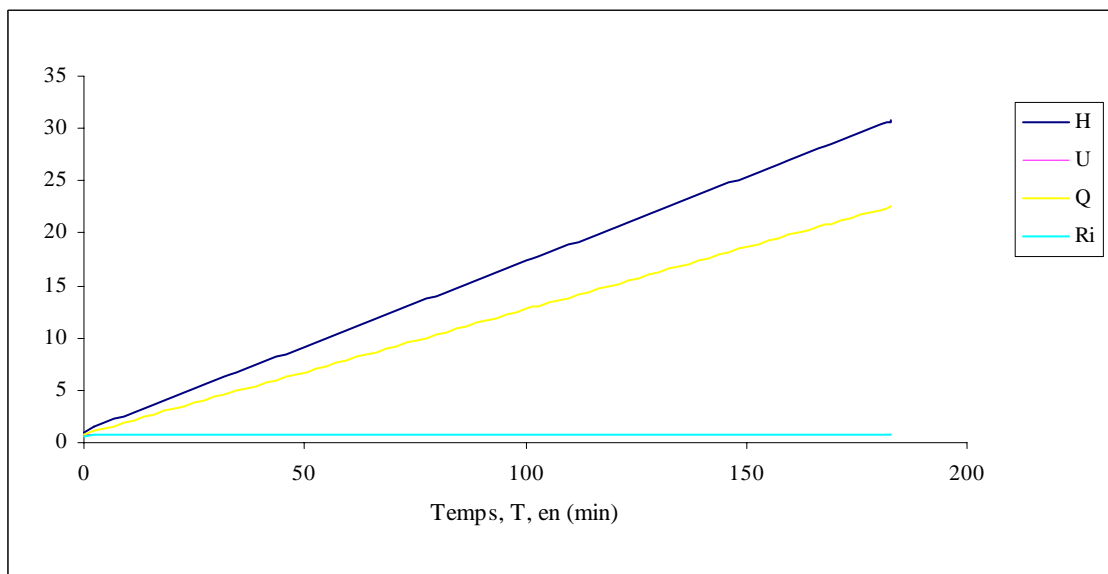


Figure 5.5 : Evolution des paramètres d'un courant de densité en fonction du temps dans la retenue du barrage Ighil Emda, (en 1992).

- b). Evolution spatio-temporelle de la profondeur, h, de la vitesse, U, du débit, Q, et du nombre de Richardson, R_i , Figure 5.6

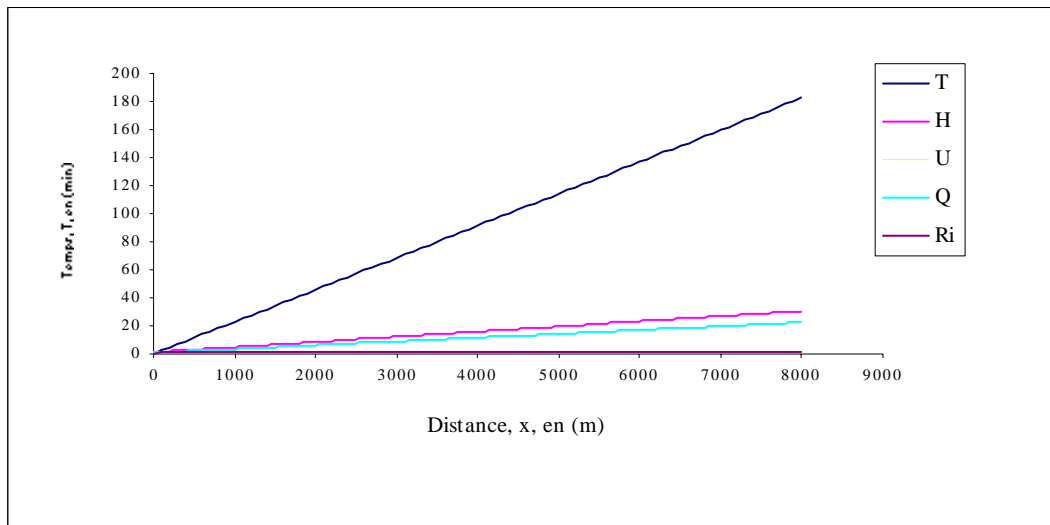


Figure 5.6 : Evolution spatio-temporelle des paramètres d'un courant de densité dans la retenue du barrage Ighil Emda, (en 1992).

5.6.2. Evolution du courant de densité pour l'année 1998

i). Utilisation du programme GRAVIT

De la même manière étudiée pour le courant précédent (1992) l'entrée des données se fait toujours en 4 groupes :

A/. Caractéristiques physiques

- a). Angle d'inclinaison du lit « α »

$$\alpha^0 = 0.5^\circ \text{ (Voir § 5.6)}$$

- b). Coefficient de frottement « CF »

$$CF = \frac{(d_{50})^{\frac{1}{6}}}{21,1}$$

AN :

$$CF = \frac{(0,2 \cdot 10^{-3})^{\frac{1}{6}}}{21,1} = 0,011$$

$$\longrightarrow CF = 0,011 \text{ [-]}$$

c). Diamètre moyen des sédiments « D_{s0} »

$$\text{Il est donné par : } D_{50} = 0,2 \text{ [mm]}$$

d). Masse volumique des sédiments et du fluide « ρ_s » et « ρ_a »

$$\text{Ce sont respectivement : } \rho_s = 2650 \text{ [Kg/m}^3\text{]}$$

$$\rho_a = 1000 \text{ [Kg/m}^3\text{]}$$

e). Viscosité cinématique du fluide ambiant « ν »

$$\text{Elle est donnée par : } \nu = 1,3 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^2\text{/s]}$$

B/. Conditions aux limites

a). Profondeur du courant « h_0 »

$$h_0 = 1,2 \text{ [m]} \quad (\text{Voir § 5.6})$$

b). Débit unitaire du courant « Q_0 »

$$q_0 = U_0 \cdot h_0$$

AN :

$$q_0 = 0,8 \cdot 1,2 \cong 0,96$$

$$\longrightarrow Q_0 = 0,96 \text{ [m}^2\text{/s]}$$

c). Concentration volumique des sédiments « C_{s0} »

$$C_{s0} = 0,0242 \text{ [-]}$$

d). Paramètres calculés à partir des données

➤ Densité spécifique du matériel granulaire « R »

$$R = 1,65 \text{ [-]}$$

➤ Flux sédimentaire réduit « B_0 »

$$B_0 = g \cdot R \cdot C_{s0} \cdot U_0 \cdot h_0$$

AN :

$$B_0 = 9,81 \cdot 1,65 \cdot 0,0242 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 0,376$$

$$B_0 = 0,376 \text{ [m}^3\text{/s}^3\text{]}$$

➤ Nombre de Richardson « R_{i0} »

Il est donné par l'équation 2.9 :
$$R_{i0} = \frac{g \cdot R \cdot C_{s0} \cdot h_0 \cdot \cos \alpha^0}{U_0^2}$$

AN :

$$R_{i0} = \frac{9,81 \cdot 1,65 \cdot 0,0242 \cdot 1,2 \cdot \cos(0,5^0)}{(0,8)^2} \cong 0,734$$

$R_{i0} = 0,734 [-] \Rightarrow$ Le courant est donc torrentiel,

la solution doit progresser de l'amont vers l'aval

C/. Caractéristiques du tronçon de calcul

Se sont les mêmes que pour le courant précédent

ii). Résultats d'exécution

Le fichier de sortie est présenté à la figure 5.7 (voir appendice C) . Ce fichier donne aussi l'évolution de chaque paramètre du courant, le long du réservoir jusqu'à la station à $L = 8000 [m]$ du point d'observation.

iii). Représentations graphiques

En utilisant les résultats obtenus sur le fichier de sortie, fig.5.7, il est possible de représenter aussi graphiquement l'évolution de divers paramètres du courant en 1998.

a). Evolution de la profondeur, H, de la vitesse U, du débit, Q, et du nombre de Richardson R_i , en fonction de la distance x, Figure 5.8

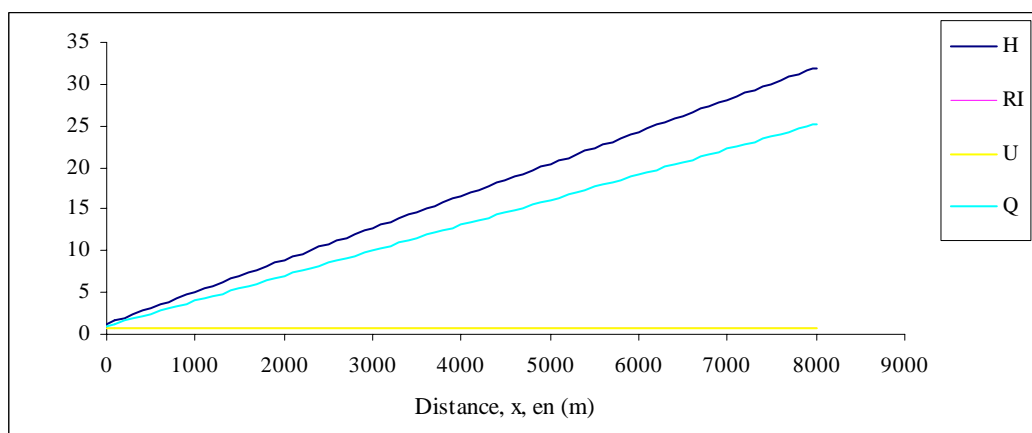


Figure 5.8: Evolution des paramètres d'un courant de densité en fonction de la distance, dans la retenue du barrage Ighil Emda, (en 1998)

iv). Evolution du courant en fonction du temps

a). Evolution de la profondeur, H , de la vitesse, U , du débit, q , et du nombre de Richardson, R_i , en fonction du temps, Figure 5.9

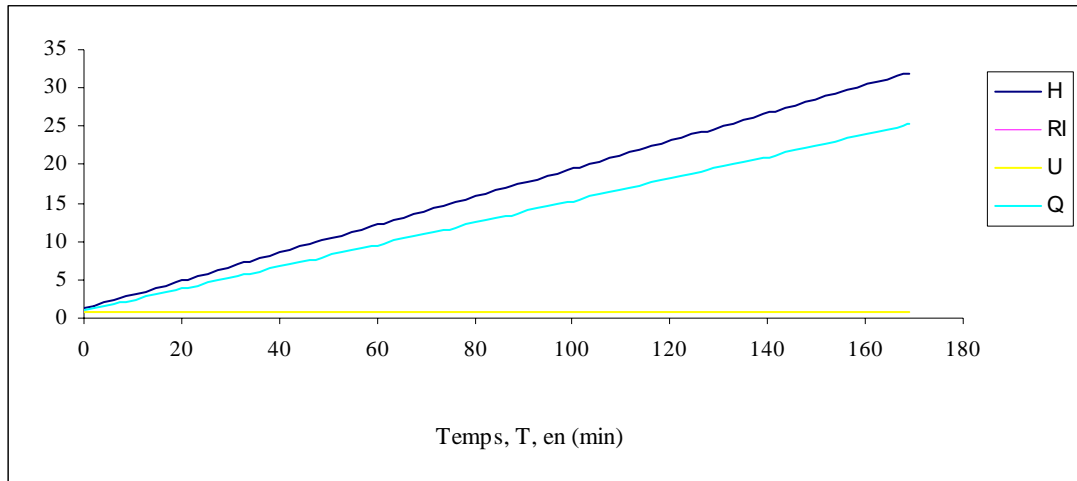


Figure 5.9: Evolution des paramètres d'un courant de densité en fonction du temps dans la retenue du barrage Ighil Emda, (en 1998)

b). Evolution spatio-temporelle de la profondeur, h , de la vitesse, U , du débit, Q , et du nombre de Richardson, R_i , Figure 5.10

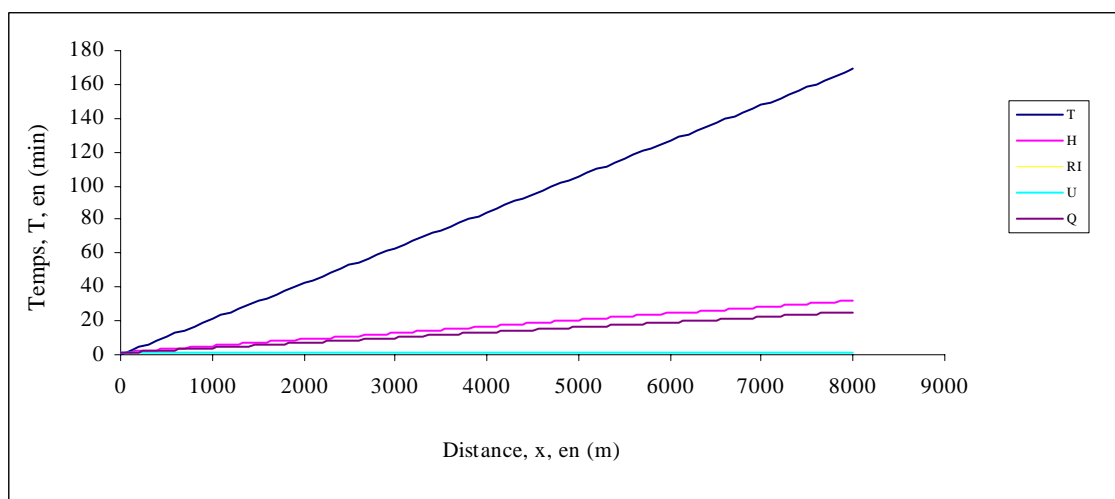


Figure 5.10: Evolution spatio-temporelle des paramètres d'un courant de densité dans la retenue du barrage Ighil Emda, (en 1998)

5.6.3. Résultats et discussions

En étudiant le contenu des fichiers de sortie pour les deux courants de densité, fig.5.3, et fig.5.7 (appendice A et appendice B), ainsi que les représentations graphiques de l'évolution spatio-temporelles des deux courants, on peut faire les observations suivantes :

i). Le nombre de Richardson « R_i »

➤ Courant de densité, en 1992

- à partir d'une distance : $x \cong 50 \text{ m}$, il atteint la valeur : $R_i \cong 0,792$

dans un temps $T = 68 \text{ [s]}$ ($\approx 1'$) .

➤ Courant de densité, en 1998

- à partir d'une distance : $x \cong 40 \text{ m}$, il atteint la valeur : $R_i \cong 0,767$

dans le temps $T = 51 \text{ [s]}$.

Pour les deux courants, le nombre de Richardson devient très rapidement constant, du fait qu'un courant de densité atteint rapidement un état d'équilibre.

ii). La profondeur du courant « H »

Elle croît (presque) linéairement, à partir d'une distance $x \cong 20 \text{ m}$

- Jusqu'à une valeur maximale de $H_{8000} \cong 30,7 \text{ [m]}$ dans un temps $T \cong 10959 \text{ [s]}$ ($\approx 3^h$) pour le courant de 1992.

- Jusqu'à une valeur maximale de $H_{8000} \cong 32 \text{ [m]}$ dans un temps $T \cong 10126 \text{ [s]}$ ($\approx 2^h.8'$) pour le courant de 1998.

iii). La vitesse du courant « U »

Elle devient constante dans un temps très court, à partir d'une distance :

- $x = 40 \text{ m}$, où la vitesse $U = 0,73 \text{ [m/s]}$ dans un temps $T \cong 55 \text{ [s]}$ (en 1992).

- $x = 10 \text{ m}$, où la vitesse $U = 0,79 \text{ [m/s]}$ dans un temps $T \cong 13 \text{ [s]}$ (en 1998).

iv). La concentration des sédiments « C_s »

Elle diminue très lentement de l'amont vers l'aval, où elle devient constante d'une Valeur, $C_s = 0,0009$, dans :

- Une distance $x = 7160 \text{ m}$, dans un temps $T \cong 2^h. 7'$, pour le courant de 1992.

- Une distance $x = 7658 \text{ m}$, dans un temps $T \cong 2^h. 7'$, pour le courant de 1998

Etant donné qu'il n'est plus question d'entraînement des sédiments.

v). Le flux sédimentaire réduit « B »

Il est constant pour tous le tronçon, du fait qu'il s'agit bien d'un courant conservatif, ou il n'y pas d'échange de sédiments entre le fond et le lit :

- $B_0 = B_{8000} = 0,31 \left[m^3/s^3 \right]$ pour le courant de 1992.
- $B_0 = B_{8000} = 0,38 \left[m^3/s^3 \right]$ pour le courant de 1998.

5.6.4. Estimation de la valeur de la profondeur d'eau au point de plongée

i). Estimation de la valeur de la profondeur d'eau au point de plongée pour une gamme d'angles d'inclinaison du lit, $1^\circ < \alpha < 7^\circ$

La valeur de la profondeur d'eau au point de plongée peut être calculée à partir de la relation, équation 2.10 :

$$F_{r_p} = \frac{q_0/h_p}{(g_0 h_p)^{1/2}} \cong 0,68$$

Où : q_0 = débit unitaire du courant au point d'observation

g_0 = Accélération gravitationnelle réduite

Cette expression ci-dessus est valable pour une gamme de pentes de fond $0,017 < J_F < 0,123$, et donc pour une gamme d'angles d'inclinaison du lit : $1^\circ < \alpha < 7^\circ$

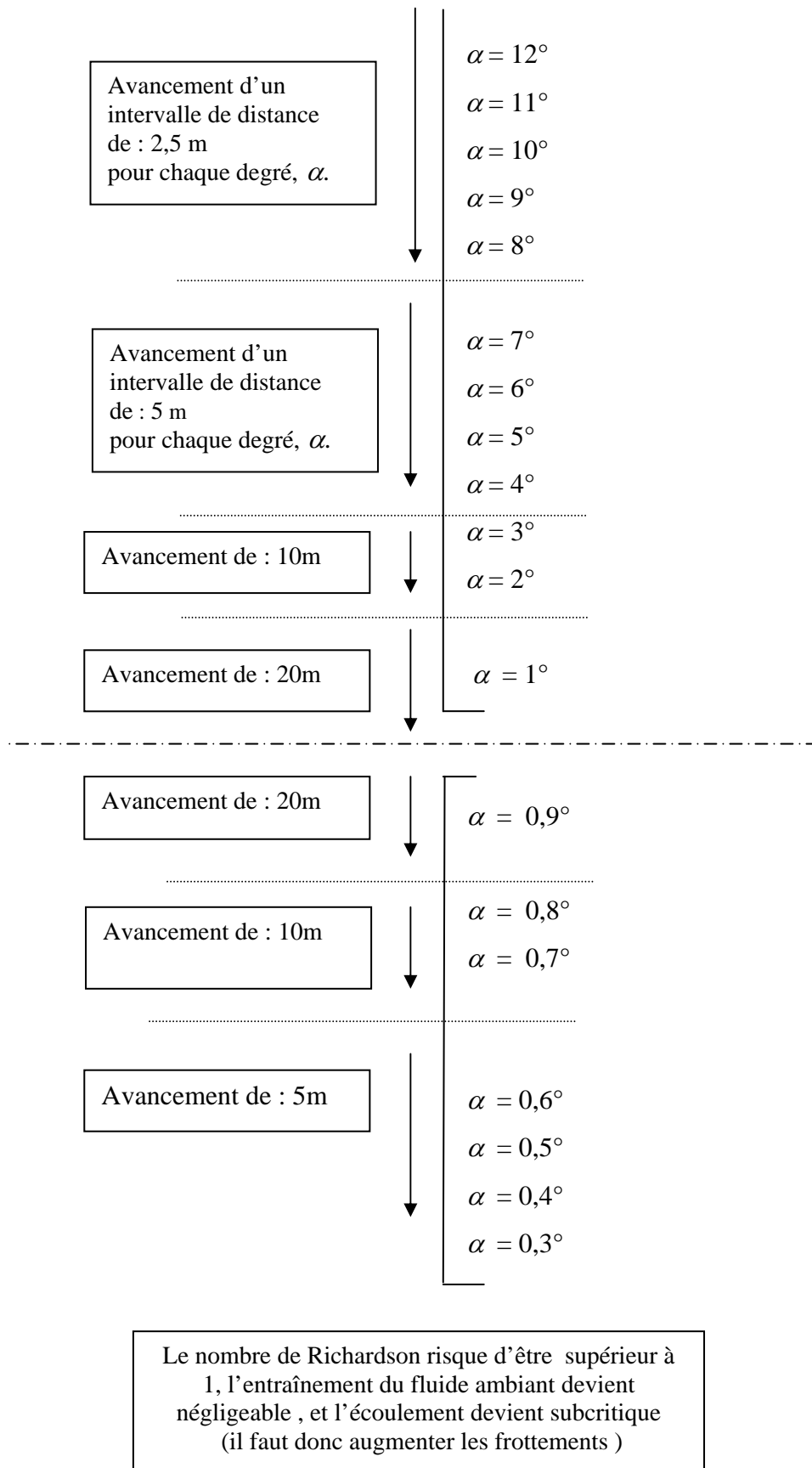
On obtient une estimation pour la profondeur d'eau au point de plongée en utilisant donc l'équation précédente, éq.2.10.

$$F_{r_p} = \frac{q_0/h_p}{(g_0 h_p)^{1/2}} \cong 0,68 \Rightarrow h_p = \left[\frac{q_0}{0,68 \sqrt{g_0}} \right]^{2/3} \quad 2.10.a$$

ii). Méthode générale

Par suite de différentes expériences d'exécution du programme GRAVIT avec des courants de densité, pour une gamme d'angles d'inclinaison du lit , $1^\circ < \alpha < 7^\circ$, et différentes rugosités, on a proposé une méthode générale simple mais très importante .

L'objectif essentiel de cette méthode, est de préciser l'intervalle de distance exacte qui contient la valeur de la profondeur d'eau au point de plongée pour n'importe quelle valeur d'angle d'inclinaison du lit , α . Elle peut être représenté par le schéma suivant :



A/. Estimation de la valeur de la profondeur d'eau au point de plongée dans la retenue du barrage Ighil Emda

L'application de la méthode ci dessus sur les données des deux courant de densité qui apparaissent à l'intérieur de la retenue en 1992 et 1998, a donné les résultats suivants :

a). Courant de densité de 1992

En utilisant l'équation, éq.I2.10.a, on trouve :

$$h_p = \left[\frac{0,8}{0,68 \cdot \sqrt{0,3917}} \right]^{2/3} \cong 1,52 \text{ [m]} \quad , \text{ pour } 1^\circ < \alpha < 7^\circ.$$

(Les valeurs de : q_0 et g_0 sont données sur fichier de sortie pour, figure5.3, appendice B).

La pente de fond du barrage $JF = 0,009 \Rightarrow \alpha = 0.5^\circ$

On se retrouve donc dans la zone de $\alpha < 1^\circ$. Les résultats ainsi obtenus, en appliquant la méthode ci dessus, sont les suivants :

$$\alpha^0 = 1^\circ : h \text{ appartient à l'intervalle de distance, } I_x = [95 \text{ m} \div 100 \text{ m}]$$

$$\alpha^0 = 0,9^\circ : h \text{ appartient à l'intervalle de distance, } I_x = [115 \text{ m} \div 120 \text{ m}]$$

$$\alpha^0 = 0,8^\circ : h \text{ appartient à l'intervalle de distance, } I_x = [125 \text{ m} \div 130 \text{ m}]$$

$$\alpha^0 = 0,7^\circ : h \text{ appartient à l'intervalle de distance, } I_x = [135 \text{ m} \div 140 \text{ m}]$$

$$\alpha^0 = 0,6^\circ : h \text{ appartient à l'intervalle de distance, } I_x = [140 \text{ m} \div 145 \text{ m}]$$

$$\alpha^0 = 0,5^\circ : h \text{ appartient à l'intervalle de distance, } I_x = [145 \text{ m} \div 150 \text{ m}]$$

(L'intervalle de $\alpha = 1^\circ$ est déterminé, en calculant la valeur de h_p par l'équation 2.10.a, et en faisant une exécution du programme en divisant le tronçon en intervalle de 1m de distance.)

Donc $I_x = [145 \text{ m} \div 150 \text{ m}]$, représente l'intervalle contenant la valeur de la profondeur du courant, h , correspondante à la valeur de la profondeur d'eau au point de plongée, h_p , pour le courant de densité qui apparaît dans la retenue du barrage Ighil Emda en 1992 .

Une fois l'intervalle est déterminé, la valeur de h , est calculée en utilisant la formule :

$$R_i = \frac{g' \cdot h \cdot \cos \alpha}{U^2} = Fr^{-1/2} \quad 2.9.a$$

$$\Rightarrow h = \frac{U^2 \cdot R_i}{g' \cdot \cos \alpha} \quad 2.9.b$$

Avec :

U : Vitesse du courant dans l'intervalle déterminé [m/s]

R_i : Nombre de Richardson dans l'intervalle déterminé

g' : Accélération gravitationnelle réduite, moyenne, dans l'intervalle déterminé

α^0 : Angle d'inclinaison du lit.

L'exécution du programme GRAVIT, par une division du tronçon en intervalle de 5m de distance, a donné les résultats suivants :

$$U \cong 0,73 \text{ [m/s]} \quad , \quad R_i \cong 0,792 \text{ [-]}$$

La vitesse, U , et le nombre de Richardson, R_i , sont constants dans l'intervalle de h_p . La gravitation réduite moyenne dans l'intervalle déterminé est calculée comme suit :

$$g' = \frac{0,2601 + 0,2572}{2} \Rightarrow g' \cong 0,25865 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

L'équation 2.9.b implique donc :

$$h = \frac{(0,73)^2 \cdot 0,792}{0,25865 \cdot \cos(0,5^0)} = 1,63$$

$$h_{p_{92}} \cong 1,63 \text{ [m]} \Leftrightarrow x_{92} = 142 \text{ [m]}$$

(En faisant une division du tronçon en intervalle de 1m de distance)

la plongée du courant de densité dans le réservoir du barrage Ighil Emda s'effectue donc à une distance approximative, $x_{92} = 142 \text{ [m]}$, d'une valeur estimé à une profondeur :

$$h_{p_{92}} \cong 1,63 \text{ [m]} .$$

En partant de cette profondeur, l'évolution du courant, peut être représentée sur la figure 5.11, ci dessous.

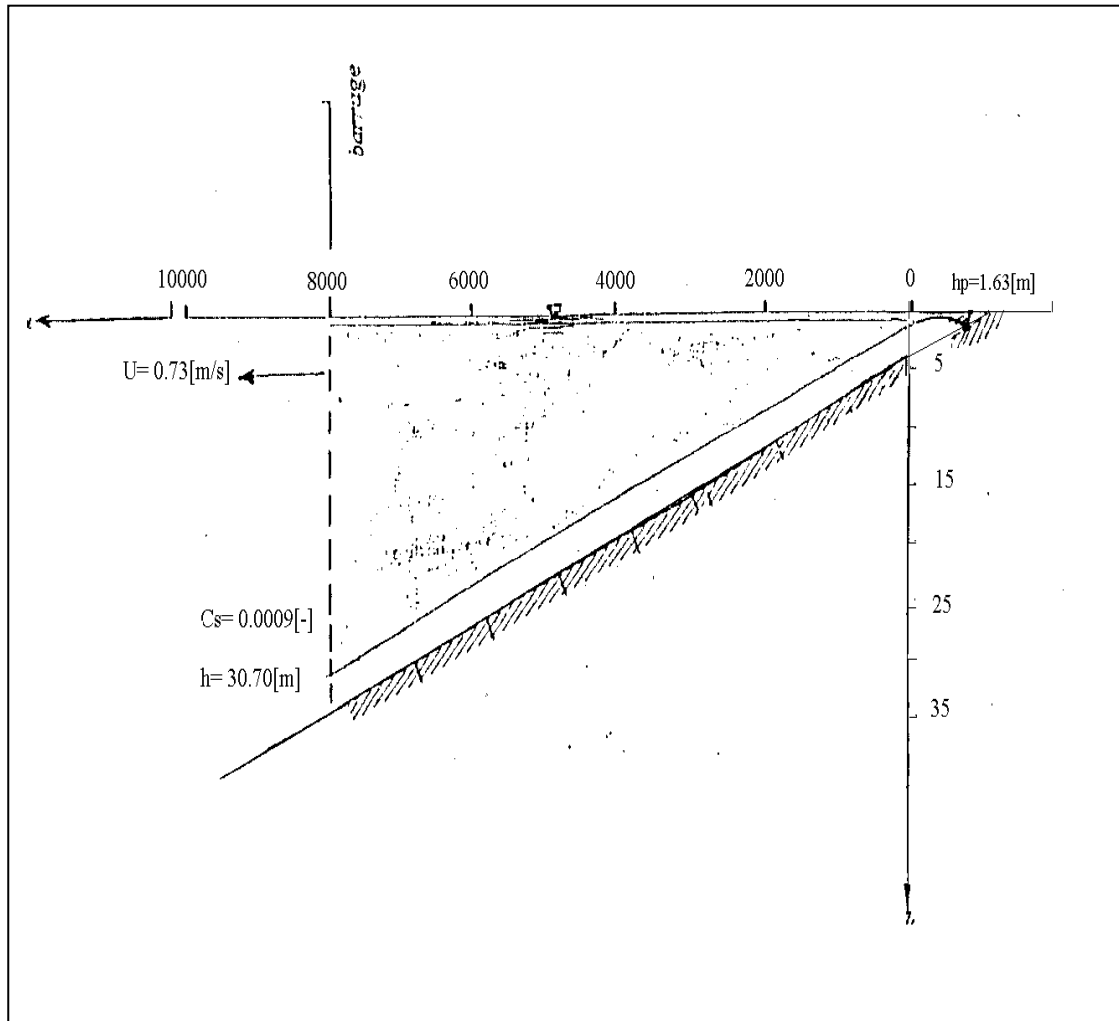


Figure 5.11 : Représentation à l'échelle de l'évolution du courant de densité à l'intérieure du réservoir du barrage Ighil Emda, en 1992

b). Courant de densité de 1998

De l'équation 2.10.a. On calcul, h_p , pour $1^\circ < \alpha < 7^\circ$:

$$h_p = \left[\frac{q_0}{0,68 \cdot \sqrt{g_0}} \right]^{2/3} \quad \text{Avec : } q_0 = 0,96 \text{ [m}^2/\text{s]} \quad (\text{fig.5.7, appendice C}).$$

$$g_0 = 0,3917 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

$$\Rightarrow h_p = \left[\frac{0,96}{0,68 \cdot \sqrt{0,3917}} \right]^{2/3} \cong 1,72 \text{ [m]}$$

En utilisant la même méthode étudiée sur le courant précédent (1992), on a déterminé les intervalles suivants :

$$\alpha^0 = 1^\circ : h \text{ appartient à l'intervalle de distance, } I_x = [105 \text{ m} \div 110 \text{ m}]$$

$$\alpha^0 = 0,9^\circ : h \text{ appartient à l'intervalle de distance, } I_x = [125 \text{ m} \div 130 \text{ m}]$$

$$\alpha^0 = 0,8^\circ : h \text{ appartient à l'intervalle de distance, } I_x = [135 \text{ m} \div 140 \text{ m}]$$

$$\alpha^0 = 0,7^\circ : h \text{ appartient à l'intervalle de distance, } I_x = [145 \text{ m} \div 150 \text{ m}]$$

$$\alpha^0 = 0,6^\circ : h \text{ appartient à l'intervalle de distance, } I_x = [150 \text{ m} \div 155 \text{ m}]$$

$$\alpha^0 = 0,5^\circ : h \text{ appartient à l'intervalle de distance, } I_x = [155 \text{ m} \div 160 \text{ m}]$$

Donc $I_x = [155 \text{ m} \div 160 \text{ m}]$, représente l'intervalle contenant la valeur de la profondeur du courant, h , correspondante à la valeur de la profondeur d'eau au point de plongée, h_p , pour le courant de densité qui apparaît dans la retenue du barrage Ighil Emda en 1998.

L'exécution du programme GRAVIT, par une division du tronçon en intervalle de 5m de distance, pour le courant de 1998, a donné les résultats suivants :

$$U \cong 0,79 \text{ [m/s]} \quad , \quad R_i \cong 0,767 \text{ [-]}$$

la gravitation réduite moyenne dans l'intervalle déterminé est calculée comme suit :

$$g' = \frac{0,2627 + 0,2599}{2} \Rightarrow g' \cong 0,2613 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

L'équation 2.9.b implique donc :

$$h = \frac{(0,79)^2 \cdot 0,767}{0,2613 \cdot \cos(0,5^\circ)} = 1,83$$

$$h_{p_{92}} \cong 1,83 \text{ [m]} \Leftrightarrow x_{92} = 159 \text{ [m]}$$

la plongée du courant de densité dans le réservoir du barrage Ighil Emda s'effectue donc à une distance approximative , $x_{92} = 159 \text{ [m]}$, d'une valeur estimé à une profondeur :

$$h_{p_{92}} \cong 1,83 \text{ [m]} .$$

En partant, de la profondeur d'eau au point de plongée du courant de densité dans le réservoir du barrage Ighil Emda, $h_{p_{92}} \cong 1,83 \text{ [m]}$, a une distance, $x_{92} = 159 \text{ [m]}$, l'évolution du courant , peut être représentée sur la figure .5.12 , ci dessous .

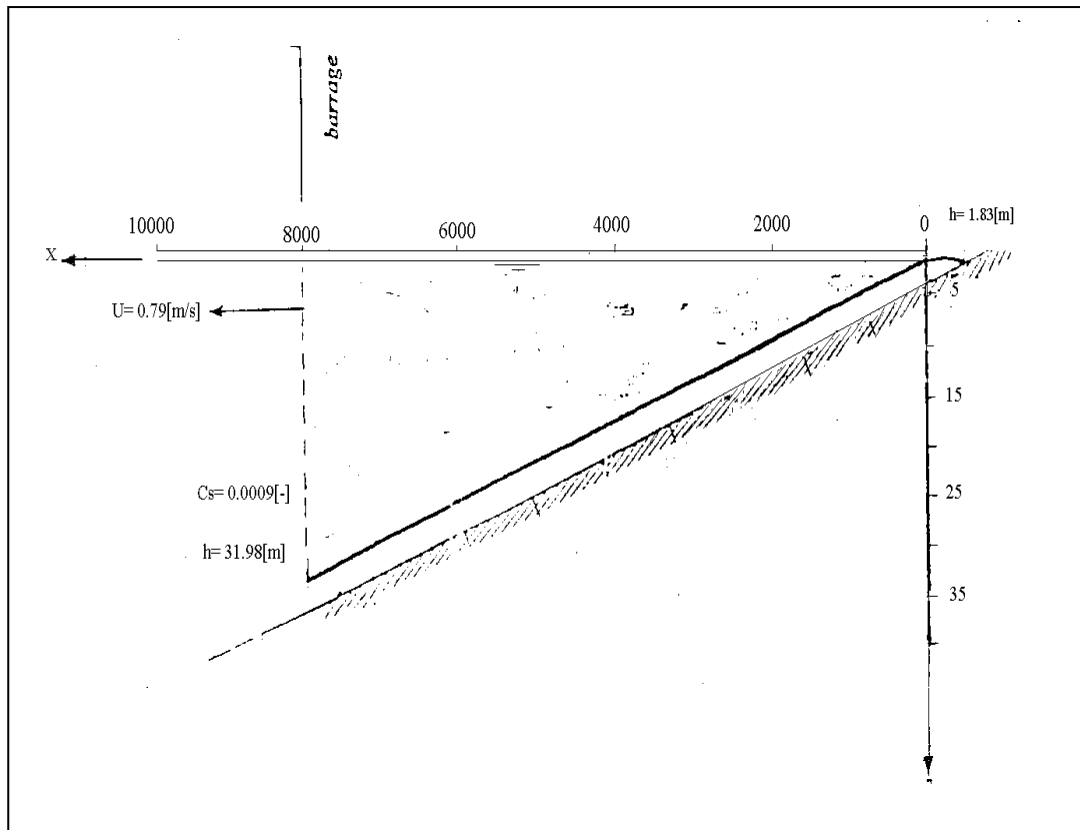


Figure 5.12 : Représentation à l'échelle de l'évolution du courant de densité é à l'intérieure du réservoir u barrage Ighil Emda, en 1998

5.6.5. Discussion et conclusion des résultats de la méthode

L'étude de la profondeur d'eau au point de plongée des deux courant de densité dans la retenue du barrage Ighil Emda a donné les observations suivantes :

1- La profondeur d'eau au point de plongée correspond à la même valeur de profondeur du courant de densité quand le courant se stabilise, pour décrire par la suite une croissance linéaire, dans ce cas :

- La vitesse du courant, U , est indépendante de la distance, x , ce qui signifie que : $\frac{dU}{dx} = 0$, dans l'intervalle déterminé.

- Le nombre de Richardson, R_i , devient aussi constant, c'est-à-dire que :

$$\frac{dR_i}{dx} = 0 \text{ (qui explique une croissance linéaire du courant).}$$

- L'entraînement du fluide ambiant, E_w , tend à se stabiliser :

$$IE_w = E_{w_{i+1}} - E_{w_i} \cong 0$$

- 2- La valeur de la profondeur d'eau au point de plongée, h_p , avance d'un certain intervalle de distance, x , pour chaque degré d'inclinaison du lit, α^0 , jusqu'à se stabiliser à partir d'une certaine limite de pentes de fond.

Enfin, on peut confirmer l'existence d'une analogie entre l'écoulement (interne) du courant de turbidité et l'écoulement (externe) dans un canal à surface libre, quand l'entraînement du fluide ambiant sera approximativement égal à zéro surtout pour les faibles pentes.

5.6.6. avancement de la zone de plongée dans la retenue du barrage Ighil Emda entre l'année 1992 et 1998

L'estimation de la valeur de la profondeur d'eau au point de plongée pour les deux courants de densité étudiés nous donne :

$$\begin{aligned}\Delta x &= x_{98} - x_{92} \\ \Rightarrow \Delta x &= 159 - 142 \\ &= 17 [m]\end{aligned}$$

Donc la zone de plongée dans la retenue du barrage Ighil Emda est avancée d'une distance de : $\Delta x = 17 [m]$ entre l'année 1992 et 1998.

CONCLUSION

Les travaux menés par GRAF, basés sur l'idée de la simulation numérique de certains phénomènes hydrauliques, porté par les progrès exponentiels de l'informatique, s'annonçaient importants et particulièrement précieux. L'utilisation de ces techniques en pratique, et en particulier, suite à des mesures sur site, effectués par REMINI, dans la retenue du barrage Ighil Emda nous a permis de dégager les observations suivantes :

En premier lieu, nous avons étudié la formation du delta et son évolution à l'intérieur du barrage Ighil Emda dans la période 1992 – 2004, les résultats ainsi obtenus sont les suivants :

- Le dépôt commence par une formation des couches plutôt planes dans les régions amont de la retenue, qui augmente graduellement jusqu'à une hauteur de dépôt $h = 3,81$ [m], à une distance $x = 6,8$ [km], qui correspond donc à la partie aval du delta formé.
- Le taux de dépôts augmente encore et arrive au maximum après 6[ans], le sommet du delta apparaît donc à une distance, $x = 6,97$ [km], d'une hauteur de dépôts : $h = 4,81$ [m].
- Ensuite, la tête de ce delta se met à progresser en direction de l'aval, où la face amont de ce delta devient plus longue et plane, alors que sa face aval devient plus courte et plus raide.
- Enfin, le delta s'est avancé à l'intérieur de la retenue, jusqu'à une distance $x = 1,36$ [km], avec une hauteur de $h = 7,37$ [m] dans une période de 6[ans] (1998 – 2004).

A une autre échelle, les courants de densité contribuent aussi à rendre assez anarchique la distribution des sédiments dans la cuvette de la retenue, l'étude numérique sur ces courants nous a permis de déterminer leur évolution à l'intérieur du réservoir du barrage Ighil Emda, suivre leur cheminement jusqu'au pied du barrage et déterminer vers la fin leur temps d'arrivée afin de les évacuer.

Notre étude s'est orientée ensuite vers l'endroit de la formation de ces courants appelés "points de plongée" où nous avons obtenu les résultats suivants :

- Le courant de densité atteint rapidement un état d'équilibre, sa profondeur croît (presque) linéairement à partir d'une certaine distance, et sa vitesse devient constante dans un temps très court.
- la profondeur d'eau au point de plongée correspond à la même valeur de la profondeur du courant de densité quand le courant se stabilise pour décrire par la suite sa croissance linéaire.

Vers la fin, et dans le but d'apporter une contribution à l'étude de l'avancement de la zone de plongée dans la retenue, une simple méthode, généralisée, a été proposée pour déterminer l'évolution de la profondeur d'eau au point de plongée. L'application de cette méthode sur les résultats obtenus des études précédentes, des courants de densité dans la retenue du barrage Ighil Emda a donné les conclusions suivantes :

- La valeur de la profondeur d'eau au point de plongée, h_p , avance d'un certain intervalle de distance x , pour chaque degré d'inclinaison du lit, α° , pour se stabiliser vers une certaine limite de pente de fond JF.
- La zone de plongée s'est avancée dans la retenue du barrage Ighil Emda, d'une distance de 17[m] dans une période de 6[ans] (depuis 1992 – 1998), suite à la progression du delta dans cette période.

Enfin, on peut confirmer que le cheminement des courants de gravité est souvent guidé au départ par les ravins sous lacustres du (ou des) delta (s), à court terme ; et à long terme, par les variations morphologiques lentes mais continues du fond des réservoirs sous l'influence des dépôts importants.

C'est un résultat très encourageant, mais l'étude reste encore inachevée, et il serait très intéressant de la compléter, de l'enrichir par un travail futur qui tient compte des points suivants :

- Utilisation de ces modèles numériques avec d'autres formules de charriage, et nous suggérons pour cela de faire un calage du modèle par des données réelles d'un barrage, pour apprécier la validité de la formule choisie, pour la prévision du débit solide charrié.

- L'étude la limite de stabilisation de l'évolution de la zone de plongée, en relation avec la pente du fond du barrage.
- La détermination de l'influence de la rugosité, qui est l'une des principales caractéristiques conditionnant le mouvement du courant.

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

B	: largeur du canal à la surface libre
B	: Flux sédimentaire réduit
b_0	: largeur de l'oued
$C_s (c_s)$: Concentration volumique (locale) du matériel granulaire
\tilde{C}_s	: Concentration volumique dans la section
c_b	: Concentration locale près du fond du lit
d	: diamètre moyen d'un grain (granulat)
d_x	: diamètre d'un grain, X % sur la courbe granulométrique
E_s	: coefficient d'entraînement du sédiment du fond du lit
E_w	: coefficient d'entraînement du fluide ambiant (courant de turbidité)
Fr	: nombre de Froude
Fr_D	: nombre de Froude densimétrique
Fr_p	: nombre de Froude au point de plongée
F_{CT}	: coefficient de frottement d'un courant de turbidité
g	: accélération gravitationnelle
g'	: gravité réduite
H	: hauteur d'eau dans un réservoir
h	: profondeur d'eau dans le canal
h	: hauteur d'eau de l'échelle intégrale (courant de turbidité)
h_n	: profondeur d'eau normale (uniforme)
h_p	: profondeur d'eau au point de plongée (courant de turbidité)
h_t	: hauteur (totale) où la vitesse, U , est nulle (courant de turbidité)
J_e	: pente énergétique
J_F	: pente du fond du canal
J_w	: pente de la surface d'eau libre
K_s	: coefficient de rugosité totale de Manning-Strickler
K'_s	: coefficient de rugosité due aux granulats
L	: largeur
η	: coefficient de Manning

P	: porosité des sédiments
Q	: débit liquide
Q_s	: débit solide total en volume
q	: débit liquide unitaire
q_s	: débit solide total pour une largeur unitaire
R	: densité spécifique du matériel granulaire submergé
R_h	: rayon hydraulique
R_e	: nombre de Reynolds
R'_e	: nombre de Reynolds
Ri	: nombre global de Richardson
S	: section
s_s	: densité relative (particule)
t, T	: temps, intervalle de temps
U	: vitesse moyenne dans une section
U	: vitesse moyenne de l'échelle intégrale (courant de turbidité)
\bar{U}	: vitesse moyenne du courant de turbidité
u	: vitesse ponctuelle moyenne, $u(Z)$
u_*	: vitesse de frottement
u_{*b}	: vitesse de frottement près du fond du lit
v_{ss}	: vitesse des particules solides en chute libre
Z	: côte (niveau) du fond
α	: angle d'inclinaison du fond
γ	: poids volumique
ξ_m	: paramètre de rugosité selon Meyer-Peter
ρ	: masse volumique (du fluide)
ρ_s	: masse volumique d'un corps solide (particule)
ρ_t	: masse volumique du courant de turbidité
τ_*	: tension adimensionnelle due au frottement
τ_{*cr}	: tension adimensionnelle critique de frottement

REFERENCES

1. LAHLOU, A., « Etude actualisée de l'envasement des barrages au Maroc », Revue Science de l'eau , vol. 6 n°03, (1987), 337- 355.
2. CLAUDE, J., et CHRTIER R., « Mesure de l'envasement dans les retenues de six barrages en Tunisie », Cah. ORSTOM, sér. Hydrol.vol. XIV n°1(1977), 3 - 35.
3. L.P.E.E., «Impact sédimentologie en amont et en aval d'un barrage réservoir, approche numérique », Dos. N°98.932.0003, (1998), 185 -189.
4. CEMAGREF, « Apports solides annuels moyens des petits bassins versants » Cahier 45, n°6. Informations techniques, (Mars 1982), (1982), 2p.
5. RAMEZ, PH., « Erosion et transport en rivière », Tome 1, « Guide pour la compréhension des phénomènes », CEMAGREF, (1995), 130 p.
6. SADOK, A., et MARCHE, C., « Une contribution pratique à l'estimation du transport des sédiments dans un écoulement fluvial », Revue Can.J.CIV.ENG.vol.21, (1994), 490-498.
7. GUIDE METHODOLOGIQUE, « La gestion des rivières, transport solide et atterrissement », Les Etudes des Agences de L'eau, N°65, Paris, (Septembre 1999), 92 p.
8. RAMPON, A., « Erosion hydrique et sédimentation dans les barrages » CEMAGREF, Informations techniques, n°76, (Juin 1990), 8 p.
9. KASSOUL, M., « Prédétermination de la durée de vie de barrages en Algérie », La Houille Blanche n°3/4, (1999), 89-94.
10. CEMAGREF, « Etudes du problème posé par l'accumulation des vases dans la retenue de Ternay (2^{ème} partie), Etude de la sédimentation », Rapport du Cete de Blois, Paris, (Novembre 1986).
11. RAMPON, A., « Erosion et transport. Les dépôts dans les barrages », Mémoire n°18, (Mai 1987), 208 p.
12. C.S.P., « Les vidanges des barrages d'altitude », Bul. De Liaison, N°52, (1988), 14 -18.
13. REMINI, B., AVENARD, J.M. et KETTAB A., « Distribution des sédiments dans les retenues », Revue TSM n°3, 91^e année, (Mars 1996) , 196-199.
14. THUAL, O., « L'eau sur le continent africain », Menu BEI (1998 / 99), Travaux Enseiht (<http://www.enseiht.fr/travaux>)

15. GRAF, W.H. et ALTNAKAR, M.S., « Courants de turbidité », La Houille Blanche, n°7, (1995), 28-37.
16. GRAF, W.H. et ALTINAR, M.S., « Hydraulique fluvial », Tome 2, « Ecoulement non permanent et phénomènes de transport », Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, CH. Volume 16, (1996), 378p.
17. LOIZEAU, J.L. et DOMINIK, « Aquatic Sciences », Revue N°62, vol. 1, (2000), 54 – 67.
18. REMINI, B., « Les courants de densité », Collection hydraulique et transport solide, (1999), 106 p.
19. LOIZEAU, J.L., « La sédimentation dans le delta du Rhône, Léman : processus et évolution. » Thèse n°2514, Université de Genève, (1991), 209 p.
20. REMINI, B., KETTAB, A. et AVENARD, J.M., « Point plongée des courants de densité dans les retenues », Revue Algérie Equipement, n°20, (Juillet/Août 1995), 13 -15.
21. MIGNOT, C., « Etude des propriétés physiques des différents sédiments très fins et de leur comportement sous des actions hydrodynamiques », La Houille Blanche n°7, (1968), 591-619.
22. BEAUCHAMP, J., « Cours de sédimentologie », (5 Avril 2001), (<http://www.u-picardie.fr/beauchamp/cours-sed>)
23. DECESARE, G., « Alluvionnement des retenues par courants de turbidité », Thèse EPLF N°1820, (1995 / 98), (<http://dgc.www.epfl.ch/theses/decesare-t.asp>)
24. REMINI, B., « Envasement des retenues de barrages en Algérie : importance, mécanismes et moyen de lutte par la technique de soutirage », Thèse de doctorat d'état, (11 Mars 1997), 342 p.
25. FRIEDMAN, T. et SANDERS, « Principals of sédimentology », Edition Coll. John-Jilli et Sons. (1978).
26. PARKER, G., GARCIA, M. et FUKSHIMA Y., « Experiments in turbidity over an erodible bed », J. Hydr. Res., vol. 25 n°1, (Janvier 1987), 123-147.
27. TURNER, J.S., « Buoyancy effects in fluids ». Cambridge univ. Press, Cambridge, GB, (1973), 179 p.
28. BELKACEMI, A., « Etude de la vitesse initiale d'un courant de densité », Mémoire de Magister, (Juin 2001), 95 p.
29. QUESNEL, B., « Cours d'eau non navigables », Tome II, Eyrolles, (1964), 194 p.

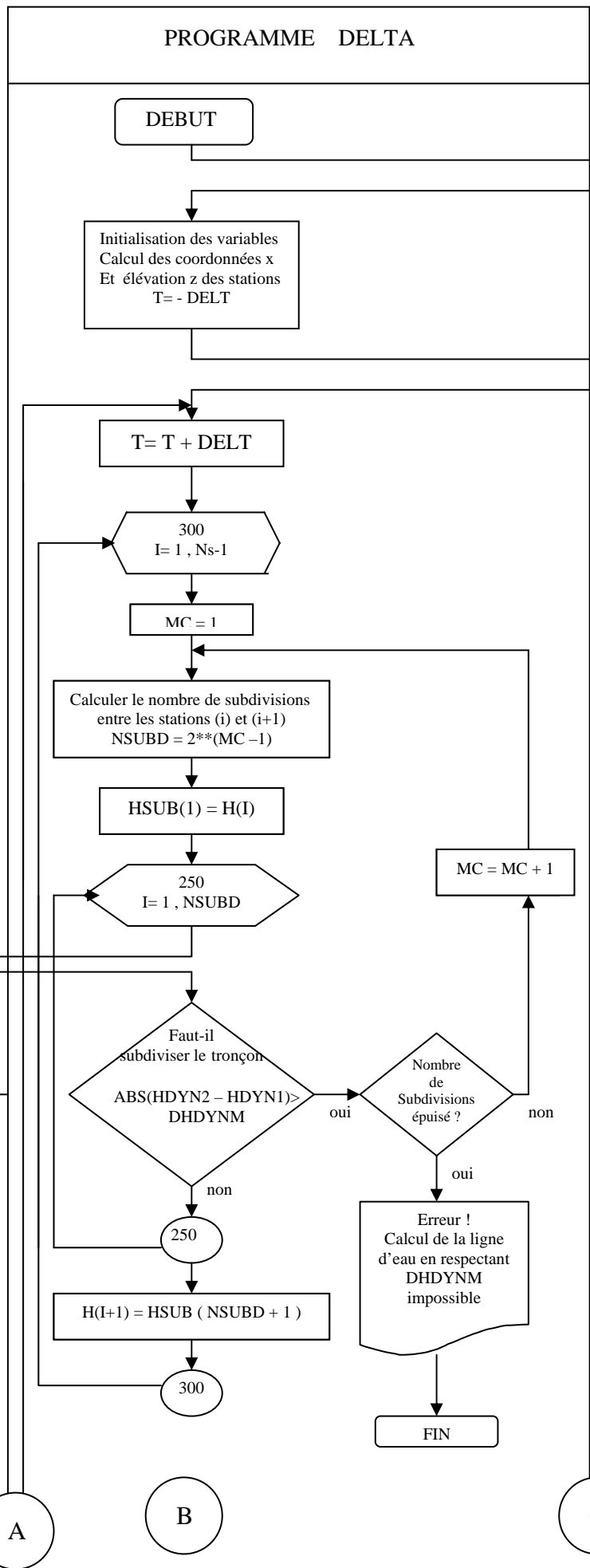
30. BENBLIDIA, M. et DEMMAK, A., «Extraction des sédiments dans les retenues » , Colloque d'hydraulique, 166^{ème} session du comité scientifique et technique, Lyon, (28 et 29 mars 2001), 6p.

31. REMINI, B., « Peut-on réduire l'envasement par la pratique de la technique du soutirage », Journée scientifique et technique du Génie Rural, (22 Novembre 1998), 14 -19.

32. GRAF, W. H. et ALTINAKAR, M.S., « Hydraulique fluviale », Tome 1, « écoulement permanent uniforme et non uniforme ». Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, CH. Volume 16 , (1993), 260p .

33. LEBRETON, J.C., « Dynamique fluviale », Edition Eyrolles, Paris, (1974), 209p .

34. KARMAN, TH. et BIOT, M., « les méthodes mathématiques de l'ingénieur », Paris, Béranger, (1949), 484p.



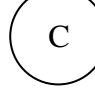
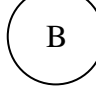
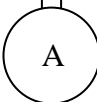
Phase liquide

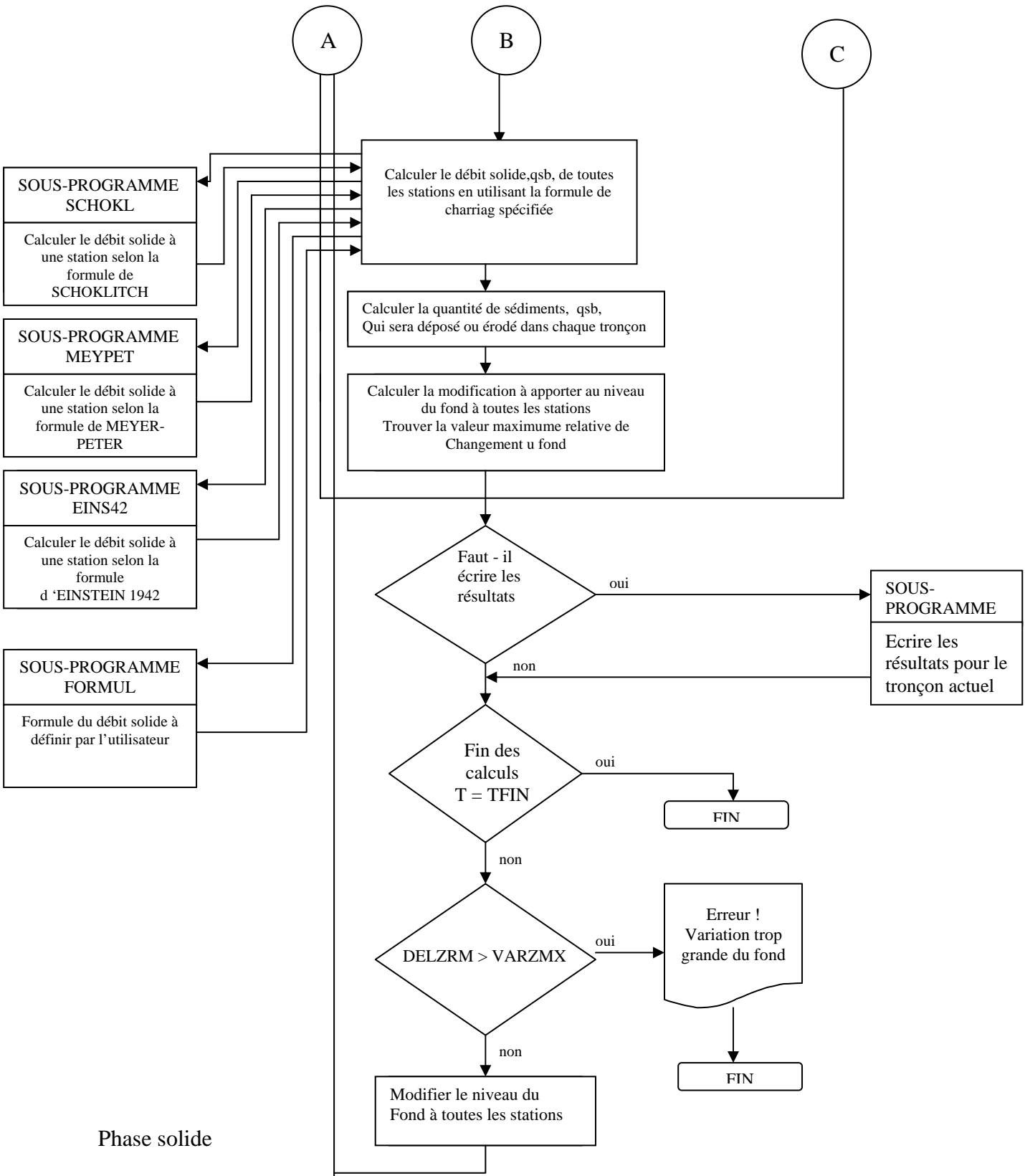
SOUS-PROGRAMME RK4
Calculer la profondeur à la Station (I+ 1) en connaissant La profondeur à la station (I)

SOUS-PROGRAMME DERIVE
Calculer dh/dx pour une combinaison de qusb et h donnée

SOUS- PROGRAMME LIRE
Lire les données du problème en interrogeant l'utilisateur

SOUS- PROGRAMME TITRES
Ecrire les titres sur Le fichier de sortie





Phase solide