

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département hydraulique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Mémoire de fin d'études

**En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en
hydraulique**

Thème

L'étude hydrodynamique dans les retenues

Réalisé par :

MEGHDOUR Ibrahim

Proposé et Dirigé par:

Dr M. BERKANI

2010/2011

Remerciement

Je voudrais avant d'entamer la présentation de ce mémoire remercier ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la volonté, la patience et le courage d'établir ce travail.

Mes remerciements vont également à tous les enseignants du département Hydraulique.

Je tiens aussi à présenter mes plus vifs remerciements à mon promoteur Mr. BERKANI pour avoir suivi et dirigé ce travail.

J'adresse mes vifs remerciements à Mlle S. BENMAMAR, Docteur de l'Ecole National Polytechnique, pour sa tendresse Avec moi et pour avoir accepté de juger ce travail et m'avoir fait l'honneur de présider le jury de soutenance.

Je remercie, Monsieur NEBACHE, d'avoir toujours été agréables avec moi et d'avoir bien voulu examiner mon projet de fin d'études.

Que tous mes amis, trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude pour leur soutien moral dont ils ont fait preuve à mon égard.

Dédicace

À ma mère

À mon père

À mes frères

À mes sœurs

À toute ma famille

À tous mes amis

Je dédie ce travail

Ibrahim

إن مشكلة ترسيب السدود في الجزائر معروفة في جميع أنحاء العالم نظرا لأهميتها. إن لقياس ترسبات الوحل في حوض السدود دور كبيرا في تحديد حجم الترسبات و الاستغلال الأمثل للسدود، علما أن تراكم الوحل غالبا ما تؤدي إلى انخفاض قدرة تخزين المياه و تعطل عمل معدات الصرف، و لتجاوز كل هذه المعوقات ، من الأفضل أن نسعى إلى ترويض هذه المشاكل بدلا من مواجهتها. العديد من الدراسات أجريت من أجل فهم و الحد من ظاهرة التو حل غالبا ما تقوم على أساس إستعمال طرق حسابية قائمة على نماذج رياضية معقدة و يصعب هضمها .

الهدف من هذه الدراسة، هو وضع نموذج رياضي مبسط يأخذ بالحسبان تغيرات مستوى الترسيب من جهة و من جهة أخرى تغيرات كمية المواد الصلبة العالقة .

الكلمات المفتاحية: حوض بني عمران ، تنقل المواد الصلبة، سرعة الترسيب، فيزياء تشوه المواد

Résumé :

Le problème de la sédimentation des barrages en Algérie est connu dans le monde de par son importance. La mesure de l'envasement des barrages présente un intérêt certain pour la quantification des sédiments et l'exploitation des ouvrages, étant donné que la sédimentation cause la réduction de la capacité de stockage et le blocage des organes de vidange. A fin de surpasser ses contraintes il est préférable de maîtriser ce phénomène plutôt que d'essayer de l'éliminer. Beaucoup d'études ont été réalisées pour parvenir à comprendre et maîtriser l'envasement, le plus souvent ces recherches s'appuyaient essentiellement à l'utilisation de méthodes numériques basées sur des modèles mathématiques complexes et par fois difficiles à cerner.

L'objectif de cette étude est d'établir un modèle mathématique simplifié qui tiendra compte d'une part de l'évolution de la hauteur de décantation et d'autre part de l'évolution des dépôts des matières en suspension.

Mots – clés : Rhéologie, suspension, vitesse de chute, retenue Beni-Amrane, transport solide.

Abstract:

The problem of sedimentation of dams in Algeria is known throughout the world because of its importance. The measure of the silting of dams present significant interest for the quantification of sediment and operation of dams, since the sedimentation causes the reduction in storage capacity and blocking the drain device. In order to overcome its constraints, it is preferable to tackling this problem rather than trying to eliminate it. Many studies have been conducted to achieve understanding and controlling siltation, most often these studies were based mainly on the use of numerical methods based on complex mathematical models and both difficult to define. The objective of this study is to establish a simplified mathematical model taking into account both the evolution of the height of decantation and other developments of deposits of suspended solids.

Key words: Rheology, suspension, rate of descent, Basin Beni-Amrane, solid transport.

TABLE DE MATIERE

Introduction	1
CHAPITRE 1 : L'EROSION HYDRIQUE	
Généralité sur l'érosion hydrique.....	2
1. Formes d'érosion hydrique.....	2
1.1. Erosion en nappe.....	2
1.2. Erosion concentrée.....	2
2. Facteurs de l'érosion hydrique.....	3
2.1. Caractéristiques de la pluie	3
2.1.1. Détachement par splash.....	3
2.1.2. Travaux de Meyer et Wishmeyer	3
2.2. Ruissellement	3
2.2.1. Détachement par ruissellement	4
2.2.1.1. Travaux de Meyer et Wishmeyer	4
2.2.1.2. Travaux de komura	4
2.3. Etat hydrique du sol	4
2.4. Caractéristique du sol.....	5
2.5. Pente	6
2.6. Végétation	6
2.7. Travail du sol.....	6
2.8. Techniques sans labour (TSL)	6
2.9. Compactage du sol	7
2.10. Apport de matériaux de surface:	7
2.11. Voirie.....	7
3. Différents types de modèles de simulation	7
3.1. Modèles conceptuels	7
3.1.1. Modèle de Van Sickle et Beschta.....	7
3.1.2. Modèle de Negev.....	8
3.2. Modèles empiriques	8
3.2.1. Estimation des pertes des sols par utilisation de l'équation universelle de Wischmeier.	9
3.2.2. Formule de Velikanov.....	9
3.2.3. Formule de Fournier (1960).....	10

3.2.4. Formule de Tixeront (1960).....	10
3.5. Formule de la Sogreah	10
4. Conséquences de l'érosion	11
4.1. Dégradation des sols.	11
4.2. Dégradation de la qualité de l'eau.	11
4.3. Problèmes pour la collectivité.....	11
5. Méthode de défonce contre l'érosion hydrique	11
5.1. Interfluves	11
5.2. Cours d'eau	12
6. Conclusion	13

CHAPITRE 2 : TRANSPORT SOLIDE

1. Le débit solide	14
a)Le transport en suspension	14
b)Le transport par charriage	14
2. Caractéristiques dimensionnelles des éléments transportés	16
3. Origine des matériaux transportés.....	16
4. Importance relative des deux modes de transport	16
5. Transport solide et débit liquide	17
5.1. Débit liquide.....	17
5.1.1. Mesure de débit liquide.....	17
5.2. Transport solide	17
5.2.1. Mesure le transport solide	18
5.2.1.1. Les formules empiriques.....	18
a) Pour le charriage	18
b) Pour la suspension	21
c) Pour le transport total.....	24
d) Mesure la concentration des sédiments	25
5.2.1.2. Par des mesures in situ	26
a) Procédé de quantification.....	27
a) .1. Mesures du charriage	27
a) .2. Mesures de la suspension	27
6. Caractéristiques des sédiments.....	28
6.1. Vitesse de sédimentation.....	28

6.2. Vitesse de chute.....	30
6.3. Contrainte de cisaillement à la paroi.....	30
6.4. Vitesse de frottement.....	30
7. Depot	30
7.1. Taux de dépôt	30
7.1.1. Concentrations supérieures à 10 kg/m ³	30
7.1.2. Concentrations comprises entre 0,3 et 10 kg/m ³	31
7.1.3. Concentrations inférieures à 0,3 kg/m ³	31
7.2. Débit de dépôt	32
8. Tassement et consolidation	33
8.1. Mécanisme de consolidation	33
8.2. Modèles empiriques	33
8.3. Modèles diphasiques	34
8.4. Tassement de la crème de vase	34
9. Problemes poses par la sedimentation.....	36
10. Conclusion.....	36

CHAPITRE 3 : SUSPENSION ET RHEOLOGIE DES MATIERE EN SUSPENSION

Généralités sur les suspensions.....	37
Colloïdes.....	37
1. Forces régissant les suspensions aqueuses colloïdes	37
1.1. Mouvement brownien des colloïdes.....	37
1.2. Forces hydrodynamiques	37
1.3. Interactions entre particules	38
2. Viscosité des suspensions	38
2.1. Relation d'Einstein pour les suspensions diluées	38
2.2. Relation pour les suspensions faiblement concentrées	38
2.3. Relation pour les suspensions concentrées	39
3. Rheologie des matières en suspension	40
3.1. Grandeurs rheologiques	40
3.1.1. Contrainte de cisaillement.....	40
3.1.2. Déformation et vitesse de cisaillement.....	40
3.1.3. VISCOSITE	41
3.2. Modes d'écoulements des fluides	41

Quelques rappels théoriques	41
3.3. Différents comportements rhéologiques applicables au matière en suspension.	42
3.3.1 Comportement sans contrainte critique	42
1. Définition	42
2. Modélisation mathématique	44
3.3.2. Comportement avec contrainte critique	44
1. Définition.....	44
2. Modélisation mathématique	45
3.3.3 Comportement thixotrope	45
1. Définition	45
2. Modélisation mathématique	46
3.3.4. Comportement viscoélastique	47
1. Définition et modélisation mathématique	47
4. Etude expérimentale sur le comportement rhéologique de suspension.....	48
4.1. Approche de base	48
4.2. Manipulation	48
a) Etude expérimentale de la vitesse chute	49
b) Étude expérimentale pour les mesures rhéologiques	50
5. Conclusion.....	51

CHAPITRE 4 : FORMULATION MATHÉMATIQUE

1. Base de données	52
2. Hauteur d'eau claire (décantée)	52
3. Masse et hauteur de dépôt déposée	53
4. Approche numérique de l'intégration	54
5. Organigramme	57
6. Conclusion.....	59

CHAPITRE 5 : APPLICATION SUR LE BARRAGE DE BENI-AMRANE

1. Présentation de la région d'étude	60
1.1. Bassin d'étude	60
1.2. Lithologie	61
1.3. Couvert végétal	62

2. Barrage de BENI-AMRANE	63
2.1. Caractéristiques du barrage de Beni-Amrane	64
3. Hypotheses de base.....	65
4. Donnee de base.....	65
5. Programme	67
6. Résultats.....	67
7. Discussion des résultats	81
Conclusion général.....	82
Bibliographie.....	83
ANNEXE.....	86

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Triangle textural renseigné en classes de stabilité structurale (Macary et Berville, 2003).....	5
Figure 2.1 : Schéma des modes de transport, d'après (Graf et Altinakar dans Ildefonse et al. (1997).	15
Figure 2.2 : Classification des Sédiments par Taille selon l'échelle Wentworth	15
Figure 2.3 : profile de concentration.	21
Figure 2.4 : Influence de la concentration en sédiments sur la vitesse de sédimentation.	29
Figure 2.5 : Sédimentation dans les eaux calmes ou courantes.	29
Figure 2.6 : Taux de dépôt en fonction de la concentration de sédiment.	32
Figure 2.7 : Variation de Q et de QC en fonction de la concentration C.	35
Figure 3.1 : Rhéogrammes des fluides newtoniens et non newtoniens.....	42
Figure 3.2 : Rhéogrammes des principales catégories de fluides sans contrainte.....	43
Figure 3.3 : courbe d'écoulement de fluides présentant une contrainte critique.....	45
Figure 3.4 : rhéogramme enregistré par un rhéomètre à vitesse de cisaillement imposée(a) ou (b)	46
Figure 3.5 : Courbes granulométrique de la vase.....	49
Figure 3.6 : Dispositifs expérimentaux pour l'étude de la sédimentation.....	49
Figure 3.7 : les différentes zones.	50
Figure 3.8 : Disparitions de la zone de suspension	50
Figure 4.1 : variation de h	53
Figure 4.2 : Approche d'intégration (Scheid. 1986)	55
Figure 4.3 : Méthode de Simpson	56
Figure 5.1 : Grands bassins versants du nord Algérien	60
Figure 5.2 : Situation géographique du bassin versant de l'Isser.....	60
Figure 5.3 : Réseau hydrographique de l'Isser	61
Figure 5.4 : Lithologie du bassin versant de l'Isser	62
Figure 5.5: Carte d'occupation du sol.....	63
Figure 5.6: Carte topographique de la retenue de « BENI-AMRANE ».	64
Figure 5.7 : Variations mensuelles moyennes du débit liquide dans l'Oued Isser	66
Figure 5.8 : Variations mensuelles moyennes du débit solide dans l'Oued Isser (Station de Lakhdaria). ..	66
Figure 5.9 : La concentration moyenne des sédiments transportés par les eaux de l'oued Isser au barrage beni-amrane.....	67
Figure 5.10 : Évolution de la masse déposée en fonction du distance.....	69
Figure 5.11 : Évolution de dépôt a dimensionnel.	70
Figure 5.12 : Évolution de la masse déposée en fonction du temps.....	71
Figure 5.13 : Évolution de la hauteur déposée en fonction du temps.	72
Figure 5.14 : Évolution de la lame déposée en fonction du distance.....	73
Figure 5.15 : Évolution de la hauteur déposée de mois octobre en fonction de la distance.....	74
Figure 5.16 : Évolution de la hauteur déposée de mois décembre en fonction du distance.....	75
Figure 5.17 : Évolution de la hauteur déposée de mois février en fonction du distance.....	76
Figure 5.18 : Évolution de la hauteur déposée de mois avril en fonction du distance.....	77

Figure 5.19 : Évolution de la hauteur déposée de mois juin en fonction du distance	78
Figure 5.20 : Évolution de la hauteur déposée de mois aout en fonction de la distance.....	79
Figure 5.21 : Évolution des hauteurs déposée en fonction du distance.....	80

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Valeurs de α pour différentes perméabilités	10
Tableau 2.1 : la variation des coefficients α et β selon D^*	21
Tableau 2.2 : l'importance du transport en suspension	23
Tableau 3.1 : relation de viscosité des suspensions concentrées.....	39
Tableau 3.2 : Lois rhéologiques les plus usuelles de fluides ne présentant pas de contrainte critique (d'après Midoux, 1988)	44
Tableau 3.3 : modèle rhéologique décrivant l'écoulement fluides à contrainte critique	45
Tableau 3.4 : coefficients permettant de déterminer le caractère thixotrope de fluide de bingham	47
Tableau 5.1 : Caractéristiques du barrage de BENI AMRANE	64
Tableau 5.2 : Les débits moyens liquide et solide de l'Isser à Lakhdaria	65
Tableau 5.3 : Les concentrations moyennes des sédiments transportés par les eaux de l'oued Isser au barrage beni-amrane	67
Tableau 5.4 : la masse déposée en fonction du distance et du temps.	67
Tableau 5.5 : la hauteur déposée en fonction du distance et du temps.....	78
Tableau 5.6 : la lame déposée en fonction du distance et du temps	78
Tableau 5.7 : La hauteur d'eau clair en fonction du distance	78

LISTE DES NOTATIONS

K	Coefficient de résistance de Strickler de l'écoulement
K'	Coefficient de résistance de Strickler pour les grains défini par $K_s=26/D_{90}^{1/6}$
τ	Contrainte moyenne au fond : $\tau= \rho gRS$
Q	Débit
q	Débit unitaire (Q/L)
Q _s	Débit solide à l'équilibre
s	Densité relative ($s=\rho_s/\rho$)
<i>D</i> ₅₀	Diamètre médian
σ	Etendue granulométrique du sédiment
ρ	Masse volumique de l'eau
ρ_s	Masse volumique du sédiment
θ_c	Paramètre critique de Shields pour le début de mouvement
θ	Paramètre de Shields: $\theta = \tau_o/[(\rho_s-\rho)gD]$
S	Pente
H	Profondeur de l'écoulement
ω	Puissance de l'écoulement : $\omega =\tau U$
R	Rayon hydraulique
U	Vitesse moyenne
A	Section mouillée
C	Concentration en sédiments de la classe considérée
C*	Concentration d'équilibre (ou capacité de transport)
C* _{ch}	Concentration d'équilibre obtenu par charriage seul
C* _{sus}	Concentration d'équilibre des sédiments en suspension
D	Coefficient de diffusion
d	Diamètre des sédiments de la classe considérée
d*	Diamètre sédimentologique
dt	Pas de temps dans les discrétisations
dx	Pas d'espace
g	Accélération de la pesanteur
h	Hauteur d'eau
s	Densité des sédiments (ρ_s/ρ)
U	Vitesse moyenne de l'écoulement dans une section
U _{cr}	Vitesse critique d'arrachement des sédiments
u*	Vitesse de frottement
W	Vitesse de chute des sédiments en suspension
X _i	Inconnue concentration dans la section i

INTRODUCTION

Introduction général

L'Algérie, caractérisée par un climat semi-aride, est menacée par l'érosion des terres qui provoque l'augmentation du transport solide et l'envasement croissant des barrages

Ce phénomène n'est pas spécifique à l'Algérie, mais se rencontre partout où l'on doit régulariser les cours d'eau

Si bien que la lutte contre la sédimentation devient une préoccupation essentielle des exploitants et des chercheurs, pour la préservation du potentiel hydraulique mobilisé à des prix de revient onéreux.

Le principal but à atteindre est d'établir un modèle mathématique simplifié tenant en compte d'une part l'évolution de la hauteur de décantation et d'autre part l'évolution des dépôts des matières en suspensions

La sédimentologie, qui aborde la question d'érosion, du transport solide et de sédimentation, commence toujours à affirmer ses doctrines par différentes approches qui peuvent être résumées en cinq catégories comme suit :

Première catégorie : Les recherches visant à estimer l'érosion en intégrant les facteurs naturels du bassin versant et les débits solides.

Deuxième catégorie : S'intéresse à la dynamique des cours d'eau, dont l'objectif est de déterminer leur capacité de transport solide.

Troisième catégorie : Concerne le processus de dépôt, de tassement et de Consolidation des sédiments transportés et ayant pour objectif d'améliorer l'efficacité des méthodes de dévasement.

Quatrième catégorie : nous nous intéressons à la rhéologie des vases. Cette dernière nous permettras de mieux cerner le phénomène et ainsi de mieux étudier et donc améliorer l'efficacité des dispositifs de soutirage et d'augmenter le rendement des systèmes de dragage.

Cinquième catégorie : nous nous intéressons à la dynamique du cours d'eau à l'aval de la retenue, dont l'objectif est de déterminer la capacité de transport des sédiments évacués par le barrage en période de vidange.

Partie

Bibliographique

Chapitre 1

Erosion hydrique

Généralité sur l'érosion hydrique

L'érosion des sols se développe lorsque les eaux de pluie, ne pouvant plus s'infiltrer dans le sol, Ruissellent sur la parcelle en emportant les particules de terre. Ce refus du sol d'absorber les eaux en excédent apparaît soit lorsque l'intensité des pluies est supérieure à l'infiltrabilité de la surface du sol (ruissellement« Hortonien »), soit lorsque la pluie arrive sur une surface partiellement ou totalement saturée par une nappe (ruissellement par saturation). Ces deux types de ruissellement apparaissent généralement dans des milieux très différents, bien que l'on observe parfois une combinaison des deux (Cros-Cayot, 1996). Une fois le ruissellement déclenché sur la parcelle, l'érosion peut prendre différentes formes qui se combinent dans le temps et dans l'espace. L'érosion de versant diffuse ou en rigoles parallèles et l'érosion linéaire ou concentrée de talweg.

1. Formes d'érosion hydrique

1.1. Erosion en nappe

Elle est caractérisée par une eau de ruissellement sans griffes ou rigoles visibles. Sous l'effet de l'impact des gouttes de pluies (effet splash), les particules sont arrachées et transportées. Ce phénomène est observé sur les pentes faibles, où l'eau ne peut pas se concentrer.

Dans un premier temps, c'est l'impact des gouttes qui va arracher les particules. La battance des gouttes de pluie va envoyer des gouttelettes dans toutes les directions. Seulement, sous l'effet de la gravité les gouttelettes auront une vitesse plus importante vers l'aval que vers l'amont. Si l'on réalise une moyenne sur l'ensemble des gouttelettes, la vitesse sera dirigée de l'amont vers l'aval. A partir de là, il y aura formation de flaques et débordement de l'eau non infiltrée d'une flaque à l'autre ce qui entraînera un ruissellement en nappe.

L'érosion en nappe dépend de:

- L'intensité maximale des pluies qui déclenchent le ruissellement
- L'énergie cinétique des pluies qui détachent les particules
- La durée des pluies et/ou l'humidité avant les pluies

Les conséquences de l'érosion en nappe sont:

- le nivellement de la surface du sol
- La squelettisation des horizons superficiel
- Le décapage entraînant l'apparition de taches claires

1.2. Erosion concentrée

L'érosion concentrée ou linéaire apparaît sur les pentes plus fortes et le plus souvent dans des zones de concentration (fossé, talweg, traces de roues et d'outil, chemins, rigoles...). Les sols en argile sont les plus touchés. L'énergie forte de l'eau concentrée conduit au transport et à l'arrachement des particules. Des rigoles peuvent se former dans les traces de roues.

Parfois, dans le cas de fortes pentes, sur du substrat marneux, des mouvements de masse, véritables coulées de boues peuvent se former.

Selon la fréquence des phénomènes érosifs, on parle d'érosion chronique et exceptionnelle. L'érosion exceptionnelle, ressentie par l'exploitant comme catastrophique, se caractérise par une période de retour de 4 à 10 ans dans le vignoble alsacien (Vogt et al, 1986). Les techniques d'action ne sont pas les mêmes. Pour une érosion chronique, il convient d'agir à l'échelle de la parcelle, alors que pour l'érosion exceptionnelle, c'est au niveau du bassin versant qu'il faut agir.

Les dépôts de particules ont lieu lorsque la charge sédimentaire excède la capacité de transport du flux, lors d'une diminution de la vitesse de ruissellement. Par exemple, un changement de pente va favoriser les dépôts.

2. Facteurs de l'érosion hydrique

2.1. Caractéristiques de la pluie

L'efficacité de la pluie dépend de son intensité (énergie cinétique des gouttes $E_c = \frac{1}{2} m \cdot v^2$ Où, m est la masse de la goutte (kg) et V la vitesse (m/s), E_c l'énergie cinétique (joules).), de la hauteur totale des précipitations, de la durée de la pluie (une pluie courte et intense peut être plus érosive qu'une pluie longue de plus faible intensité

2.1.1. Détachement par splash

Le détachement D_s (g/s) par splash est simulé en fonction de la stabilité d'agrégat de sol, de l'énergie cinétique des précipitations et de la profondeur de la lame d'eau de surface.

$$D_s = (2,82/As K_e \exp (-1,48 h) + 2,96) P A$$

Où ;

D_s : est le détachement par splash (g/s) ; As : est la stabilité des agrégats (nombre médian des gouttes pour diminue l'agrégat de 50 %) ; K_e : est l'énergie cinétique de précipitations (J/m^2) ; h : est la profondeur de la lame d'eau de surface (millimètre) ; P : est la quantité de précipitations dans un intervalle de temps (en millimètres) ; A : est la surface au-dessus de laquelle le splash à lieu (m^2).

2.1.2. Travaux de Meyer et Wishmeyer

Meyer et Wishmeyer simulent l'érosion d'un sous- bassin versant, pour l'érosion donnée par splash de la pluie :

$$D_R = B_1 \cdot C \cdot E \cdot I^2 \cdot \Delta X$$

Où, D_R : Vitesse de détachement (kg/min/mètre de large) ; E : Index d'érosion (tonnes/ha) ; I : Intensité de la pluie (mm/h) ; C : Coefficient relatif a l'occupation des sols ; ΔX : Longueur du pas d'espace ; B_1 : Coefficient de calage.

2.2. Ruissellement

Le ruissellement apparaît dès que l'intensité d'une pluie devient supérieure à la vitesse d'infiltration du sol. Il est nettement plus élevé sur sol nu que sous cultures. Les plus faibles ruissellements proviennent des pluies tombantes après une période sèche. Par contre, les ruissellements et les pertes en terres les plus élevées ont eu lieu à une époque où le sol est déjà très humide et dans le cas de pluies exceptionnelles et

des orages d'automne et de printemps (Chebbani et al, 1999). Le ruissellement ne débute qu'après un cumul pluviométrique journalier de 18 à 20mm (Laouina, 1998) sur sol sec même si les pluies sont intenses ou après un cumul de 4 mm sur sol humide et compact (Loup, 1974).

D'une manière générale, il est admis que la vitesse du ruissellement est le paramètre prépondérant de l'action érosive du ruissellement superficiel. En 1965, Meyer a proposé la relation suivante pour évaluer cette vitesse.

$$V_R = (I^{0,33} Q_R^{0,33}) / n^{0,66}$$

Où ;

V_R : vitesse de ruissellement ; I : pente du terrain ; Q_R : Débit du ruissellement ; n : rugosité du sol.

2.2.1. Détachement par ruissellement

2.2.1.1. *Travaux de Meyer et Wishmeyer :*

$$D_f = B_2 C E P^{2/3} Q^{2/3} \Delta X$$

Avec,

D_f : Vitesse de détachement (kg/min/mètre de large) ; P : Pente des versants ; Q : Débit de ruissellement ($m^3/s/m$ ètre de large) ; B_2 : coefficient de calage ; E : Index d'érosion (tonnes/ha) ; C : Coefficient relatif à l'occupation des sols.

2.2.1.2. *Travaux de Komura*

Komura a travaillé sur l'érosion donnée par un ruissellement et une pluie combinée et propose l'équation suivante fondée sur l'équation de Manning Strickler :

$$E = 0,00113 (C_e/D_{50}) C_s Q^{15/8} L^{3/8} P^{3/2}$$

Avec, E : Erosion par ruissellement (kg/m^2) ; C_s : Rapport de la surface nue à la surface total ; C_e : Coefficient d'érodabilité est égal à :

$C_e = 1$: Erosion en nappes avec petites rigoles ;

$C_e = 2$: Erosion en nappes avec rigoles ;

$C_e = 10$: Erosion en nappes avec ravine ;

D_{50} : Diamètre moyen de granulométrie (mm) ; Q : Débit ruisselé comme une intensité de pluie (mm/h) ; P : Pente de versant ; L : Longueur de versant(m).

2.3. Etat hydrique du sol

Si l'humidité est faible, le sol se comporte comme un solide et se fissure sous les forces de cisaillement. Lorsque la teneur en eau augmente, le sol devient plastique. Selon Boiffin, cité par Léonard (2003), la stabilité du sol augmente si le sol reste faiblement humide pendant plusieurs jours, et inversement diminue s'il est à proximité de la saturation. Cet état a donc son importance sur la résistance à l'entraînement par le ruissellement et le "splash". L'humidité du sol affaiblit les agrégats car elle diminue leur cohésion.

Notons également que l'humectation rapide d'un sol initialement sec a pour conséquence une désagrégation des agrégats plus importante que si le sol est déjà humide. Les cycles d'humectation – dessiccation répétés diminuent la stabilité des agrégats (Macary et Berville, 2003).

2.4. Caractéristiques du sol

Un des critères le plus important pour apprécier la résistance d'un sol à l'érosion est la stabilité structurale. Si un sol est stable, il sera moins sensible à la battance et résistera mieux au tassement et à l'arrachement. Cette stabilité dépend de la texture du sol, de la nature minéralogique des argiles, de la teneur en matières organiques (MO), de la teneur en calcium et de l'état et l'histoire hydrique. Si les argiles sont orientés, ils vont avoir tendance à gonfler avec l'eau, ils seront alors peu stables. La matière organique quant à elle facilite la formation du complexe argilo-humique et augmente la résistance. Le calcium favorise lui aussi la formation de l'humus. La résistance aux contraintes de cisaillement du sol est d'autant plus importante que le sol est riche en argile, compact, et que de nombreuses racines fines et denses sont présentes et constituent une armature. L'infiltrabilité du sol est également un paramètre important pour la genèse du ruissellement. Elle dépend de l'état de surface et de la porosité. Elle est influencée par l'état de compacité, la fissuration et l'activité biologique du sol (responsable de la formation de macrospores ou de galeries).

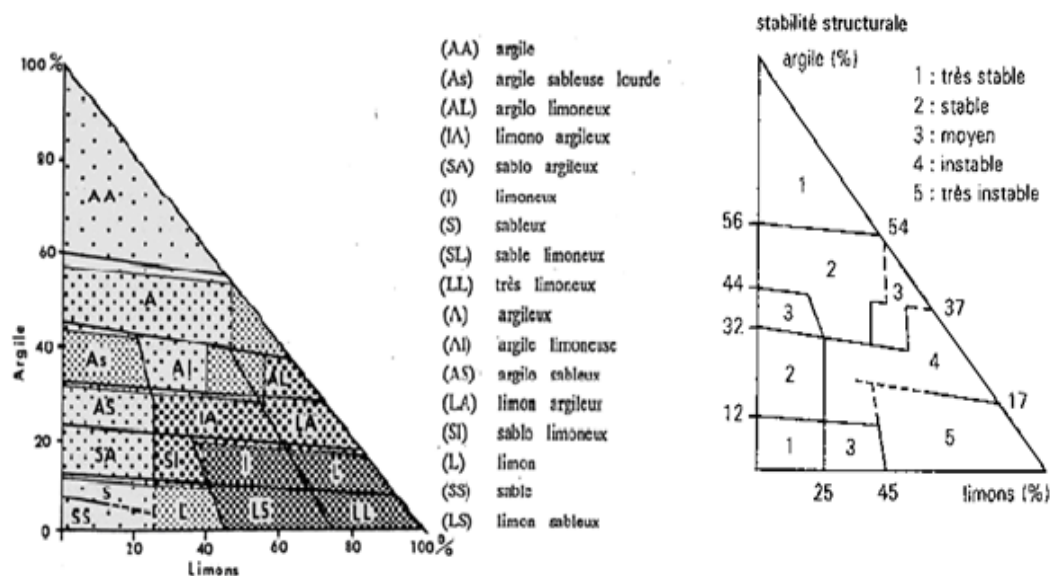


Figure 1.1: Triangle textural renseigné en classes de stabilité structurale (Macary et Berville, 2003)

Le triangle textural montre que les sols limoneux apparaissent comme les plus instables au contraire des sols à texture plus grossière ou plus fine (Figure 1.1). Les sols limoneux sont très sensibles à la battance. Les particules grossières du fait de leur masse plus importante sont moins sensibles au détachement par la pluie. De plus, les éléments de taille supérieure à 2 mm protègent le sol de l'impact des gouttes de pluie et s'opposent au ruissellement. Les argiles et les colloïdes offrent une résistance à l'érosion du fait des fortes liaisons. Les oxydes de fer et d'aluminium, en particulier sous forme colloïdale, permettent la création d'agrégats stables.

2.5. Pente

L'augmentation de la pente accroît la capacité de ruissellement, qu'il soit diffus ou concentré. L'énergie du ruissellement est liée à la pente. Son rôle est toutefois complexe car la pente tend à améliorer le drainage oblique et donc favoriser l'infiltration et elle rend également plus difficile la formation de croûte de battance. Si la pente est faible, les particules libérées par effet splash restent à côté et vont former des croûtes de battance ce qui tend à imperméabiliser le sol et l'infiltration est alors limitée. Roose (cité par Macary et Berville, 2003) dans ses travaux sur les fortes pentes estime que le ruissellement diminue lorsque la pente s'accroît. En effet, quant la pente augmente, le sol reçoit moins d'eau par unité de surface pour une pluie donnée et le rapport ruissellement sur infiltration tend à être moins élevé. L'influence de la longueur est aussi importante, mais seulement si le ruissellement a la possibilité de se concentrer. La forme intervient également, une rupture de pente concave favorise le dépôt, une convexe accroît la possibilité d'érosion (Litzler, 1988).

Peu d'auteurs s'accordent d'une manière générale en ce qui concerne l'influence de la pente sur le ruissellement, mais la majorité reconnaît son rôle essentiel sur les volumes de matières solides transportés.

2.6. Végétation

Le couvert végétal joue un rôle important. Il retarde l'apparition du ruissellement car l'infiltration est accrue du fait d'une porosité plus importante et la capacité hydrique du sol augmente par la présence de matière organique. Elle limite également les pertes en terre par diminution de l'effet "splash " et renforcement de la résistance au cisaillement par les racines (Litzler, 1988).

2.7. Travail du sol

Il augmente la perméabilité du sol. Il ameublisse les sols tassés et aère le sol. La rugosité du sol et donc la détention superficielle sont aussi accrues. La pluie fait toutefois rapidement diminuer cette rugosité. L'opération la plus efficace consiste à faire des mottes grossières (Van Dijck, 2000). Le travail d'un sol trop humide diminue la perméabilité par formation d'une zone de tassement et de lissage. La répétition de travaux superficiels provoque un affinement excessif des mottes de terre (diminution de la rugosité) et augmente le détachement des particules de terre.

2.8. Techniques sans labour (TSL)

Du fait d'un tassement superficiel du sol, réduisent quant à elles la détachabilité des particules et limitent le départ de terre. Seules les fines partent. Le désherbage supprime la couche protectrice et le ruissellement peut se concentrer dans des traces de roues ou d'érosion (griffures, rigoles...).

Que préconiser en terme de travail du sol. Le travail du sol réduit le ruissellement et l'érosion jusqu'à un certain seuil de pluie. Si ce seuil est dépassé, le ruissellement démarre et l'érosion est favorisée car la détachabilité des particules est importante. Par contre lors de faibles pluies, les dégâts sont plus importants pour un sol non travaillé (Litzler, 1988).

2.9. Compactage du sol

Les engins mécaniques tassent le sol ce qui favorise le ruissellement. Trois types de compaction sont à distinguer: la compaction de surface, la compaction de profondeur et entre les deux, la semelle du labour qui correspond à une couche de sol très dense se trouvant sous les passages fréquents du soc de la charrue. La compaction de surface, au niveau des traces de roues, causées par le trafic de la machinerie agricole, tend à diminuer l'infiltration et la porosité. Le fort pouvoir érosif de l'eau provoque alors ruissellement et érosion. En effet même si la cohésion augmente, le fort ruissellement augmente les risques d'érosion (Macary et Berville, 2003). La compaction de profondeur est causée le plus souvent par un poids à l'essieu dépassant les 5-7 tonnes/essieu sur un sol humide (Tsague, 2005).

2.10. Apport de matériaux de surface

la présence de sarments, paille, composts, écorces ou encore marc favorise la dissipation des gouttes de pluie ainsi que l'infiltration, et limite la vitesse de ruissellement et le départ des particules de terre (Litzler, 1988)

2.11. Voirie

la modernisation du travail de la viticulture a favorisé le développement du réseau vicinal dans l'ensemble des vignobles français. L'augmentation des surfaces imperméables accroît la concentration des eaux. Les routes non pavées semblent d'ailleurs la source principale de sédiments d'autant plus que le passage des machines sur ces routes est fréquent (Rijsdijk, 2006 Mc Donald, 2001 cités par Madier, 2007).

3. Différents types de modèles de simulation

Il existe deux types de modèles de simulation (Bessenasse, 2004) qui sont :

- ✓ **Modèles conceptuels.**
- ✓ **Modèles empiriques (Gafrej, 1993).**

3.1. Modèles conceptuels

Les modèles conceptuels considèrent en général une combinaison de plusieurs mécanismes physiques sur le bassin ; mais leur formulation repose sur des paramètres qui n'ont pas souvent une signification physique et donc, ne peuvent être mesurés. La majorité des modèles considère les deux mécanismes de détachement et de transport des M.E.S à l'exutoire. La différence entre les modèles réside dans la manière dont ils prennent en compte ces mécanismes et l'échelle spatiale d'étude (fine ou globale). On va citer deux exemples de ces modèles sans trop détailler.

3.1.1. Modèle de Van Sickle et Beschta « Supply – Based Model »

Ces auteurs partent de l'équation de régression simple qui relie la concentration C au débit Q mesuré à l'exutoire du bassin en lui associant une nouvelle variable qui n'est autre que le stock de sédiments disponibles. Ce stock est responsable de la décroissance de la concentration au sein d'un événement et d'une saison à l'autre ; c'est ce qui explique l'existence du phénomène d'hystérésis.

L'hypothèse proposée est que la quantité de sédiments stockés en amont d'une zone d'échantillonnage à un temps t peut être représentée par une seule variable $S(t)$.

Durant une crue donnée, la concentration de sédiments s'écrit :

$$C = aQ^b(t)g(S(t))$$

Où, Q : le débit ; C : la concentration ; a et b : les coefficients déterminés par la régression entre log et log (q),

G(S (t)) : la fonction de lessivage « Washout function » qui exprime la variation de la concentration due à la variation du stock de sédiments disponibles donnée par l'équation exponentielle suivante.

$$G(S) = p \exp (r.S/S_0)$$

Où, P et r sont des paramètres empiriques à déterminer et S₀ : le stock initial maximum.

Nous remarquons que le modèle ne calcule pas la production de sédiments sur le bassin et dans la rivière, par contre, entre deux crues successives, une quantité de sédiments I est rajoutée afin de pouvoir simuler la crue postérieure. I est donc un paramètre supplémentaire.

3.1.2. Modèle de Negev

Le modèle de Negev, proposé en 1967, est à notre connaissance le premier modèle conceptuel (Gafrej, 1993) qui fait intervenir la notion de stock de sédiments disponibles pour le transport. Ce modèle est un modèle à deux réservoirs :

- ✓ Un réservoir sol
- ✓ Un réservoir représentant le stock de sédiments détachés par la pluie.

Dans la version originale de Negev, la pluie produit une quantité de particules D qui alimente le réservoir de stockage ; la même quantité arrive à l'exutoire, ce qui revient à dire que la production est 2 D. Une quantité de sédiments arrive à l'exutoire provenant de l'érosion directe provoquée par l'écoulement. Meyer et Wischmeier (1969), Onstand et Foster (1975) ont apporté des améliorations au modèle de base ;

Ainsi la pluie produit une quantité de particules qui va alimenter le réservoir de stockage et l'équation qui simule cette production est la suivante :

$$D = K_1 (1 - C) PR^{Jr}$$

Où,

D : la masse des sédiments détachés (t. ha⁻¹) ; K₁ : un paramètre dépendant des caractéristiques du sol ; C : la fraction protégée des pratiques culturales conservatrices ; R : la pluie tombée durant le pas de temps (mm) ; Jr : un exposant qui dépend des caractéristiques du sol.

3.2. Modèles empiriques

Ces modèles reposent sur la formulation d'une relation entre le flux de sédiments à l'exutoire et les différentes variables explicatives climatiques et physiques décrites précédemment. La formule la plus simple est celle qui relie la concentration des sédiments au débit de l'écoulement « sediment rating curve » :

$$C = aQ^b$$

Où a et b sont des paramètres empiriques de la régression, constants sur une série de mesures données. Par manque de choix, cette formule a été largement utilisée. Cependant, la corrélation montre une variation aléatoire et systématique ce qui laisse la méthode sujette à une erreur importante (Bessenasse, 2004).

3.2.1. Estimation des pertes des sols par utilisation de l'équation universelle de Wischmeier.

Aux U.S.A. en 1957, Wischmeier a développé l'équation universelle des pertes des sols :

$$A = R.K.LS.C.P$$

Où,

A : Perte annuelle moyenne en sol (tonne/hectare) ; R : Facteur d'érosivité de la pluie (tonnes/hectare) ; K : Facteur d'érodabilité du sol ou son taux d'érosion (tonnes/hectare) ; LS : Facteur topographique qui permet d'intégrer dans l'équation le gradient et la longueur de la pente ;

LS est obtenu à partir de l'expression de Wischmeier & Smith (1978) :

$$LS = (L/22,15)^m(65,41 \sin^2 S + 4,56 \sin S + 0,065)$$

Avec,

L : Longueur de pente ; S : Degré de pente ; m = 0,5 si S > 5% ; m = 0,4 si 3,5 < S < 5% ; m = 0,3 si 1 < S < 3,5% ; m = 0,2 si S < 1% ; C : Facteur agricole qui tient compte de la nature et de la densité de la couverture végétale ; P : Facteur de protection qui prend en compte l'efficacité des aménagements anti-érosifs.

Cette formule, qui intègre tous les facteurs intervenants dans l'érosion hydrique, est utilisée pour prédire, uniquement, l'érosion en nappe et en rigoles de petites parcelles et de petits bassins versants.

Wischmeier exclue spécifiquement la côte pacifique américaine (Californie), à climat méditerranéen, du champ d'application de sa formule ainsi que les Montagnes Rocheuses dont les pentes dépassent 25%.

3.2.2. Formule de Velikanov

La formule du transport en suspension établie par Velikanov en 1953 se base sur une approche énergétique. Elle est aux rivières larges à lit sableux ; son application sur des grandes rivières dans L'ex Urss et en Yougoslavie a donné de bons résultats, ainsi que sur le bassin versant de l'oued Zéroud en Tunisie:

$$Q_s = \eta \left(\frac{\rho_s \rho}{\rho_s - \rho} \right) \frac{V}{W} S . Q$$

Avec,

Q : le débit liquide ; Q_s : le débit solide ; η : Le nombre de Velikanov traduisant la capacité de l'écoulement et variant entre 0.0007 et 0.007. C'est le rapport de l'énergie de l'écoulement nécessaire pour maintenir les particules en suspension à l'énergie totale de l'écoulement ; V : la vitesse moyenne ; W : la vitesse de chute

moyenne d'une particule ; S : la pente géométrique ; ρ : La masse volumique de l'eau ; ρ_s : la masse volumique des solides.

3.2.3. Formule de Fournier (1960)

La formule de Fournier est exprimée par :

$$A_{SS} = (1/36) (P_m/P_{am})^2 2,65 (h/S) \quad (0,46)$$

Avec,

A_{SS} : apport solide spécifique ($t/km^2/an$) ; P_m : précipitations moyennes mensuelles du mois le plus pluvieux (mm) ; P_{am} : précipitations annuelles (mm) ; h : dénivelée moyenne (m) ; S : superficie du bassin versant (km^2).

3.2.4. Formule de Tixeront (1960)

La formule de Tixeront est Basée sur les données recueillies dans 32 bassins algériens et 9 bassins tunisiens

sur une durée comprise entre 2 et 22 ans.

Pour les bassins tunisiens $A_{SS} = 354 E^{0,15}$;

Pour la région Est-algérien $A_{SS} = 92 E^{0,21}$;

Pour la région centre algérien $A_{SS} = 200 E$;

Avec,

A_{SS} : apport solide spécifique en ($t/km^2/an$) ; E : Ecoulement en mm.

3.2.5. Formule de la Sogreah

La formule de Sogreah est Basée sur les données de 30 bassins algériens, de superficie comprise entre 100 et 300 km^2 , soumis à une pluviométrie annuelle comprise entre 300 et 1000 mm.

$$A_{SS} = \alpha E^{0,15}$$

Avec,

A_{SS} : apport solide spécifique en ($t/km^2/an$) ; α : coefficient dépendant de la perméabilité du sol, donné au Tableau 1.1 ; E : Ecoulement annuel (mm).

Tableau 1.1 : Valeurs de α pour différentes perméabilités

Perméabilité	α
Forte	8,5
Moyenne	75
Moyenne à faible	350
faible	1400
nulle	3200

4. Conséquences de l'érosion

4.1. Dégradation des sols.

- Perte du capital sol : la " bonne terre " qui descend et sort de la parcelle est perdue pour toujours.
- Perte définitive des éléments fertilisants (azote, phosphore, minéraux...).
- Des ressemis parfois nécessaires et des rendements en baisse.
- La dégradation des sols a un coût pour l'agriculteur à court terme lors d'épisodes orageux mais aussi à plus long terme puisque la fertilité du sol diminue.

4.2. Dégradation de la qualité de l'eau.

- Entraînement de la terre dans les cours d'eau et les eaux souterraines provoquant de la turbidité (eau trouble) et le déséquilibre de la vie aquatique.
- Entraînement de particules terreuses chargées en éléments fertilisants (azote, phosphore) et en molécules phytosanitaires.

4.3. Problèmes pour la collectivité

- Coulées de boues sur la voirie et dans les villages.
- Colmatage des réseaux d'eaux pluviales, envasement des fossés, destruction de Chemins.
- Traitement de l'eau potable après pollutions des eaux souterraines.
- La réparation des dégâts engendre un coût important pour la collectivité.

5. Méthode de défoncé contre l'érosion hydrique

Les méthodes de lutte contre l'érosion et la sédimentation reposent sur l'étude de leur nature et de leur évolution (Chebbani, 1999).

5.1. Interfluves :

Les moyens de lutte contre l'érosion dans les interfluves peuvent être classés dans les catégories suivantes :

- ✓ Procédés agro-techniques.
- ✓ Restauration des forêts.
- ✓ Procédés hydrotechnique.

a) Procédés agro-techniques

L'un des procédés agro-techniques les plus efficaces est le choix des cultures adaptées, en tenant compte de leur capacité à protéger le sol.

Les herbes pérennes protègent de l'érosion et forment une couche fixant le sol, restaurent sa structure, et améliorant la capacité d'absorption et réduisant l'érodabilité. Une autre méthode de protection consiste à cultiver selon les directions perpendiculaires à l'écoulement, parallèlement aux courbes de niveau (Ouamer Benhadj, M, Bouchelka, H. 1994).

b) Restauration des forêts

Lorsque la reforestation est possible, c'est un moyen efficace de conservation des sols. Les différents types de plantations ci-après sont importants :

- Ceinture forestière sur les terres agricoles pour régulariser le ruissellement, améliorer l'infiltration et protéger l'érosion éolienne.
- Bandes de forêts et bouquets d'arbres à l'intérieur du réseau hydrographique (dessin des chenaux d'écoulements) le long des ravines pennies et des vallées soumises à une forte érosion. Les ceintures forestières protègent les sols par différentes façons. Elles réduisent la vitesse du vent et améliorent le microclimat. Les ceintures forestières sont très efficaces lorsqu'elles sont plantées en lignes perpendiculaires au ruissellement (le long des courbes de niveau), l'écoulement peut alors disposer et l'infiltration favorisée. Cependant une mauvaise disposition des ceintures forestières peut être la cause d'une intensification du ruissellement et de la formation de nouvelles récoltes (Ouamer Benhadj, M, Bouchelka, H.1994).

c) Procédés hydrotechniques

Les procédés hydrotechniques de protection comportent certains types de structures et ne sont utilisés que si cela se justifie économiquement, ou si d'autres procédés sont révélés non efficaces. Ces procédés comportent les fosses d'infiltration, les barrages de rétention avec des grandes surfaces de retenues, des terrasses le long des courbes de niveau, etc....

5.2. Cours d'eau : (Ouamer Benhadj, M, Bouchelka, H.1994)

L'érosion du réseau hydrographique est souvent la cause des difficultés et des pertes financières. Aussi est-il nécessaire de rechercher les moyens de protection contre l'érosion. Il n'y a pas des méthodes universelles et l'on doit tenir compte des nombreux facteurs, notamment du prix et de la disponibilité sur place des matériaux de construction ainsi que des risques encourus.

a. Revêtement des berges :

Le mode de protection des berges le plus courant est la mise en place d'un revêtement de protection fait d'un matériau résistant à l'érosion, comme les enrochements, le béton, végétation naturelle, etc...., est disposé directement sur le talus de la berge

b. Freinage de l'écoulement :

On peut obtenir un freinage de l'écoulement, en mettant en place des structures perméables parallèlement à la base des berges. La diminution locale de la vitesse réduit les risques d'érosion et facilite, lorsque les conditions sont favorables le dépôt des sédiments et la croissance de végétation le long des berges.

c. Aménagement hydraulique :

Les barrages et autres ouvrages hydrauliques sont souvent de très grande taille, nécessitant la maîtrise des débits très élevés sous une forte charge (**Ouamer Benhadj, M, Bouchelka, H.1994**). On doit mettre en place des dispositifs efficaces pour dissiper l'énergie des écoulements à grande vitesse et pour empêcher des affouillements indésirables du lit à l'avale de l'ouvrage. On utilise couramment les dispositifs suivant :

- Bassin de dissipation.
- Sauts de ski.

6. Conclusion

Bien que l'érosion hydrique a été étudiée pendant de longues années en Algérie, cela n'a pas empêché que beaucoup de choses restent inconnues, les problèmes déterminants de l'érosion sont multiples. L'érodibilité des sols et comme elle peut varier sous différentes conditions mérite une meilleure compréhension afin de nous aider à réduire les pertes en eau et en sol.

L'envasement des barrages ne peut être considéré comme un mal inéluctable. Mais c'est un phénomène inévitable, qu'il faudrait introduire dans les calculs technico-économiques.

Chapitre2

Transport solide

Les sédiments qui atteignent le cours d'eau par l'intermédiaire du ruissellement vont être transportés par ce dernier s'il en est capable.

On appelle capacité de transport d'un cours d'eau sa possibilité optimum de transport de sédiments; cette possibilité est liée au débit liquide et à la vitesse du courant et la pente.

Si la capacité de transport est trop faible pour évacuer les produits de l'abrasion, une partie des matériaux va se déposer.

Si la capacité de transport est suffisante, tous les sédiments fournis par l'abrasion seront transportés; l'eau conservera un reliquat d'énergie qu'elle pourra employer au creusement du lit et à l'érosion des berges.

La capacité de transport est variable dans le temps et dans l'espace.

- Dans le temps, puisqu'elle est liée au débit liquide. Si une crue survient, la capacité de transport du cours d'eau augmente, les alluvions déposées en période d'étiage vont être reprises par la crue.
- Dans l'espace, puisqu'elle est liée aux vitesses de courant. Si, le long du parcours d'un cours d'eau, les vitesses se trouvent réduites, par un changement de pente par exemple, la capacité de transport va diminuer et les matériaux vont se déposer.

1. Débit solide

On appelle débit solide dans une section donnée le poids de matériaux en phase solide qui traverse la section pendant un intervalle de temps déterminé. En général, et suivant son importance, on l'exprime en kg ou en tonnes par seconde.

Le débit solide d'un cours d'eau est constitué par deux modes de transport :

- a) **Le transport en suspension** : concerne les particules fines qui sont maintenues en suspension sous l'effet de la turbulence des eaux (argiles, limons, sables fins)
- b) **Le transport par charriage** : ou transport de fond : il affecte uniquement les matériaux grossiers typiquement de diamètre supérieur à 0,5 mm (sables moyens ou grossiers, graviers, gros blocs).

Le charriage s'effectue :

- Par saltation : sables moyens et grossiers, plus rarement graviers et galets. Les matériaux se déplacent par petits bonds successifs au-dessus du fond.
- Par roulement sur le fond du lit : sables et cailloux.
- Par glissements en vrac au fond : galets et gros blocs

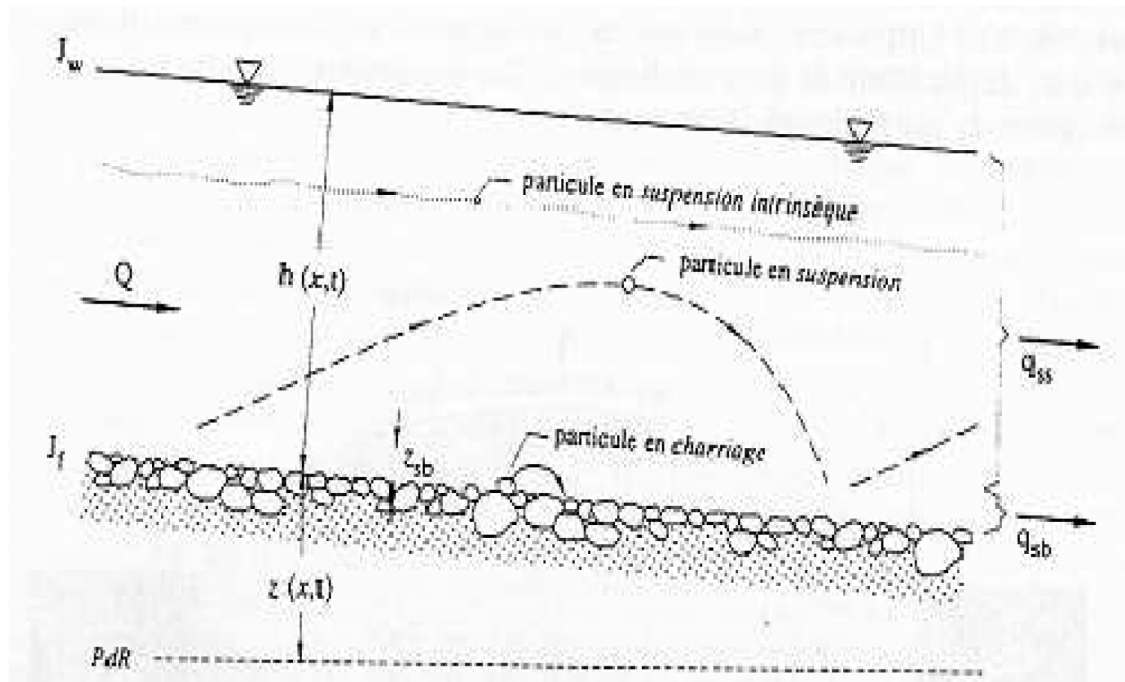


Figure 2.1 : Schéma des modes de transport, d'après (Graf et Altinakar dans Ildefonse et al. (1997).

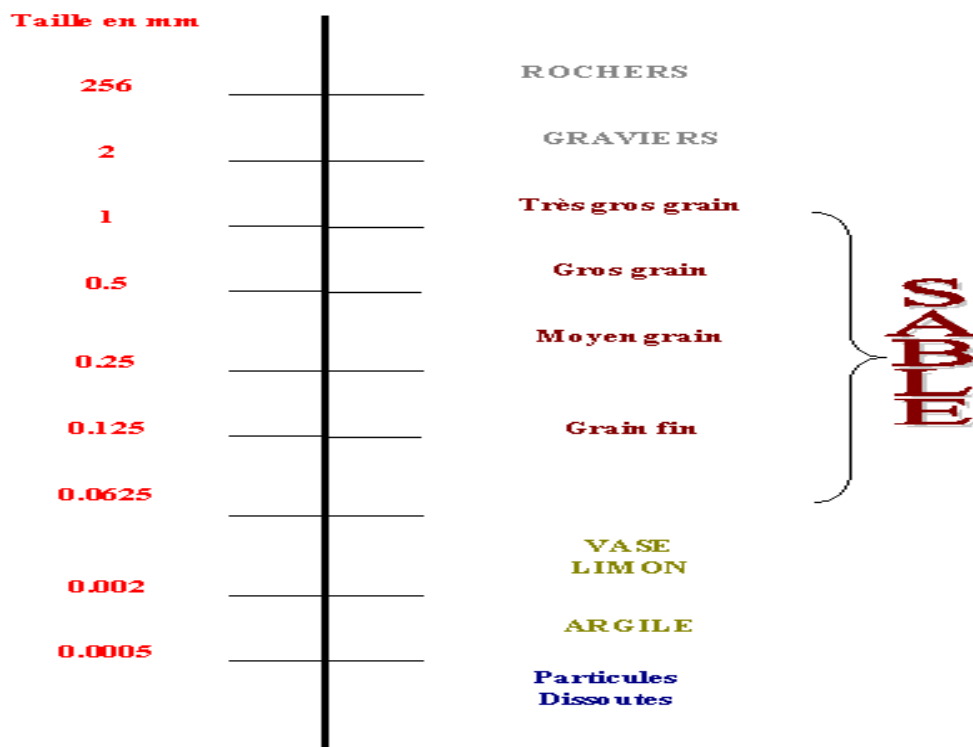


Figure 2.2 : Classification des Sédiments par Taille selon l'échelle de Wentworth

D'autre part, il faut distinguer deux configurations de sédiments :

- Les Sédiments Cohésifs

La cohésion des sédiments a un effet significatif sur l'érosion des sédiments et résulte de la présence d'argile (même en faible proportion: 5 à10 % du total des sédiments

déposés). Les particules ont tendance à former des conglomérats dans lesquels les flocons sont liés entre eux par de fortes forces électrostatiques

- Les Sédiments Non Cohésifs

Les sédiments non cohésifs contiennent des sédiments de grosse taille, non soumis à des forces d'interactions leur permettant de bouger indépendamment les uns des autres. Ils incluent le sable et les limons.

2. Caractéristiques dimensionnelles des éléments transportés

La différenciation du mode de transport des particules en fonction de leur diamètre citée ci-dessus est simplement indicative. En effet, certains matériaux peuvent rester immobiles au fond, être charriés, ou être transportés en suspension suivant les conditions hydrauliques.

Le mode de transport d'une particule est lié au degré de turbulence de l'écoulement liquide, l'accroissement de la turbulence augmentant le calibre des matériaux susceptibles d'être transportés en suspension. Dans les régimes de turbulence moyenne, les éléments qui "hésitent" entre les deux modes de transport sont les sables.

3. Origine des matériaux transportés

Le charriage s'alimente surtout par érosion du lit et des berges du cours d'eau. Il contribue pour une large part à la formation et à l'équilibre du lit, modelant ainsi le profil en long du cours d'eau.

Le transport en suspension concerne principalement les matériaux produits par l'abrasion des sols. Aussi sa détermination est très utile en agronomie, car ce sont les éléments les plus fertilisants qui sont ainsi transportés : particules fines, éléments chimiques et matières organiques.

Citons enfin l'existence du phénomène de laves torrentielles. Ce sont des coulées boueuses de forte densité résultant de glissements ou d'effondrements des berges. Ce mode de transport, spécifique aux torrents de montagne, est particulièrement redoutable.

4. Importance relative des deux modes de transport

Elle varie énormément d'un cours d'eau à l'autre. En général, le transport en suspension est de loin le plus important, environ 90% du transport total; pour certains cours d'eau, le charriage peut être pratiquement nul, mais, pour les torrents de montagne à forte pente, le débit de charriage peut égaler, ou même dépasser, le débit de matériaux en suspension.

La répartition des deux modes de transport dépend en grande partie de l'aptitude du bassin versant à fournir les matériaux en suspension, donc des possibilités d'abrasion, ainsi que des possibilités d'affouillement du lit et du degré d'érodabilité des berges.

5. Transport solide et débit liquide :

5.1. Débit liquide

Définition (Dictionnaire français d'hydrologie de surface (Roche, 1989) :

" Volume d'eau passant à travers une section dans l'unité de temps. Généralement exprimé en $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$, parfois en l s^{-1} pour les petits bassins ".

Glossaire international d'hydrologie (1992) :

" Volume d'eau qui traverse une section transversale d'un cours d'eau (ou d'un canal) par unité de temps ".

5.1.1. Mesure de débit liquide

Pour mesurer le débit liquide d'un écoulement naturel (cours d'eau, canal, dérivation...) existe quatre grandes catégories de méthodes.

a) Les méthodes « volumétriques » (ou jaugeage capacitif) permettent de déterminer le débit directement à partir du temps nécessaire pour remplir d'eau un récipient d'une contenance déterminée. Ces méthodes ne sont généralement pratiquées que pour des débits très faibles, quelques litres par seconde au plus.

b) Les méthodes « d'exploration du champ de vitesse » consistent à déterminer la vitesse de l'écoulement en différents points de la section, tout en mesurant la surface de la section mouillée. Ces techniques nécessitent un matériel spécifique (moulinet, perche...) et un personnel formé à son utilisation.

c) Les méthodes « hydraulique » tiennent compte des forces qui régissent l'écoulement (pesanteur, inertie, viscosité...). Ces méthodes obéissent aux lois de l'hydraulique.

d) Les méthodes « physico-chimiques » prennent en compte les variations de certaines propriétés physiques du liquide (concentration). Ces méthodes consistent à injecter dans un cours d'eau un corps en solution, et suivre l'évolution de sa concentration en fonction du temps. Ces méthodes appelées aussi méthodes « par dilution » ou encore « chimique ».

Toutes ces méthodes de mesures des débits nécessitent généralement un régime d'écoulement fluvial, sauf les jaugeages chimiques, qui sont appropriés en cas d'écoulement torrentiel (Benalouane, 2005).

5.2. Transport solide

Le transport solide en suspension est un phénomène assez continu dans l'espace. Les sédiments sont transportés sur de longues distances et à la vitesse du courant. Mais il est très discontinu dans le temps puisqu'il est conditionné par le phénomène d'abrasion qui, comme nous l'avons vu, ne dépend pas exclusivement de la nappe d'eau ruisselée. Aussi, il est généralement impossible de relier le débit liquide et le débit solide pour un même cours d'eau.

Le transport par charriage est très discontinu à la fois dans le temps et dans l'espace. C'est un phénomène très localisé puisqu'il est conditionné, entre autres, par la

pende et la constitution du lit, qui peuvent varier d'un tronçon de cours d'eau à l'autre. Par contre, pour une même section de cours d'eau, il peut être lié au débit liquide, donc, dans certaines conditions, il se prête mieux à l'étude théorique et à l'élaboration de formules.

Il convient cependant de distinguer les rivières à fonds caillouteux où le charriage est pratiquement nul pour les débits d'étiage, mais peut se mettre brusquement en action et atteindre des valeurs très importantes en période de crue, et les rivières à lits de sables pour lesquelles le charriage est un phénomène continu, dont la progression est souvent étroitement liée aux variations de débit liquide .

5.2.1. Mesure de transport solide

- Formules empiriques (suspension, charriage, transport total).
- Mesures in situ.

5.2.1.1. *Formules empiriques*

a) Pour le charriage :

• **Principes de la modélisation et paramètres adimensionnels**

Pour modéliser le transport solide on ne dispose en général que d'un nombre limité d'informations. Trois paramètres doivent au minimum être connus, le débit Q , la pente du lit S et le diamètre caractéristique D du mélange sédimentaire. A partir de la connaissance de ces paramètres la plupart des approches proposent au préalable un calcul de la contrainte grâce à une loi de frottement (force exercée par le fluide sur les grains), puis un calcul du flux généré par cette contrainte à partir d'une loi de transport adaptée (soit deux équations nécessaires). Une seconde approche consiste à calculer directement le débit solide à partir de Q , S et D (une seule équation nécessaire).

Il existe plusieurs des formules utilisent des grandeurs adimensionnelles, afin de permettre leur utilisation dans des configurations autres que celles qui ont prévalu lors de leur établissement (par exemple la géométrie du canal d'écoulement). Les deux principales grandeurs utilisées sont le nombre de Shields et le paramètre d'Einstein.

Shields, 1936 a proposé d'adimensionnaliser les forces motrices (contrainte hydraulique τ exercée sur la surface du lit) par les forces stabilisatrices (poids de la particule). Le nombre obtenu est appelé « nombre de Shields », noté θ :

$$\theta = \frac{\tau}{g(\rho_s - \rho)D}$$

Shields a également déduit de ses expériences que les grains posés au fond du lit étaient mis en mouvement lorsque ce nombre adimensionnel dépassait une valeur critique θ_c égale à 0.06.

Einstein Brown [1950] :

Cette formule a été proposée par Brown (1950) à partir d'un lissage de l'abaque d'Einstein (1950) :

$$0,3 < D < 29 \text{ mm}$$

$$q_v \left[\frac{m^3}{s/m} \right] = \sqrt{g(s-1)D^3} \left[\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{g(s-1)D^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{g(s-1)D^3}} \right] f(\theta)$$

$$f(\theta) = 2.15e^{-0.391/\theta} \quad \text{Si } \theta < 0,18$$

$$f(\theta) = 40\theta^3 \quad \text{Si } \theta > 0,18$$

Où ;

q_v : Débit volumique unitaire; s : Densité relative ($s = \rho_s / \rho$); ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ_s : Masse volumique du sédiment ; θ : Paramètre de Shields. ν : est la viscosité cinématique du fluide ($10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C).

Meyer-Peter et Mueller [1948]:

La formule de Meyer-Peter et Mueller est vérifiée si :

$$0,4 < S < 2,4\%, \quad 0,4 < D < 29 \text{ mm.}$$

$$q_v \left[\frac{m^3}{s/m} \right] = 8 \sqrt{g(s-1)D_{50}^3} \left(\left(\frac{K}{K'} \right)^{3/2} \theta - 0,047 \right)^{3/2}$$

Le ratio K/K' est le ratio entre le coefficient de Strickler de l'écoulement K et le Strickler du grain K' , et permet de corriger la contrainte totale pour ne tenir compte que de la contrainte appliquée au grain. Le terme K est donné par $K = U / S^{1/2} R^{2/3}$ et le terme K' est calculé avec l'équation de Strickler 1923 : $k' = 26 / D_{90}^{1/6}$

Où ;

q_v : Débit volumique unitaire; R : Rayon hydraulique du lit ; g : gravité ; D_{50}, D_{90} : diamètre équivalent à 50%, et à 90% des grains solides ; U : vitesse moyenne de l'écoulement ; θ : Paramètre de Shields ; s : Densité relative ($s = \rho_s / \rho$) ; S : La pente.

Parker [1979] :

$$q_v \left[\frac{m^3}{s/m} \right] = 11,2 \sqrt{g(s-1)D_{50}^3} \frac{(\theta - 0,03)^{4,5}}{\theta^3}$$

Où ; q_v : Débit volumique unitaire; θ : Paramètre de Shields ; s : Densité relative ($s = \rho_s / \rho$); D_{50} : diamètre équivalent à 50% des grains solides .

Rickenmann [1990]:

La formule de Rickenmann est vérifiée si :

$$0,0004 < S < 0,2, \quad 0,4 < D < 10 \text{ mm}$$

$$q_v \left[m^3 / s / m \right] = 1,5 (q - q_c) S^{1,5} \quad \text{Pour } 0,0004 < S < 0,2 ;$$

$$q_v \left[m^3 / s / m \right] = \frac{12,6}{(s-1)^{1,6}} \left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0,2} (q - q_c) S^2 \quad \text{Pour } 0,03 < S < 0,2 ;$$

Avec,

$$q_c = 0,065 (s-1)^{1,67} g^{0,5} D_{50}^{1,5} S^{-1,12}$$

L'auteur propose $(D_{90}/D_{30})^{0,2}$ égale 1,05 si inconnu.

Où ;

q_v : Débit volumique unitaire; s : Densité relative ($s = \rho_s / \rho$); D_{50} , D_{90} , D_{30} : diamètre équivalent à 50%, 90%, et à 30% des grains solides ; S : La pente.

Schoklitsch [1962]

La formule de Rickenmann est :

$$q_v \left[m^3 / s / m \right] = \frac{2,5}{\rho_s / \rho} S^{3/2} (q - q_c)$$

$$q_c = 0,26 (s-1)^{5/3} \frac{D_{40}^{3/2}}{S^{7/6}}$$

Où ;

s : Densité relative ($s = \rho_s / \rho$); S : La pente.

Van Rijn [1984]:

Développement semi-empirique, pour le charriage de matériaux vérifiant $D < 2 \text{ mm}$.

$$q_v \left[m^3 / s / m \right] = 0,053 \sqrt{g(s-1) D_{50}^3} \left(\frac{T}{D_*^{0,3}} \right)$$

$$D_* = D_{50} \left[\frac{(s-1)g}{v^2} \right]^{1/3} ; \quad T = \frac{u^{*2} - u_c^{*2}}{u_c^{*2}} ;$$

$$u^* = \sqrt{g} \frac{U}{18 \log \left(\frac{4R}{D_{90}} \right)} \quad ; \quad u_c^{*2} = g (s - 1) D_{50} \left[\alpha D_*^\beta \right]$$

Où ;

D_* : Diamètre sédimentologique ; U : Vitesse moyenne ; u^* : Vitesse de frottement.

Tableau 2.1 : la variation des coefficients α et β selon D_*

D_*	α	β
$D_* < 4$	0.24	-1
$4 < D_* < 10$	0.14	-0.64
$10 < D_* < 20$	0.04	-0.10
$20 < D_* < 150$	0.013	0.29
$150 < D_*$	0.055	0

b) - Pour la suspension

Considérons des particules en suspension, comme sur la figure ci-dessous, de diamètre d et de vitesse de chute w_s ;

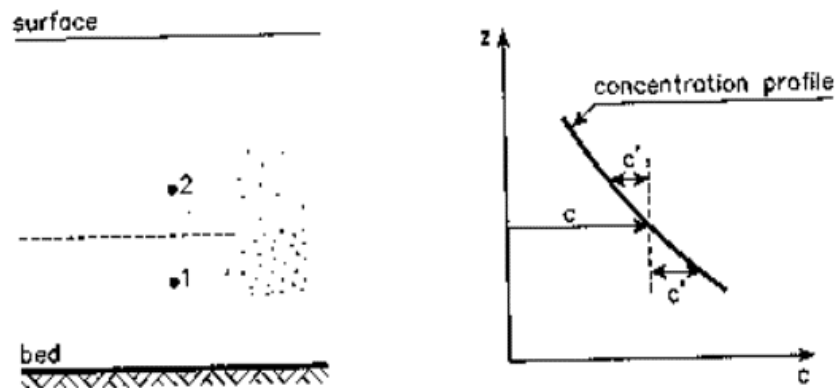


Figure 2.3 : profile de la concentration.

Les concentrations instantanées des niveaux 1 et 2 sont, respectivement : $c + c'$ et $c - c'$, avec c : concentration moyenne et c' : fluctuations moyennes de la concentration autour de c .

De même, les vitesses instantanées vers le haut (niveau 1) et vers le bas (niveau 2) sont, respectivement : $w' - w_s$ et $w' + w_s$, avec w' : fluctuations moyennes de la vitesse autour de w_s .

Le transport moyen vers le haut peut alors s'exprimer par :

$$q_u = \overline{(w' - w_s)(c + c')} \\ = -\overline{cw_s} + \overline{c'w'}$$

Le transport moyen vers le bas peut alors s'exprimer par :

$$q_d = \overline{(w' + w_s)(c - c')} = \overline{cw_s} - \overline{c'w'}$$

Pour un écoulement uniforme régulier, ces transports sont équivalents, donc

$$\overline{cw_s} - \overline{c'w'} = 0$$

Le terme $\overline{cw_s}$ représente le transport vers le bas, par gravité, tandis que l'autre terme décrit le transport vers le haut, par les fluctuations turbulentes. Ce terme est d'ailleurs proportionnel au gradient de concentration vertical (dc/dz).

Ainsi,

$$\overline{c'w'} = -\varepsilon_s \frac{dc}{dz}$$

Donc, en combinant ces deux dernières équations, on obtient :

$$\overline{cw_s} + \varepsilon_s \frac{dc}{dz} = 0 \quad \text{Avec } c : \text{ concentration moyenne du sédiment à la hauteur } z$$

par rapport au fond .

ε_s : Coefficient de diffusion à la même hauteur z ;

En supposant que la vitesse de l'écoulement suit la loi logarithmique et que la répartition des pressions est hydrostatique,

$$\frac{du}{dz} = \frac{u^*}{kz} \quad \text{avec } k : \text{ cste de karman} = 0,4 \text{ pour l'eau claire}$$

$$\tau = \tau_0 \left(1 - \frac{z}{d}\right) \quad \text{Avec } d : \text{ profondeur de l'écoulement}$$

Donc, comme

$$\tau = \rho \cdot \varepsilon_s \frac{du}{dz} \quad \text{Implique } \varepsilon_s = \rho k u^* z \left(1 - \frac{z}{d}\right)$$

Il résulte

$$\frac{\bar{C}}{C_a} = \left(\frac{d-z}{z} \cdot \frac{a}{d-a} \right)^z \quad \text{Avec} \quad z = \frac{w_s}{\beta k u^*}$$

Où ;

C_a : Concentration connue en a ;

C : Concentration moyenne à la hauteur z ; d : Profondeur de l'écoulement ;

Z : Hauteur pour laquelle la concentration C est cherchée ; a : Limite inférieure de la

bande (en hauteur) où la suspension se produit ; z : Nombre de Rouse qui lui même

fonction de w_s et u^* ; w_s : Vitesse de sédimentation ; k : Constante de Van

Karman ; u^* : Vitesse de frottement

NB : ne pas confondre z avec Z.

D'où le profil de concentration sur la figure. (Où d=h) On peut ainsi déterminer l'importance du transport en suspension.(voir tableau ci-dessous avec $\beta=1$)

Tableau 2.2 : l'importance du transport en suspension

Z	u^*/w_s	distribution verticale de la suspension
5	0.5	suspension dans la couche du fond ($z < 0.1h$)
2	1.25	suspension jusqu'à mi-profondeur ($z < 0.5h$)
1	2.5	suspension sur toute la profondeur
0.1	25	suspension répartie uniformément sur toute la profondeur

Donc, on constate que :

- **pour u^* et β donnés :**
 - plus w_s est petit, c'est-à-dire, plus les sédiments sont fins, plus la distribution des sédiments est uniforme.
 - Au contraire, p
 - plus les particules sont grosses, plus la concentration décroît rapidement à partir du fond.
- **pour β et w_s donnés :**
 - plus u^* est grand, plus la distribution des sédiments n'est uniforme.

En réalité, la constante de Karman décroît quand la concentration augmente.

c) - Pour le transport total

Ackers et White [1973]:

La formule de Ackers et White est vérifié si :

$Fr < 0,8$ (rivières de plaine) ; $0,4 < D < 14$;

$$q_v \left[m^3 / s / m \right] = 0,025 \frac{q D_{35}}{H} \left[\frac{F_{gr}}{0,17} - 1 \right]^{1,5}$$

Avec

$$Fr = U / (gH)^{1/2}$$

$$F_{gr} = \frac{1}{\sqrt{g(s-1)D_{35}}} \left[\frac{U}{\sqrt{32} \log \left(\frac{10H}{D_{35}} \right)} \right] ;$$

Où ;

Fr : Nombre de Froude ; q : Débit liquide unitaire ; H : Profondeur de l'écoulement ; U : Vitesse moyenne de l'écoulement ; D₃₅: diamètre équivalent à 35% des grains solides ;

Cette s'applique pour des nombre de Froude $Fr < 0,8$, c'est à dire plutôt pour des rivières de plaine [Bathurst, et al., 1987].

Engelund et Hansen [1967] :

$0,15 < D < 1,6$ mm, Pentas faibles

Equation déduite du concept de puissance de l'écoulement de Bagnold [1966] et du principe de similarité :

$$q_v \left[m^3 / s / m \right] = \frac{0,1}{f} \sqrt{g(s-1)D_{50}^3} \theta^{5/2}$$

Où ;

f : Le facteur de rugosité f étant définit par $f = 2gR(S/U^2)$; R : Rayon hydraulique du lit ; g : gravité ; D_{50} : diamètre équivalent à 50%, des grains solides ; U : vitesse moyenne de l'écoulement ; θ : Paramètre de Shields ; s : Densité relative ($s = \rho_s / \rho$) ; S : La pente.

d) - Mesure la concentration des sédiments**Yang [1984] :**

Equation adimensionnel pour les graviers. La concentration C (en g/m³) est donnée

$$\text{par : } \log C = 6,681 - 0,633 \log \left(\frac{w D_{50}}{v} \right) - 4,816 \log \left(\frac{u_*}{w} \right) \\ + \left[2,784 - 0,305 \log \left(\frac{w D_{50}}{v} \right) - 0,282 \log \left(\frac{u_*}{w} \right) \right] \log \left(\frac{US}{w} - \frac{U_{cr} S}{w} \right)$$

Avec,

$$w = \sqrt{g(s-1)D_{50}}$$

$$u_* = \tau / \rho = \sqrt{gRS}$$

$$\frac{U_{cr}}{w} = \frac{2,5}{\log \left(\frac{u_* D_{50}}{v} \right) - 0,06} + 0,06 \quad \text{Pour} \quad 1,2 < \frac{u_* D_{50}}{v} < 70$$

$$\frac{U_{cr}}{w} = 2,5 \quad \text{Pour} \quad 70 \leq \frac{u_* D_{50}}{v}$$

Où ;

C : la concentration des sédiments (g/m³) ; w : Vitesse de chute ; u* : Vitesse de frottement ; U : Vitesse moyenne de l'écoulement ; U_{cr} : Vitesse critique d'arrachement des sédiments ; S : La pente.

Engelund-Hansen :

La formule de Engelund-Hansen pour la concentration est :

$$C = \frac{0,05U^2}{(s-1)^2 \sqrt{g} D Ch^3 q}$$

Où ;

C : la concentration des sédiments (g/m³) ; q : Débit liquide unitaire ; U : Vitesse moyenne de l'écoulement ; s : Densité relative ($s = \rho_s / \rho$) ; D : Diamètre des sédiments ; Ch : Coefficient de Chézy.

Bagnold

La concentration C (en g/m³) est donnée par la formule :

$$C = C_{ch} + C_{sus}$$

$$C_{ch} = \beta_1 \cdot \frac{\tau_0}{gh} \quad ; \quad C_{sus} = \beta_2 \cdot \frac{\tau_0 U}{gh W}$$

Où ;

C : la concentration des sédiments (g/m^3) ; C_{ch} : Concentration obtenue par charriage seul ; C_{sus} : Concentration des sédiments en suspension ; W : Vitesse de chute ; u^* : Vitesse de frottement ; U : Vitesse moyenne de l'écoulement ; τ_0 : la contrainte de cisaillement par la paroi ;

pour D [30 μm , 1000 μm], Les Valeurs $\beta_1=0,17$ et $\beta_2=0,01$ fournissent des résultats corrects dans la plupart des cas.

Van Rijn

La formule de la concentration est obtenue par charriage est :

$$C_{ch} = 0,005 \cdot \rho_s \left[\frac{U - U_{cr}}{\sqrt{gd(s-1)}} \right]^{2,4} \left(\frac{D}{h} \right)$$

$$C_{sus} = 0,012 \cdot \rho_s \left[\frac{U - U_{cr}}{\sqrt{gd(s-1)}} \right]^{2,4} \left(\frac{D}{h} \right)^{1,2} D^{*-0,6} \quad ; \quad D^* = D \left(\frac{g(s-1)}{v^2} \right)^{1/3}$$

Où ;

C_{ch} : Concentration obtenue par charriage seul ; C_{sus} : Concentration des sédiments en suspension ; U : Vitesse moyenne de l'écoulement ; U_{cr} : Vitesse critique d'arrachement des sédiments ; h : Hauteur d'eau ; D : Diamètre des sédiments ; D^* : Diamètre sédimentologique .

Meyer-Peter

La formule de Meyer-Peter pour la concentration est :

$$C = \frac{8(\rho ghJ - 0,047(\rho_s - \rho)gD)^{3/2}}{g(\rho_s - \rho)q\sqrt{\rho}}$$

Où ; J : Perte de charge linéaire

5.2.1.2. Par des mesures in situ

Les mesures in situ (prélèvement) s'avèrent comme le critère le plus utilisé et le plus représentatif pour caractériser la teneur en matière solide dans un échantillon de mélange.

L'échantillonnage des matériaux en suspension dans les cours d'eau naturels, semble avoir été pratiqué depuis fort longtemps à l'aide de simples bouteilles. Les techniques dans ce domaine ont progressivement évolué, des méthodes très simples, à

des procédés plus complexes mais plus précis. Le charriage est difficilement accessible par des mesures directes in situ.

a) Procédé de quantification

Plusieurs méthodes et appareils ont été développés pour la mesure du débit solide et plus précisément de la concentration. La sensibilité de la manipulation et les exigences du constructeur rendent l'utilisation de ces méthodes limitée à un personnel qualifié.

a).1. **Mesures du charriage**

Généralement, le charriage est donné par poids par unité de temps et par unité de largeur. Nous mesurons le poids des matériaux du fond passant à une section transversale dans un temps donné par l'une des méthodes cités ci-dessous, bien qu'il soit difficile de satisfaire les conditions hydrauliques du jaugeage.

Les méthodes les plus usuelles sont :

- détecteur hydroponique.
- nasses de prise en rivière.
- traceurs radioactifs.
- procédé topographique (bathymétrie).
- fosse à sédiments.
- modèles réduits.

En réalité, le charriage est discontinu dans le temps et dans l'espace de l'amont vers l'aval. Sa variation dans le temps se traduit par des valeurs très élevées lors des crues qui restent mal connues, faute de mesure ou absence totale de celle-ci. La discontinuité spatiale provoque un dépôt avant tout obstacle et un affouillement derrière lui (Bouhaniche, 2005).

a).2. **Mesures de la suspension**

Le débit solide par suspension q_{ss} est donné comme un volume par unité de temps et par unité de largeur. Pour obtenir q_{ss} , il faut déterminer la concentration des sédiments C par échantillonnage du mélange Eau-Sédiment correspondant à des débits liquides ($q_{ss} = C.q$).

Une supposition est nécessaire pour entamer ce genre des mesures, celle-ci s'appuie sur le fait que les particules solides et liquides se meuvent à la même vitesse. Ces mesures se font sur toute la largeur de la section considérée.

Ces méthodes consistent à explorer le champ des vitesses et des concentrations. Elles se réalisent comme un jaugeage liquide. Les prélèvements d'échantillons doivent se faire avec des appareils à action très rapide. A nos jours, il existe plusieurs appareils de prélèvement, lesquels sont :

- Turbidisonde NEYPRIC ;

- Turbidisonde DELFT ;
- Prélèvement au moyen d'une pompe ;
- Prélèvement au moyen des bouteilles.

Un travail supplémentaire est nécessaire, il consiste en la représentation des résultats de mesures sur un système d'axe XOZ dont l'abscisse porte les valeurs de la largeur du cours d'eau et en ordonnée les profondeurs.

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

Le débit solide en suspension total est donné par :

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

La fiabilité de la mesure du transport solide en suspension dépend de plusieurs conditions malheureusement, la mesure de la concentration en Algérie se fait en bordure du cours d'eau (**Bouhaniche, 2005**).

6. Caractéristiques des sédiments

6.1. Vitesse de sédimentation

La vitesse de sédimentation dépend de la concentration de sédiments, de la salinité, de la profondeur et de la vitesse du courant.

➤ Influence de la concentration

En suspension très diluée, la vitesse de sédimentation des agrégats se rapproche de celle des particules élémentaires. Elle croît avec la concentration tant que celle-ci est inférieure à environ 10 kg/m^3 . Ensuite elle diminue, on parle alors de vitesse de sédimentation entravée, les agrégats se gênant mutuellement dans leur chute. En effet, le mouvement descendant des agrégats est compensé par un mouvement ascendant de fluide qui exerce des forces de frottement sur les agrégats. Si la concentration est très importante, les forces de frottement générées par le fluide ascendant équilibrent la force de gravité, conduisant à un état d'équilibre dynamique vertical des agrégats. Cet état apparaît à proximité du fond et est appelé vase fluidisée.

La vitesse peut être exprimée de la manière suivante :

$$\checkmark \quad W = kc^m \quad \text{pour des agrégats en suspension (0,01 - } 10 \text{ kg/m}^3)$$

$$\checkmark \quad W = W_{pi}(1-\alpha c)\beta \quad \text{pour des agrégats à sédimentation entravée (> } 10 \text{ kg/m}^3)$$

Avec W_{pi} = vitesse de sédimentation des particules isolées

c = concentration de sédiments

k, m, α, β = coefficients.

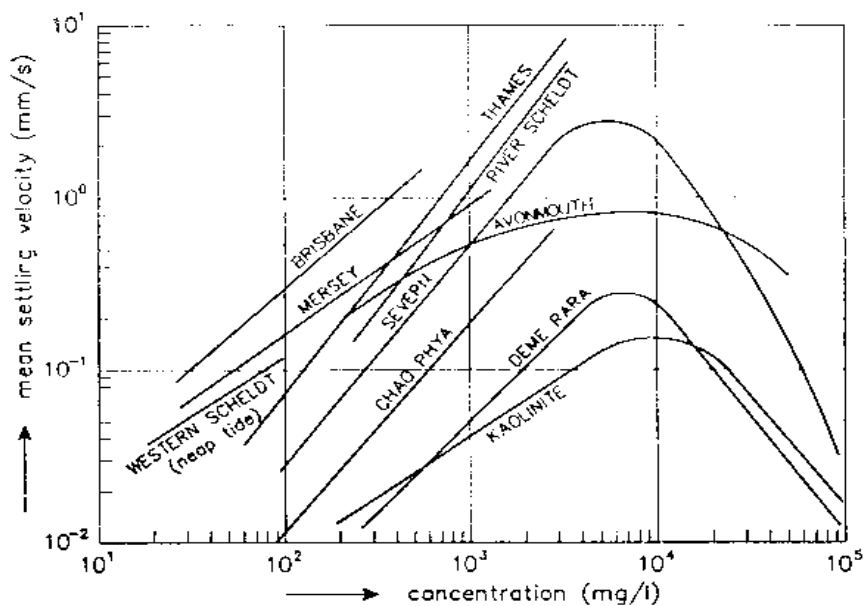


Figure 2.4 : Influence de la concentration en sédiments sur la vitesse de sédimentation.

➤ **Influence de la salinité**

La vitesse de sédimentation augmente avec la salinité. Pour des concentrations de sédiments supérieures à 1 kg/m^3 , la relation est presque linéaire.

➤ **Influence de la profondeur et du courant**

Comme la taille des agrégats augmente avec la profondeur (par chute des gros floccs, plus rapides, sur des plus fins), la vitesse de sédimentation sera plus importante dans les couches inférieures que dans les couches supérieures. Ce raisonnement est valable pour des eaux calmes. Lorsque la vitesse du courant augmente ou en cas de forte houle, la vitesse de sédimentation peut être réduite de 5 à 10 fois par rapport à celle en eau calme. En effet, les forces de cisaillement augmentent au fond provoquant la désagrégation des floccs.

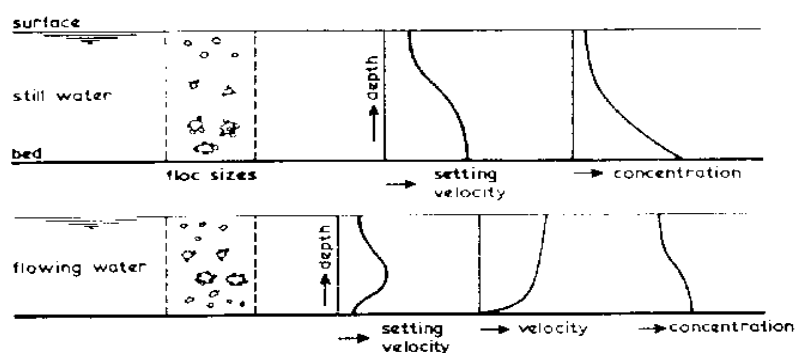


Figure 2.5 : Sédimentation dans les eaux calmes ou courantes.

6.2. Vitesse de chute

Introduction de la vitesse de chute des sédiments :

Pour les particules de diamètre inférieur à $d=100 \mu\text{m}$, loi de Stokes :

$$W = \frac{g(s-1)D^2}{18\nu}$$

Pour les particules de diamètre supérieur à $D=100 \mu\text{m}$, formule de Zanke :

$$W = \frac{10\nu}{D} \left[\sqrt{1 + \frac{0,01(s-1)gD^3}{\nu^2}} - 1 \right]$$

6.3. Contrainte de cisaillement à la paroi

Elle exprime la force de frottement par unité de surface agissant tangentiellement sur la paroi. Sa valeur moyenne τ_0 est donnée par l'expression :

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot R_H \cdot J$$

- ✓ ρ : Masse volumique du fluide
- ✓ g : accélération de la pesanteur
- ✓ R_H : Rayon hydraulique
- ✓ J : perte de charge linéaire

Ce résultat s'obtient en exprimant que l'énergie potentielle de gravité est dissipée pour vaincre les forces de frottement sur la paroi.

6.4. Vitesse de frottement

La vitesse de frottement est généralement définie par l'expression :

$$u^* = (\tau_p / \rho)^{1/2}$$

- τ_p : Contrainte de cisaillement à la paroi.

7. Dépôt

Le dépôt des particules en suspension s'effectue lorsque les forces de frottement sont inférieures à un seuil critique (τ_d) compris entre 0,05 et 0,15 N/m². Le taux de dépôt (D) est très dépendant de la concentration en sédiment.

7.1. Taux de dépôt :

7.1.1. Concentrations supérieures à 10 kg/m³

Il existe une couche de vase fluidisée. A l'intérieur de cette couche, la vitesse de sédimentation est très faible alors qu'au dessus la vitesse de sédimentation est importante, d'où une augmentation de la concentration en sédiments (10 à 300 kg/m³) et de l'épaisseur de la couche (jusqu'à quelques mètres). L'épaisseur de la couche de

vase fluidisée augmente jusqu'à ce que les apports par le dessus soient compensés par les pertes par consolidation. La vase fluidisée peut être transportée horizontalement sous l'effet d'une pente, d'un gradient de pression lié à une différence de concentrations ou d'une force de cisaillement.

7.1.2. Concentrations comprises entre 0,3 et 10 kg/m³

Les résultats expérimentaux montrent deux types d'agrégats :

- les premiers ont des liens suffisamment forts pour résister aux forces de cisaillement, ils sont capables d'atteindre le fond et de se lier aux agrégats déjà déposés.
- les deuxièmes n'ont pas de liens suffisamment forts et sont détruits avant d'atteindre le fond d'où une remise en suspension et une érosion facile en cas de dépôt.

a) *Dépôt complet*

Toutes les particules ou agrégats se déposent si la force de cisaillement est plus petite que la force de cisaillement pour un dépôt total ($\tau_{d,tot}$). Le taux de dépôt s'écrit :

$$D = c\alpha W \quad \text{pour } \tau_o < \tau_{d,tot}$$

Avec,

D : taux de dépôt ; c : concentration de sédiment ; W : distribution des vitesses de sédimentation en eaux calmes ; α : coefficient <1 traduisant la turbulence (dépendant de τ_o)

b) *Dépôt partiel ou entravé*

Les agrégats à liens forts sont déposés alors que les agrégats à liens faibles avec une cohésion interne inférieure ou égale à la force de frottement τ_o restent en suspension. La répartition des agrégats entre les deux groupes dépend de la force de frottement appliquée. Le taux de dépôt peut se représenter de la manière suivante :

$$D = (c - c_{eq}) \alpha W \quad \text{pour } \tau_{d,tot} < \tau_o < \tau_d$$

Avec , c_{eq} = concentration de sédiment en suspension à l'équilibre.

c) *Pas de dépôt*

Aucun sédiment n'est déposé si la force de frottement est plus grande que la valeur critique τ_d .

Le taux de dépôt est nul.

$$D = 0 \quad \text{pour } \tau_o > \tau_d$$

7.1.3. Concentrations inférieures à 0,3 kg/m³

On n'observe pas de dépôt partiel. Cela s'explique probablement par une taille faible et relativement uniforme des agrégats lorsque la concentration est faible (peu de collisions). La phase de transition (dépôt partiel) serait alors plus courte que pour des

suspensions très concentrées (avec une distribution de taille plus importante de dépôt partiel pour un certain intervalle de τ_o). Les taux de dépôt sont les mêmes que dans le cas 2.

a) **Dépôt complet :**

$$D = c\alpha W \quad \text{pour } \tau_o < \tau_{d,tot} \quad \text{avec dans ce cas } \alpha = 1 - \tau_o / \tau_{d,tot}$$

b) **Pas de dépôt :**

$$D = 0 \quad \text{pour } \tau_o > \tau_d$$

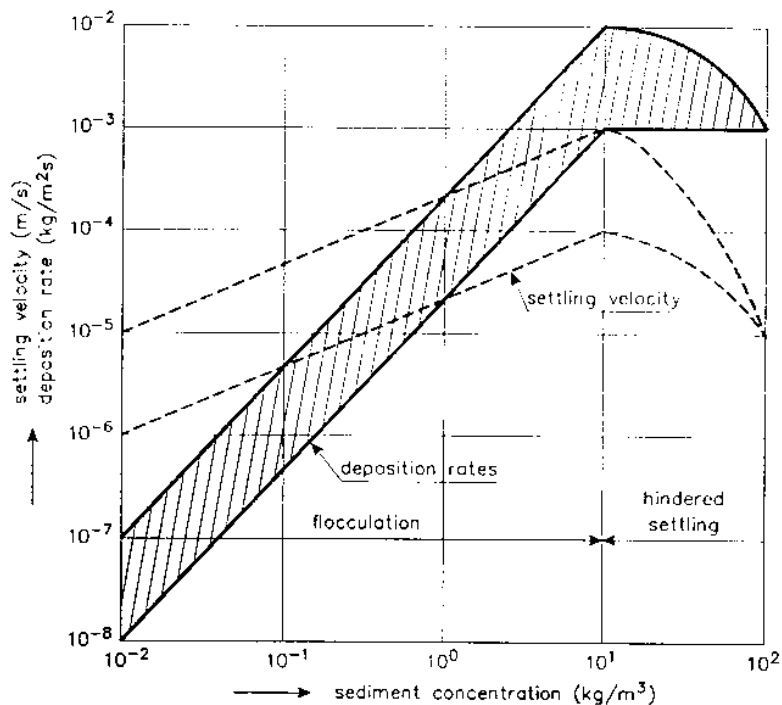


Figure 2.6 : Taux de dépôt en fonction de la concentration de sédiment.

7.2. Débit de dépôt

Il est logique d'imaginer que le dépôt d'un sédiment est fonction des conditions hydrauliques (le dépôt n'aura pas lieu si l'écoulement est trop turbulent), les deux variables qui traduisent ceci sont la contrainte du fond et la vitesse de chute des sédiments.

Les travaux menés par **KRONE** en 1962 ont abouti à une évaluation du débit de dépôt en fonction des conditions d'écoulement. **KRONE** a proposé une loi donnant le débit de dépôt. En fonction de la concentration (C), la vitesse de chute (W_s) et la contrainte tangentielle (τ_o) :

$$Q_{\text{dépôt}} = C.W_s \left(1 - \frac{\tau_o}{(\tau_o)_s} \right)$$

Avec : $\tau_o < (\tau_o)_s$

Pour les vases marines en conditions de laboratoire, KRONE, PARTHENIADES et OWEN ont donné tout les trois une valeur de l'ordre de 8.10^{-2}N/m^2 . En fait, cette valeur doit dépendre du type de vase et de floculations (Remini B, 1997).

8. Tassement et consolidation

Certains chercheurs se sont intéressés au comportement des vases après leur dépôt. Il existe différentes écoles pour appréhender ce phénomène. D'une part, les sédimentologues étudient l'évolution de la concentration, d'autre part, des études ont été réalisées sur le tassement des vases. Les mécaniciens des sols étudient l'évolution de l'indice des vides (lois de Tarzaghi).

Enfin, sont apparus des modèles visant à unifier ces deux visions. Ce sont des modèles diphasiques (modèle de Gibson, par ex.).

La consolidation va nous permettre de mieux apprécier les conditions de remise en suspension des sédiments.

8.1. Mécanisme de consolidation

Lors du tassement, on observe au cours du temps trois phases distinctes :

1. Les agrégats se mettent d'abord dans un « réseau maillé » lâche. Dans un premier temps, ce réseau va se réorganiser afin de devenir plus dense. Les agrégats vont être rompus et les flocons se rapprochés.
2. Ces flocons se déforment et l'eau est évacuée par puits de drainage (consolidation primaire).
3. L'édifice est comprimé par son propre poids et les distances interarticulaires diminuent (consolidation secondaire). C'est lors de cette phase que la cohésion du dépôt augmente fortement (Bessenasse, 2004).

8.2. Modèles empiriques

Des études expérimentales ont permis de donner les formules empiriques suivantes: Evolution de la concentration en fonction du temps :

$$C(t) = C_0 + \alpha \cdot \log(t)$$

Où

- ✓ t : est le temps,
- ✓ C_0 : la concentration initiale
- ✓ α : Un paramètre dépendant essentiellement du diamètre des particules.

Cette loi est valable lors de chacune des phases de consolidation.

Evolution de la concentration en fonction de la profondeur :

$$c(h) = c(0) + n \cdot \log(h + 1)$$

Où :

h : hauteur (exprimée en m), $C(0)$: la concentration à la surface, n : caractéristique de l'avancement de la consolidation.

De nombreux paramètres influent sur les conditions de tassement : la taille des particules élémentaires qui forment la suspension, la nature des eaux associées, la température, les conditions de drainage, l'épaisseur du dépôt, la concentration initiale, le rythme de sédimentation d'une retenue, est une des raisons des difficultés rencontrées pour modéliser la consolidation sur de grandes échelles de temps.

8.3. Modèles diphasiques

Pourtant ces modèles empiriques ne sont pas pleinement satisfaisants et des modèles plus théoriques sont apparus. Les derniers en date considérant la solution eau - sédiment en cours de décantation ou de consolidation comme un milieu diphasique.

Les auteurs partent du fait qu'il est très difficile de définir théoriquement une interface entre le fluide et la couche de dépôt; de même il peut être vu entre la vitesse de chute et la vitesse de tassement de vases très liquides. Ainsi, sont apparus des modèles diphasiques dont les équations sont capables de rendre compte de ces deux phénomènes de manière continue. Ils reposent sur l'étude de notions nouvelles (pour un sédimentologue) telles que l'indice des vides. Nous ne citons que le modèle de Gibson.

L'équation qui gouverne qui est la suivante :

$$\frac{\partial e}{\partial t} - \frac{\gamma'_s}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial k_r}{\partial e} \cdot \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k_r \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial z} \right) = 0 \quad (\text{Modèle de Gibson})$$

Où :

- ✓ e : l'indice des vides
- ✓ k_r : la perméabilité réduite
- ✓ σ' : la contrainte effective
- ✓ γ'_s, γ_w : respectivement le poids déjaugé des grains et le poids spécifique de l'eau

La concentration du dépôt de vase est :

$$c = \frac{2650}{1 + e} \text{ g.l}^{-1}$$

8.4. Tassement de la crème de vase

L'intérieur d'une couche de crème au-dessus d'un fond imperméable, la vitesse de tassement (vitesse de la phase solide) de vase dépourvue de contraintes effectives est décrite par équation ci-dessous (Sanchez, Grimigni et Delanoë, 2004) :

$$V = \frac{k}{\rho_w} \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s} \right) C$$

Où ;

- ✓ k : est le coefficient de perméabilité qui dépend exclusivement de la concentration C .
- ✓ ρ_s : la masse volumique de la phase solide ($\rho_s \approx 2550 \text{ kg m}^{-3}$).
- ✓ ρ : la masse volumique de la phase fluide.

Pour un grand nombre de matériaux, la variation de k avec C s'accorde avec la loi suivante (Sanchez et Grovel, 1993) :

$$k = A_1 \exp \left[-A_2 \left(\frac{C}{\rho_s} \right)^{A_3} \right]$$

- ✓ Où A_1 , A_2 et A_3 sont des constants propres à chaque matériau.
- ✓ Le débit solide Q_C à travers une interface de concentration C constante dans le temps à l'intérieur d'une crème de vase en cours de tassement est donné par (Sanchez et Grovel, 1993) :

$$Q_C = VC \left[A_2 A_3 \left(\frac{C}{\rho_s} \right)^{A_3} - 1 \right]$$

- ✓ La figure 2.7 montre la variation de Q et Q_C en fonction de C . On observe que la concentration C_{min} correspondant au début du phénomène de tassement est proche de 40 kg m^{-3} . Cette concentration est associée au maximum de Q_C

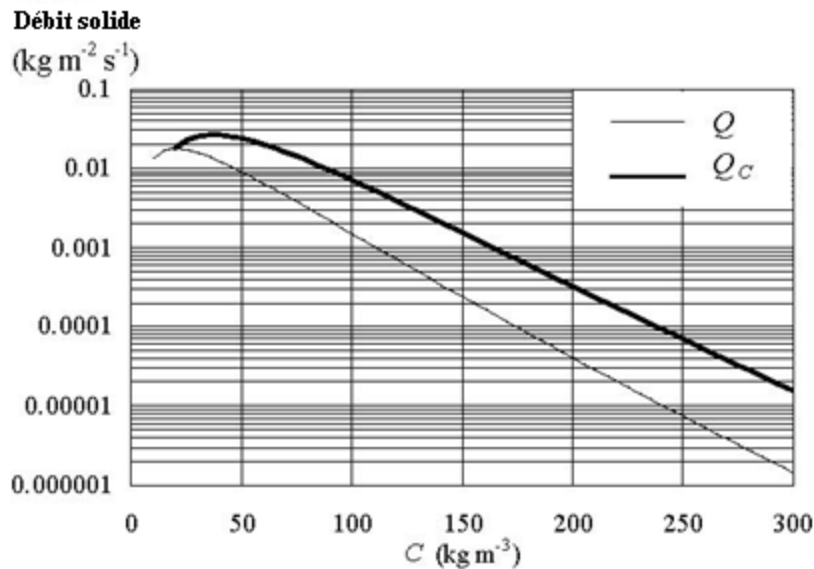


Figure 2.7 : Variation de Q et de Q_C en fonction de la concentration C .

L'étude expérimentale du tassement permet de distinguer trois phases :

- *Première étape (quelques jours)* : Les agrégats tout juste déposés forment une structure avec un volume de pores élevé. Les liens les plus faibles se brisent et l'édifice s'effondre petit à petit. Le tassement est linéaire par rapport au temps.
- *Deuxième étape (quelques semaines)* : Le volume des pores continus à diminuer et des canaux de drainage se forment permettant l'évacuation de l'eau. Le tassement est linéaire par rapport à $\log(\text{temps})$.
- *Troisième étape (quelques années)* : Le volume des pores continus à décroître et les floccs se désagrègent. Le tassement est linéaire par rapport à $\log(\text{temps})$.

La consolidation dépend de :

- la concentration initiale de la vase,
- la perméabilité de la couche de vase (composition et taille des sédiments, teneur en matière organique, salinité, température de l'eau),
- l'épaisseur initiale de la vase.

9. **Problèmes posés par la sédimentation**

La sédimentation dans les barrages pose d'énormes problèmes au niveau du réservoir lui même, mais aussi en amont et en aval du réservoir. La sédimentation entraîne la réduction de la capacité utile du barrage, le blocage des organes de vidange. Elle peut aussi accélérer l'eutrophisation du lac. Les sédiments dans l'eau distribuée par les canaux, à partir des barrages, se déposent dans ces ouvrages, réduisant leur débitante et rendant difficile leur exploitation.

10. **Conclusion**

Le transport solide est la conséquence partielle de la perte en terre des sols au niveau du bassin versant; il est la cause directe de la sédimentation dans les ouvrages hydrauliques.

L'évaluation des quantités de sédiments transportées par un cours d'eau présentera donc un grand intérêt à la fois pour la conservation des sols et pour la conception des ouvrages hydrauliques.

Or, le phénomène de transport solide dépend d'un si grand nombre de paramètres que sa complexité et sa variabilité sont énormes. Une évaluation par le calcul à partir de l'observation des différents paramètres qui le conditionnent s'avère le plus souvent insuffisante dans l'état actuel de nos connaissances.

Chapitre 3

Suspension et rhéologie des matière en suspension

Généralités sur les suspensions

Les suspensions sont, constituées de particules dispersées dans un liquide. Une des principales caractéristiques des suspensions est. leur concentration volumique ϕ

$$\phi = \frac{V_s}{V_s + V_l}$$

V_s est le volume de la phase solide et V_l le volume du liquide. Elles sont présentes dans de nombreux procédés industriels : traitement des eaux, synthèse de matériaux composites, fabrication du papier etc.. L'hydrodynamique des suspensions de particules a été étudiée à partir du 19 siècle, avec en particulier les travaux de Stokes. Nommée micro hydrodynamique par Batchelor depuis les années 1970, elle caractérise un domaine de l'hydrodynamique pour lequel l'échelle de longueur caractéristique de l'écoulement est comprise entre 0,01 et 100 microns, Depuis, elle n'a cessé de se développer du fait, de l'enjeu industriel croissant des suspensions et de leur écoulement

Colloïdes

Les suspensions de petites particules sont appelées suspensions colloïdales. Les colloïdes sont des particules dont les dimensions sont de l'ordre de quelques nanomètres jusqu'à quelques micromètres. Une particule colloïdale est une entité macroscopique, en général composée d'un large nombre d'atomes ou de molécules. A titre d'exemple, ciments, sang, peintures, gouttelettes d'huile en suspension dans l'eau ou fines particules de poussière dans l'air sont des objets colloïdaux. Les colloïdes se divisent en trois catégories :

1. Particules solides dans un liquide ou suspension
2. Petites gouttes liquides dans un autre liquide ou émulsion
3. Gaz dans un liquide ou mousse

1. Forces régissant les suspensions aqueuses colloïdes

Les forces les plus considérées sont les forces : Brownienne, hydrodynamique et gravitationnelle (Mongondry, 2003).

1.1. Mouvement brownien des colloïdes

Sous l'effet de l'agitation thermique, les particules colloïdales en suspension subissent des chocs importants de la part des molécules qui les entourent et sont animées d'un mouvement aléatoire appelé mouvement brownien.

1.2. Forces hydrodynamiques

Lors d'un écoulement, une suspension est non seulement soumise au mouvement brownien mais aussi à des forces hydrodynamiques. Celles-ci proviennent d'un cisaillement parallèle à l'écoulement entre des plans qui glissent les uns par rapport aux autres.

1.3. Interactions entre particules

On peut ranger les forces d'interaction F entre particules en deux catégories : les forces répulsives et les forces attractives. Par convention, on considère :

- $F(r) > 0$ si force répulsive
- $F(r) < 0$ si force attractive

Où, r est la distance entre les objets.

On peut distinguer quatre types d'interaction entre particules.

- a) Interaction de type « sphère dure »
- b) Interaction de type « sphère molle » -Electrostatique
- c) Interaction stérique
- d) Interaction de Van der Waals

2. Viscosité des suspensions

2.1. Relation d'Einstein pour les suspensions diluées ($\phi < 0,02$)

Einstein fut le premier à calculer l'évolution de la viscosité d'une suspension diluée en fonction de la fraction volumique solide. Il a lié la viscosité à la dissipation d'énergie dans la suspension par la présence de particules sphériques et rigides. Pour le cas de suspensions très diluées de particules pour lesquelles $\phi < 0.02$, seuls sont considérés les effets hydrodynamiques sur des particules isolées. Le modèle d'Einstein (indépendant de la taille des particules sphériques) donne la relation suivante .

$$\eta(\phi) = \eta_0 (1 + 2.5\phi)$$

2.2. Relation pour les suspensions faiblement concentrées ($\phi < 0,1$)

La formule empirique non linéaire de Brinkman , complète la relation d'Einstein jusqu'à $\phi < 0,1$:

$$\eta(\phi) = \eta_0 (1 - \phi)^{-2,5}$$

Par la présence d'autres particules à proximité et par les collisions entre particules. Cela se traduit par la prise en compte d'un terme en ϕ^2 dans les relations pour les interactions entre doublets de particules, en ϕ^3 pour les triplets de particules et ainsi de suite. C'est ce que l'on retrouve dans diverses relations valables pour $\phi < 0,1$ et du type :

$$\eta(\phi) = \eta_0 (1 + 2,5 + \alpha_B \phi^2 + \dots)$$

Par exemple pour la relation d'Einstein-Batchelor : $\alpha_B = 25/4$

- ✓ $\eta(\phi)$: viscosité de la matrice seule.
- ✓ η_0 : viscosité a la phase liquide.

✓ Φ : la fraction volumique de la charge solide.

2.3. Relation pour les suspensions concentrées

Pour modéliser la viscosité en milieu concentré, de nombreux travaux ont tenté d'établir des équations empiriques. Une des difficultés est le caractère non newtonien de la suspension concentrée. Ainsi, sa viscosité à faible vitesse de cisaillement est plus élevée que celle à plus forte vitesse de cisaillement. Nous présentons ici les lois empiriques pour révolution de la viscosité d'une suspension concentrée à la limite

$\gamma \rightarrow 0$ (γ vitesse de cisaillement)

Tableau 3.1 : Relation de viscosité des suspensions concentrées.

Auteurs	Viscosité relative	Remarques
Eilers(1941)	$\eta_r = \left(1 + \frac{1,25\phi}{1 - \frac{\phi}{\phi_m}}\right)^2$	Particules sphériques
De Bruijn(1942)	$\eta_r^{-1} = 1 - 2,5\phi + 1,552\phi^2$	Particules sphériques
Mooney(1951)	$\eta_r = \exp\left(\frac{2,5\phi}{1 - \frac{\phi}{\phi_m}}\right)$	Particules sphériques
Roscoe(1952)	$\eta_r = (1 - 1,35\phi)^{-2,5}$	Particules sphériques
Krieger et Dougherty(1959)	$\eta_r = \left(1 - \frac{\phi}{\phi_m}\right)^{-2,5\phi_m}$	Particules sphériques
Thomas(1965)	$\eta_r = 1 + 2,5\phi + 10,05\phi^2 + A \exp(B \cdot \phi)$	A = 2,73.10 ⁻³ ; B=16,6 $\phi \leq 0,6$ Particules sphériques
Frankel et Acivos(1967)	$\eta_r = 1 + \frac{9}{8} \left(\frac{(\frac{\phi}{\phi_m})^{\frac{1}{3}}}{1 - (\frac{\phi}{\phi_m})^{\frac{1}{3}}}\right)$	Particules sphériques
Chong et al(1971)	$\eta_r = \left(1 + 0,75 \cdot \frac{\frac{\phi}{\phi_m}}{1 - \frac{\phi}{\phi_m}}\right)^2$	Particules sphériques
Quemada(1977)	$\eta_r = \left(1 - \frac{\phi}{\phi_m}\right)^{-2}$	ne prend pas en compte la géométrie des particules
Milis(1985)	$\eta_r \frac{1 - \phi}{\left(1 - \frac{\phi}{\phi_m}\right)^2}$	Particules sphériques
Koda et Furuse(2006)	$\eta_r = \frac{1 + 0,5\kappa\phi - \phi}{(1 - \kappa\phi)^2(1 - \phi)}$	$\kappa = 1 + 0,6\phi$ pour des particules sphériques

3. Rhéologie des matières en suspension

La rhéologie (rheo=couler et logos=étude) est la science de l'écoulement et de la déformation d'un fluide sous l'effet de contraintes qui lui sont appliquées. Le rapport entre l'effort et la déformation est une propriété du matériau. Cependant, se sont les mêmes lois de comportement et les mêmes grandeurs qui régissent les écoulements.

L'objectif de ce chapitre est de présenter, dans un premier temps, les principales grandeurs rhéologiques utilisées dans la caractérisation des fluides. Dans un deuxième temps, les différents comportements rhéologiques des matériaux en suspension répertoriés dans la littérature et les principaux modèles mathématiques utilisés pour les caractériser, seront décrits. Enfin, des facteurs considérés comme ayant une influence sur la rhéologie des boues seront exposés.

3.1. **Grandeurs rhéologiques**

convient de définir le mouvement de cisaillement qui est le type de mouvement mis en œuvre en rhéologie (Coussot et Grossiord, 2001).

3.1.1. Contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement (notée τ) est la grandeur dynamique fondamentale en rhéologie. Elle est définie par l'équation suivante :

$$\tau = \frac{dF}{dS}$$

τ : représente une force par unité de surface, elle s'exprime en newton par m² ou bien plus commodément en Pascal (Pa) et dS est la surface élémentaire de l'entité considérée (TIXIER, 2003).

3.1.2. Déformation et vitesse de cisaillement.

Ces deux grandeurs constituent les grandeurs cinématiques fondamentales en rhéologie. La déformation de cisaillement est définie par l'équation ci-dessus :

$$\dot{\gamma} = \frac{du(x,t)}{dx}$$

Cette grandeur est sans dimension, elle ne dépend pas du déplacement $u(x, t)$ lui-même mais de la variation de ce déplacement lorsqu'on passe d'une couche à une couche infiniment voisine.

L'expression de la vitesse de cisaillement ($\dot{\gamma}$) est donnée par l'équation au dessous, Il s'agit de la dérivée par rapport au temps de la déformation de cisaillement.

$$\dot{\gamma} = \frac{d\dot{\gamma}}{dt}$$

L'écoulement des fluides newtoniens est le cas le plus simple que l'on puisse trouver, dans ce cas, vitesse de cisaillement et contrainte de cisaillement sont reliés par

une loi linéaire, la pente de la droite alors obtenue en traçant le rhéogramme est la viscosité du fluide. Par exemple les gaz, liquides usuels et solutions de molécules de faible poids moléculaire ont un comportement newtonien.

La majorité des fluides présentent toutefois des comportements non newtoniens font appel à l'utilisation de modèles rhéologiques plus complexes pour décrire leur comportement

(Tixier, 2003).

3.1.3. VISCOSITE

La détermination de ces deux grandeurs (τ, γ) permet de définir la viscosité du fluide étudié. La contrainte de cisaillement augmente avec la vitesse de cisaillement. Mais le rapport entre ces deux grandeurs va dépendre des propriétés du matériau considéré, c'est la viscosité, notée μ L'expression de μ est donnée par l'équation au dessous et caractérise la résistance à la déformation du fluide sur les forces appliquées (Coussot et Grossiord, 2001).

$$\mu = \frac{\tau}{\gamma} (pa.s)$$

La viscosité est une grandeur suffisante pour caractériser de manière précise le comportement rhéologique d'un fluide, si celui-ci se trouve être un fluide newtonien pour lequel la viscosité est indépendante du cisaillement. Autrement, dans le cas d'un fluide non newtonien, la viscosité varie en fonction du cisaillement et montre ainsi un comportement rhéologique beaucoup plus complexe.

De plus, la détermination de la contrainte et de la vitesse de cisaillement permet de définir l'équation d'état du matériau étudié, c'est-à-dire la relation $\tau = f(\gamma)$, Les courbes traduisant graphiquement cette équation rhéologique d'état du matériau sont appelées les rhéogrammes.

3.2. Modes d'écoulements des fluides

3.2.1. Quelques rappels théoriques

Les rhéomètres permettent d'obtenir directement les rhéogrammes qui servent à décrire les propriétés d'écoulement du matériau. La représentation la plus courante consiste à exprimer la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la vitesse de cisaillement. Ainsi, les typologies des rhéogrammes représentatifs des fluides newtoniens et des fluides non newtoniens sont présentées dans la Figure 3.1 (Coussot et Grossiord, 2001).

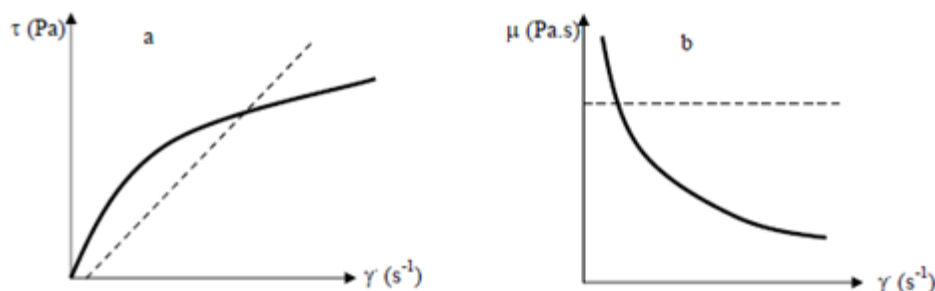


Figure 3.1 : Rhéogrammes des fluides newtoniens(- - -) et non newtoniens(—)

Les fluides newtoniens ont leurs viscosités constantes en fonction de la vitesse de cisaillement traduisant un comportement indépendant au cisaillement appliqué (Figure 3.1.a).

Cependant de nombreux autres fluides ne présentent pas ce comportement simple lors de l'écoulement, leurs viscosités dites 'apparentes' dépendent du gradient de vitesse (Figure 3.1.b). Ces fluides sont dits 'non newtoniens'. Ce comportement non newtonien se traduit, sous l'effet de la vitesse de cisaillement, par une orientation progressive des particules dans le sens des couches d'écoulement. La diminution des interactions de frottement entre particules, favorise leur glissement relatif. Une seconde interprétation consiste à envisager une modification de la structure du matériau sous l'effet du gradient de vitesse (déstructuration par rupture de liaison de type Van der Waals, défloculation des particules...).

Dans la plupart des cas, les quatre typologies d'écoulement suivantes peuvent décrire les fluides aux comportements non newtoniens (Coussot et Grossiord, 2001) :

- Comportement sans contrainte critique,
- Comportement avec contrainte critique,
- Comportement thixotrope,
- Comportement viscoélastique.

3.3. Différents comportements rhéologiques applicables au matière en suspension.

Les trois premiers comportements présentés dans cette partie sont obtenus en cisaillement simple, car ce mode de mesure renseigne essentiellement sur le comportement en écoulement des matériaux.

3.3.1. Comportement sans contrainte critique

1. Définition

Le comportement sans contrainte critique regroupe deux principales catégories de fluides : les fluides aux comportements rhéofluidifiants (**pseudo-plastiques**) et aux comportements rhéoépaississants (**dilatants**).

Les courbes d'écoulements (ou **rhéogrammes**) de ces deux principales catégories de fluides sans contrainte critique sont représentées dans la Figure 3.2 (Coussot et Grossiord, 2001).

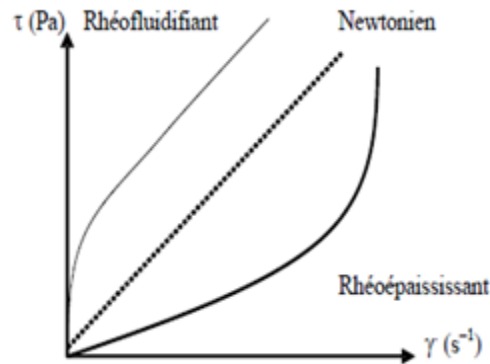


Figure 3.2 : Rhéogrammes des principales catégories de fluides sans contrainte Critique

La première catégorie concerne les fluides aux comportements rhéofluidifiants (ou pseudoplastiques). La représentation de cette catégorie de fluide est caractérisée par un rhéogramme $\tau = f(\gamma)$ passant par l'origine avec une concavité vers le bas (Figure 3.2).

Pour les fluides rhéofluidifiants, le rapport $\tau/\gamma = \mu_{app}$ (viscosité apparente) décroît progressivement lorsque le gradient de vitesse augmente jusqu'à atteindre une valeur de viscosité limite (μ_{Lim}). A l'échelle microscopique, ces matériaux présentent au repos une structure organisée qui provoque une résistance à l'écoulement. L'accélération du cisaillement force les constituants à s'orienter parallèlement entre eux, dans le sens de l'écoulement.

Les interactions de frottement sont ainsi diminuées et l'ensemble oppose moins de résistance à l'écoulement. La viscosité est moins importante et le liquide devient plus fluide. Ce type de comportement est le plus fréquent.

La deuxième catégorie, beaucoup moins fréquente, concerne les fluides aux comportements rhéoépaississants (ou dilatants), représentée par le rhéogramme $\tau = f(\gamma)$ passant par l'origine avec une concavité vers le haut (Figure 3.2). Cette catégorie de fluide voit sa μ_{app} croître avec l'augmentation de la γ . Le volume des fluides augmente sous la contrainte mécanique. Ce type de comportement peut avoir pour cause une origine moléculaire. On peut évoquer l'augmentation du volume libre entre les particules constitutives du fluide. Au repos, ce volume libre serait minimal alors que sous un gradient de vitesse en augmentation, il y aurait gonflement du liquide (les particules sont moins imbriquées). La phase continue n'est plus capable de combler les vides inters particulaires ni d'assurer une bonne lubrification. Ainsi, sous des γ élevées, les particules sont aléatoirement dispersées, un désordre s'installe au sein du fluide et la viscosité augmente.

2. Modélisation mathématique

Les principales lois rhéologiques décrivant le comportement des fluides sans contrainte critique sont présentées dans le Tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Lois rhéologiques les plus usuelles de fluides ne présentant pas de contrainte critique (d'après Midoux, 1988)

Modèle	Loi rhéologique
Ostwald de Waele	$\tau = k \cdot \dot{\gamma}^n$
Ellis	$\tau = [\mu_0 / (1 + (\tau / \tau_{1/2})^{a-1})] \cdot \dot{\gamma}$
Sisko	$\tau = \mu_0 \cdot \dot{\gamma} + k \cdot \dot{\gamma}^n$
Reiner Phillipoff	$\tau = [\mu_\infty + ((\mu_0 - \mu_\infty) / (1 + (\tau / \tau_s)^2))] \cdot \dot{\gamma}$
Prandtl-Eyring	$\tau = \tau_0 \sinh^{-1}(\tau_0 \cdot \dot{\gamma})$
Carreau	$\tau = [\mu_\infty + (\mu_0 - \mu_\infty) \cdot (1 + (\lambda \dot{\gamma})^2)^{(n-1/2)}] \cdot \dot{\gamma}$
Cross	$\tau = [\mu_\infty + (\mu_0 - \mu_\infty) / (1 + (\dot{\gamma} \tau_1)^p)] \cdot \dot{\gamma}$

Parmi ces modèles d'écoulement, la loi Ostwald de Waele ou loi puissance est la plus communément utilisée. Dans ce modèle à deux paramètres, k est appelée la consistance du fluide et $n < 1$ l'indice de comportement traduisant l'écart avec le fluide de Newton. D'autres fluides présentent un comportement pseudoplastique et utilise ce modèle tels que les ciments, les colles...

Les limites de ce type de loi interviennent quand le matériau présente des régions de comportement newtonien à faible ou forte vitesse de cisaillement.

Les fluides rhéoépaississants obéissent également à la loi puissance d'Ostwald mais avec $n > 1$.

3.3.2. Comportement avec contrainte critique

1. Définition

Le comportement avec contrainte critique concerne les fluides dits plastiques (Coussot et Grossiord, 2001). Le comportement plastique de ces fluides se traduit par l'existence d'une contrainte de cisaillement seuil τ_c en dessous de laquelle l'écoulement n'est pas favorisé (Figure 3.3).

Ce comportement est généralement lié à l'existence d'une structure tridimensionnelle assez rigide (particules emboîtées) ou flocculées, qui ne se rompt que si on exerce une force minimale. Le seuil d'écoulement correspond à l'énergie nécessaire pour séparer les particules. Au-delà, l'écoulement s'effectue sous l'effet de la contrainte effective $(\tau - \tau_c)$.

On distingue deux types de liquides plastiques: un liquide plastique idéal ou fluide de Bingham et un liquide non idéal ou fluide de Casson avec un comportement plastique fluidifiant. Ce cas est plus répandu que les liquides de Bingham.

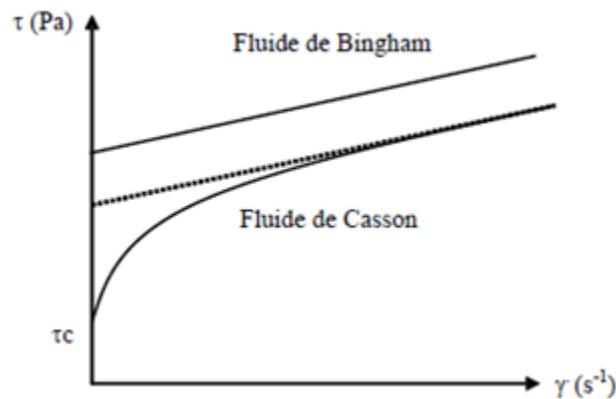


Figure 3.3 : Courbe d'écoulement de fluides présentant une contrainte critique

2. Modélisation mathématique

Le Tableau 3.3 récapitule les principales lois d'écoulement rhéologiques utilisées pour décrire le comportement de tels fluides.

Le modèle Herschel-Bulkley est celui permettant de décrire la plupart des fluides plastiques, la courbe d'écoulement de tels fluides finit par devenir rectiligne au-delà d'une contrainte critique appliquée. Le modèle de Bingham est le plus simple de ces modèles ou μ_B désigne la viscosité plastique. Le fluide de Bingham s'écoule lorsqu'un seuil minimal de contrainte τ_B est dépassé.

Tableau 3.3 : Modèles rhéologiques décrivant l'écoulement de fluides à contrainte critique (d'après Midoux, 1988)

Modèle	Loi rhéologique
Bingham	$\tau = \tau_B + \mu_B \cdot \dot{\gamma}$
Herschel-Bulkley	$\tau = \tau_H + K \cdot \dot{\gamma}^n$
Casson général	$\tau^2 = \tau_c^2 + (k_c \cdot \dot{\gamma})^2$
Casson	$\tau^{1/2} = \tau_c^{1/2} + (k_c \cdot \dot{\gamma})^{1/2}$

parmi les fluides présentant un comportement plastique, le modèle de Bingham a été utilisé pour étudier les peintures à l'huile alors que le modèle de Casson a étudié la pâte dentifrice ou la pâte à pain.

3.3.3. Comportement thixotrope

1. Définition

La thixotropie témoigne de l'importance de l'histoire mécanique antérieure du matériau dans la détermination de son comportement rhéologique (Coussot et Grossiord, 2001). La thixotropie est généralement due à une rupture réversible de la structure particulaire du fluide sous l'effet d'un cisaillement. Tout se passe comme si les contraintes subies dans un passé relativement récent, modifiaient le comportement du

fluide à l'écoulement présent. Ce comportement se traduit par des rhéogrammes présentant un cycle ou surface d'hystérèse (**Figure 3.4**).

L'obtention de ces rhéogrammes $\tau = f(\gamma)$ consiste en une montée puis une diminution régulièrement d'un cisaillement imposé (γ ou τ) afin de revenir à la valeur initiale, on réalise ce qu'on appelle une " charge " (cisaillement croissant) puis une " décharge " (cisaillement décroissant).

Sous l'effet du cisaillement, la structure du fluide a été modifiée durablement lors de la charge et le comportement du produit est affecté (rhéogramme de décharge différent, liquide globalement moins visqueux). A la notion de thixotropie est associée un caractère de réversibilité de la déstructuration c'est-à-dire qu'après un temps de repos suffisant, le matériau doit retrouver sa structure initiale. Le comportement thixotrope concerne les corps fluidifiants et les corps plastiques (plus rarement les épaississants). Le comportement va dépendre des mécanismes de réarrangement moléculaire mis en jeu. Certains vont faire intervenir les mouvements locaux, se sont des mouvements à petite échelle qui seront caractérisés par des temps 'courts'.

Ces mouvements mettent en jeu un comportement plutôt élastique. D'autres mécanismes vont faire intervenir des mouvements à grandes échelles qui sont caractérisés par des temps longs et qui correspondent à l'écoulement du matériau c'est-à-dire au comportement visqueux. Le domaine intermédiaire étant celui du comportement viscoélastique.

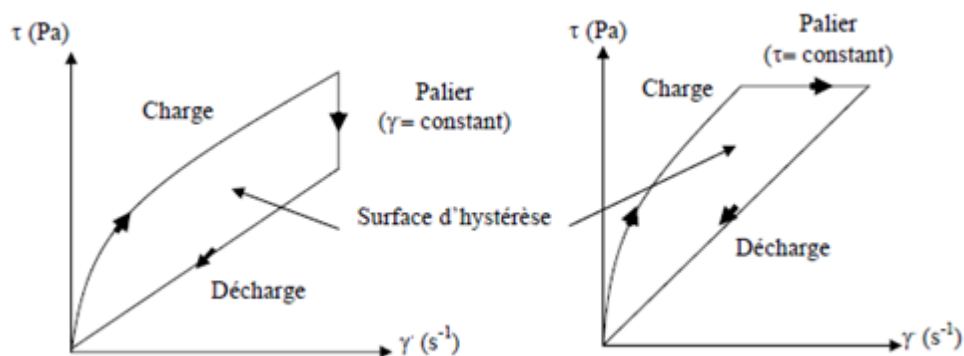


Figure 3.4 : Rheogramme enregistré par un rhéomètre a vitesse de cisaillement imposée (a) ou a contrainte de cisaillement imposée(b)

2. Modélisation mathématique

Certains auteurs ont tenté de quantifier les propriétés thixotropes à travers certains coefficients empiriques tels ceux présentés dans le Tableau 3.4.

Pour l'expression du coefficient de déstructuration B, les indices 1 et 2 se rapportent respectivement aux viscosités plastiques μ_{p1} et μ_{p2} mesurées en rampe de décharge après deux durées de cisaillement t_1 et t_2 au gradient maximum γ_{max} de la rampe de charge. Concernant le coefficient M, les indices 1 et 2 distinguent deux valeurs différentes de gradients de vitesse maximum γ_1 et γ_2 pour des rampes de gradients de vitesse de mêmes accélérations. Les mesures de μ_{p1} et μ_{p2} sont

déterminées à partir de la rampe de décharge immédiatement enchaînée après que les gradients de vitesse aient atteint les valeurs de consigne γ_1 et γ_2 . Les viscosités maximales (μ_{\max}) et minimales (μ_{\min}) obtenues à partir des boucles d'hystérèse peuvent aussi fournir des critères de comparaisons.

La surface de la boucle d'hystérésis ($\tau = f(\gamma)$) formée par les mesures successives à gradients de vitesses croissants puis décroissants constitue également une mesure relative pour quantifier le degré de thixotropie du fluide (Yen et al., 2002 ; Tixier et al., 2003b ; Guibaud et al., 2005).

Tableau 3.4 : Coefficients permettant de déterminer le caractère thixotrope de fluides de Bingham

$B = -t \cdot d\mu_p / dt = (\mu_{p1} - \mu_{p2}) / \log(t_1 - t_2)$	Coefficient de déstructuration thixotrope en fonction du temps
$M = (\mu_{p1} - \mu_{p2}) / \log(\gamma_2 / \gamma_1)$	Coefficient de déstructuration thixotrope en fonction de la vitesse de cisaillement
$\mu_{\max} - \mu_{\min}$	
$(\mu_{\max} - \mu_{\min}) / \mu_{\min}$	

3.3.4. Comportement viscoélastique

1. *Définition et modélisation mathématique*

Beaucoup de matériaux sont dits viscoélastiques, c'est-à-dire qu'ils peuvent avoir un comportement à la fois visqueux et élastique. L'élasticité se manifeste en particulier par le fait que lorsqu'on applique ou supprime brutalement un cisaillement, il apparaît un régime transitoire pendant lequel la structure de l'échantillon évolue avant de se stabiliser. La relation générale du comportement viscoélastique est représentée par le modèle de Maxwell avec l'expression d'une part d'un comportement purement visqueux et d'autre part d'un comportement élastique.

$$\mu\dot{\gamma} = \tau + \lambda \frac{d\tau}{dt}$$

λ étant un temps de relaxation caractérisant l'élasticité du matériau.

Ces matériaux soumis à une contrainte emmagasinent une énergie qui se mesure et s'exprime comme un module d'élasticité (G'). Ce module, exprimé en Pa, que l'on appelle aussi module de conservation est à l'origine du comportement du fluide qui, une fois déformé et dès cessation des contraintes, tend à reprendre sa forme antérieure ; la viscosité s'oppose à ce processus, elle s'exprime comme un module visqueux ou module de perte (G'') et s'exprime en Pa. La valeur de ces modules varie pour chaque matériau en fonction de la vitesse, de l'intensité ou de la fréquence des sollicitations. Les processus mis en jeu dans ce type de comportement sont des mécanismes de réarrangement moléculaire.

Ce type de comportement est déterminé essentiellement par des mesures en mode oscillatoire ou dynamique dont les deux grandeurs fondamentales sont G' et G'' . Cependant, ce mode de mesure est assez peu utilisé dans la caractérisation rhéologique des boues.

4. **Etude expérimentale sur le comportement rhéologique de suspension**

Un exemple de l'approche expérimentale est celui présenté dans les travaux de M^{er} **BEN GAHNEM** « Etude expérimentale du comportement rhéologique et hydrodynamique des matières en suspension » dont le but est de viser d'une manière expérimentale l'évolution de la vitesse de chute des matières en suspension en fonction de la concentration, ainsi que l'influence de cette dernière sur le comportement rhéologique.

4.1. **Approche de base**

Dans un écoulement de fluide les particules solides sont maintenues en suspension cela due à la turbulence tant que la contrainte turbulente verticale est supérieure à la vitesse de chute, dans le cas contraire elle décante avec une vitesse de chute exprimée généralement par la lois de Stokes (**Bengahnem, 2003**).

La suspension résultante de la superposition de deux phénomènes :

- la tendance des particules à tomber (chute)
- le soulèvement du à la turbulence.
- concept de convection –diffusion (lois de **FICK**) .

4.2. **Manipulation**

L'objectif principal est de déterminer expérimentalement le comportement rhéologique de la suspension constituée de particules de vase du barrage et ainsi la vitesse de chute en fonction de l'évolution temporelle de la concentration et déduire le phénomène de tassement.

La présente étude est faite sur des échantillons de vase du barrage de FOUM ELGHARZA prélevé à l'aval du barrage et préparés au laboratoire (**Benghanem, 2003**).

La vase du barrage est constituée essentiellement de marne, gypse calcaire et sable. La courbe granulométrique des échantillons prélevés, sont montre dans la courbe suivante :

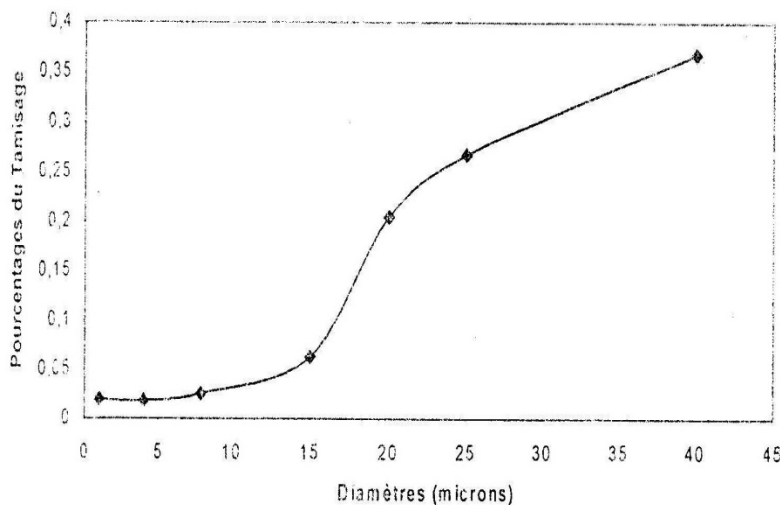


Figure 3.5 : Courbes granulométrique de la vase.

a) **Etude expérimentale de la vitesse de chute**

L'objectif de cette phase est d'étudier la vitesse de chute en fonction de la concentration. L'expérimentation a été faite sur dix tubes gradués de 06 cm de diamètre et de 1 m de hauteur, ces tubes sont maintenus verticalement.

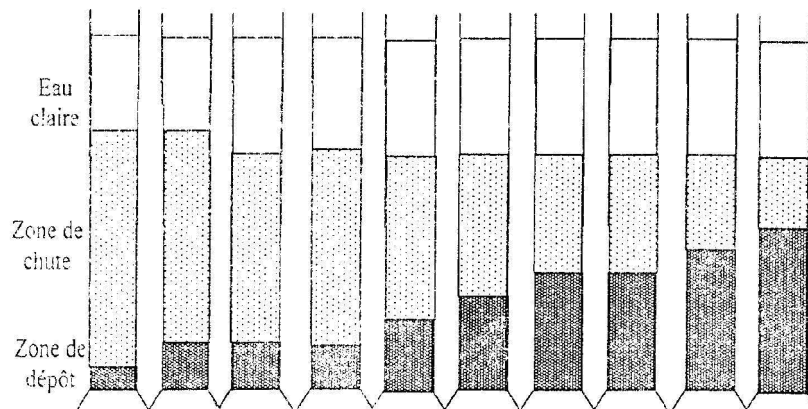


Figure 3.6 : Dispositifs expérimentaux pour l'étude de la sédimentation.

Après la préparation des échantillons, la vase a été introduite dans les tubes avec trois séries de concentration.

- **1^{er} série** : faible concentration : $C=3\text{g/l}$, 6g/l et 10g/l .
- **2^{eme} série** : moyenne concentration : $c=20\text{g/l}$, et 50g/l .
- **3^{eme} série** : forte concentration : $c=100\text{g/l}$, 150g/l et 200g/l .

Après un certain temps, on distingue trois zones, une zone d'eau claire, une zone de suspension et une zone de dépôt (Benhanem, 2003).

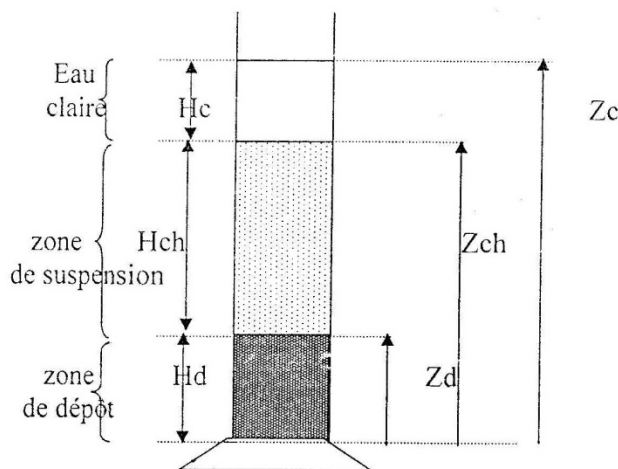


Figure 3.7 : Les différentes zones.

Pour chaque concentration, l'évolution temporelle de chaque zone (Z_c , Z_{ch} , Z_d) est suivie. Après un certain temps la zone de chatte dans les tubes de solution a disparu.

Nous n'observons que la zone de l'eau claire et la zone de dépôt.

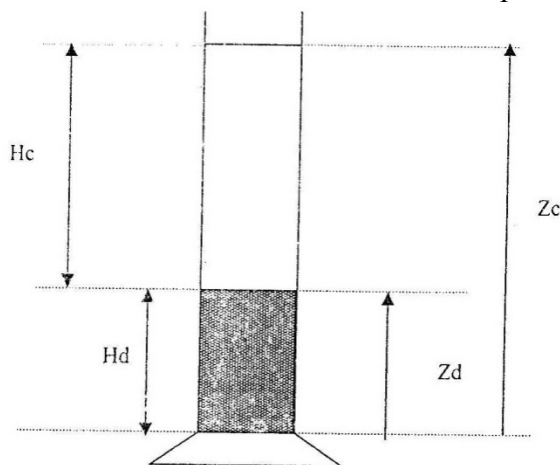


Figure 3.8 : Disparitions de la zone de suspension

b) Étude expérimentale pour les mesures rhéologiques

L'objectif de ces mesures est la détermination expérimentale à partir de grandeur macroscopique (coulée, vitesse) de la loi de comportement de la vase en question. Cette loi de comportement relie le tenseur des taux de déformation au tenseur de contrainte, Cette recherche se réduit à une relation entre la contrainte tangentielle de cisaillement noté τ , et le gradient de cisaillement.

La détermination du comportement rhéologique de la vase en suspension a été fait sous différentes concentrations.

5. Conclusion

Le comportement rhéologique des matières en suspension est complexe, et fait intervenir deux phénomènes ; la turbulence caractérisée par le flux de transport solide des matières inversement proportionnelle au gradient de la concentration (phénomène d'homogénéisation) et le phénomène gravitaire lié à la vitesse de chute et ayant tendance à augmenter la concentration vers le bas. La juste exposition des ces phénomènes a permis d'élaborer l'équation de la suspension dont l'intégration suppose la vitesse de chute constante. L'étude en question démontre que la vitesse de chute varie en fonction de la concentration et a une grande influence sur le comportement rhéologique des mélanges (eau sol) tout en étudiant la variation de la viscosité dynamique en fonction de la concentration, deux zones apparaissent, à faible concentration, la mixture se comporte comme un fluide newtonien, par contre pour les fortes concentrations, elle tend vers un comportement pseudo plastique (Benghanem, 2003).

Ces résultats peuvent améliorer l'estimation de la contrainte de cisaillement ainsi le phénomène du tassement de la vase.

Partie pratique

Chapitre 4

Formulation mathématique

nous passons maintenant à la phase la plus importante dans ce travail, nous nous intéressons à la décantation des sédiments maintenus en suspension, nous avons une zone de dépôt au fond surmontée d'une couche d'eau claire dépourvue de sédiments.

Nous avons donc à suivre l'évolution de la couche de dépôt et de la hauteur d'eau claire. A cet effet, nous établirons le système d'équations qui conduit à ces deux paramètres en faisant intervenir d'une part, la variation temporelle de concentration et d'autre part la vitesse de chute de sédiments fins.

1. Base de données

$Q_m(t)$ c'est le débit qui arrive à la section d'entre de la retenue avec une concentration $C(t)$, le débit solide amont est donné par la formule suivante :

$$Q_{sm} = Q_m(t) \cdot C$$

- Q_m : débit liquide ;
- Q_{sm} débit des matières solides ;
- C : concentration des matières en suspension.

Si

$V(x, t)$ la vitesse longitudinale des particules solide à leur passage dans le profil d'abscisse x .

$Q(x, t)$ est le débit, $S(x)$ la section du profil (section mouillée) .

la vitesse orthogonale sera donc :

$$V(x, t) = \frac{1}{S(x)} Q(x, t)$$

Les particules solides ont aussi une vitesse de chute qui dépend de leur taille Admettant que cette vitesse de chute est donnée par la formule de Stokes :

$$V_c = \frac{gD^2}{18\nu} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)$$

- ρ : Masse volumique de la phase liquide
- ρ_s : Masse volumique de la phase solide
- ν : viscosité cinématique du fluide

2. Hauteur d'eau claire (décantée)

Dans cette partie, nous allons étudier la variation de la hauteur d'eau clair en fonction de la largeur du réservoir (la retenue).

$$h_c = \frac{\Omega(x)}{S_c}$$

Où , S_c section donnée par la formule :

$$Sc = \frac{Qc}{Vc} \quad \text{donc} \quad hc = \frac{\Omega(x)}{Q/Vc}$$

Avec l'hypothèse Q constant.

- hc: hauteur d'eau claire (eau clarifiée) ;
- Vc vitesse de chute ;
- $\Omega(x)$: le volume compris entre l'entrée du réservoir et le profil d'abscisse curviligne x.

En suppose que le réservoir est tronconique nous avons :

Selon le théorème de thalis

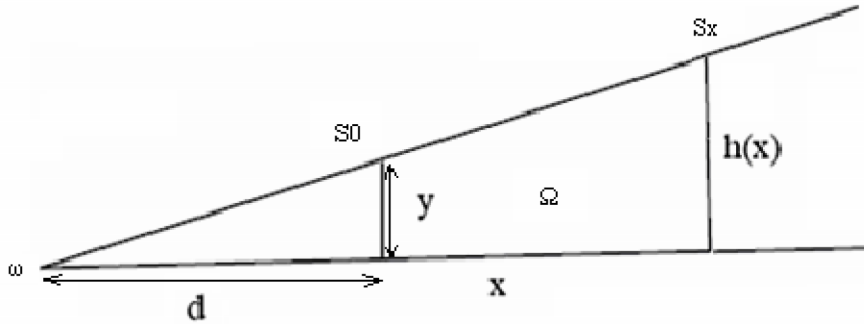


Figure 4.1 :Variation de h (théorème de thalis)

- S_0 : Section d'entrée :
- ω : singularité (point de départ) à partir de laquelle la phénomène en question commence a se reproduire.
- d : Distance entre ω S_0

$$hc(x) = y \frac{x+d}{d} \quad , \quad Sx(x) = S_0 \left(\frac{x+d}{d} \right)^2 \quad , \quad \Omega(x) = \frac{x}{3} \left(S_0 + \sqrt{S_0 \cdot Sx} + Sx \right)^2$$

.donc

$$\Omega(x) = \frac{x}{3} \left(S_0 + \sqrt{S_0 \cdot S_0 \cdot \left(\frac{x+d}{d} \right)^2} + S_0 \cdot \left(\frac{x+d}{d} \right)^2 \right)$$

$$\Omega(x) = \frac{x}{3} S_0 \left(1 + \left(\frac{x+d}{d} \right) + \left(\frac{x+d}{d} \right)^2 \right) \Rightarrow \Omega(x) = S_0 x \left(1 + \frac{x}{d} + \frac{1}{3} \left(\frac{x}{d} \right)^2 \right)$$

Alors,

$$hc = \frac{gD^2}{18\nu Qc} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) S_0 x \cdot \left(1 + \frac{x}{d} + \frac{1}{3} \left(\frac{x}{d} \right)^2 \right) \quad (4.1)$$

Dans des conditions bien déterminées, il ne pourra y avoir décantation que si certaines particules se trouvent déportées par les aléas turbulents vers des zones d'eau morte ou de rouleaux indépendants (Berkani, 2006).

3. Masse et hauteur de dépôt déposée :

Si on admet l'hypothèse que les lignes de courant divergent à partir du point ω , en négligeant la turbulence, on suppose par conséquence qu'à $hc(x)$ correspond une hauteur y , au-dessus du fond dans la section d'entrée, à l'abscisse $x = 0$, (Berkani, 2006).

$$y = hc(x) \frac{d}{x+d}$$

Si $C(t)$: est la concentration supposée homogène à l'entrée, pendant le temps dt , il

rentre :
$$C(t)dt \frac{S(y)}{S_0} Q$$
 ,

On peut même affirmer : les particules contenues dans la tranche dy située à la hauteur y seront déposées à la distance x telle que :

$$hc(x) = y \frac{x+d}{d}$$

Soit :
$$hc = \frac{gD^2}{18\nu Qc} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) S_0 x \cdot \left(1 + \frac{x}{d} + \frac{1}{3} \left(\frac{x}{d} \right)^2 \right) = y \left(1 + \frac{x}{d} \right)$$
 d'où la fonction inversée $y(x)$

$$y = \frac{gD^2}{54\nu Qc} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) S_0 x \left(\frac{1}{1 + \frac{x}{d}} + 1 + \left(1 + \frac{x}{d} \right) \right)$$

$$y = \frac{gD^2}{54\nu Qc} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) S_0 \left(2x + \frac{dx}{x+d} + \frac{x^2}{d} \right)$$

Et si le débit reste constant tout au long du graphe $C(t)$, la masse accumulée entre x et dx sera :

$$dm = \frac{Q}{S_0} \left(\int_0^t C(t) dt \right) \frac{d_s}{dy} dy$$

Si on suppose la section d'entrée grossièrement rectangulaire $\frac{ds}{dy} = B_0$

- Y : hauteur de la section d'entré
- B_0 : largeur de la section d'entrée

$$m = \frac{Q}{S_0} \left(\int_0^t C(t) dt \right) B_0 y$$

Vu que l'intégrale $\int_0^t C(t)dt$ est constante par rapport à x , la masse déposée est donnée par l'équation suivante :

$$m = \frac{gD^2}{54\nu Q_c} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) B_0 \left(2x + \frac{d \cdot x}{x+d} + \frac{x^2}{d} \right) \int_0^t C(t)dt \quad (4.2)$$

Supposant que la masse volumique des matériaux déposés est homogène et constante ($\rho_s = \text{cte}$), la hauteur de dépôt de ces derniers sera :

$$Hd = \left(\frac{m}{\left(\frac{\rho_s}{2} \right) B_0 \cdot x \cdot \left(2 + \frac{x}{d} \right)} \right) \quad (4.3)$$

L'équation (4.1), est simple à modéliser (programmer), le problème réside dans le terme intégrale ($\int_0^t C(t)dt$) de l'équation (4.2), et l'équation (4.3), La solution est de passer par une approche numérique.

4. Approche numérique de l'intégration

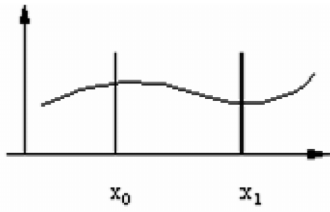
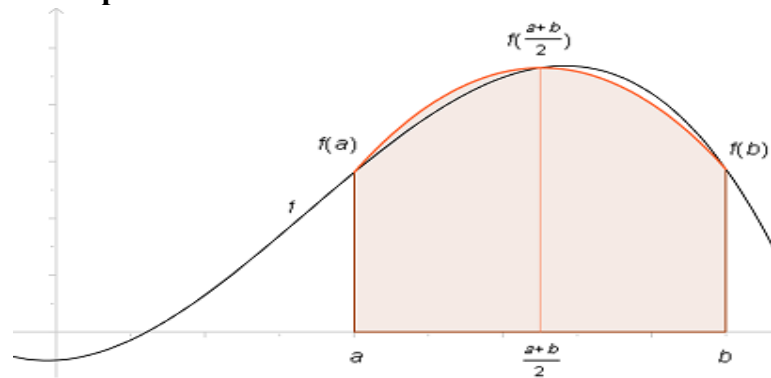


Figure 4.2 : Approche d'intégration (Scheid. 1986)

Pour l'intégration numérique ; il existe plusieurs méthodes approchées telles que :

- Méthode de trapèzes
- Méthode de rectangles
- Schéma de Romberg
- Schéma de Simpson

La méthode utilisée est celle de Simpson.

- Méthode de Simpson**Figure 4.3** : Méthode de Simpson

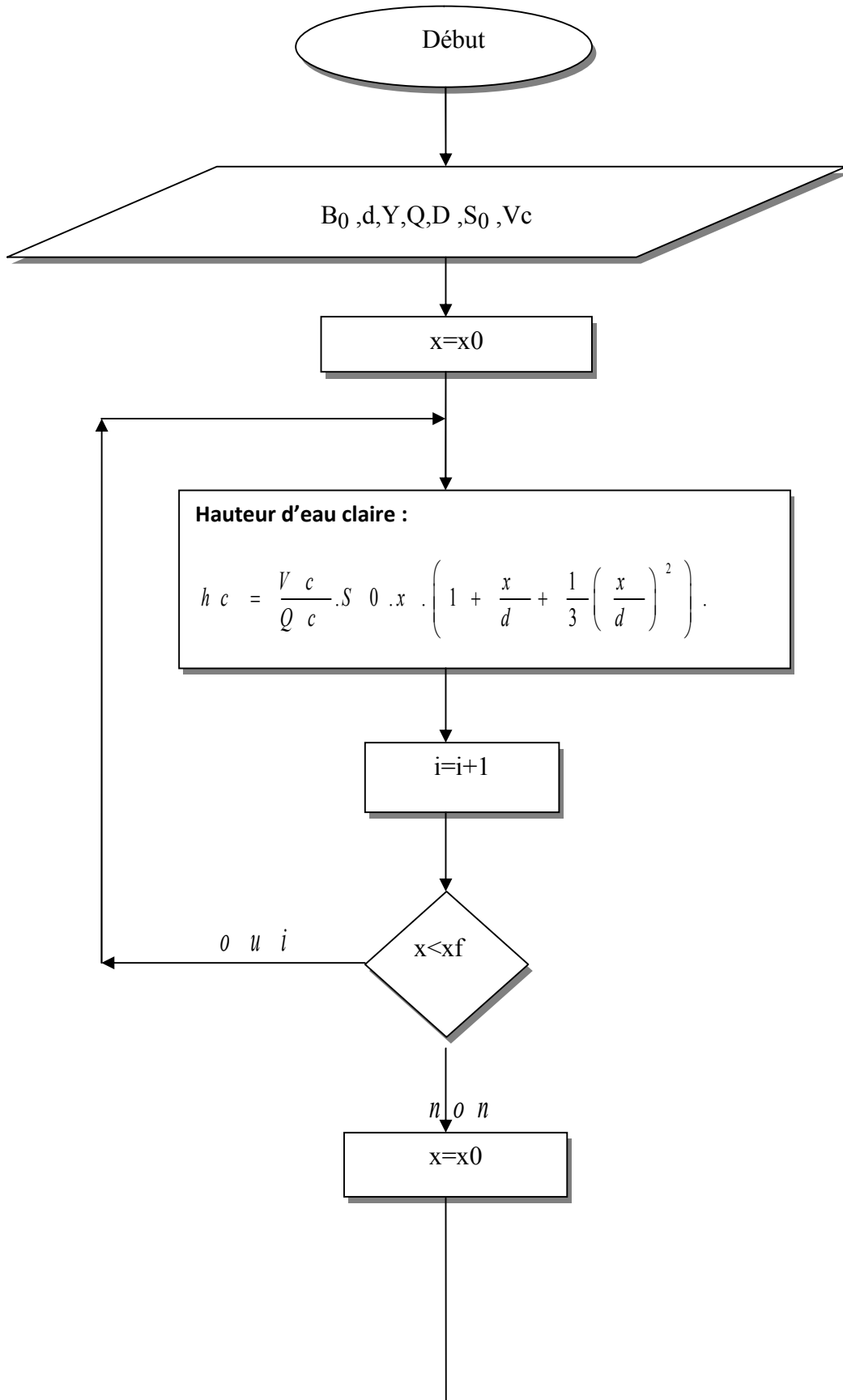
La méthode de Simpson permet de calculer une valeur approchée de l'intégrale $\int_a^b f(x)dx$ pour toute fonction f continue sur $[a; b]$.

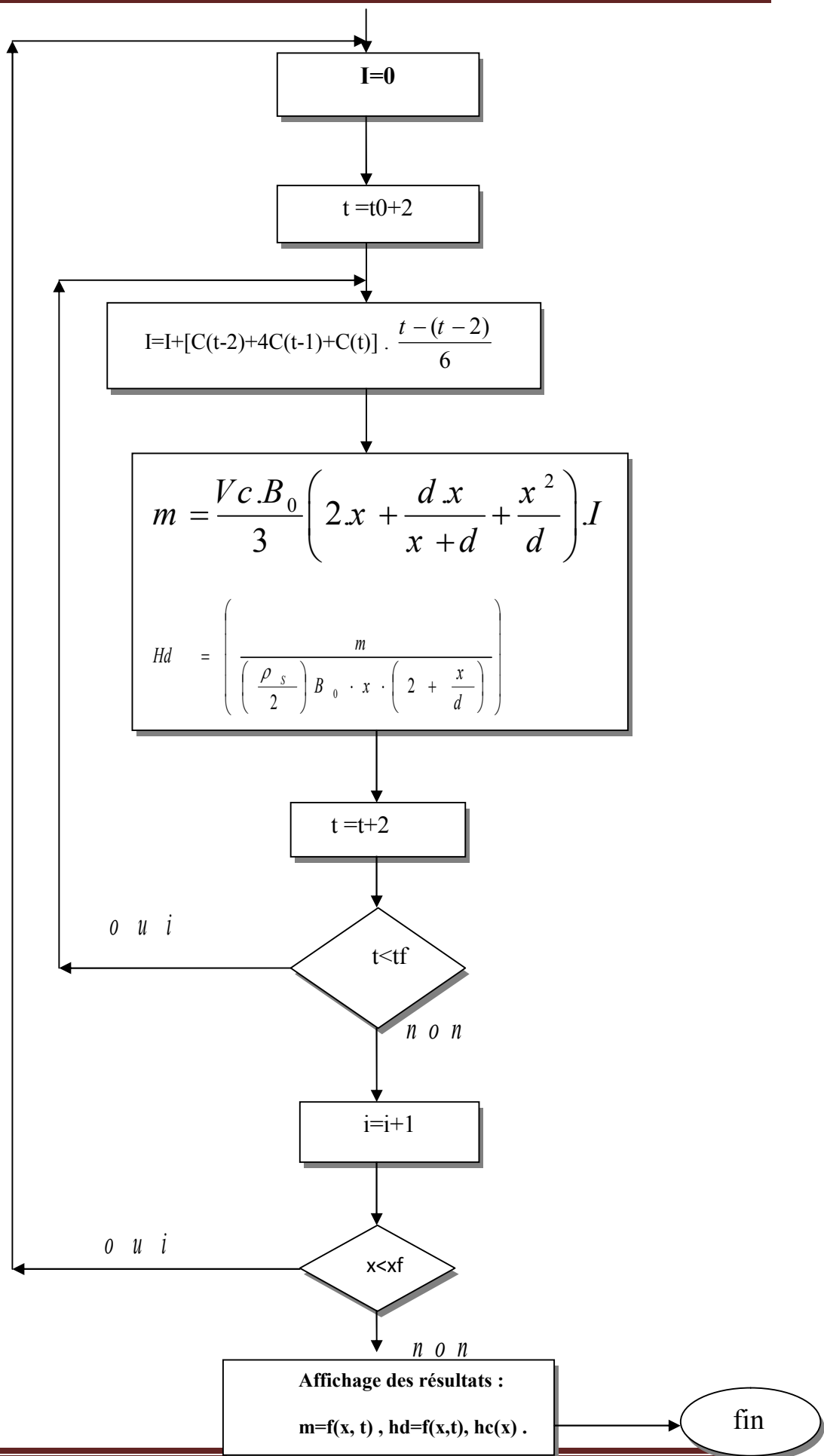
Le principe est d'approximer la fonction f par un polynôme quadratique, qui prend les mêmes valeurs que f en a , b et $(a+b)/2$.

L'intégration du polynôme sur $[a; b]$ est ensuite triviale, et on obtient donc la formule suivante :

$$I(a, b) = \int_a^b f(x)dx \approx \frac{b-a}{6} \left(f(a) + 4f\left(\frac{a+b}{2}\right) + f(b) \right) = J(a, b).$$

5. Organigramme





6. Conclusion :

Pour clore ce chapitre, nous dirons que la première partie est basée sur les données hydrologiques et les données géologiques du bassin versant, c'est-à-dire (le débit liquide, solide, la nature de la roche ainsi que la pente de la rivière).

La deuxième partie est basée sur la concentration des particules et le lever topographique de la retenue. Dans cette partie, il y a une hypothèse prépondérante (réservoir tronconique) grâce à laquelle nous sommes arrivés à ces formules.

Chapitre5

Application sur le barrage de Beni-Amrane

1. Présentation de la région d'étude

1.1. Bassin d'étude

Le bassin versant étudié est celui de l'Isser (code 09), (figure ci-dessous)

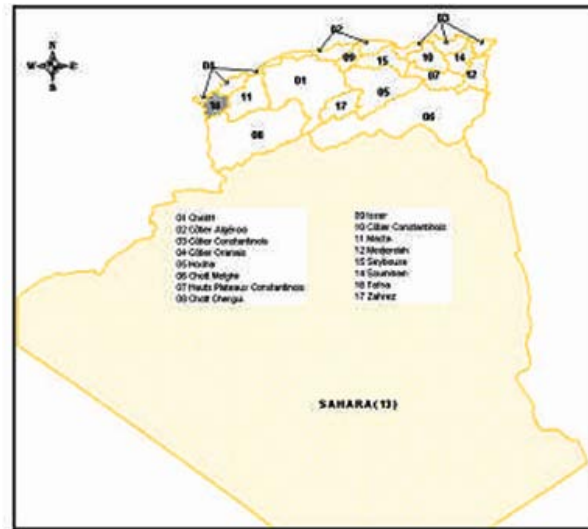


Figure 5.1 : Grands bassins versants du nord Algérien

Ce bassin versant est situé à environ 70 Km au sud Est d'Alger et draine une superficie de 4126 Km², et se situe entre les latitudes 35°90' et 36°85' Nord et les longitudes 2°88' et 3°95' (figure 5.2) (Mediouni, 2006).

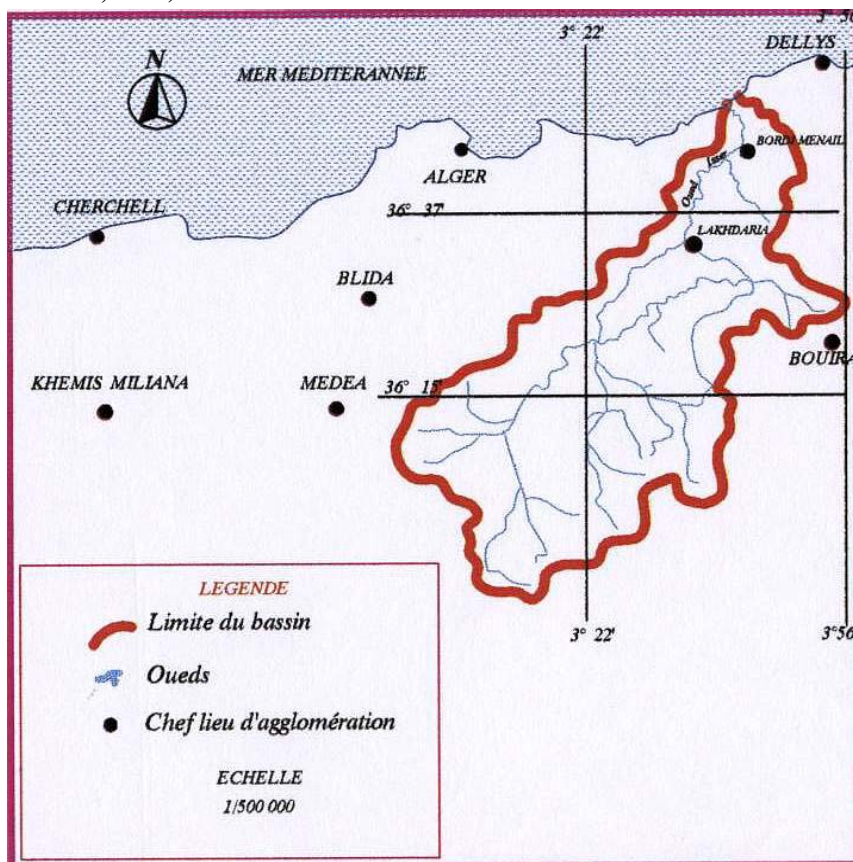


Figure 5.2 : Situation géographique du bassin versant de l'Isser

Le bassin est drainé par deux principaux cours d'eau: Oued Mellah et Oued Isser, et dispose d'un réseau hydrographique assez dense et couvrant une très grande partie du bassin (Figure 5.3). Cette caractéristique favorise le phénomène du transport solide.

Comme de nombreux bassins versants algériens, ce bassin est caractérisé par une irrégularité du régime pluviométrique et le climat y est considéré comme semi-aride.

Sur le cours d'eau supérieur, en amont de la station de « Lakhdaria », la pente moyenne de l'oued est de 4m/Km sachant qu'à l'aval de « Beni - Amrane » la pente est de 1m/Km (MEDIOUNI, 2006).

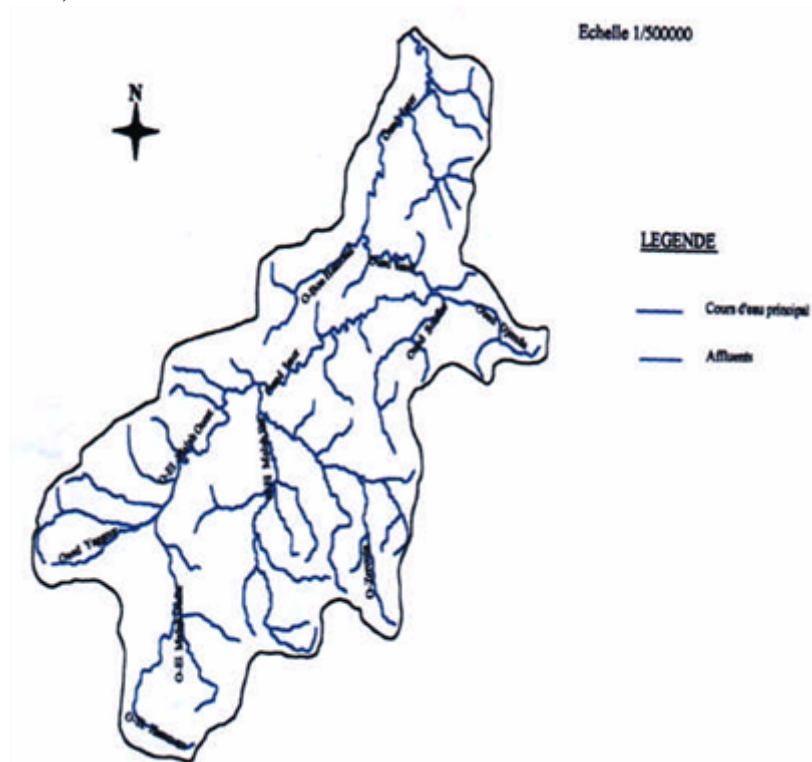


Figure 5.3 : Réseau hydrographique de l'Isser

1.2. Lithologie

La lithologie permet de connaître le degré d'érodabilité et d'exprimer l'effet des formations lithologiques sur le transport solide. Le bassin présente une lithologie d'une extrême sensibilité à l'érosion, car il est constitué en grande partie de formations marneuses (Figure 5.4).

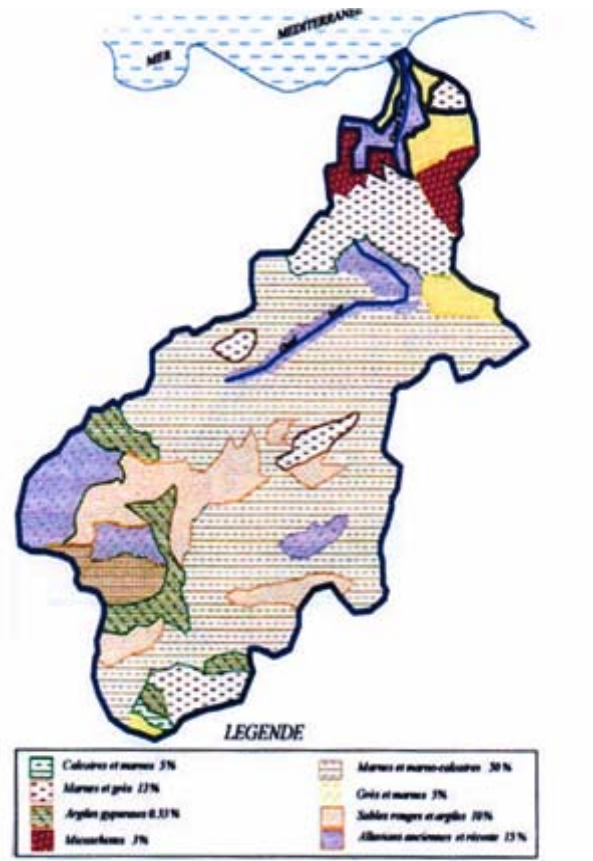


Figure 5.4 : Lithologie du bassin versant de l'Isser

1.3. Couvert végétal

A proximité de Béni-Amrane, le bassin versant comporte une végétation raisonnable essentiellement constituée de broussailles épaisses protégeant une terre végétale légèrement silteuse. Toutefois, plus en amont, la végétation se raréfie et, par endroits, le ravinement est prononcé comme, par exemple, près de Tablat, sur le cours supérieur de l'oued Isser.

Une carte d'occupation du sol du bassin versant a été produite d'après l'interprétation d'une image satellitale (Figure 5.5) (Taouche, 2007).

Les postes suivants sont distingués :

- Végétation arbustive dense
- Végétation arbustive claire
- Prairie
- Culture
- Végétation clairsemée

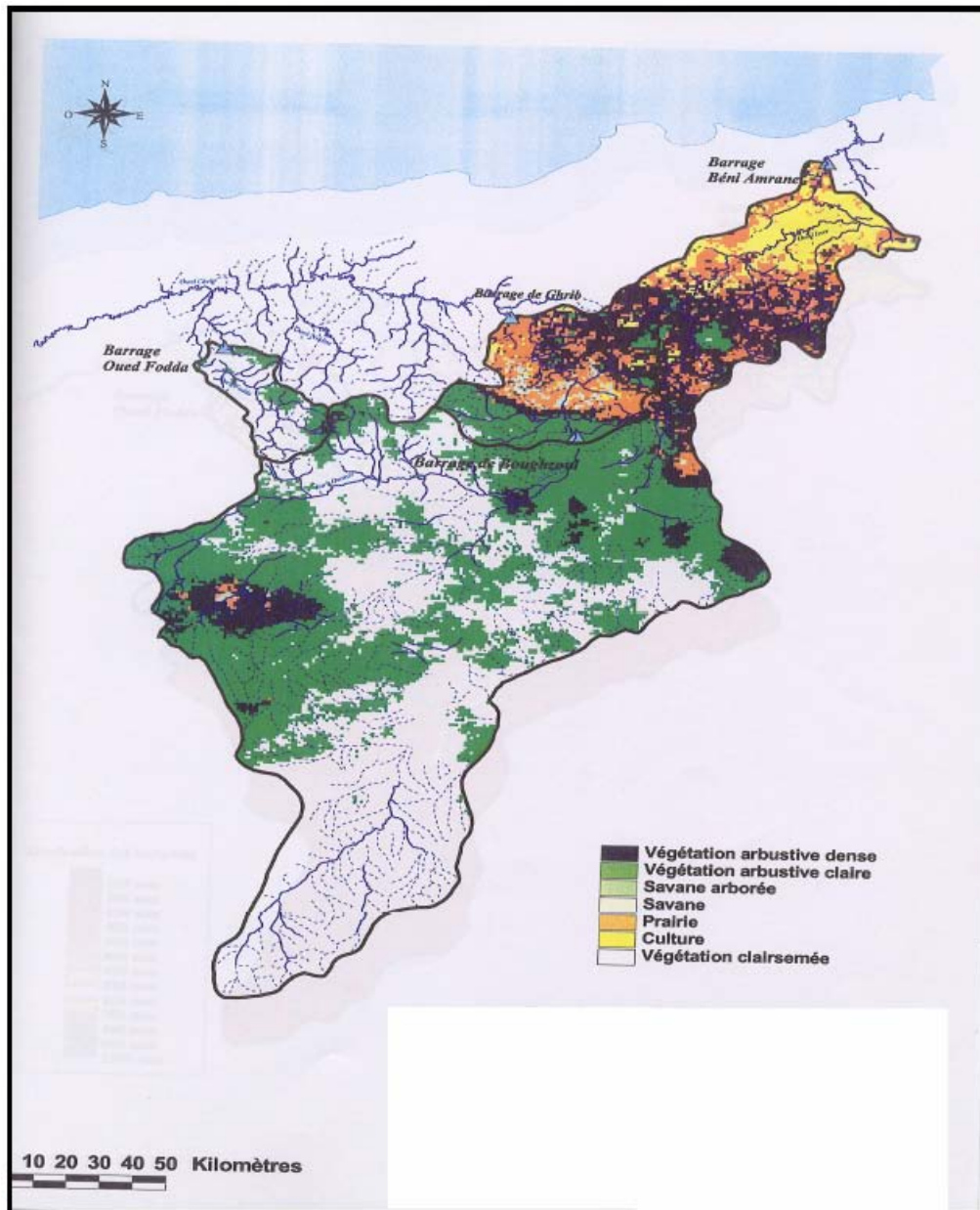


Figure 5.5: Carte d'occupation du sol.

2. Barrage de Beni-amrane

Puisque l'application de notre travail est basée aussi sur les données du barrage de Beni-Amrane, il est important de présenter ce dernier.

Le barrage de Beni Amrane est situé sur l'oued Isser au sud –Est de Boumerdes. Il fait partie du système d'Alimentation en eau potable du grand Alger avec le barrage de Keddara. C'est un barrage en enrochement de volume à sa mise en eau en 1988 d'environ 15,6 millions de m³, et d'une hauteur de 39,5 m. Le barrage de Beni Amrane qui sert comme barrage de décantation pour les eaux de l'oued Isser,

Acheminées par pompage à la retenue de Keddara. Son bassin versant d'une superficie de 3710 km² est constitué principalement de limons, sables moyens et faibles, ainsi que de gravier, il présente un couvert végétal raisonnable à proximité du barrage mais qui se raréfie à l'amont sur le cours supérieur de l'oued Isser. Ce dernier transporte une importante charge

solide constituée de limons et sable fin d'une concentration moyenne de 16,2 g/l avec des maximums journaliers pouvant atteindre 265g/l. De ce fait l'envasement du barrage est très important. On estime à 1 million de m³ par an l'apport solide moyen. En 1996, la capacité du barrage n'est plus que 7,07 millions de m³, et le volume de vase est estimé à 8,9 millions de m³ en 1998 : soit un taux d'envasement de 56% (Mediouni, 2006).

2.1. Caractéristiques du barrage de Beni-Amrane

Les caractéristiques du barrage de Beni-Amrane sont présentées dans le tableau 7 (Taouche, 2007).

Tableau 5.1 : Caractéristiques du barrage de BENI AMRANE

Longueur de la crête du déversoir	102,5 m
Cote du radier des pertuis de chasse	40,0 m
Nombre des pertuis de chasse	6
Dimensions des pertuis de chasse : - largeur	6,5 m
- hauteur	4,5 m
Capacité de l'évacuateur	10 000 m ³ /s
Débit des pertuis (écoulement de la crue annuelle moyenne sans obstruction des débits de crue)	860 m ³ /s
Débit des pertuis (avec les vannes complètement ouvertes, la retenue étant pleine jusqu'au niveau de la crête de l'évacuateur)	3 100 m ³ /s
Débit de calcul du bassin de dissipation	4 000 m ³ /s

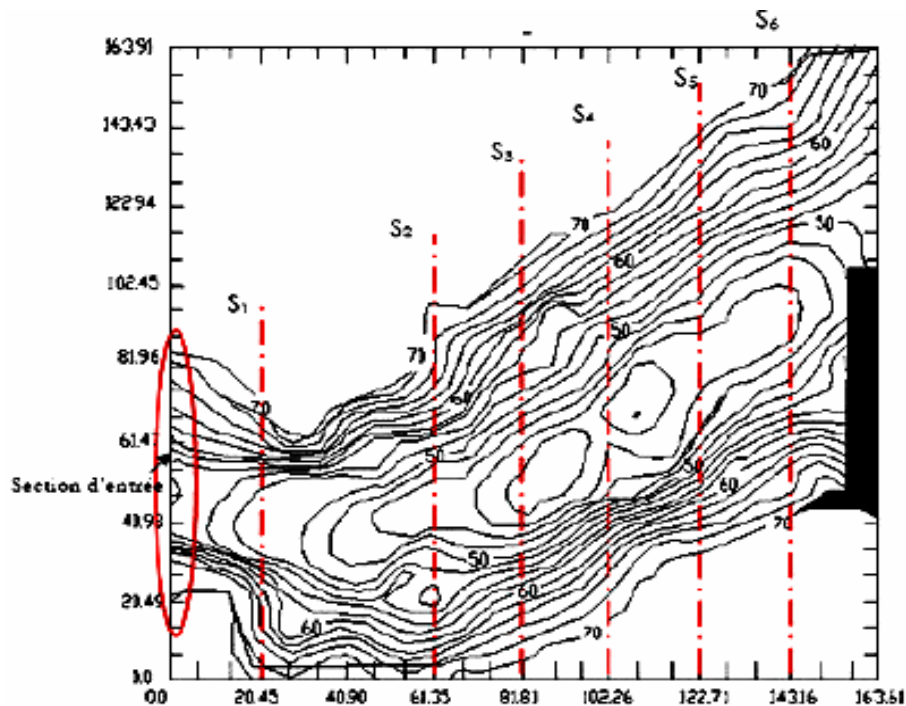


Figure 5.6: Carte topographique de la retenue de « BENI-AMRANE ».

3. Hypothèses de base

- L'hypothèse d'écoulement unidimensionnelle consiste à dire que les paramètres vitesse et concentration sont les mêmes dans une section (éventuellement) orthogonale aux lignes de courant.
- Ecoulement semi statique, donc l'effet de la turbulence n'intervient pas dans le processus.
- Les alluvions qui constituent le lit sont de granulométrie homogène et uniforme.
- Le débit est supposé le même (constant) tout le longueur du déplacement de la particule solide.
- Le volume d'eau déplacer est grossièrement tronconique .
- Les paramètres (diamètre et masse volumique) des particules solides sont homogènes et constants dans le temps et en espace.

Le maintien constant local de la surface libre.

4. Donnée de base

✓ Débits d'apport liquide et solide à la retenue de Béni-Amrane

1. Ecoulements annuels et mensuels :

Les débits moyens liquide et solide de l'Isser à Lakhdaria pendant 20 ans (Taouche Nassima 2007) sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau 5.2 : Les débits moyens liquide et solide de l'Isser à Lakhdaria

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
Débits liquide moyens (Mm ³)	8	21	30	57	66	65	69	43	25	7	3	2
Débits liquide moyens Q(m ³ /s)	3,08	8,10	11,57	21,99	25,46	25,07	26,62	16,58	9,64	2,7	1,15	0,77
Débits solide moyens Qs(kg /s)	54,5	50	20	12	10	10	9	13	9	9	13,5	10

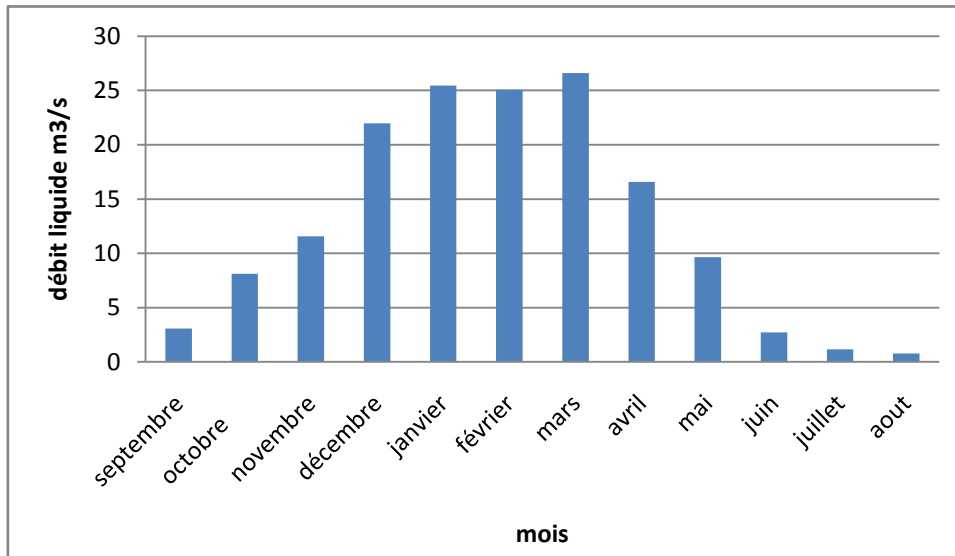


Figure 5.7 : Variations mensuelles moyennes du débit liquide dans l'Oued Isser (Station de Lakhdaria).

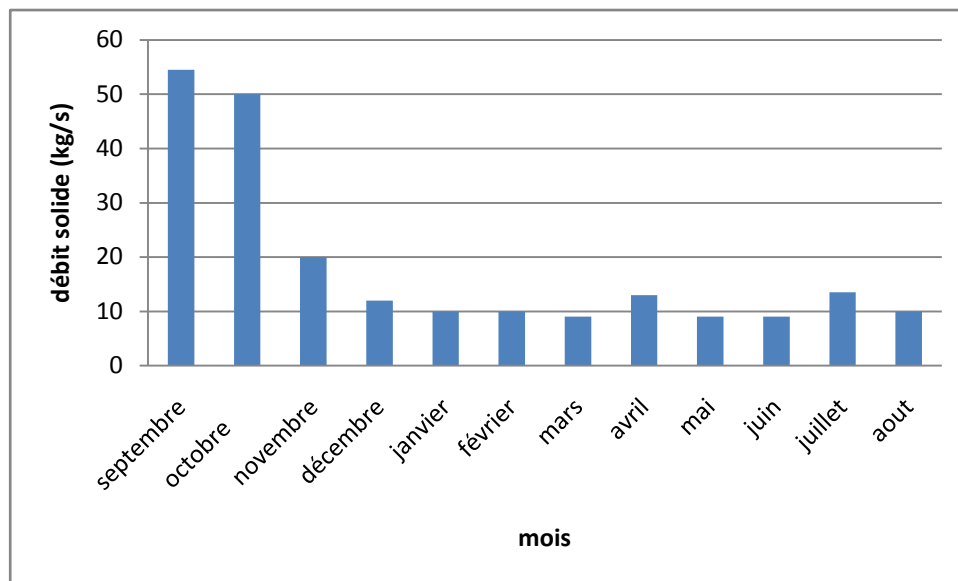


Figure 5.8 : Variations mensuelles moyennes du débit solide dans l'Oued Isser (Station de Lakhdaria).

2. La concentration moyenne

La concentration moyenne des sédiments transportés par les eaux de l'oued Isser au barrage beni-amrane est calculé par la formule suivante :

$$\text{La concentration (kg/m}^3\text{)} = \text{débit solide/débit liquide}$$

Tableau 5.3 : La concentration moyenne des sédiments transportés par les eaux de l'oued Isser au barrage beni-amrane.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déce	Janv	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout
La concentration moyenne (kg/m ³)	17,69	6,17	1,72	0,54	0,39	0,39	0,33	0,78	0,93	3,33	11,73	12,98

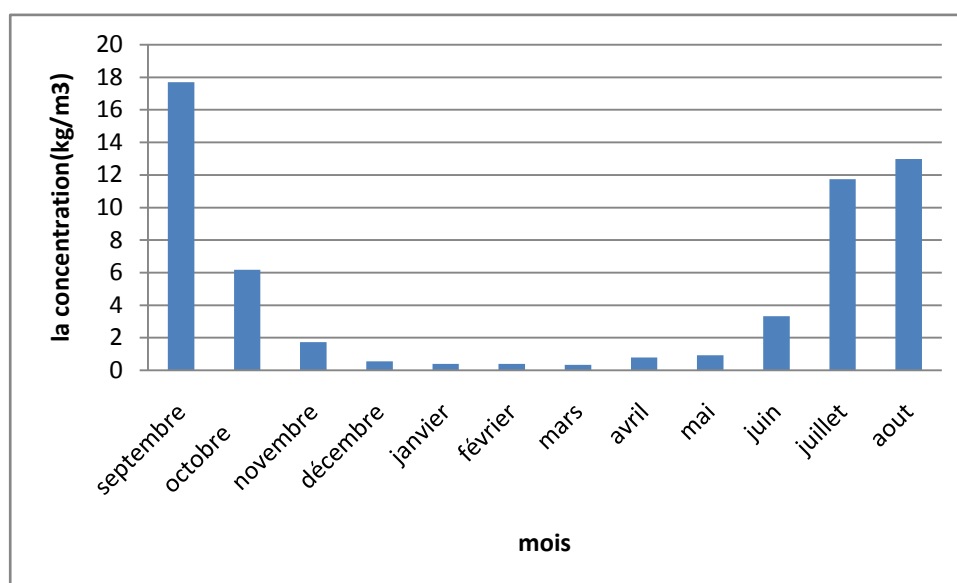


Figure 5.9 : La concentration moyenne des sédiments transportés par les eaux de l'oued Isser au barrage beni-amrane

5. Programme

Le programme a été élaboré avec le langage MATLAB (annexe) où les résultats obtenus sont les suivants :

6. Résultats:

Tableau 5.4 : La masse du dépôt déposée en fonction de la distance et du temps en tonne*10⁴.

<mois>/<x>	0.00	20.40	40.90	61.35	81.81	102.26	122.71	143.16	16 3.61
Oct	0	0.3488	0.7028	1.0622	1.4302	1.8080	2.1970	2.5983	3.0127
Déc	0	0.4106	0.8273	1.2504	1.6836	2.1283	2.5862	3.0586	3.5464
Fév	0	0.4220	0.8503	1.2851	1.7303	2.1874	2.6580	3.1435	3.6449
Avr	0	0.4334	0.8734	1.3201	1.7774	2.2469	2.7304	3.2291	3.7441
Juin	0	0.4690	0.9451	1.4285	1.9234	2.4314	2.9546	3.4943	4.0515
Août	0	0.7558	1.5230	2.3020	3.0994	3.9181	4.7611	5.6308	6.5288

Tableau 5.5 : La hauteur déposée en fonction de la distance et du temps en (mètre).

<mois>/<x>	0.00	20.40	40.90	61.35	81.81	102.26	122.71	143.16	16 3.61
Oct	54.3000	50.5607	46.9089	45.2650	43.4271	41.6943	40.8657	40.6405	40.7182
Déc	54.3000	50.8549	47.1940	45.5422	43.6976	41.9590	41.1253	40.8957	40.9695
Fév	54.3000	50.9092	47.2466	45.5934	43.7476	42.0079	41.1732	40.9428	41.0159
Avr	54.3000	50.9639	47.2996	45.6449	43.7979	42.0571	41.2215	40.9902	41.062
Juin	54.3000	51.1333	47.4638	45.8046	43.9537	42.2096	41.3711	41.1372	41.2073
Août	54.3000	52.4989	48.7868	47.0914	45.2094	43.4383	42.5763	42.3217	42.3735

Tableau 5.6 : La lame déposée en fonction de la distance et du temps en (mètre)

<mois>/<x>	0.00	20.40	40.90	61.35	81.81	102.26	122.71	143.16	16 3.61
Oct	0	1.6607	1.6089	1.5650	1.5271	1.4943	1.4657	1.4405	1.4182
Déc	0	1.9549	1.8940	1.8422	1.7976	1.7590	1.7253	1.6957	1.6695
Fév	0	2.0092	1.9466	1.8934	1.8476	1.8079	1.7732	1.7428	1.7159
Avr	0	2.0639	1.9996	1.9449	1.8979	1.8571	1.8215	1.7902	1.7626
Juin	0	2.2333	2.1638	2.1046	2.0537	2.0096	1.9711	1.9372	1.9073
Août	0	3.5989	3.4868	3.3914	3.3094	3.2383	3.1763	3.1217	3.0735

Tableau 5.7 : La hauteur d'eau clair en fonction de la distance en (mètre)

<x>	0.00	20.40	40.90	61.35	81.81	102.26	122.71	143.16	16 3.61
Hc	56.0000	55.9841	55.9657	55.9446	55.9207	55.8939	55.8638	55.8304	55.7935

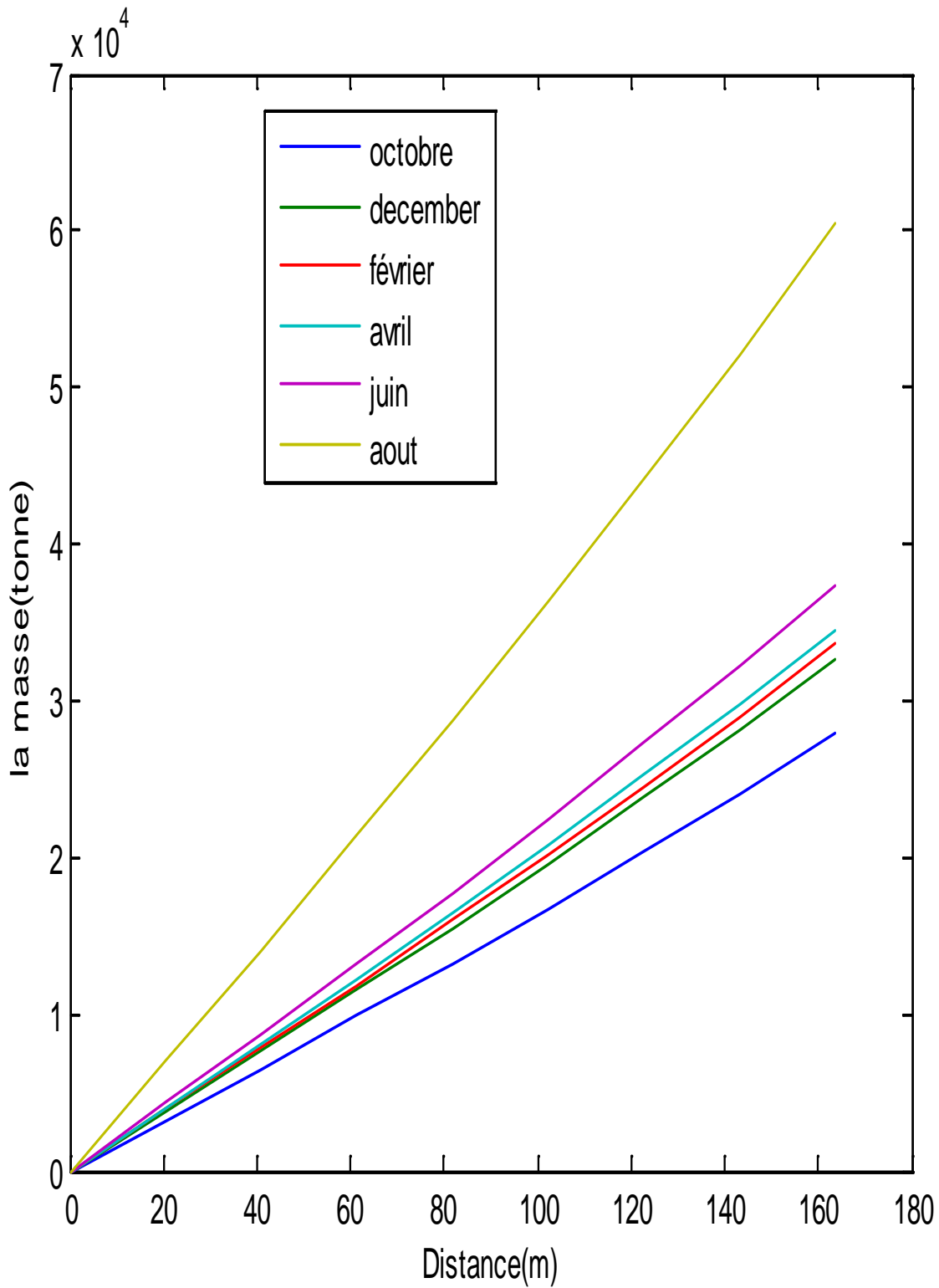


Figure 5.10 : Évolution de la masse déposée en fonction de distance.

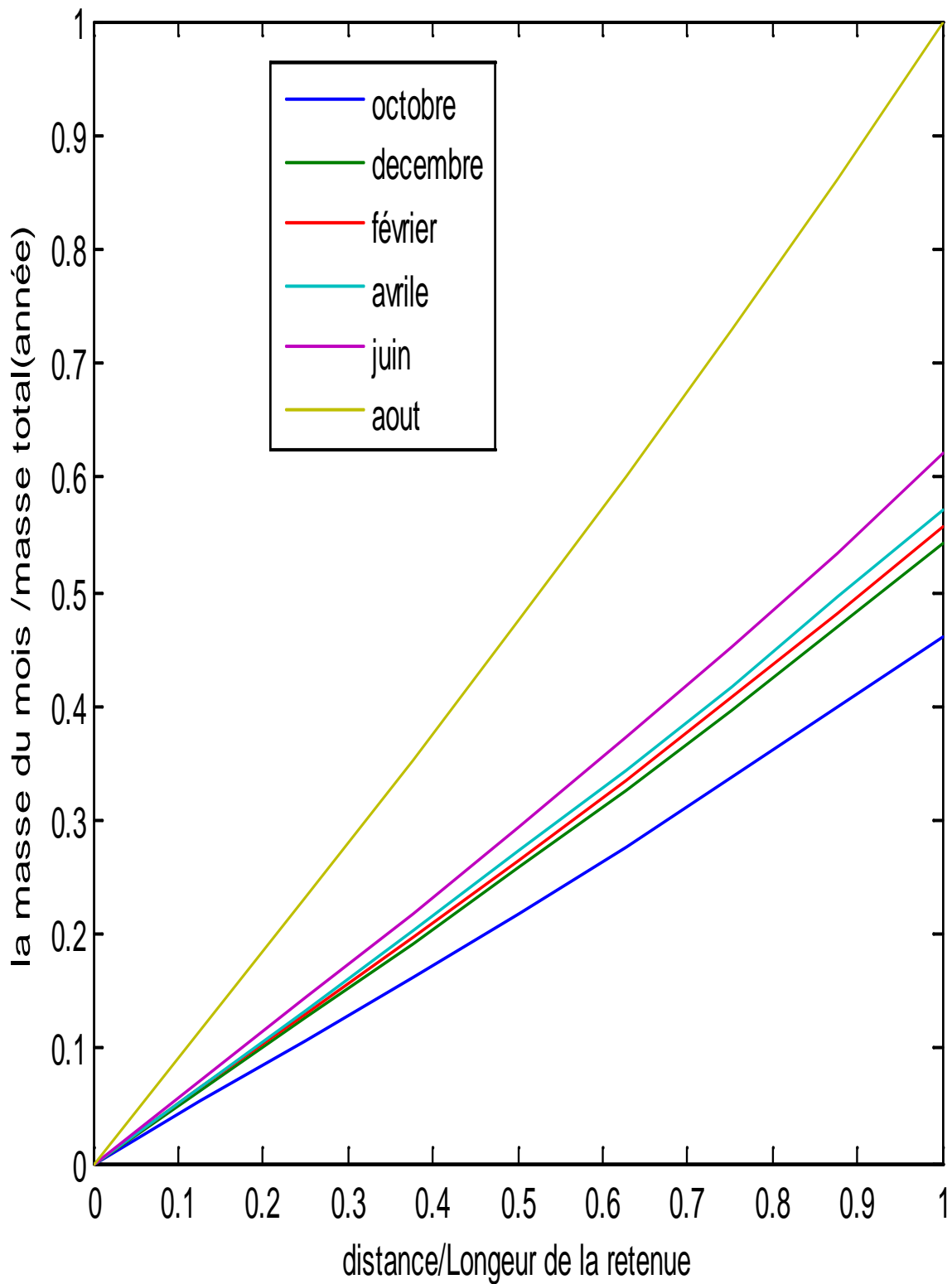


Figure 5.11 : Évolution de dépôt a dimensionnel.

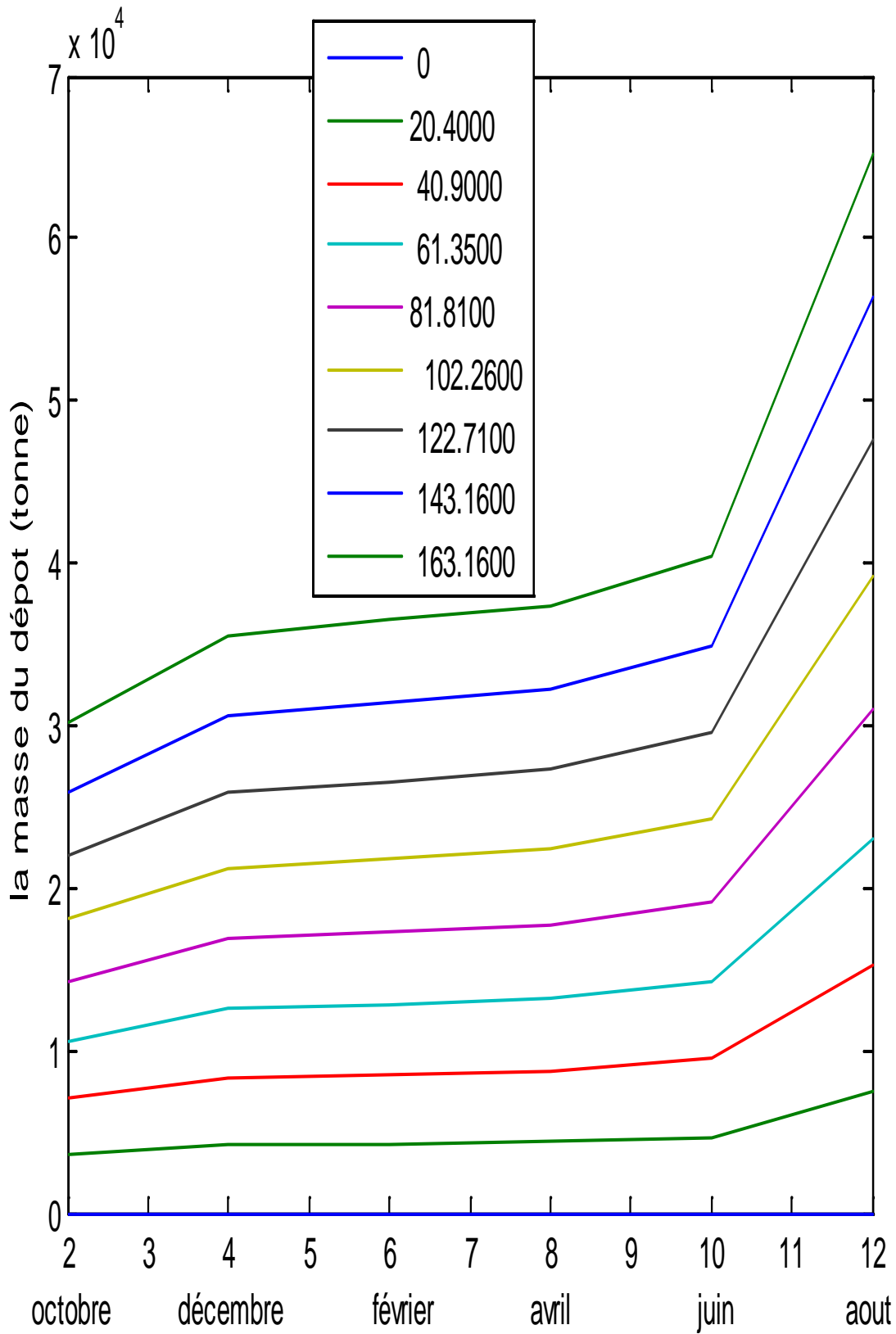


Figure 5.12 : Évolution de la masse déposée en fonction du temps.

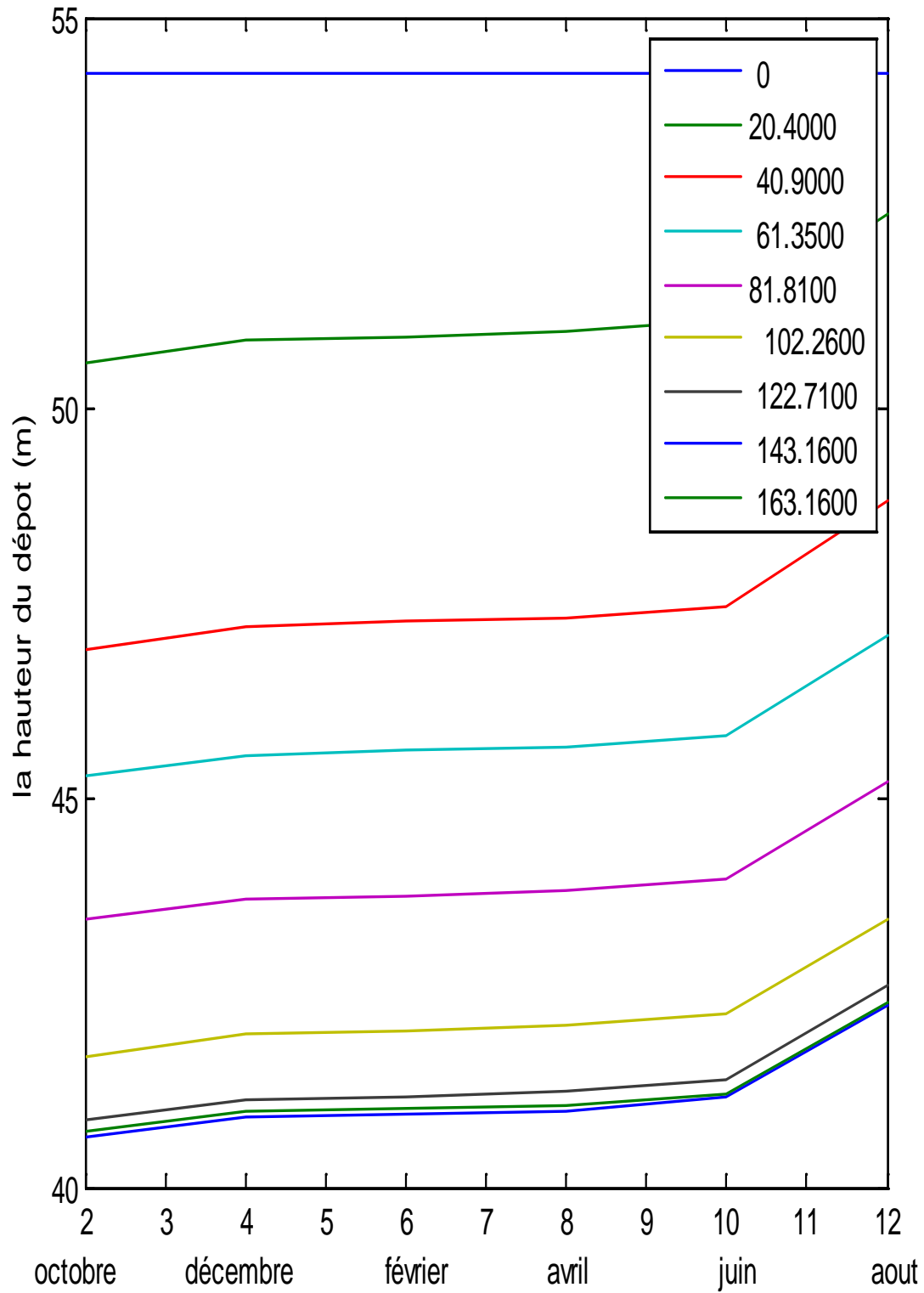


Figure 5.13 : Évolution de la hauteur déposée en fonction du temps.

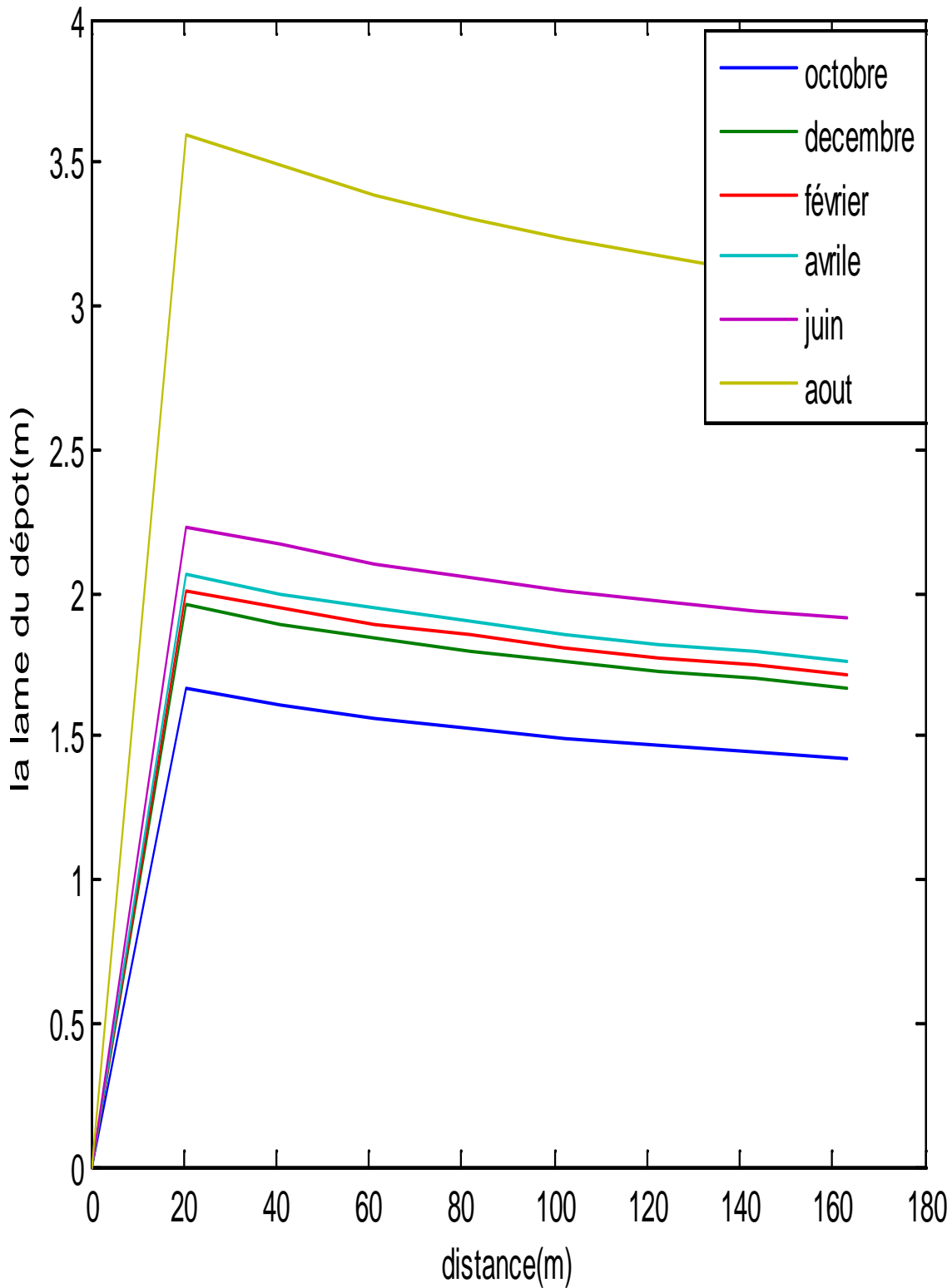


Figure 5.14 : Évolution de la lame déposée en fonction de la distance.

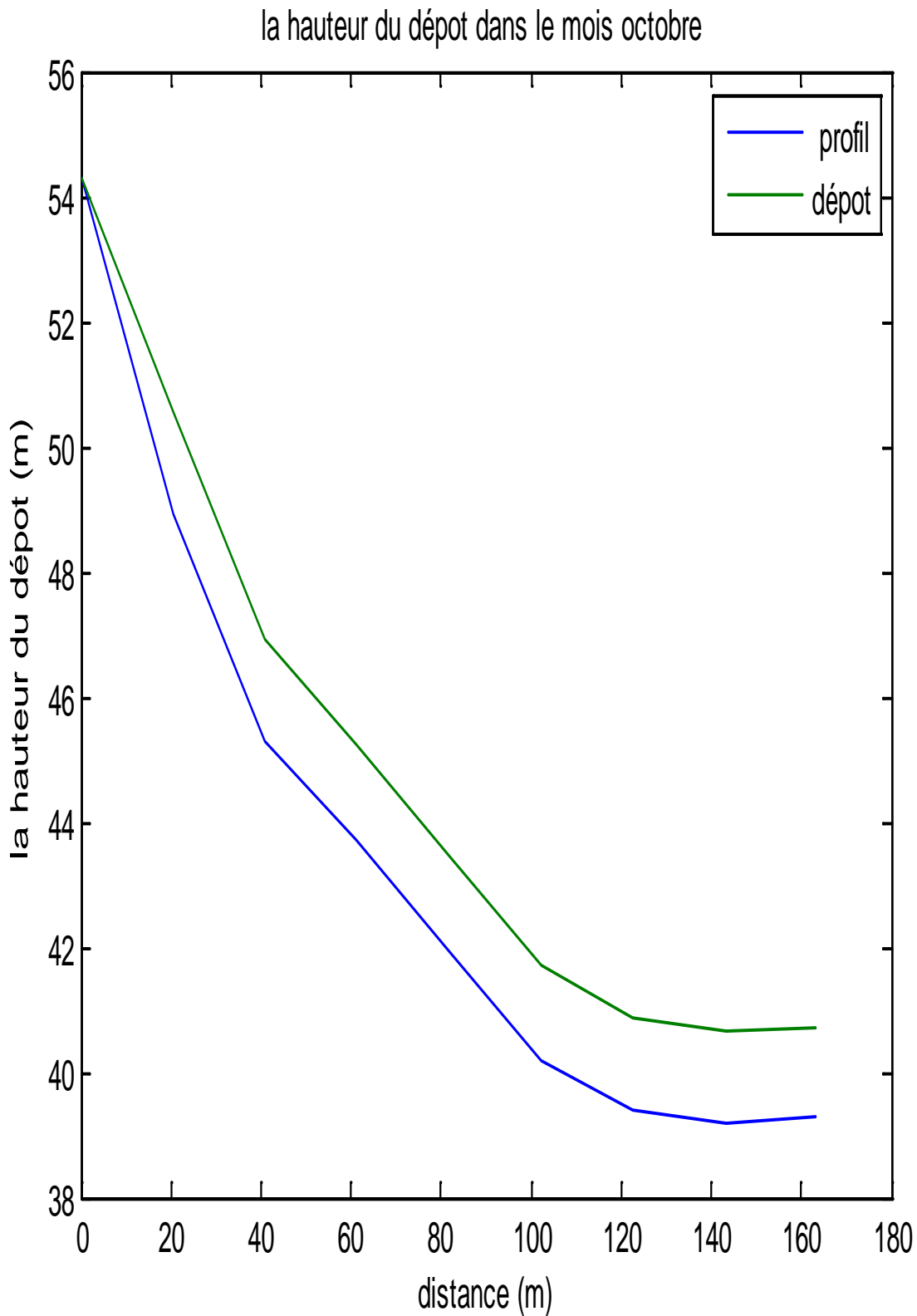


Figure 5.15 : Évolution de la hauteur déposée de mois octobre en fonction de la distance

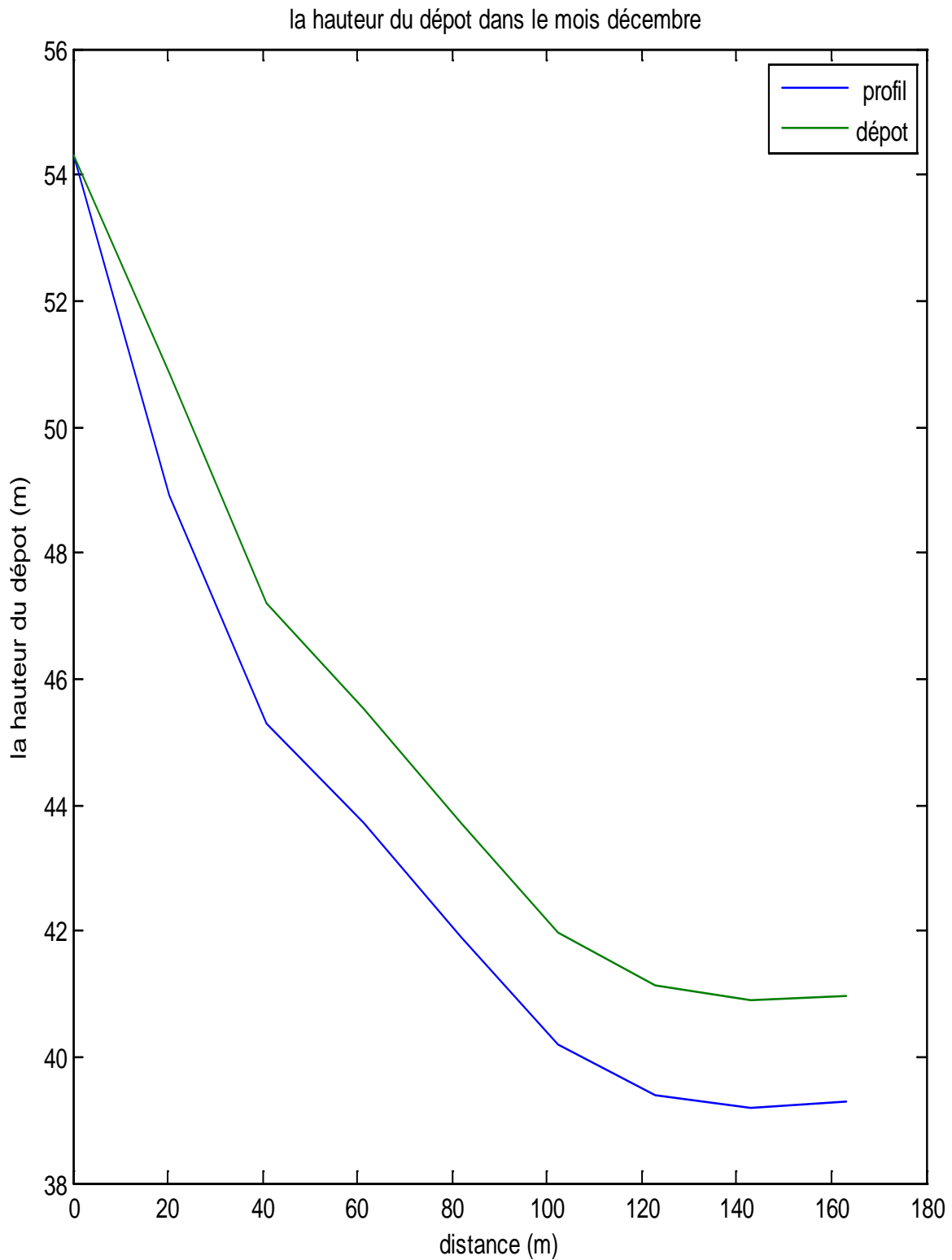


Figure 5.16 : Évolution de la hauteur déposée de mois décembre en fonction de la distance

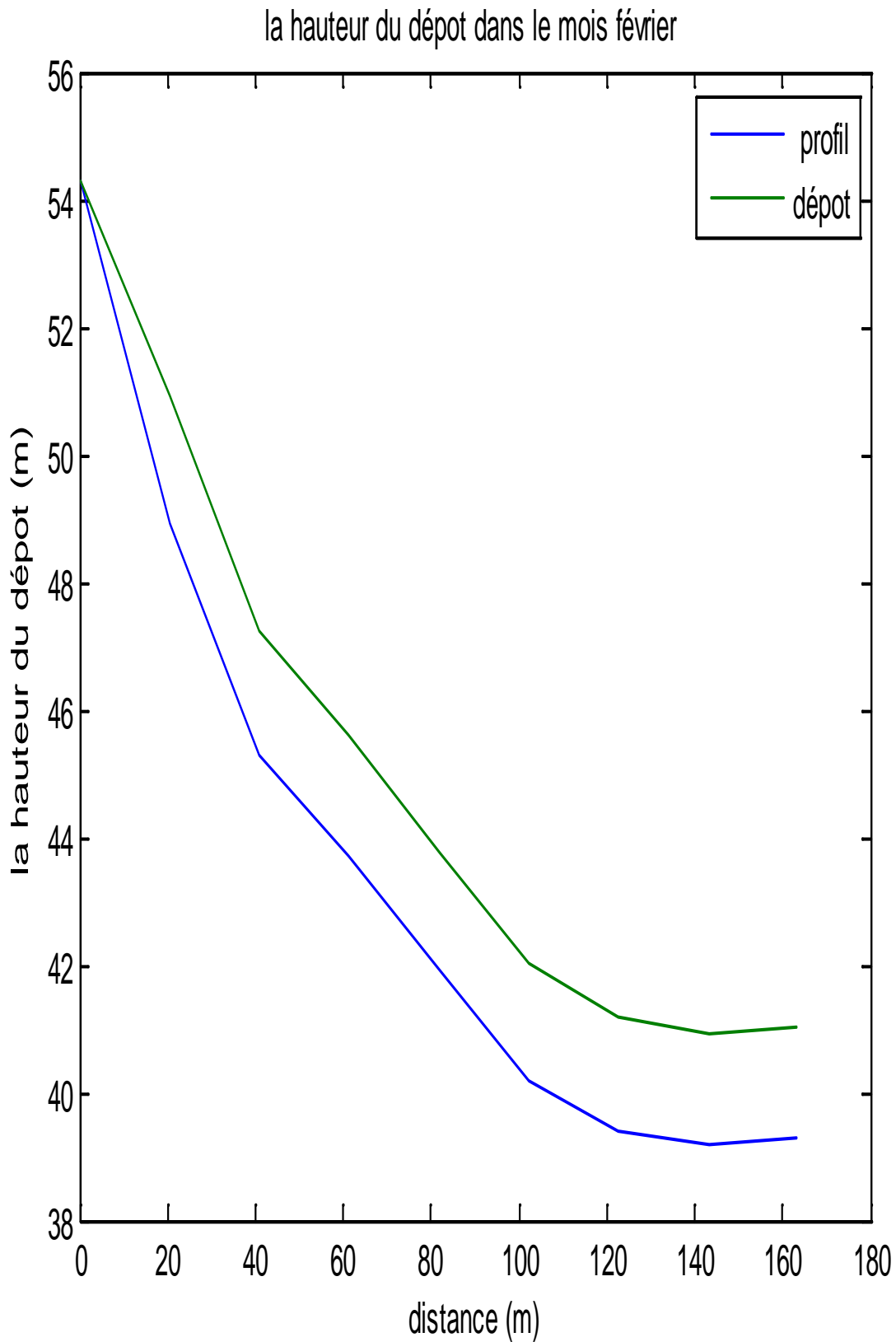


Figure 5.17 : Évolution de la hauteur déposée de mois février en fonction de la distance

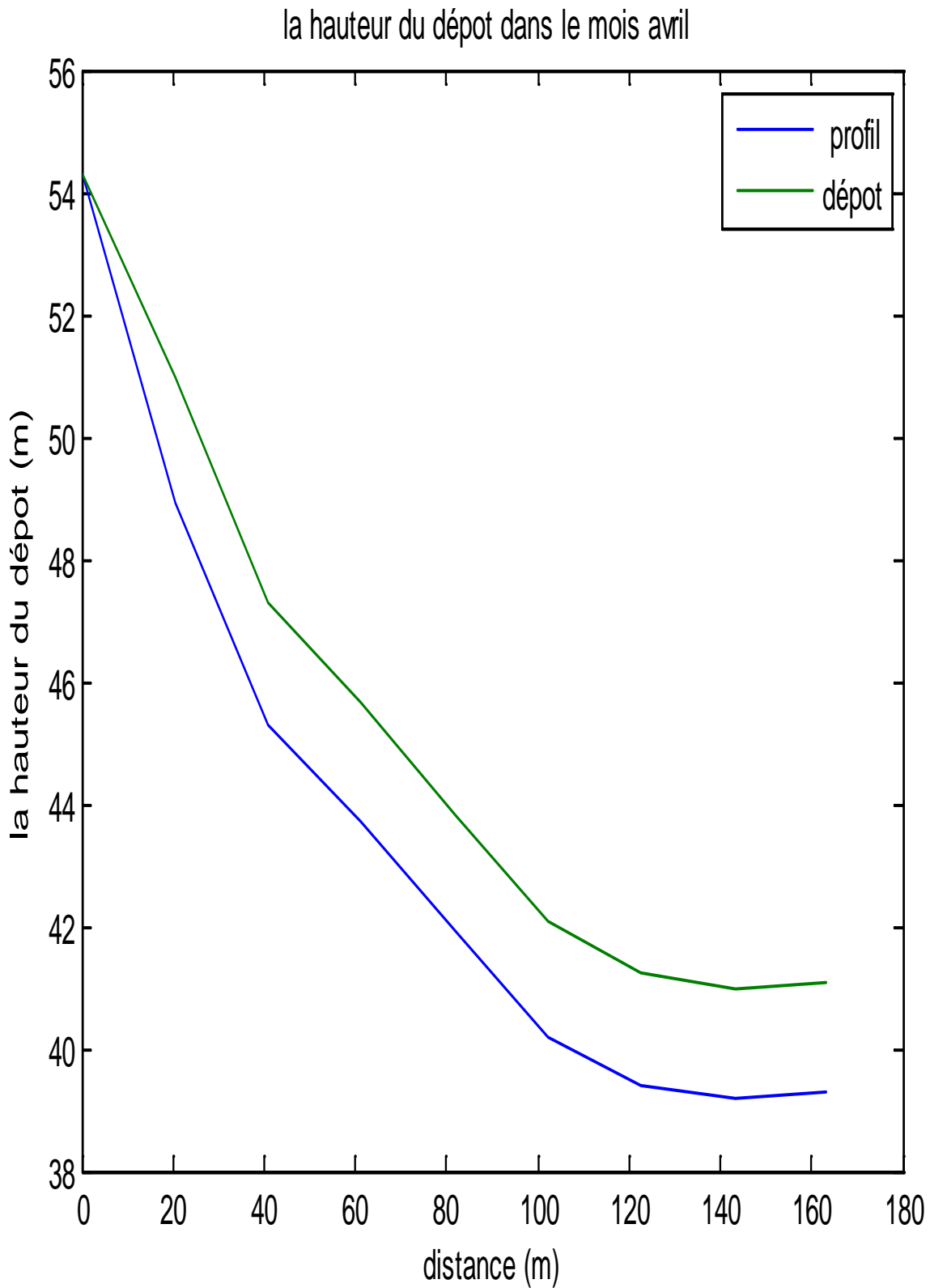


Figure 5.18 : Évolution de la hauteur déposée de mois avril en fonction du distance

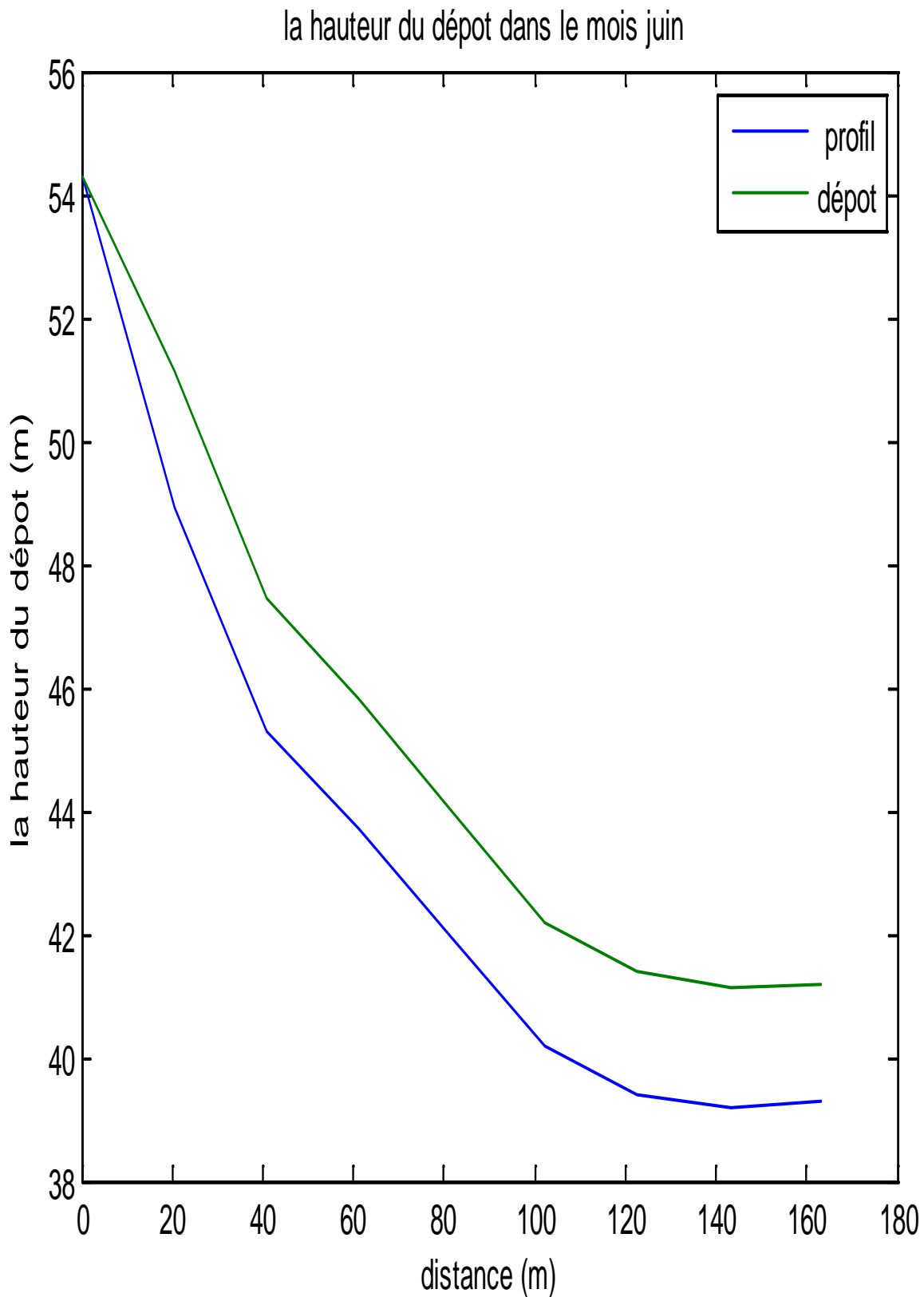


Figure 5.19 : Évolution de la hauteur déposée de mois juin en fonction du distance

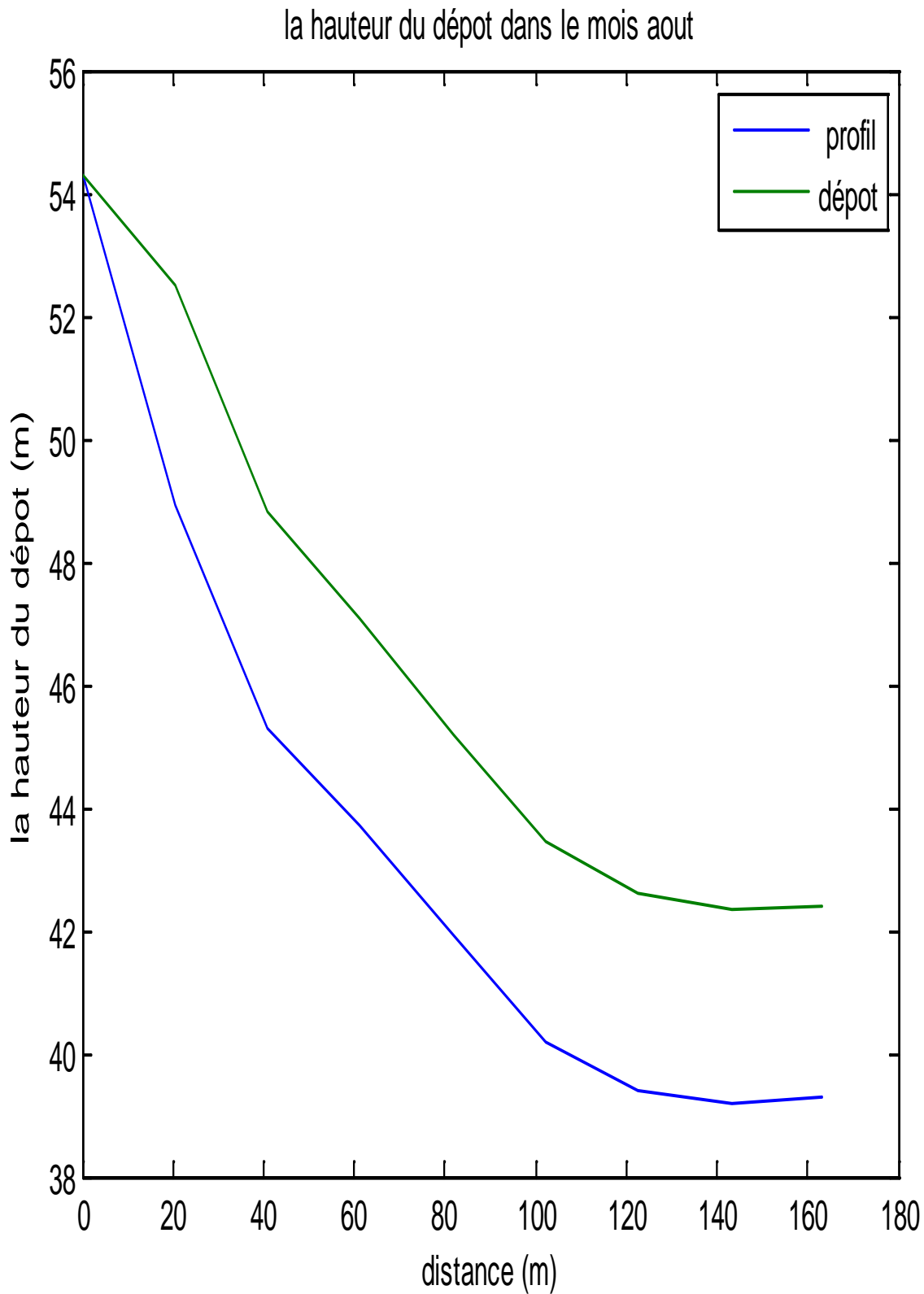


Figure 5.20: Évolution de la hauteur déposée de mois aout en fonction de la distance

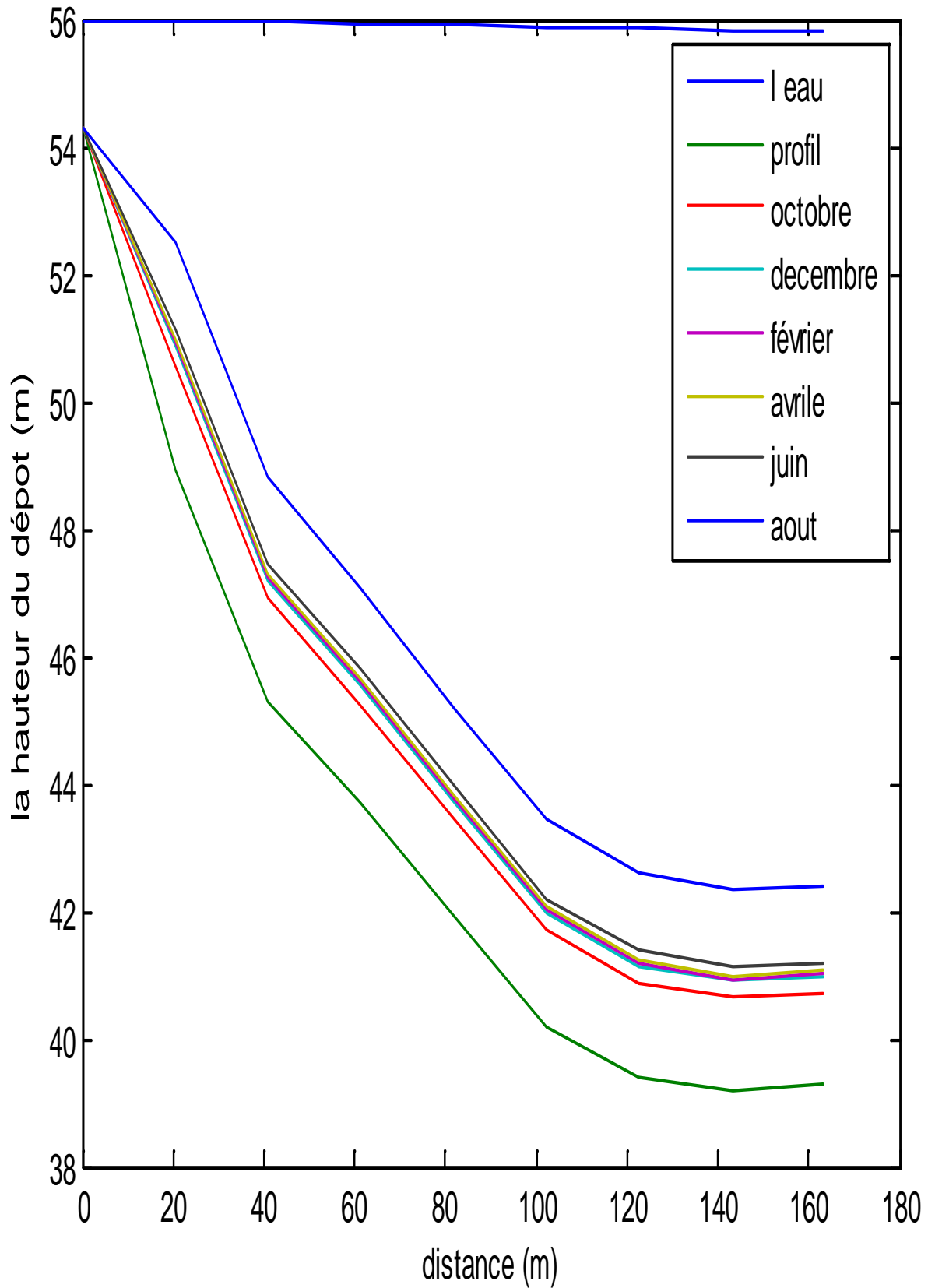


Figure 5.21 : Évolution des hauteurs déposée en fonction de la distance

7. Discussion des résultats :

La figure 5.10 montre que l'évolution de la masse déposée en fonction de la distance est régulière, ce qui peut être expliquée par la géométrie considérée (géométrie tronconique). Il est à noter que ce processus de décantation ne s'arrête pas et se prolonge indéfiniment, car il restera toujours de très fines particules maintenues en suspension par mouvements browniens.

Après avoir étudié les deux couples « masse décantée-temps » et « masse décantée-distance », nous avons constaté que la masse varie proportionnellement avec la distance ainsi qu'avec le temps.

Il est remarquable que la masse décantée au voisinage de la section d'entrée soit très faibles, car la turbulence dans ce stade est prépondérante, ce qui implique force hydrodynamique intense dans ce point.

L'évolution temporelle de la masse déposée en fonction temps, est conforme aux apports solides des matières en suspension de la retenue comme le montre la figure 5.12.

La figure 5.14 montre que les dépôts sont importants à l'amont de la retenue pour devenir constante par ailleurs, ceci est dû à la distribution non uniforme des sédiments dans la retenue.

Conclusion générale

La présente thèse vient de s'ajouter aux travaux théoriques, expérimentaux et numériques effectués dans le domaine du transport solide dans les cours d'eau, et la décantation des sédiments au niveau des retenues. Malgré toutes ces études, il n'existe aucun modèle théorique ou procédure de calcul jusqu'à nos jours qui puisse être acceptée comme irréprochable ; cela est dû au fait que les paramètres régissant de ce phénomène sont très complexes et parfois mal connus, d'autre part, il est très difficile de déterminer les relations entre eux.

Dans de telles circonstances, on a essayé à travers ce travail d'éclaircir ce phénomène, en effectuant d'une part une synthèse bibliographique sur ce domaine d'une part, et de contribuer à une modélisation physique basée sur approche géométrique pour quantifier le volume des sédiments transportés par charriage dans un cours d'eau, et une autre approche mathématique basée sur des hypothèses simplificatrices pour arriver à une forme littérale de la masse décantée au niveau de la retenue du barrage de BENI-AMRANE. En effet, le transport et le dépôt des sédiments sont des processus très complexes ; ils englobent l'érosion des sols, le charriage du fond...etc., mais ces derniers avec leur discontinuité temporelle et spatiale restent difficiles à quantifier individuellement, chacun d'entre eux étant étroitement lié.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ALAIN RECKING CEMAGREF, UR ETNA (Mai 2010): « Evaluation des formules de transport solide en rivière avec prise en compte de l'échelle temporelle».

BENGHANEM A (2003) : « Étude expérimentale du comportement rhéologique et hydrodynamique des matières en suspension ». Mémoire de magistère, École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger,

BERGHOUT A (2000) : « Modélisation mathématique du mécanisme hydrodynamique de l'envasement des retenues ». Mémoire de magistère, École Nationale Polytechnique d'Alger.

BERKANI M (2006): « Approche rustique unidimensionnelle de la sédimentation dans un réservoir » École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger, photocopié de cours.

BERTERRECHE Lilian et CHAMPREDONDE Renaud (2007/2008):
«Dépôt sédimentaire dans la retenue de Luzzone»

BESSENASSE M (2004): « Dépôt des sédiments fins à l'amont d'une retenue ». Thèse de doctorat d'état, École Nationale Polytechnique d'Alger.

Blanckaert. K: «Transport de sédiments »

BOUANANI A (2004).: « Hydrologie, transport solide et modélisation étude de quelques sous-bassins de la TAFNA (NW – ALGERIE) ». Thèse Doctorat d'état de l'université TLEMCEN.

BOUHANICHE S (2005): « Contribution en une approche numérique de la modélisation du système barrage-cours d'eau, transport solide-déposition, cas du barrage de Sidi Mohamed Ben Aouda sur l'Oued Mina. W, Relizane ». Mémoire de magistère, École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger.

BRIVOIS Olivier (2005) : «Contribution à la modélisation de l'érosion de fortes pentes par un écoulement turbulent diphasique» université de ka -mediteranee aix-marseille II thèse pour obtenir le grade docteur de l'université aix-marsielle

DAUTREBANDE Sylvia & SOHIER Cathrine (2006): «L'érosion hydrique et les pertes en sol agricoles en Région Wallonne 2006 ». Dossier scientifique réalisé dans le cadre de l'élaboration du rapport analytique 2006 sur l'Etat de l'environnement Wallom.

BIBLIOGRAPHIE

DEGOUTTE .G (mai 2004): « Hydraulique .morphologie et dynamique fluviale ENGERF, formation GREF1

JEAN.PAUL GRANIER (Juin 1963): « La mesure In situ de débit solide des cours d'eau».

JEAN-LOUIS GONZALEZ : « Comportement du sédiment et des matières en suspension en rade de Marseille».

JULIEN NICOD (Juillet à Septembre 2000) : « Modélisation du transport solide en régime transitoire»,

LEKFIR A, T BENKACI A ET N DECHEMI (8 décembre 2005) : « Quantification du transport solide par la technique floue, application au barrage de Beni Amrane (Algérie).

LILIAN BERTERRECHE, RENAUD CHAMPREDONDE (Année 2007 – 2008): « Dépôt sédimentaire dans la retenue de Luzzone».

LUU TRUNG KIEN (02 mars 2009): « Approche par changement d'échelle des caractéristiques rhéologiques d'une suspension de particules dans un fluide à seuil. ».

M. SANCHEZ D. LEVACHER (4 Juin 2008): « Erosion d'une vase de l'estuaire de la Loire sous l'action du courant».

MACHANE R et MAHDI T, (1993) : « L'hydraulique de la sédimentation des retenus » Projet de fin d'étude, École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger.

Martin Sanchez, Patricia Grimigni, et Yann Delanoe (7-9 septembre 2004): «Distribution des sédiments cohésifs en relation avec la vitesse de la phase solide dans l'estuaire de la Loire» VIIIème Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier, Compiègne»,

MARTIN SANCHEZ, ALAIN GRAVEL : « étude des phénomènes de dépôt, de consolidation et d'érosion de la crème de vase dans les estuaires».

MEDIOUNI M (2006): « Capacité du transport solide des cours d'eau et décantation des sédiments au niveau des retenues ». Projet de fin d'étude, École Nationale Polytechnique d'Alger,

NICOD Julien (2000): « modélisation du transport solide en régime transitoire» Mémoire de stage de 2ème année d'école d'ingénieur».

BIBLIOGRAPHIE

NORD Guillaume (1) et ESTEVES Michel (2): « un modèle d'érosion hydrique à base physique à l'échelle de la parcelle».

REMINI B et HALLOUCHE W (2005): « L'alluvionnement des retenues », édité par le laboratoire ERP du CU de Khemis Miliana Algérie.

SYLVIA DAUTREBANDE. CATHERINE SOHIER (Juin 2006): « L'érosion hydrique et les pertes en sol agricoles en Région Wallonne».

TAOUCHE N (2007): « Fiabilité et exploitation du barrage de BENIAMRANE». Projet de fin d'étude, École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger.

TIXIER Nicolas (2003): «approche des propriétés rhéologiques de suspensions biologiques floculées». Thèse pour obtenir le grade de docteur de l'université de limoges.

VICTOR JETTEN UNIVERSITE UTRECHT : « Limbourg Soil Erosion Model».

RECKING Alain (2010) : « Evaluation des formules de transport solide en rivière avec prise en compte de l'échelle temporelle. »

Waeles Benoît (2004): « Modélisation du transport de sédiments mixtes vase et sable fin». VIIIème Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier, Compiègne.

ANNEXE : DONNEE DE BASE

Tableau 1 : Paramètre de base

Paramètre	Désignation	Valeur	Unité
Largeur de la section d'entrée	B_0	56	m
Hauteur de la section d'entrée	Y	15	m
diamètre des particules solide	D	20	μm
distance	d	264	m
Section d'entrée	S_0	844	m^2
Débit	Q	200	m^3/s
Masse volumique	ρ	1770	Kg/m^3

Tableau 2 : Profile de la retenue

Distance (m)	0	20.4	40.9	61.35	81.81	102.26	122.71	143.16	163.16
Hauteur (m)	54.3	48.9	45.3	43.7	41.9000	40.2000	39.4000	39.2000	39.3000


```

i=1;
for i=1:9
    m(k,i)=(86400*30/9)*vc*B0*(264+(2*x(i)+((x(i)^2)/d)-(
(d/(1+x(i)/d))))*(c+mc(k-2)+4*mc(k-1)+mc(k));

    if i==1
        Hd(k,i)=h(i);
    Hd(2,i)=h(i);
    else
    Hd(k-2,i)=m(k-2,i)/(mvs/2*Y1*x(i)*(2+x(i)/d))+h(i);
    l(k,i)=Hd(k,i)-h(i);
    l(2,i)=Hd(2,i)-h(i);
    Hd(2,i)=m(2,i)/(mvs/2*Y1*x(i)*(2+x(i)/d))+h(i);
    end
end
    c=c+mc(k-2)+4*mc(k-1)+mc(k);
end

disp('*****La masse du dépôt a chaque mois en fonction de la
distance*****');

masse_en_tonne_octobre=m(2,+)/1000
masse_en_tonne_decembre=m(4,+)/1000
masse_en_tonne_fevrier=m(6,+)/1000
masse_en_tonne_avril=m(8,+)/1000
masse_en_tonne_juin=m(10,+)/1000
masse_en_tonne_aout=m(12,+)/1000

disp('*****La hauteur du dépôt a chaque mois en fonction de la
distance*****');

la_hauteur_du_depot_en_metre_octobre=Hd(2,+)
la_hauteur_du_depot_en_metre_decembre=Hd(4,+)
la_hauteur_du_depot_en_metre_fevrier=Hd(6,+)
la_hauteur_du_depot_en_metre_avril=Hd(8,+)
la_hauteur_du_depot_en_metre_juin=Hd(10,+)
la_hauteur_du_depot_en_metre_aout=Hd(12,+)

disp('*****La lame du dépôt a chaque mois en fonction de la
distance*****');

la_lame_du_depot_en_metre_octobre=l(2,+)
la_lame_du_depot_en_metre_decembre=l(4,+)
la_lame_du_depot_en_metre_fevrier=l(6,+)
la_lame_du_depot_en_metre_avril=l(8,+)
la_lame_du_depot_en_metre_juin=l(10,+)
la_lame_du_depot_en_metre_aout=l(12,+)

```