

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

4/97

Ecole Nationale Polytechnique  
Département d'hydraulique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## **Mémoire de fin d'études**

*en vue de l'obtention du diplôme  
d'ingénieur d'état en Génie Hydraulique*

Thème

# **Contribution à l'étude prévisionnelle de l'envasement du barrage de Djorf El Torba (Wilaya de Bechar)**

Proposé par :

M. B. REMINI

Réalisé par :

M. N. ALLEK  
M. F. I. BOUSHAKI

Dirigé par :

M. B. REMINI  
M. M. BERKANI

Promotion 1997

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Ecole Nationale Polytechnique  
Département d'hydraulique



**Mémoire de fin d'études**  
*en vue de l'obtention du diplôme*  
*d'ingénieur d'état en Génie Hydraulique*

Thème

**Contribution à l'étude prévisionnelle  
de l'envasement du barrage de  
Djorf El Torba (Wilaya de Bechar)**

---

Proposé par :

M<sup>r</sup>. B. REMINI

Réalisé par :

M<sup>r</sup>. N. ALLEK  
M<sup>r</sup>. F. I. BOUSHAKI

Dirigé par :

M<sup>r</sup>. B. REMINI  
M<sup>r</sup>. M. BERKANI

## Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en guise de respect et de reconnaissance à :

- mes parents à qui je dois tous.
- mon frère et sœurs, ainsi qu'à toutes leurs familles.
- toute la famille ALLEK.
- la mémoire de ma grand-mère.
- la mémoire de mon ami (Madjid YELES).
- la famille AIT BOUZIAD et BEN HADJI.
- Agents 42, 32, 33, 18.
- mes amis(es) et camarades.
- l'équipe SACIP :  
(Mekhlouf, Amara, Amhana, Abdelkader,  
Achour, Mohamed, Ali et Rabah).

*Nabil*

Je dédie ce modeste travail :

- à ma mère.
- à mon père.
- à mes frères et sœurs.
- à tout membre de ma famille.
- à mes amis, surtout Youcef, Abdelatif, Karim, Ahmed, Omar, Lamine et autres.
- à la promotion hydraulique 1996/97.

*Farid*

## Remerciements

*Nous tenons à remercier l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre éducation et formation durant toute notre vie d'élèves et d'étudiants particulièrement ceux du département d'hydraulique.*

*Nous remercions nos promoteurs M<sup>r</sup>. B. REMINI et M<sup>r</sup>. M. BERKANI pour leurs conseils et aide durant l'élaboration du projet.*

*Nous exprimons nos sincères reconnaissances à DAA. OMAR et M<sup>r</sup>. KHELIFI pour toute l'aide qu'il nous ont apporté, ainsi qu'à Krimo et Salah de la bibliothèque (E.N.P.) et particulièrement à notre secrétaire de département Cherifa et Saïd du laboratoire d'hydraulique.*

*Enfin, nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de cette thèse.*

## Résumé :

L'envasement des retenues algériennes pose un problème d'une importance primordiale pour les gestionnaires de barrages du moment qu'une capacité importante des barrages est amputée annuellement suite aux dépôts sédimentaires.

En absence de levés bathymétriques, on peut recourir à des modèles empiriques ou semi-empiriques pour estimer et même de prévoir la quantité et la forme de la répartition des dépôts solides à n'importe quel moment.

L'application du modèle "Empirical Area Reduction Method" sur le barrage de Djorf El Torba, nous a permis en absence de données de levés bathymétriques d'évaluer la quantité des sédiments déposés au cours du temps et aussi d'estimer la courbe hauteur-capacité-surface actuelle.

## Abstract :

The silting of reserves in Algeria creat an important problem for dam managers, since an important capacity of the dams are amputated each year by sedimentary deposits.

With the lack of bathymetry, one can turn to the empirical or semi-empirical models to estimate and even to forcast the quantity and shape of the distribution of solid deposits at any time.

Applying the "Empirical Area Reduction Method" of the Djorf El Torba dam, helped us, with the absance of the bathymetric measures, to evluate the quantity of sedimentary deposits and to estimate the current hight-capacity-surface curve.

## ملخص :

إن توحد السدود الجزائرية يفرض مشكلة ذات أهمية قصوى خاصة لمسيري السدود حيث أن سعة السدود تتقلص بشكل سريع نظرا لترسب الأوحال.

في غياب القياسات يمكننا العودة إلى النماذج المدروسة و المقترحة لأجل تقدير و حتى التنبؤ بشكل و حجم ترسب المواد الصلبة في أي لحظة.

إن تطبيق النموذج "Empirical Area Reduction Method" على سد جرف التربة سمح لنا و هذا في غياب القياسات من تقدير كمية المواد المترسبة مع مرور الوقت حتى تقدير البيان (علو-سعة-مساحة).

## SOMMAIRE

---

OBJECTIF DE L'ETUDE.

INTRODUCTION.

Liste des tableaux.

Liste des figures et organigrammes.

Liste des symboles et abréviations.

### Chapitre I : Ampleur du phénomène de l'envasement.

I.1. L'ENVAISEMENT DES RETENUES DE BARRAGES DANS LE MAGHREB.....	1
1.1.1. Eau et apports solides.....	1
1.1.2. Dégradation spécifique annuelle des bassins versants.....	3
1.1.3. Quantité de vase déposée dans les retenues.....	3
I.2. PROBLEMES POSES PAR L'ENVAISEMENT.....	6
1.2.1. Réduction de la capacité de la retenue.....	6
1.2.2. Obturation des organes de vidange.....	9
1.2.3. Sécurité de l'ouvrage.....	9
1.2.4. Envasement des canaux d'irrigation.....	9
1.2.5. Dégradation de la qualité de l'eau.....	9
I.3. BILAN D'ENVAISEMENT DES BARRAGES EN ALGERIE.....	12
I.4. CONCLUSION.....	15

### Chapitre II : Processus de l'envasement.

II.1 SPECIFICATION DU PROBLEME DE L'EROSION EN ALGERIE.....	17
II.2. MOUVEMENT DES PARTICULES.....	18
II.2.1. Caractéristiques des sédiments.....	18
II.2.1.a. Taille des sédiments.....	19
II.2.1.b. Forme des particules.....	19
II.2.1.c. Masse volumique de la particule.....	20
II.2.2. L'érosion hydraulique.....	20
II.2.3. Le début du mouvement.....	21
II.2.4. Les modes de transport solide.....	22
II.2.4.a. Transport par charriage.....	22
II.2.4.b. Transport par saltation.....	24
II.2.4.c. Transport en suspension.....	24
II.2.5. Vitesse de chute.....	24
II.2.6. Tassement et consolidation des vases.....	25
II.2.6.a. Tassement des sédiments grossiers : galets, graviers et sable.....	26
II.2.6.b. Lois de tassement.....	26

II.3. MECANISME DE L'ENVASEMENT.....	26
II.3.1. Méthodes de détermination du taux d'envasement.....	27
II.3.1.a. Mesure à l'écho-sondeur.....	27
II.3.1.b. Méthode turbidimétrique.....	27
II.3.1.c. Méthode stéréophotogramétrique.....	27
II.3.1.d. Méthode bathymétrique.....	28
II.3.1.e. Mesure par exploitation des courbes de dégradation.....	28
II.3.1.f. Mesure par l'application des jauges nucléaires.....	29
II.3.2. Différents modes d'envasement dans les retenues.....	29
II.3.2.a. Retenue envasée par "courants de densité".....	29
II.3.2.a.i. Définition des courants de densité.....	29
II.3.2.a.ii. Effet des courants de densité.....	30
II.3.2.b. Retenue envasée par charriage.....	32
II.3.2.c. Retenue envasée par rouleaux de recirculation.....	32

### Chapitre III : Moyens de lutte contre l'envasement.

III.1. LA PREVENTION.....	38
III.1.1. Lutte au niveau du bassin versant.....	38
III.1.1.a. Procédés agrotechniques.....	38
III.1.1.b. Procédés hydrotechniques.....	38
III.1.1.c. Restauration des forêts.....	39
III.1.2. Lutte au niveau du cours d'eau.....	39
III.1.2.a. Protection directe ou continue.....	39
III.1.2.b. Protection indirecte ou discontinue.....	41
III.1.3. Conclusions.....	41
III.2. AMENAGEMENT DES COURS D'EAU.....	42
III.2.1. Principes de l'aménagement à courant libre des rivières alluviales.....	42
III.2.1.a. Buts de l'aménagement.....	42
III.2.1.b. Conditions permettant les améliorations.....	42
III.2.1.c. Bases des divers méthodes d'aménagement.....	43
III.2.1.d. Méthodes d'aménagement.....	43
III.2.1.e. Nécessité d'un aménagement complet.....	44
III.2.2. Ouvrages des lits moyens et mineurs.....	44
III.2.2.a. Choix des matériaux.....	44
III.2.2.b. Les digues.....	46
III.2.2.c. Les épis.....	47
III.2.2.d. Action des épis sur le courant et sur le fond.....	47
III.2.2.e. Profil des épis.....	48
III.2.2.f. Comparaison entre digues et épis.....	49
III.3. LE DEVASUREMENT.....	50
III.3.1. Lutte au niveau du barrage.....	50
III.3.1.a. Le dévasement mécanique.....	50
III.3.1.b. Les chasses.....	50

*Etude Prévisionnelle*

**Chapitre IV : Etat actuel du schéma d'assainissement.**

IV.1. PRESENTATION DU MODELE DE PREVISION (EMPIRICAL AREA, REDUCTION METHODE).....	53
IV.1.1. Critères définissant la répartition des sédiments.....	53
IV.1.2. Equation de base utilisée.....	56
IV.2. APPLICATION DU MODELE AUX BARRAGES RESERVOIRS.....	60
IV.2.1. Etude prévisionnelle pour l'année 1986.....	60
IV.2.2. Etude prévisionnelle pour l'année 1990.....	68
IV.2.3. Etude prévisionnelle pour l'année 1995.....	71
IV.2.4. Etude prévisionnelle pour l'année 2000.....	74
IV.2.5. Etude prévisionnelle pour l'année 2010.....	77
IV.3. EVOLUTION DANS LE TEMPS DE LA CAPACITE DU BARRAGE ET DE L'ENVASEMENT.....	80
IV.4. APPLICATION DE LA RELATION DE ORTH SUR LE BARRAGE DE DJORF EL TORBA.....	82
IV.5. COMMENTAIRE ET COMPARAISON ENTRE LA METHODE (E.A.R.M. ET RELATION DE ORTH).....	83

CONCLUSION.

BIBLIOGRAPHIE.

## ***OBJECTIF DE L'ETUDE***

---

*L'objectif de notre étude est de prévoir l'envasement du barrage de Djorf El Torba pour l'an 2010.*

*Dans ce sens en absence de levés bathymétriques (dus certainement au coût élevé de l'opération), nous avons déterminé les courbes (hauteur-capacité) pour différentes années et évaluer la quantité des sédiments déposés, en se basant sur le modèle "Empirical Area Reduction Methode".*

## **INTRODUCTION**

---

*Le phénomène de la sédimentation des barrages défini comme étant l'accumulation des sédiments véhiculés par les eaux pluviales et venant se déposer dans les cuvettes des barrages, constitue une préoccupation essentielle du moment que les méthodes utilisées pour la détermination des volumes des vases restent peu efficaces.*

*Les dommages causés par ce phénomène (réduction de la capacité, obturation des pertuis de vidanges...) peuvent être importants et il peut s'avérer extrêmement difficile, voir même impossible d'y remédier particulièrement dans les régions arides et semi-arides ; comme c'est le cas pour les zones méditerranéennes et en particulier les pays du Maghreb.*

*En Algérie septentrionale, les conditions physiques, géomorphologiques, hydrométriques et socio-économiques sont particulièrement favorables au déclenchement et à l'accélération du phénomène.*

*Par voie de conséquence, une compréhension des problèmes complexes d'alluvionnement se posent aux stades de l'étude et de l'exploitation des barrages et les retenues s'avère vitale.*

## Liste des tableaux

---

Tableau 1-1 : Capacité totale des barrages des pays du Maghreb .....	1
Tableau 1-2 : Pertes de capacité dues à l'envasement dans certains pays du monde .....	8
Tableau 1-3 : Etat d'envasement des barrages en Algérie .....	12
Tableau 1-4 : Bilan d'envasement des barrages algériens .....	13
Tableau 2-1 : Erosion dans quelques régions d'Algérie .....	17
Tableau 4-1 : Classification des retenues .....	54
Tableau 4-2 : Détermination du type de courbe donnant la répartition des dépôts solides .....	55
Tableau 4-3 : Classification des retenues suivant la taille des sédiments .....	55
Tableau 4-4 : Levés bathymétriques pour l'année 1968 .....	60
Tableau 4-5 : Détermination directe de la nouvelle côte zéro pour 1986 .....	63
Tableau 4-6 : Détermination de la répartition des sédiments du barrage Djorf El Torba pour 1986 .....	66
Tableau 4-7 : Détermination de la nouvelle côte zéro pour 1990 .....	68
Tableau 4-8 : Détermination de la répartition des sédiments pour 1990 .....	69
Tableau 4-9 : Détermination de la nouvelle côte zéro pour 1995 .....	71
Tableau 4-10 : Détermination de la répartition des sédiments pour 1995 .....	72
Tableau 4-11 : Détermination de la nouvelle côte zéro pour 2000 .....	74
Tableau 4-12 : Détermination de la répartition des sédiments pour 2000 .....	75
Tableau 4-13 : Détermination de la nouvelle côte zéro pour 2010 .....	77
Tableau 4-14 : Détermination de la répartition des sédiments pour 2010 .....	78

## Liste des figures et organigrammes

---

Photo 1-1 : Canal d'irrigation provenant du barrage des Cheurfas .....	10
Photo 1-2 : Fin d'une opération d'irrigation : une quantité importante de la vase est déposée dans le canal .....	10
Photo 1-3 : Dépôts successifs des sédiments dans le canal diminuant ainsi la hauteur d'amorçage du siphon .....	11
Photo 1-4 : Opération de dévasement de la conduite principale d'irrigation .....	11
Figure 1-1 : Variation de l'érosion spécifique ( $E_s$ ) en fonction de la superficie du bassin versant (S) (28 barrages dans les zones semi-arides des Etats-Unis .....	2
Figure 1-2 : Variation de l'érosion spécifique en fonction de la superficie du bassin versant (34 barrages du Maghreb) .....	2
Figure 1-3 : Variation de l'érosion spécifique en fonction du rapport : débit liquide/superficie du bassin versant (QI/S) .....	4
Figure 1-4 : Evolution de l'envasement moyen annuel en fonction de l'apport liquide annuel (barrages de Maghreb) .....	4
Figure 1-5 : Evolution de l'envasement moyen annuel en fonction de la superficie du bassin versant (barrages de Maghreb) .....	5
Figure 1-6 : Evolution du toit de la vase dans cinq réservoirs barrages aux Etats-Unis (PEMBERTON (1989)) .....	7
Figure 2-1 : Granulométrie. Dans "Sediment transport : an appraisal of methods (HRS INT 119)" .....	19
Figure 2-2 : Force appliquées sur la particule .....	21
Figure 2-3 : Début de mouvement (d'après Rijn [1984]) .....	22
Figure 2-4 : Types de charriage .....	23
Figure 2-5 : Vitesse de dépôt de sphères .....	25
Figure 2-6 : Types d'intrusion .....	30
Figure 2-7 : Quelques exemples de retenues de type "canal" .....	31
Figure 2-8 : Profil d'un delta typique en réservoir .....	34
Figure 2-9 : Distribution des sédiments .....	35
Figure 3-1,2 : Pièges à tubes .....	40
Figure 3-3,4 : Tubes de parshal .....	40
Figure 3-5 : Pièges à plaques directionnelles .....	40
Figure 3-6 : Protection des berges et du lit par des matériaux minéraux .....	45
Figure 3-7 : Protection des berges avec des matériaux artificiels .....	46
Figure 3-8 : Coupe en travers d'un épi bas .....	47
Figure 3-9 : Courants secondaires créés par les épis .....	47
Figure 3-10: Méthodes d'évacuation des sédiments par les pertuis de vidange d'un Barrage .....	52

Figure 4-1 : Courbes de répartitions des sédiments .....	54
Figure 4-2 : $a = f(P)$ .....	58
Figure 4-3 : $h_n = f(P)$ .....	59
Figure 4-4 : Droite B d'ajustement .....	61
Figure 4-5 : $H = f(V)$ pour 1968 .....	62
Figure 4-6 : $H = f(S)$ pour 1968 .....	62
Figure 4-7 : $h_p = f(P)$ pour 1986 .....	63
Figure 4-8 : Comparaison entre courbe révisée et mesurée .....	67
Figure 4-9 : $h_p = f(P)$ pour 1990 .....	68
Figure 4-10 : $H = f(V)$ pour 1990 .....	70
Figure 4-11 : $H = f(S)$ pour 1990 .....	70
Figure 4-12 : $h_p = f(P)$ pour 1995 .....	71
Figure 4-13 : $H = f(V)$ pour 1995 .....	73
Figure 4-14 : $H = f(S)$ pour 1995 .....	73
Figure 4-15 : $h_p = f(P)$ pour 2000 .....	74
Figure 4-16 : $H = f(S)$ pour 2000 .....	76
Figure 4-17 : $H = f(V)$ pour 2000 .....	76
Figure 4-18 : $h_p = f(P)$ pour 2010 .....	77
Figure 4-19 : $H = f(V)$ pour 2010 .....	79
Figure 4-20 : $H = f(S)$ pour 2010 .....	80
Figure 4-21 : Diminution de la capacité dans le temps .....	81
Figure 4-22 : Envasement de la retenue dans le temps .....	82
Figure 4-23 : Courbe de ORTH .....	82
Figure 4-24 : Comparaison entre résultats d'EARM et résultats de ORTH .....	83
Organigramme du processus d'envasement d'une retenue .....	16
Organigramme de distribution des sédiments dans les retenues .....	36
Organigramme de moyens de lutte contre l'envasement .....	37

## Liste des symboles et abréviations

---

Unités

- [AEP] : Alimentation en eau potable.
- $[\tau_0]$  : Tension critique de frottement à la paroi.
- $[h_0]$  : Hauteur d'eau locale au-dessus de la zone d'érosion.
- $[J_0]$  : La pente hydraulique de l'écoulement.
- $[d_{50}]$  : la diamètre médian des granulats qui constituent les berges et le fond.
- $[Y_{cr}]$  : Mobilité critique.
- $[V_{cr}]$  : Vitesse critique.
- $[g]$  : Pesanteur.
- $[s]$  : pente du fond.
- $[D]$  : Diamètre moyen des particules sphériques.
- $[Q_{\text{dépot}}]$  : débit de dépôt.
- $[C]$  : Concentration.
- $[W_s]$  : Vitesse de chute.
- $[C_v]$  : variation de la concentration.
- $[t]$  : Temps.
- $[\alpha]$  : Facteur qui dépend du diamètre des particules.
- $[\beta]$  : Facteur lié au milieu aqueux.
- $[\rho]$  : Poids volumique de l'eau.
- $[d]$  : Diamètre des particules.
- $[\rho_s]$  : Poids volumique de la matière en suspension
- $[\gamma]$  : Viscosité cinématique.
- [EARM] : Empirical Area Reduction Method.
- $[m]$  : L'inverse de la pente.
- [S] : Volume total des sédiments déposés dans le barrage.
- $[Y_0]$  : La nouvelle cote zéro du barrage.
- [A] : Surface du réservoir.
- $[dy]$  : accroissement de la profondeur.
- [H] : Profondeur totale du réservoir.
- [K] : Coefficient de perméabilité pour convertir les surfaces relatives des sédiments en nouvelles surfaces du réservoir.
- $[a]$  : Surface relative des sédiments.
- $[V_0]$  : Volume relatif du réservoir par rapport à la nouvelle cote zéro.
- $[a_0]$  : Surface relative du réservoir par rapport à la nouvelle cote zéro.
- $[A_0]$  : Surface totale du réservoir.
- [P] : Profondeur relative.
- $[K_2]$  : Coefficient de correction.
- [NNR] : Niveau normal de retenue.
- $[\omega_s]$  : Volume des sédiments déposés.
- $[\omega_0]$  : Capacité initial du barrage.
- $[S_t]$  : taux d'envasement.

# **Chapitre 1**

*Ampleur du phénomène  
de l'érosion en Algérie*

## Ampleur du phénomène en Algérie

L'Algérie enregistre une pluviométrie moyenne annuelle évaluée à 100 milliards de  $m^3$ , sur lesquels les eaux de ruissellements superficiels représentent environ 12.5 milliards de  $m^3$ , le reste des précipitations se partage entre évaporation et infiltration dans le sol (85% s'évaporent dans l'atmosphère et 15% constituent l'écoulement superficiel et souterrain) [24].

Aujourd'hui, l'Algérie dispose de plus de 100 barrages en exploitation totalisant une capacité de 4.5 milliards de  $m^3$  et permettant de régulariser un volume annuel de 2 milliards de  $m^3$  utilisés pour l'AEP, l'industrie et la production de l'énergie électrique, or du fait de l'érosion assez sensible et qui peut atteindre les 5000 T/Km<sup>2</sup>/an [25], l'Algérie perd annuellement une capacité estimée à 20 millions de  $m^3$  par le dépôt des sédiments dans les retenues.

L'érosion donc est par conséquent, la cause principale de la réduction de la capacité des réservoirs de notre pays, où l'eau de part son insuffisance et sa mauvaise répartition entrave notre développement économique.

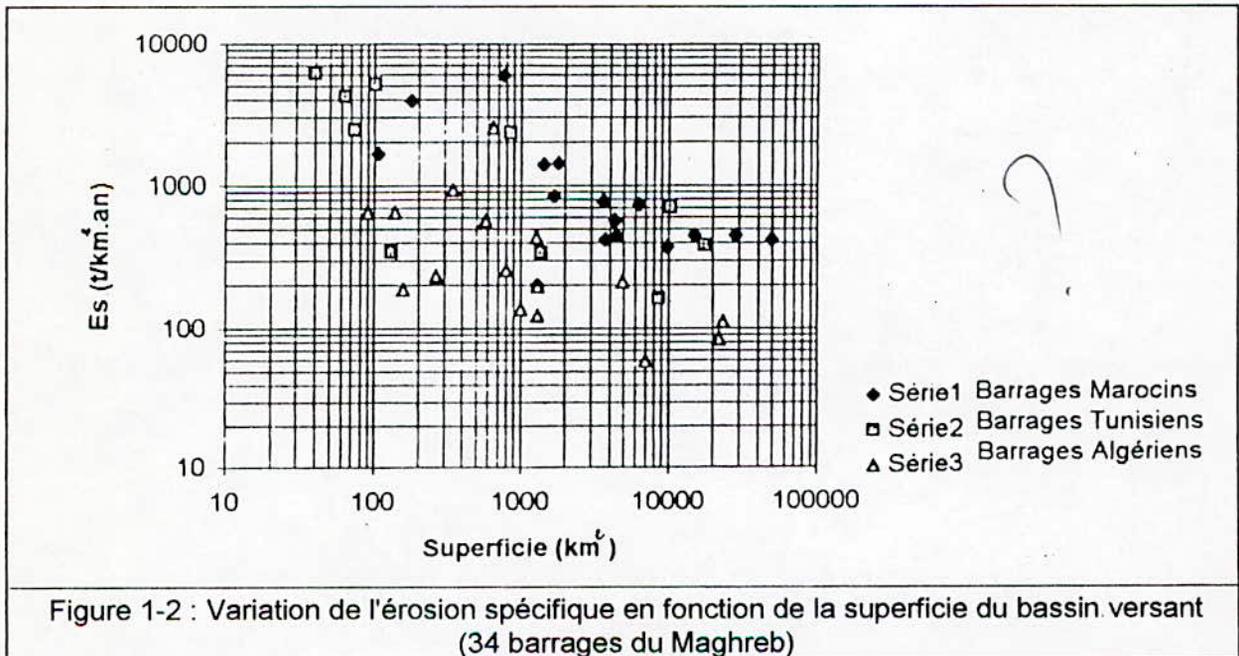
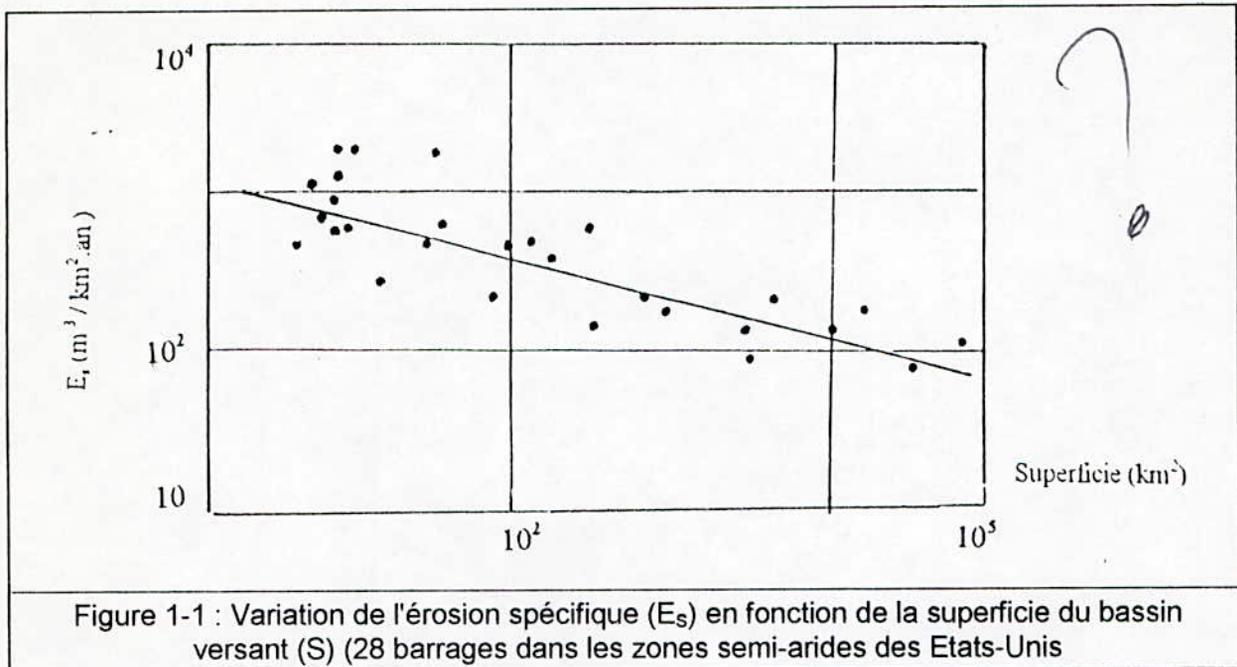
### I.1. L'envasement des retenues de barrages dans le Maghreb.

#### I.1.1. Eau et apports solides.

Les pays du Maghreb comme l'Algérie, le Maroc et la Tunisie se caractérisent par la rareté des ressources en eau, rejoignant ainsi l'ensemble des pays arides et semi-arides. Le potentiel des eaux mobilisées par  $17.10^9 m^3$  repartis selon le tableau 1-1 et les figures I (1, 2).

Tableau 1-1 : Capacité totale des barrages des pays du Maghreb

Pays	Nombre de barrages	Capacité ( $10^9 m^3$ )	Références
Algérie	98	4.5	[8, 11, 12, 13]
Maroc	33	10	[14, 15, 16]
Tunisie	28	2.4	[17, 18, 19, 20, 21, 22]



Or ces pays font partie d'une zone montagneuse (tellienne), caractérisée par un climat agressif avec alternance d'années sèches et humides, et des pluies d'automne intenses et dévastatrices pour les sols, d'autant plus qu'elles surviennent à une période où la couverture végétale est ridicule où inexistante et les sols ameublés par les labours.

La conséquence est que d'une part les crues d'automne violente et brutales, sont la cause d'une forte ablation et d'autre part, le taux d'érosion dans les bassins versants est important.

### **1.1.2. Dégradation spécifique annuelle des bassins versants.**

Sur la base de corrélations faites sur l'érosion spécifique du bassin versant de 28 barrages situés dans les zones semi arides des Etats-Unis (fig. 1-1) [1], et la corrélation établie entre les mêmes paramètres pour les 34 grandes retenues de barrages du Maghreb (fig. 1-2) [2].

Il apparaît que l'ensemble des points, représentant les barrages d'Algérie se situent en dessous de ceux du Maroc et de la Tunisie, ce qui indique que la quantité des sédiments érodés annuellement par kilomètre carré du bassin versant est beaucoup plus faible en Algérie.

Pour compléter cette approche, il est représenté sur la figure (1-3), la relation entre l'érosion spécifique et le rapport débit liquide / superficie du bassin versant : il est constaté que l'allure de la fonction formée par le nuage de points des bassins versants Tunisiens croit beaucoup plus rapidement que celle des pays voisins, ce qui amène à conclure que la Tunisie est le pays du Maghreb le plus touché par ce phénomène d'érosion, suivi du Maroc et de l'Algérie [2].

### **1.1.3. Quantité de vase déposée dans les retenues.**

Pour prévoir et déterminer la quantité de vase qui pourrait se déposer annuellement à l'amont d'un barrage réaliser, une corrélation a été établie d'une part entre les apports solides annuels et les apports liquides annuels (fig. 1-4), d'autre part entre l'envasement moyen annuel et la superficie du bassin versant (fig. 1-5).

Les deux régressions permettent d'estimer le comblement d'une retenue de barrage située dans la région du Maghreb [2].

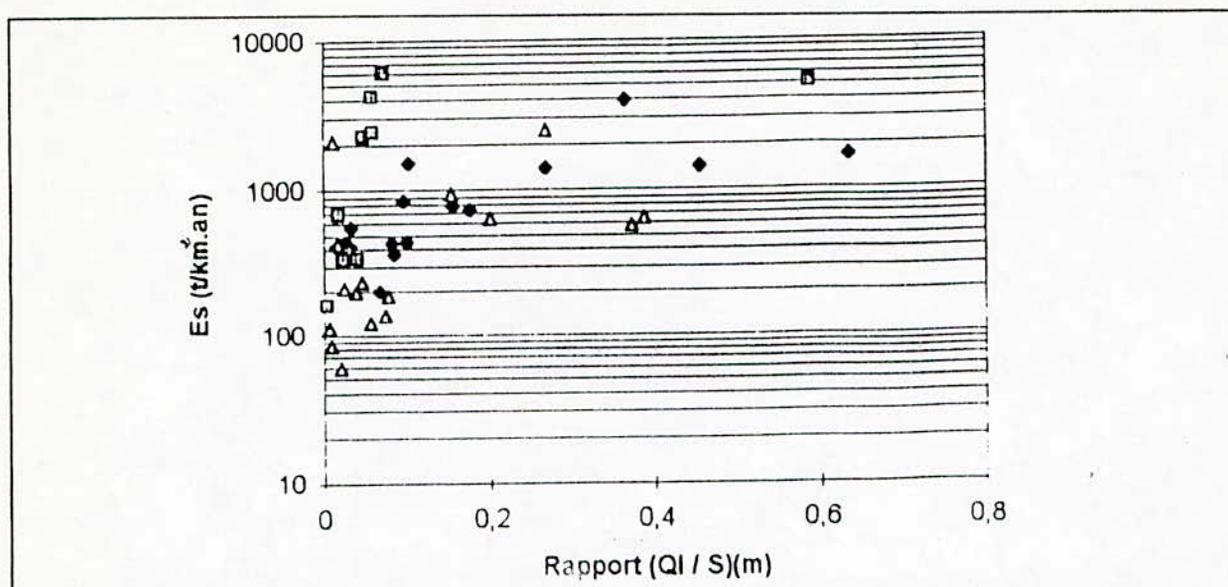


Figure 1-3 : Variation de l'érosion spécifique en fonction du rapport : débit liquide/superficie du bassin versant (Ql/S)

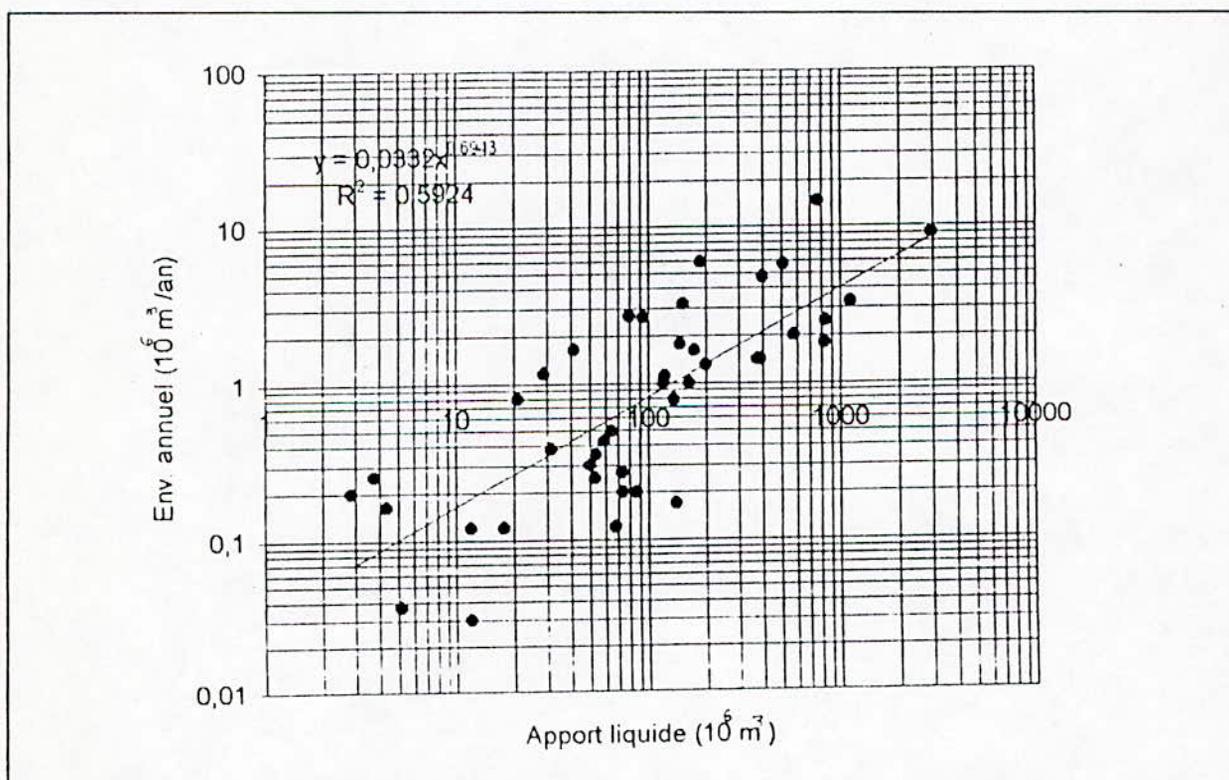
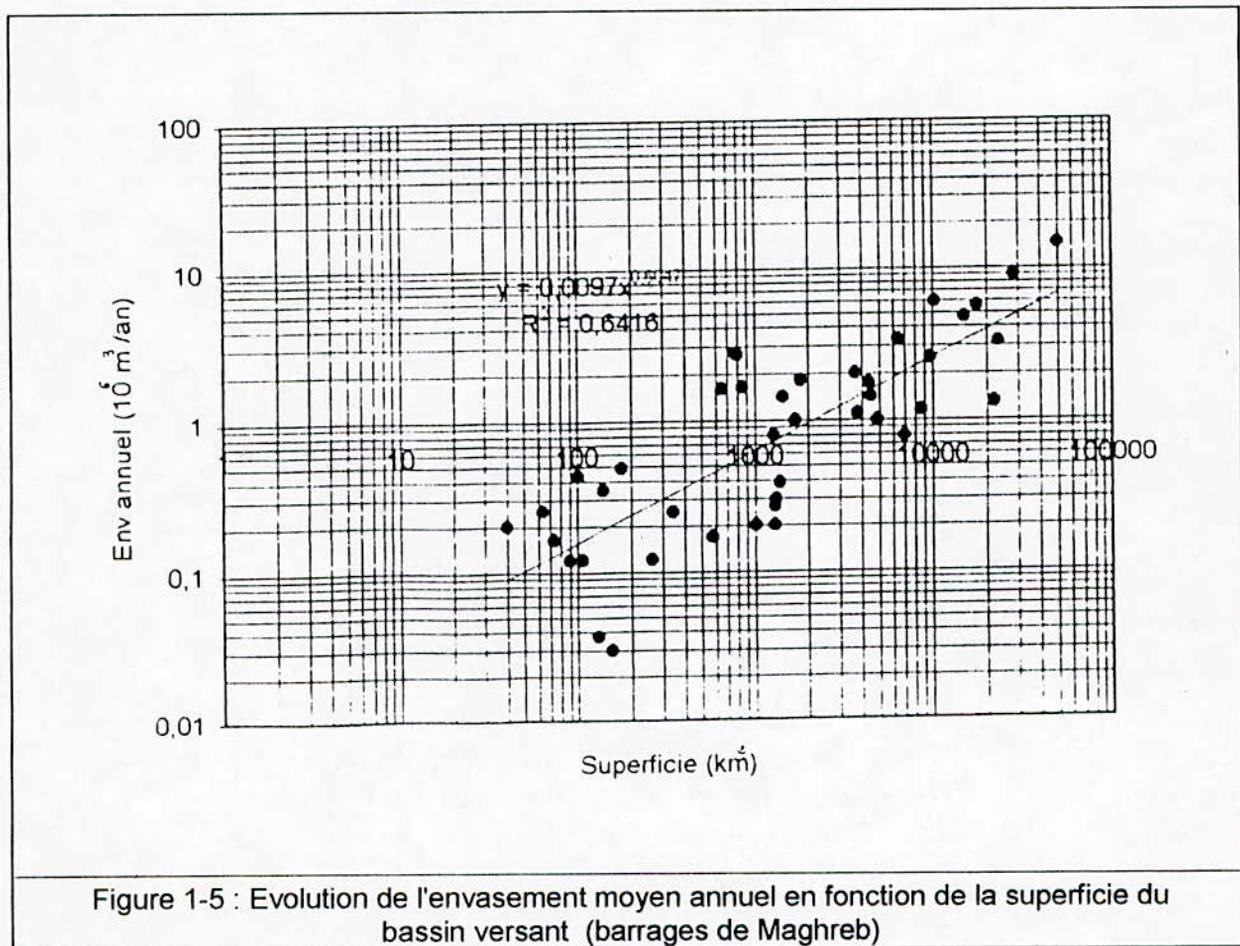


Figure 1-4 : Evolution de l'envasement moyen annuel en fonction de l'apport liquide annuel (barrages de Maghreb)



## **I.2. Problèmes posés par l'envasement.**

Laissées à leur cours naturel, les rivières transportent progressivement jusqu'à la mer, des quantités importantes des sédiments arrachés aux versants par ruissellement des eaux de pluie.

En aménageant les cours d'eau par la construction des barrages, on modifie le transit naturel de ces sédiments qui sont piégés dans les eaux calmes des retenues, ce phénomène connu sous le nom "envasement des retenues" est sans aucun doute, la conséquence la plus dramatique de l'érosion des bassins versants et c'est aussi la cause principale de la réduction de la capacité des réservoirs de notre pays.

### **Les principaux facteurs dont dépend l'alluvionnement des retenues.**

1. Les apports solides,
2. Le temps de rétention de ces apports,
3. La densité des dépôts,
4. Le volume des sédiments déposés,
5. La forme prévue de ces dépôts.

Parmi les problèmes que pose l'envasement des retenues des barrages, on peut retenir quatre inconvénients majeurs qui sont la réduction de la capacité, l'obturation des organes de vidange, la sécurité de l'ouvrage, l'envasement des canaux d'irrigation et la dégradation de la qualité d'eau.

### **I.2.1. Réduction de la capacité de la retenue.**

La conséquence la plus dramatique du phénomène de l'envasement est la réduction de la capacité.

Chaque année le fond vaseux évolue et se consolide avec occupation d'un volume considérable de la retenue. A titre d'exemple on peut citer le cas des réservoirs "ELEPHANT BUTTE", "H. STRUNK", "LAKE GURNESEY", "LAKE MEAN" et "S. MARTIN", étudiés par PEMBERTON [4,5] (fig.1-6).

Le tableau ci-dessous donne une idée sur les pertes de capacités de quelques barrages dans le monde dues à l'envasement.

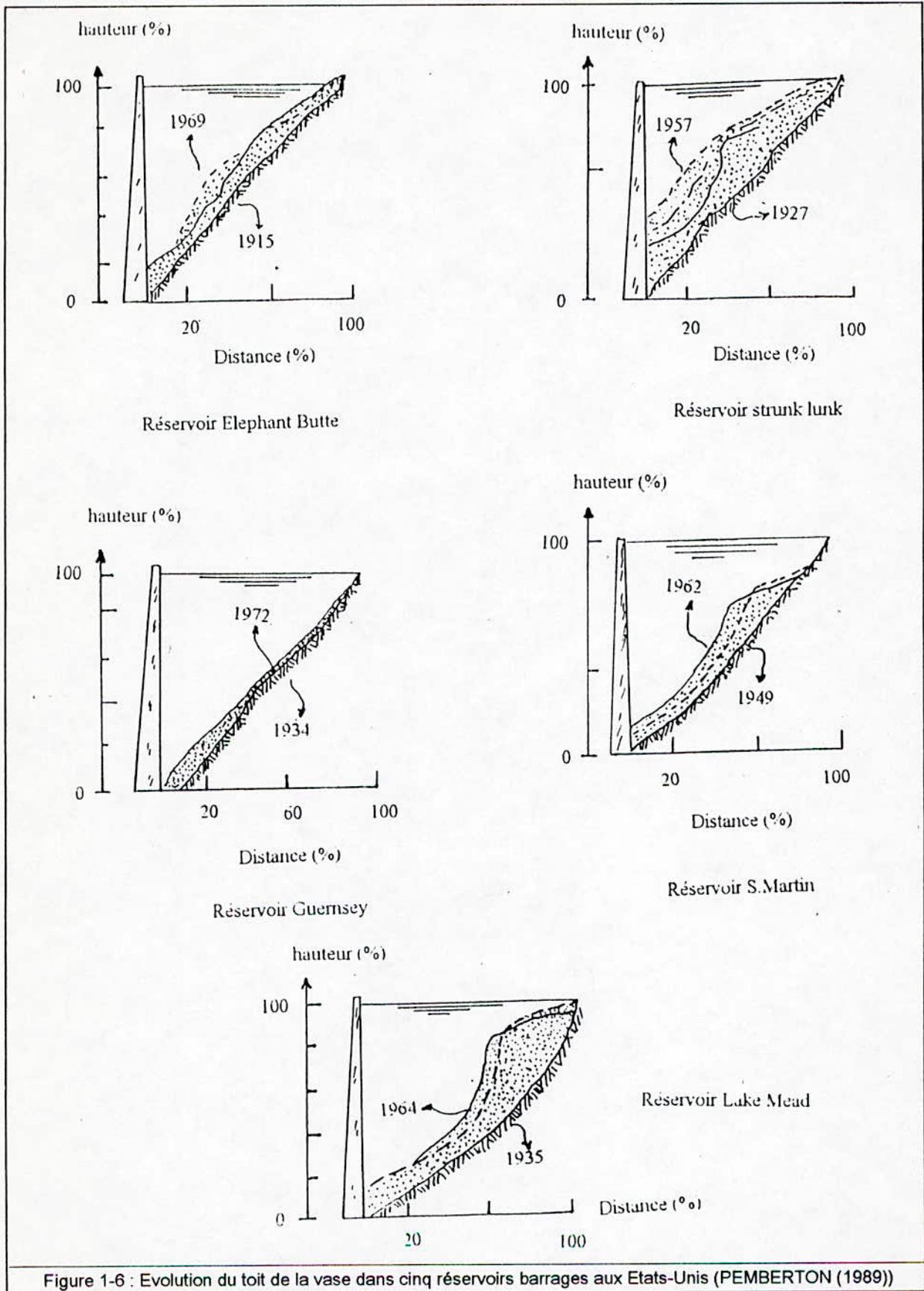


Tableau (1-2) : pertes de capacité dues à l'envasement dans certains pays du monde.

Pays	Barrages	Capacité initiale (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	% annuel de perte de capacité
Algérie	K'SOB	11.6	3.5
	CHEURFAS	14.4	2
	FOUM EL GHERZA	47	1.7
	GHRIB	280	1.1
Autriche	BACHENTAL	0.7	3
	BURG	0.24	2.5
Chine	HEISONGLIN	8.6	6.5
Espagne	DONA EL DONZA	23	6.5
	PEDRO MARIN	19	5.9
	LAS TORCAS	8.9	1.9
France	BEAUVOIR	11	3
	ESCALE (DURANCER)	15.7	4.2
Grèce	LAUROS	1	4.3
Inde	TUNGABHADRA	3750	1.4
	NIZAMSAGAR	1050	1.4
	PANCHET HILL	1580	0.7
Maroc	NECKOR	43	6.3
	LALLA TAKERKOUSTE	77	2
	MOHAMMED V	725	2
	IBN BATTOUTA	43.6	1
Etats Unis	LAGUANA (COLORADO ARIZONA)	25	100
	IMPERIAL (COLORADO ARIZONA)	104	11.2
	AUSTIN (COLORADO TEXAS)	39.4	7.35
	BOYSEN (BIG HORN RIVER)	22	6.25
	McMILLAN (N. MEXIQUE)	35	6.1
	ZUNI (ZUNI RIVER)	19.5	3.5
	ALHOGORDO (N. MEXIQUE)	191	2.3
	WORTH (WEST FORTH TRINTY)	58.2	2.3

### **1.2.2. Obturation des organes de vidange.**

Le non fonctionnement des organes de vidange de fond est une autre conséquence du problème de l'envasement.

On peut citer à titre d'exemple, le cas du barrage de Oued Fodda (Chleff) où la vanne de fond a été bloquée depuis 1948 se trouvant maintenant à plus de 40 mètres de vase [3], toute opération donc de vidange de la retenue est de ce fait impossible.

Un autre cas à signaler pourrait être celui du barrage de Foum El Gherza (Biskra) où la vanne de fond a été bloquée depuis 1989 [8,9].

### **1.2.3. Sécurité de l'ouvrage.**

Indépendamment du problème de la diminution de la capacité du réservoir, l'envasement pose celui de la stabilité de l'ouvrage, on sait que pour une variation linéaire de la hauteur de la vase, la poussée progresse au carré de la hauteur. La densité de la vase peut atteindre 1.6 [2].

Dans le même contexte, on peut citer à titre d'exemple le cas du barrage de Zardezas, où les services concernés ont diminué le volume de l'eau claire de  $9.10^6 \text{ m}^3$  en 1990 [2] uniquement pour assurer la sécurité de l'ouvrage, malheureusement cela c'est fait au détriment de la population de Skikda et du périmètre de Saf-Saf. Le volume régularisé qui était de  $20.10^6 \text{ m}^3$  s'est retrouvé réduit à environ  $10.10^6 \text{ m}^3$  [24].

### **1.2.4. Envasement des canaux d'irrigation [photo 1-1].**

Dans les pays arides et semi-arides, l'irrigation se fait généralement par de l'eau chargée en sédiments, par conséquent, les particules fines vont se déposer dans les canaux d'irrigation se trouvant à l'aval du barrage (photo 1-(2,3)), réduisant ainsi leurs sections mouillée et bien sur le débit d'eau véhiculé.

Le curage et le nettoyage des canaux devient donc une opération quotidienne (photo 1-4).

### **1.2.5. Dégradation de la qualité de l'eau.**

L'eau chargée en sédiments en particulier les apports en éléments fertilisant pour les cultures véhiculant des produits chimiques (Sulfates, Nitrates...), entraînant ainsi une dégradation de la qualité d'eau une fois déposés dans les réservoirs.

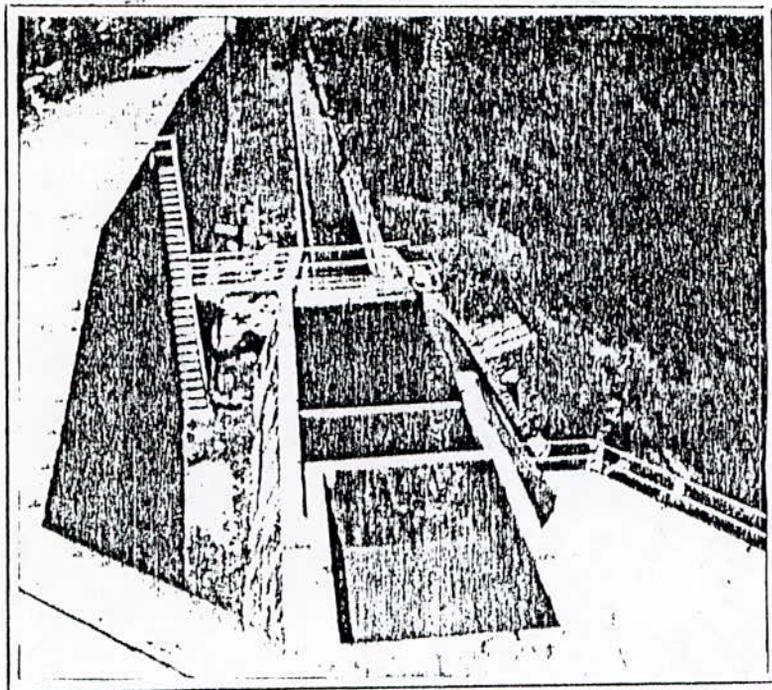


Photo 1-1 : Canal d'irrigation provenant du barrage des Cheufas

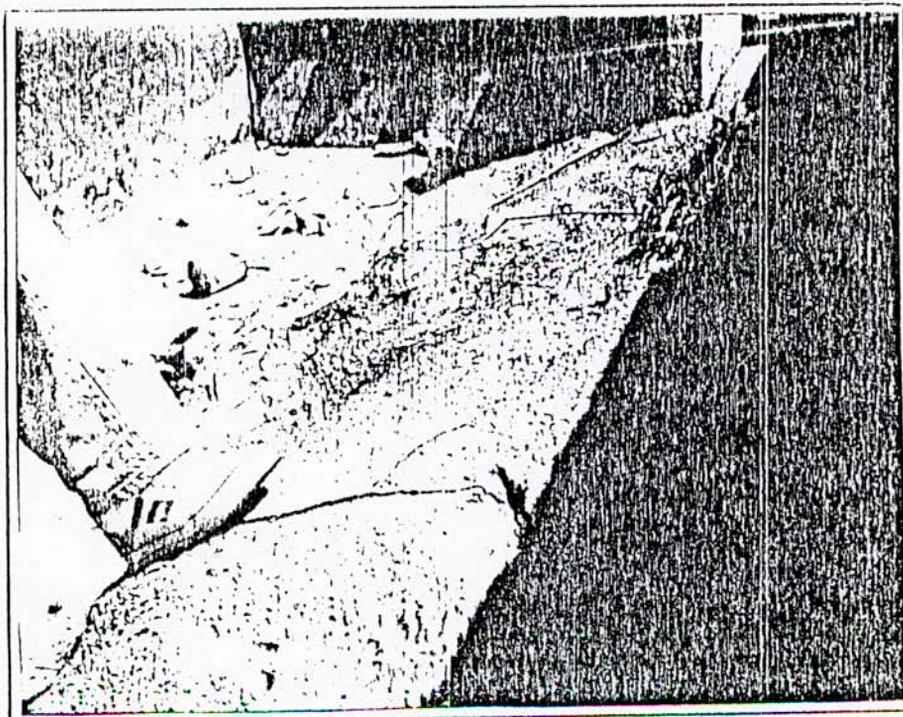


Photo 1-2 : Fin d'une opération d'irrigation : une quantité importante de la vase est déposée dans le canal

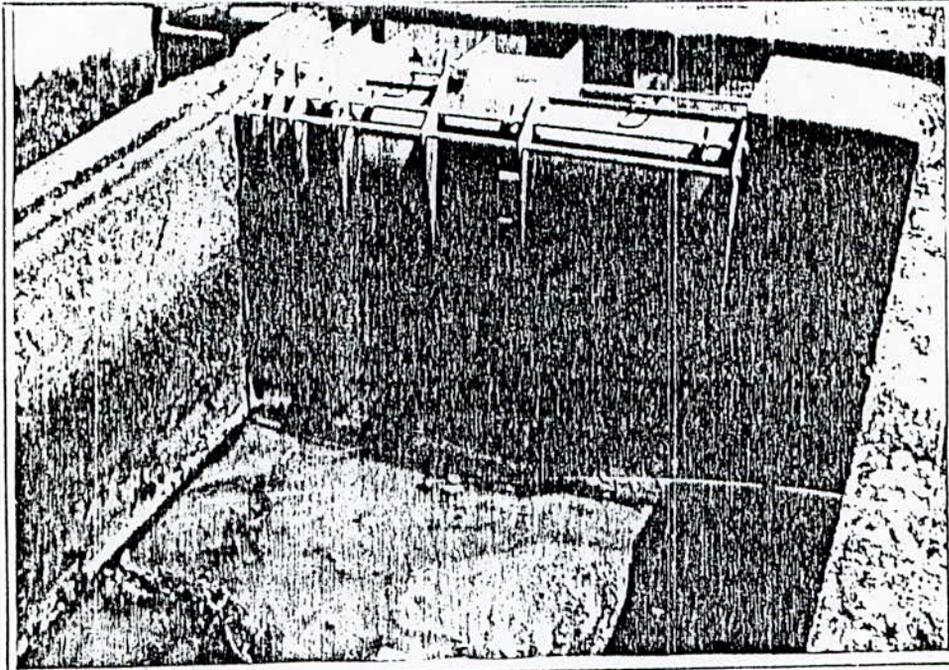


Photo 1-3 : Dépôts successifs des sédiments dans le canal diminuant ainsi la hauteur d'amorçage du siphon

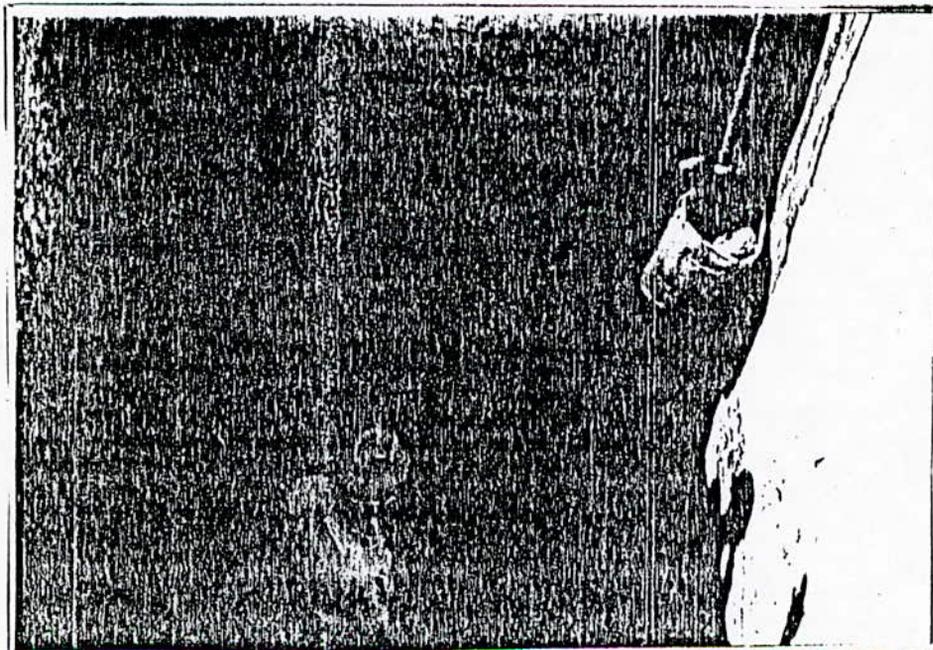


Photo 1-4 : Opération de dévasement de la conduite principale d'irrigation

### I.3. Bilan d'envasement des barrages en Algérie.

La diminution des potentialités hydriques de l'Algérie, par suite de l'envasement de ses retenues est estimée annuellement à près de 20 Millions de m<sup>3</sup> [3].

Le tableau ci-dessous montre l'état d'envasement des 37 barrages Algériens mis en exploitation et donne une projection faite sur l'horizon 2010 (ANB 1990), qui est équivalente à celle du barrage de Fergoug.

Tableau 1-3 : Etat d'envasement des barrages en Algérie

Nombre de barrages en exploitation	Capacité totale initiale (Hm <sup>3</sup> )	Volume régularisé	Volume envasé 1990 Hm <sup>3</sup>	Volume envasé (2010) Hm <sup>3</sup>
37	3886.5	1635.3	428.66 (11%)	933.96 (24%)

Le tableau ci-dessus montre que le volume envasé total passera de 11%(1990) à 24% en 2010, ce qui engendrera un déficit énorme en capacité de stockage.

Le tableau ci-après nous donne l'état détaillé de l'envasement des barrages Algériens.

Tableau 1-4 : Bilan d'envasement des barrages Algériens

Barrages	Année de mise en eau	Capacité initiale Hm <sup>3</sup>	Capacité 1986 Hm <sup>3</sup>	Volume envasé Hm <sup>3</sup>	Taux envasé %	Apports moyens annuels Hm <sup>3</sup>	Bassin versant Km <sup>2</sup>	Envasé (E) Hm <sup>3</sup>	Envasé (C) Hm <sup>3</sup>	Envasé 1990 Hm <sup>3</sup>	Envasé 2010 Hm <sup>3</sup>
Beni-Bahdel	1940	63	56.5	6.5	10	73.8	1016	0.2	0.22	7.38	11.78
Mefrouche	1963/5	15	14.6	0.4	2	16	264	0.12	0.017	0.4	0.74
Sarno	1954	22	21.3	0.7	3	12	264	0.12	0.021	0.7	1.12
Bouhanifia	1944	73	51.6	21.4	29.3	138.8	7850	0.78	0.58	23.72	35.32
Fergoug	1871/1970	18	3.9	14.1	78.3	56	420	1.50	0.83	14.1	30.70
Ouzert	1986	100				84	2100	0.3			
Bakhada	1936/1963	56	45.1	10.9	19.5	70	1300	0.27	0.45	12.4	21.70
Smba	1978	235	225.6	9.4	4	120	4890	1	1.34	14.76	41.56
Merdja-SA	1984	54.4	54.1			40					
Oued-Fodda	1932	228	132.7	95.3	42	120	800	2.66	1.73	102.22	136.82
S. Yacoub	1985	280				90		0.2			50
Boughzoul	1934	55	20	35	63.6	82.8	20500	0.66	0.86	37.64	50.84
Ghrib	1939	280	165.6	114.4	40.9	148.5	2800	3.2	2.38	123.92	171.52
Deurdeur	1984	115				45	468	0.8			20.8
Harreza	1984	75				30.8	142	0.28			7.28
Meurad	1859	0.9	0.3	0.6	66.7	1.5	18	0.005			
Bouroumi	1985	188				26	150	1.5			31.9
Hamiz	1879/1935	21	16.4	4.6	21.9	55	139	0.33	0.13	5.12	7.72
Dahmouni	1987	41				13.3		0.1			2.30

E : sources études

C : source levés bathymétriques

- Envasement 1990 – Projection 2010

Tableau 1-4 : Bilan d'envasement des barrages Algériens

Barrages	Année de mise en eau	Capacité initiale Hm <sup>3</sup>	Capacité 1986 Hm <sup>3</sup>	Volume envasé Hm <sup>3</sup>	Taux envasé %	Apports moyens annuels Hm <sup>3</sup>	Bassin versant Km <sup>2</sup>	Envasé (E) Hm <sup>3</sup>	Envasé (C) Hm <sup>3</sup>	Envasé 1990 Hm <sup>3</sup>	Envasé 2010 Hm <sup>3</sup>
Keddara	1985	145.6				47.3	92	0.23			5.75
Cheffia	1965	171	168.4			140	570	0.12	0.12		5.57
Guenitra	1984	115.5					202	0.13			3.38
Zardezaz	1977-S	31	20.2	10.8	34.8	53	570	0.25	1.08	15.12	36.72
K'sob	1939(77/S)	31	26.4	4.6	14.8	51.7	1500	0.3	0.46	6.44	15.64
F. Gueiss	1939	03	1.6	1.4	46.7	11.3	156	0.03	0.03	1.4	2
F. Gherza	1950	47	26.5	20.5	43.6	22.2	1300	0.8	0.44	22.26	31.06
Djorf-Torba	1969	350	316.4	33.6	9.6	200	22000	1.3	1.87	41.08	78.48
Lakhal	1985	30	30			22	189				
A. Zada	1986	45	115			70		0.68			16.32
H. Grouz	1987	220					1220	0.4			10.40
H. debagh	1987	82					1070	0.54			12.42
A. Delia	1987	82					193				
B. Amrane	1988	18					3170				
S. Abdelli	1988	110						0.178			3.92
Gagar	1888	450					2900	4.100			
Zeralda	1988	1.6					33	0.005			90.20
D. Harbil	1989	0.5					185	0.4			
Totaux		3886.5					78471			428.66	933.96

E : sources études

C : source levés bathymétriques

- Envasement 1990 – Projection 2010

Le tableau montre que la durée de vie moyenne des barrages Algériens est courte et ne dépasse pas les 30 ans, et cela est due d'une part à une mauvaise gestion des barrages, et d'autre part à une mauvaise prise en considération du phénomène d'envasement des retenues par nos autorités concernées.

#### **I.4. Conclusion.**

Après avoir donné d'une manière rapide une idée sur l'ampleur du phénomène de l'envasement particulièrement spectaculaire en Algérie.

Il est devenu actuellement une réelle menace pour l'infrastructure hydrotechnique, tant au niveau de la réduction rapide de la capacité du barrage qu'à celui de la sécurité de l'ouvrage lui-même d'où le risque d'avoir en avenir d'énormes problèmes en matière d'approvisionnement en eau.

Par conséquent, ce phénomène doit être une partie prenante dans la préparation d'un projet de faisabilité d'un barrage dans notre pays et celui de l'ensemble du Maghreb.

## **Chapitre 2**

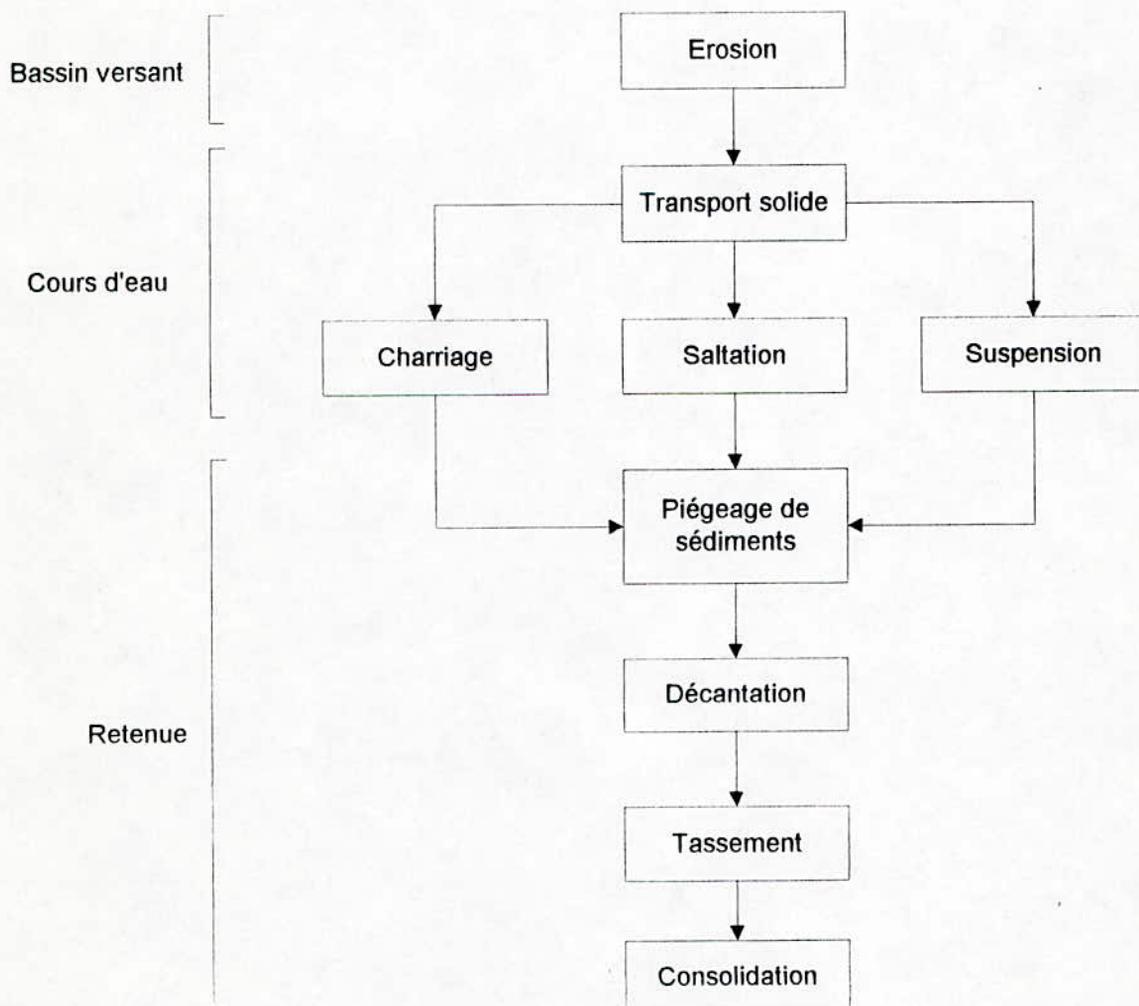
*Processus de  
l'envasement*

## Processus de l'envasement

La connaissance du processus d'envasement d'une retenue est nécessaire pour mieux éviter les inconvénients du transport solide.

C'est précisément le but de ce chapitre qui se divise en 3 parties :

- la spécification du problème d'envasement en Algérie,
- mouvement des particules,
- mécanisme de l'envasement.



Organigramme du processus d'envasement d'une retenue

## II.1. Spécification du problème de l'érosion en Algérie.

L'intensité du phénomène de l'érosion en Algérie est due aux différentes conditions hydro-climatiques, physiques, geomorphologiques et socio-economiques, toutes les conditions se trouvent réunies (Sari 1977, Dammak 1982) à savoir :

- a) Un climat méditerranéen caractérisé par des fluctuations thermiques très variées et des pluies très irrégulières et torrentielles pouvant atteindre une grande fréquence de 30 mm/24 heures.
- b) Un relief accidenté aux pentes raides.
- c) Un couvert végétal présent dans les hautes altitudes (1000 m) et presque inexistant ailleurs.
- d) Une lithologie aux formations sensibles à l'érosion hydrique (prédominance de marne et d'argiles 75%) [25].
- e) Un développement socio-économique caractéristique aux pays en voie de développement avec l'impact de la colonisation (3 Mha de forêt détruits) [25], les effets des surpâturages et de l'utilisation du secteur agricole.
- f) Un régime hydrologique très irrégulier des Oueds caractérisé par des crues éphémères et violentes.

Le tableau suivant donne une idée globale sur l'érosion dans différentes régions en Algérie.

Tableau (2-1) : Erosion dans quelques régions d'Algérie

Régions	Taux d'érosion (T/Km <sup>2</sup> /an)
Atlas tellien (Rhiou, Sly, Fodda, Isser)	2000
Chaînes des côtières Dahra	4000
Bassin de l'Oued Agroun (barrage d'Ighil Emda)	5000

## **II.2. Mouvement des particules.**

### **II.2.1. Caractéristiques des sédiments.**

Les sédiments sont reparties en deux types : les sédiments cohérents et non cohérents.

- Les sédiments cohérents reposant sur le fond ou dans les berges, sont consolidés par les liens électrostatiques ou chimiques qui opposent une résistance aux forces d'érosion une fois en mouvement, cependant il perdent dans une certaine mesure, ces liens et peuvent devenir non cohérents après avoir poursuivi leur mouvement, leur taille est en général inférieure à 0.06 mm, mais sans que cette limite soit précise.
- Les sédiments non cohérents sont constitués de particules de plus grande taille dont les mouvement sont déterminés par des propriétés physiques de chaque particule et par des forces hydrodynamiques appliquées.

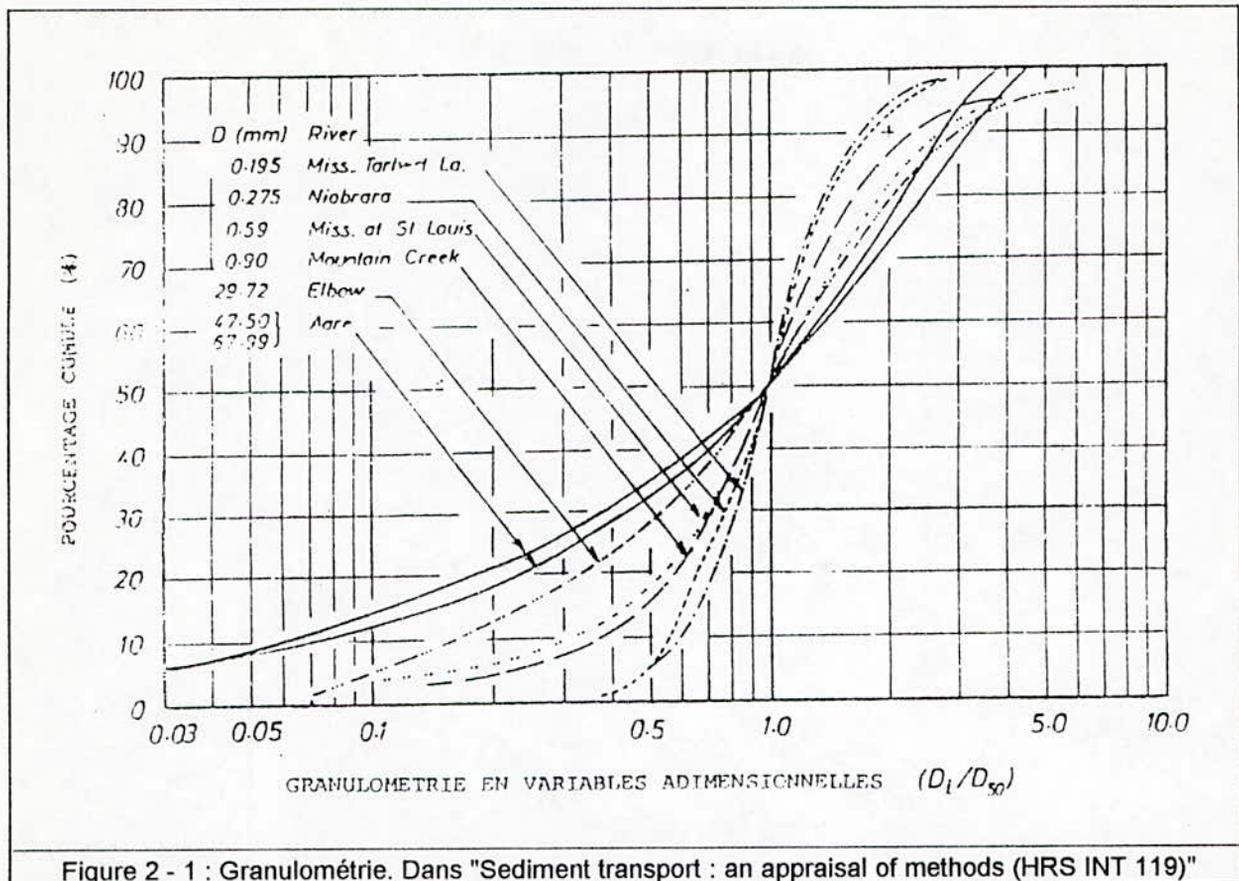
Parfois le lit du cours d'eau est composé d'un mélange hétérogène de deux types de sédiments.

#### **II.2.1.a. Taille des sédiments.**

L'aptitude à être transporté des sédiments a un rapport direct avec la taille des particules, elle varie de plus de 2 m (très gros rochers) jusqu'à moins de 0.0005 mm (argile très fine).

Les dimensions suivantes sont d'usage courant :

- Diamètre au tamis : c'est la taille de la maille du tamis à travers lequel la particule peut passer.
- Diamètre équivalent ou de sédimentation : c'est le diamètre d'une sphère de même densité que la particule et qui aurait la même vitesse de chute dans un fluide donné, et à la même température.
- Diamètre nominal : c'est le diamètre d'une sphère de même dimension que les particules.
- Dimensions tri-axiales : ce sont trois dimensions selon des axes orthogonaux choisi de telle façon qu'elles expriment la plus petite et la plus grande dimension de la particule.
- Les sédiments d'origine naturelle sont généralement composés de particules de tailles variées qu'on peut caractériser par une courbe de fréquences cumulées.



La figure 2-1 ci-dessus, présente les courbes granulométrique d'une série de sédiments et montre clairement que dans un cours d'eau, l'écart-type des tailles pour un sédiments grossier est plus grand que celui d'un sédiment fin.

### II.2.1.b. Forme des particules.

Ce facteur à une influence sur le volume de transport solide, les particules de Schiste ou d'Ardoise par exemple, reposent sur le fond, orientées de façon à offrir le minimum de prise au courant, cela veut dire que pour une telle particule la force tractrice n'est pas la même que pour une particule plus arrondie de même volume, les caractéristiques du mouvement s'en trouvent modifiées.

On peut définir la forme d'une particule par l'un ou plusieurs des paramètres suivants :

- rapport surface volume : c'est le rapport entre la surface de la particule à la surface d'une sphère de même volume.
- sphéricité : c'est la racine cubique du rapport du volume de la particule au volume de la sphère circonscrite.
- coefficient de courbure : c'est le rapport entre le rayon de courbure moyen des forces de la particule avec le rayon du plus grand cercle inscrit dans une section de cette particule.

### II.2.1.c. Masse volumique de la particule.

Le mouvement d'une particule dépend du rapport de la force tractrice au poids de la particule. La force tractrice dépend de la forme de la particule, le poids de cette dernière dépend de sa taille et de sa masse volumique.

### II.2.2. L'érosion hydraulique.

Il n'y a d'érosion des berges et du fond qu'à partir d'une certaine force du courant, pour une hauteur d'eau et pour une catégorie des matériaux donnée.

Disons seulement qu'à l'échelle des fleuves et rivières, la mise en mouvement des granulats commence à devenir appréciable pour une tension de frottement à la paroi " $\tau$ " supérieure ou égale à :

$$\tau_0 = 0.047 (\gamma_1 - \gamma).d_{50} \dots \text{ [Mayer - Peter]}$$

$$\tau_0 = 0.060 (\gamma_1 - \gamma).d_{50} \dots \text{ [Shields]}$$

$$\tau_0 = \gamma.h_0.J_0 \dots \text{ [Du - Boys]}$$

on désigne par :

$h_0$  : la hauteur d'eau locale au-dessus de la zone d'érosion,

$J_0$  : la pente hydraulique de l'écoulement,

$d_{50}$  : le diamètre médian des granulats qui constituent les berges et le fond,

$\gamma$  : le poids volumique de l'eau,

$\gamma_1$  : le poids volumique de la matière qui constitue les éléments de diamètre  $d_{50}$ .

La tension critique de frottement à la paroi  $\tau_0$  dépend, d'une part, de l'intensité du phénomène de turbulence autour des grains, et elle peut tomber dès lors à la moitié, ou même moins, des valeurs données par les formules précédentes lorsqu'on se trouve dans une zone d'écoulement particulièrement turbulente.

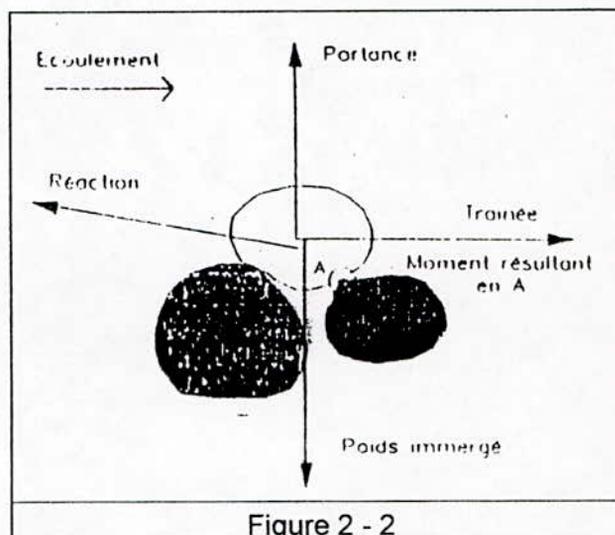
### II.2.3. Le début du mouvement.

Le seuil de mise en mouvement d'une particule solide posée sur le fond est évalué sur la base des considérations d'équilibre entre les forces qui lui sont appliquées.

La figure 2-2 nous montre toutes les forces appliquées, la particule sera soulevée dès que la résultante sera dirigée vers le haut, ou roulera sur le grain adjacent si le moment en A le permet.

Si la vitesse de l'eau dans une couche très voisine du fond est faible. Les matériaux solides se déposent au fond du lit.

Si la vitesse est grande le débit d'entraînement (surtout par drainage) se produit dans une couche très voisine du fond, cette vitesse sera appelée "vitesse critique" ou vitesse de seuil du mouvement.



On peut remplacer cette vitesse par la mobilité de Schields "Y" tel que :

$$Y_{cr} = \frac{V_{cr}^2}{g(s-1).D}$$

$Y_{cr}$  : mobilité critique

$V_{cr}$  : vitesse critique

$g$  : pesanteur

$s$  : pente du fond

$D$  : diamètre moyen des particules sphériques.

Sur la base des travaux effectués au laboratoire Delft, Rijn a obtenu la courbe expérimentale de la figure 2-3.

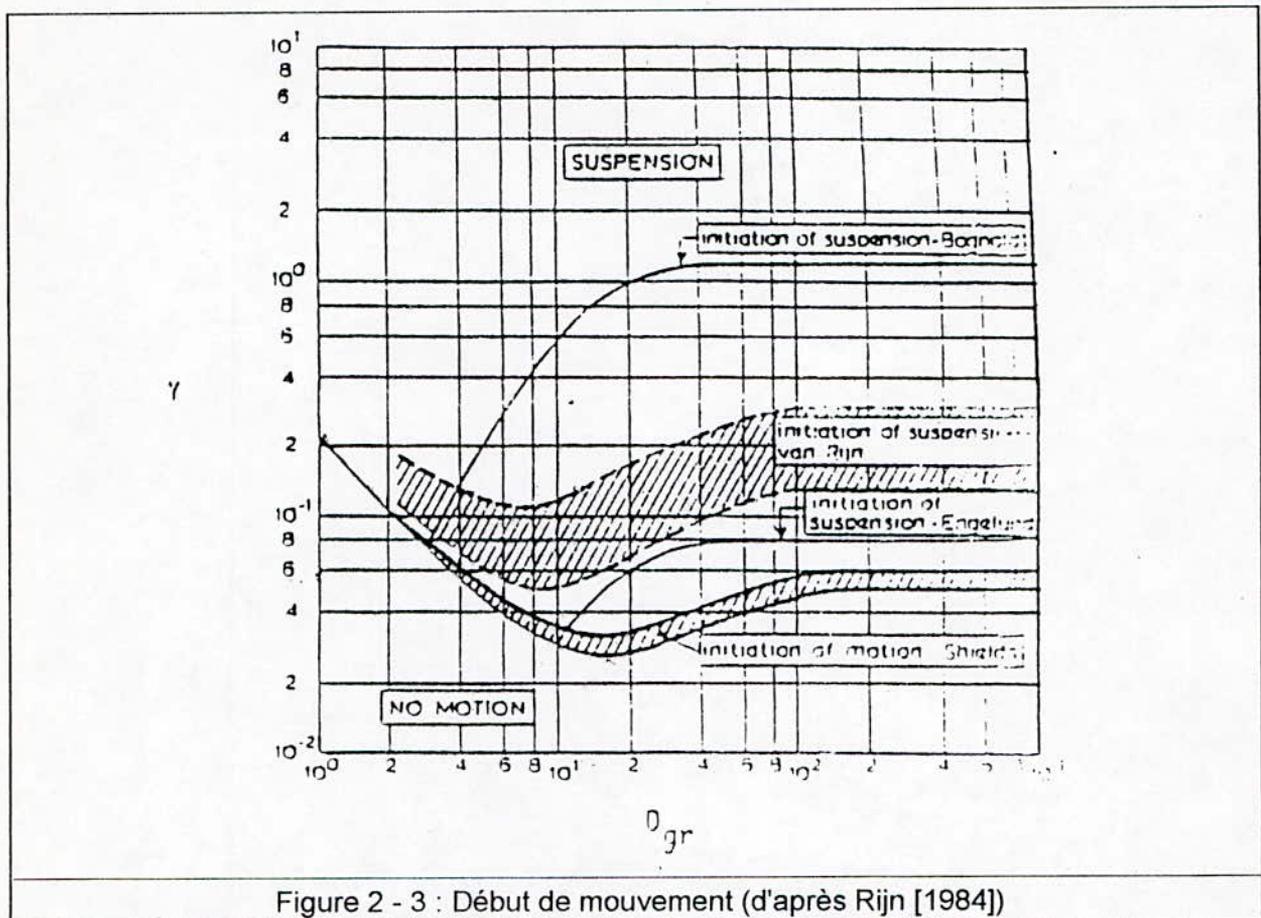


Figure 2 - 3 : Début de mouvement (d'après Rijn [1984])

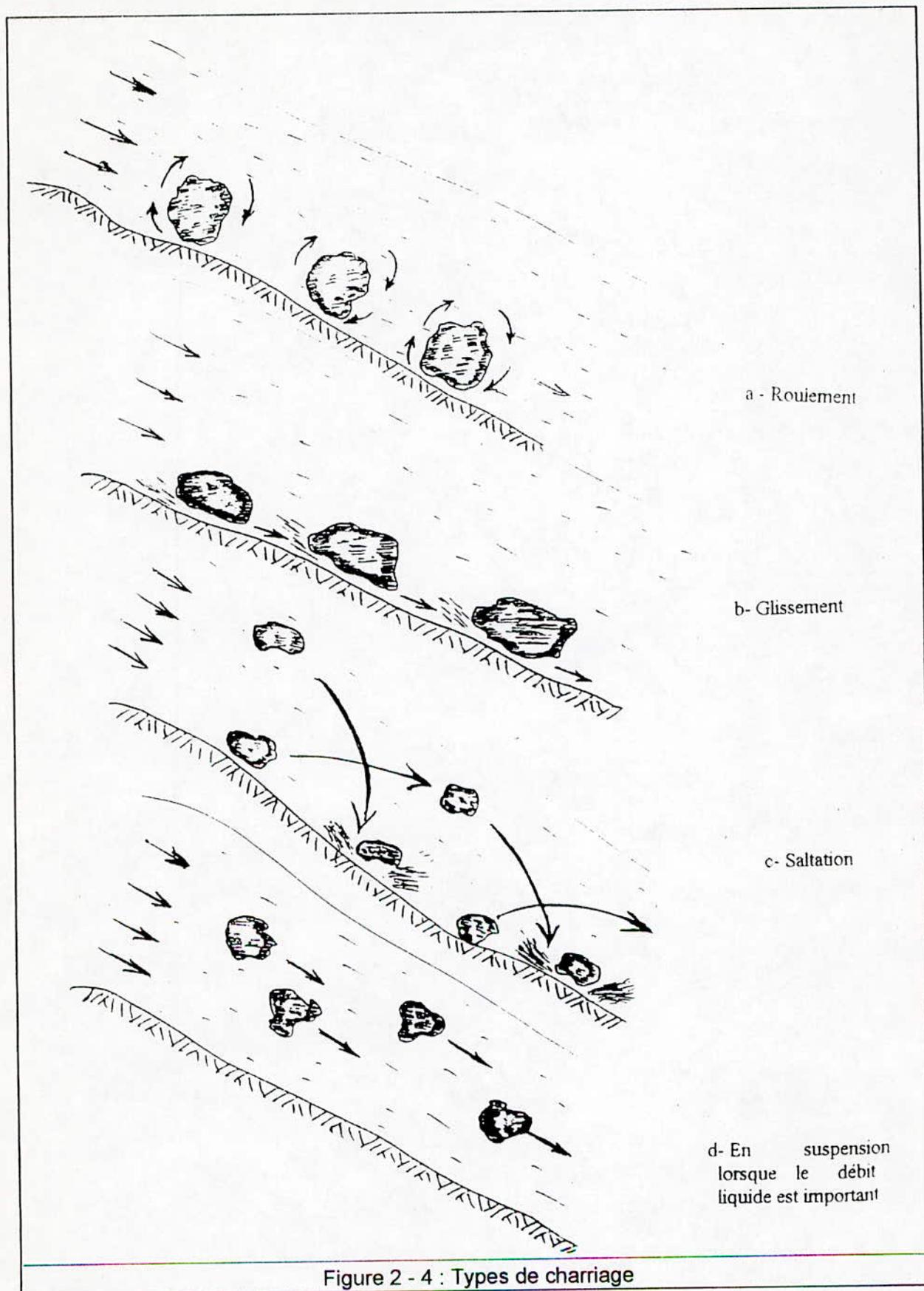
#### II.2.4. Les modes de transport solide.

Le transport des sédiments par un écoulement fluide, peut être sous forme de transport, par un charriage (roulement, glissement), par saltation, ou par suspension, selon les caractéristiques des sédiments et les conditions hydraulique.

##### II.2.4.a. Transport par charriage.

Ils concernent les matières minérales en phase solide plus particulièrement les plus gros éléments qui contribuent à la formation et à l'équilibre du lit, principalement la pente, ces éléments sont transportés sur le fond par roulement, glissement, saltation et aussi par suspension lorsque le débit liquide est très important (fig. 2-4).

Le débit charrié dans les retenues Algériennes est estimé entre 10 à 15% du débit en suspension [2].



### II.2.4.b. Transport par saltation.

On dit qu'il y a une suite d'envols et de retombées successives, donc les particules en saltation peuvent faire partie alternativement de la charge en suspension et de la charge de fond (fig. 2-4) [26].

### II.2.4.c. Transport en suspension.

Ils concernent les éléments fins du transport solide, qui sont maintenus en suspension par la turbulence de l'eau créée par les matériaux du lit [2]. La quantité des matériaux en suspension dépend uniquement des quantités d'éléments très fins qui proviennent de l'érosion des bassins versants due au ruissellement des eaux de pluie. Les concentrations d'éléments en suspension des oueds Algériens dépassent souvent les 100 g/l surtout pendant les premières pluies d'Automne [2].

En effet, dans un écoulement laminaire à surface libre, la quantité des particules en suspensions est nulle (GYR 1983).

### II.2.5. Vitesse de chute.

La connaissance de la vitesse de chute  $W_s$  est nécessaire pour évaluer le débit de dépôt selon la loi suivante :

$$Q_{\text{dépôt}} = C \cdot W_s \cdot \left( 1 - \frac{\tau_0}{(\tau_0)_s} \right)$$

$Q_{\text{dépôt}}$  : débit de dépôt [formule donnée par Krone en 1962],

$C$  : concentration,

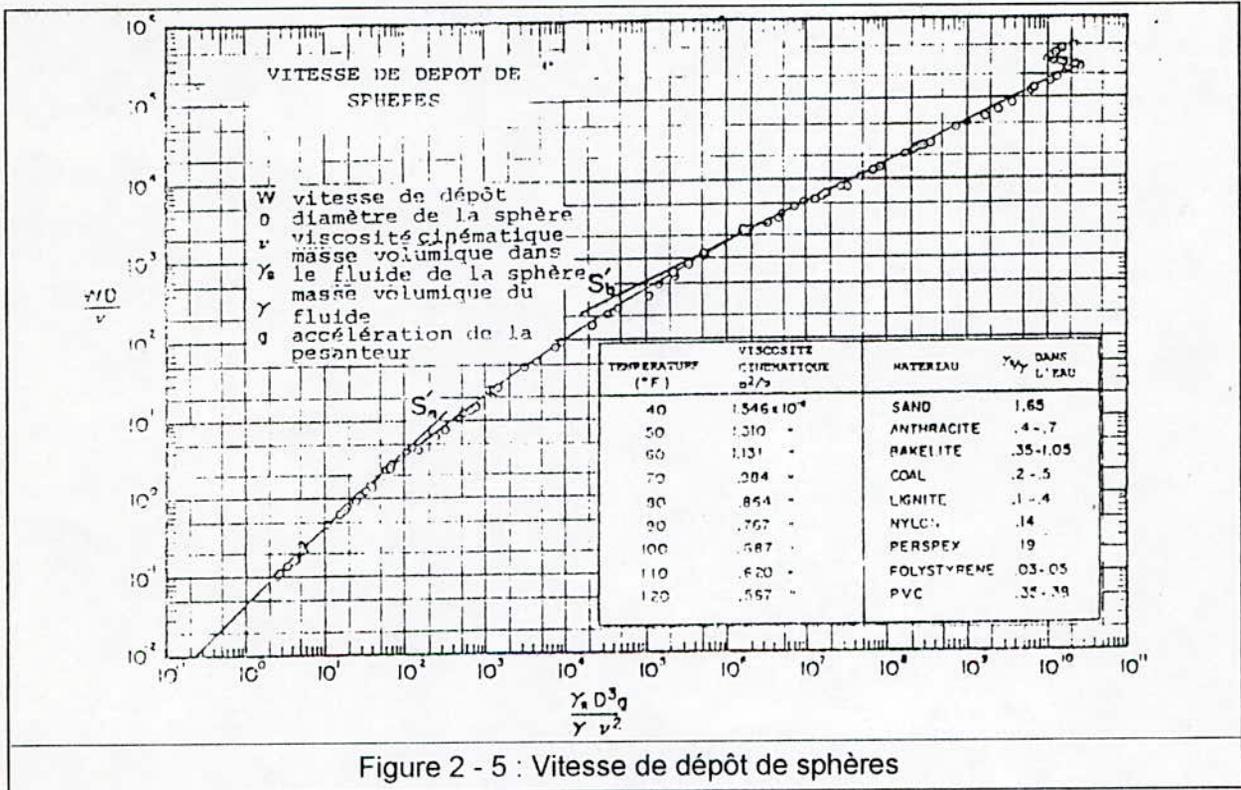
$\tau_0$  : contrainte tangentielle avec  $\tau_0 < (\tau_0)_s$ .

En eau calme, la vitesse de chute s'obtient en écrivant l'équation d'équilibre des forces de gravité et des forces de résistance du fluide, et on obtient la relation de Stokes :

$$W_s = \frac{g \cdot d^2}{18 \cdot \rho} \cdot \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho}$$

Pour les silts, l'équation de Stockes donne les valeurs correctes, sous réserve que la concentration ne dépasse pas 20 g/l et que l'approximation de la sphère ne soit pas trop mauvaise, sinon les vitesses de chute sont plus faible.

Yalin (1972) donne un graphique adimensionnel (fig. 2-5), qui fournit la relation générale pour les particules sphériques – la forme des particules modifie cette relation et l'écart est très net pour les grosse particules ayant des vitesses de chute élevées, voir Graf (1971), Romansky (1972), Asce (1975).



**II.2.6. Tassement et consolidation des vases.**

Décantés par gravité sur le fonds les sédiments forment des dépôts qui pourront subir des tassements et des consolidations au cours du temps.

Le tassement d'un sol sera en étroite relation avec sa perméabilité c'est-à-dire les possibilité d'évacuation de l'eau interstitielles contenue entre les particules solides. Pour des matériaux à perméabilité moyenne ou forte (coefficient de perméabilité k supérieur à  $10^{-5}$  m/s), il y aura une consolidation rapide voire instantanée. C'est le cas des matériaux sableux ou graveleux. Par contre pour des matériaux à faible perméabilité (k moins de  $10^{-5}$  m/s), tels que les sables vaseux, les vases, la consolidation sera très lente.

Après leur dernière phase de décantation gravitaire à vitesse entravée, les flocons de vase vont commencer, sous la surcharge des couches déposées au-dessus d'eux, à se tasser en évacuants progressivement leur eaux interstitielle.

### II.2.6.a. Tassement des sédiments grossiers : galets, graviers et sable.

Les sédiments non cohésifs une fois déposés sur les fonds ne se tassent pratiquement pas sous leur propre poids mais peuvent subir une "mise en place" avec une imbrication entre eux leur permettant d'avoir une portance et de mieux résister aux actions hydrodynamiques.

Les sols constitués par de tels matériaux grossiers (galets, graviers, sables) sont pratiquement stables dans le temps, leur indice des vides et leur masse spécifique dépendent du type de sable.

### II.2.6.b. Lois de tassement.

Les études sur le tassement naturel de différents sédiments fins, ont montré que la concentration moyenne d'un dépôt varie comme suit :

$$C_v = \alpha \cdot \ln t + \beta$$

- $C_v$  : variation de la concentration,
- $t$  : temps de tassement,
- $\alpha$  : facteur qui dépend du diamètre des particules,
- $\beta$  : facteur lié au milieu aqueux.

## II.3. Mécanisme de l'envasement.

La capacité utile d'un réservoir diminue au cours du temps suite aux dépôts successifs des sédiments sur le fond de la retenue. Les sédiments sont transportés soit par charriage soit par saltation ou par suspension. Les eaux chargées de matériaux fins forment un courant de densité qui s'écoule au fond de la retenue.

### **II.3.1. Méthodes de détermination du taux d'envasement.**

Le contrôle de l'envasement des retenues permet la surveillance des ouvrages et la détermination des mesures de protection à prendre.

#### **II.3.1.a. Mesure à l'echo-sondeur.**

Le principe de la méthode est la relève des fonds de la retenue le long du profil en travers choisi au préalable. Les profondeurs sont enregistrées par un echo-sondeur à ultrason qui se compose lui-même d'un émetteur et d'un enregistreur sur papier, le tout est transporté par un bateau. Etant donnée les profils en travers d'origine, et en utilisant les nouveaux profils envasés, on peut déduire le volume de la vase déposée au fond de la retenue. Cette méthode est utilisée dans les grandes profondeurs car la précision est de l'ordre de 20 Cm.

#### **II.3.1.b. Méthode turbidimétrique.**

C'est plutôt une méthode qui donne un aperçu sur l'envasement au futur. Le débit massique instantané au niveau d'une station est obtenu en multipliant la turbidité instantanée par le débit liquide instantané, on trace le turbidigramme fournissant la masse solide instantanée véhiculée en fonction de la durée de la crue, et par la même, toute l'année.

#### **II.3.1.c. Méthode stéréophotogramétrique.**

L'un des procédés actuels le plus précis pour établir les données de base, est la stéréophotogramétrie ancienne complétée au sol par un travail topographique, l'erreur commise par ce procédé dans l'évaluation des coordonnées des points particuliers est de l'ordre de 0.1 m. Une telle précision permet l'utilisation de cette technique pour déterminer le volume d'envasement des retenues par répétition de photographies semblables, à des intervalles de temps suffisants de l'ordre de 5 ans ou même de 2 ans.

Malgré son application qui se limite aux périodes de sécheresse, cette méthode reste la plus précise.

### II.3.1.d. Méthode bathymétrique.

Cette méthode est basée sur les relevés bathymétriques du réservoir et des épaisseurs des sédiments déposés, permettant ainsi d'évaluer le rythme d'envasement du réservoir.

Suivant des profils préalablement repérés, les sondages sont effectués à l'aide de fil avec pesée et avec echo-sondeur graphique à bande roulante.

### II.3.1.e. Mesure par exploitation des courbes de dégradation.

L'étude de l'envasement de plusieurs barrages dans le monde, a pu établir une loi de dégradation (degré d'érodabilité) des bassins versants, ou la formation lithologique et la lame d'eau écoulée moyenne annuelle ont une grande importance.

Cette dégradation spécifique moyenne annuelle a été formulée par ordre d'importance par trois formations lithologiques :

I = (marnes, schistes, micaschiste, limons, shales, flysits),

II = (calcaires, marno-calcaires, shales-calcaires),

III = (grés, marno-grés, quartzites, granites, pelite).

Pour les différentes formations lithologiques, on a établi la relation entre la dégradation spécifique annuelle "D", et la lame d'eau écoulée moyenne annuelle "L".

Formation I : à forte érosion :  $D = 23.L^{0.749}$

Formation II : à moyenne érosion :  $D = 70.L^{0.434}$

Formation III : à faible érosion :  $D = 90.L^{0.347}$

$[D] = [T/Km^2/an]$

$[L] = [mm]$

l'application des formules, établies sur la base de l'observation, permet d'estimer l'ampleur du phénomène d'envasement d'un barrage durant toute sa durée de vie et pour des formations lithologiques du bassin versant très variées [25].

### **II.3.1.f. Mesure par l'application des jauges nucléaires.**

En 1952 Morgan propose de déterminer la densité des vases des réservoirs par la mesure de l'absorption d'un rayonnement de freinage.

Les jauges nucléaires sont utilisées pour mesurer la concentration en matières solides dans l'eau, deux principes de mesures se trouvent :

- l'absorption des photons Gamma : une source émet dans l'eau turbide des photons Gamma en direction d'un détecteur de la masse présente entre la source et le détecteur, et donc pour une géométrie donnée de la densité ou de la concentration du mélange. Ce type de géométrie permet également de mesurer les variations d'épaisseur des sédiments.
- la diffusion des photons Gamma : dans ce cas le rayonnement direct d'une source est arrêté par un bloc d'un métal très absorbant (Plomb ou Tungstène). Par contre le rayonnement latéral est diffusé dans le milieu ambiant (eau+vase); recueilli par détecteur, il donne une information en fonction de la densité, donc de la concentration de ce milieu [27].

### **II.3.2. Différents modes d'envasement dans les retenues.**

Il existe trois modes d'envasement possibles des retenues :

#### **II.3.2.a. Retenue envasée par "courants de densité".**

##### **II.3.2.a.i. Définition des courants de densité.**

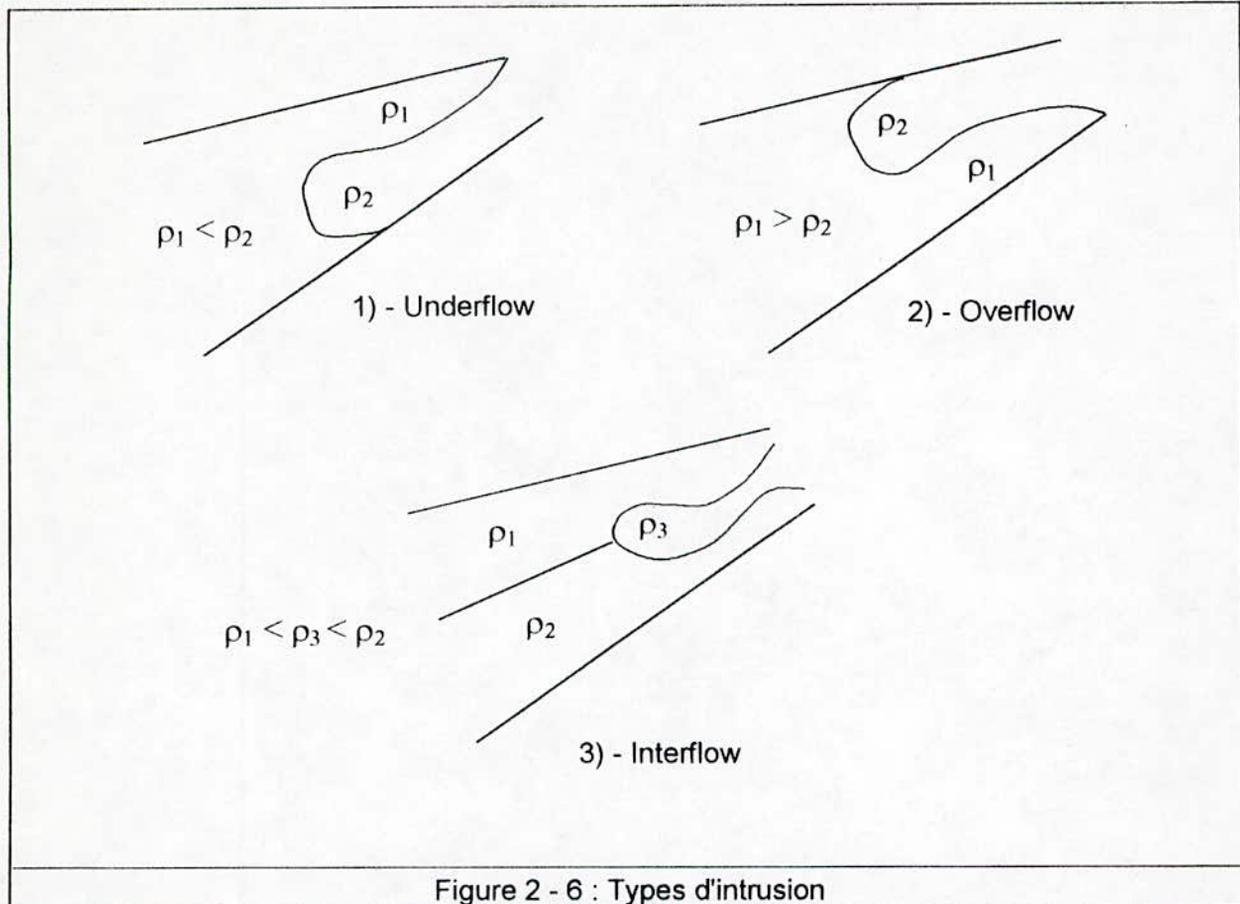
Les courants de densité appelés parfois courant de gravité sont des phénomènes qui se créent naturellement ou artificiellement. Ils correspondent aux intrusions de fluides dans d'autres sous des conditions bien précises.

Ces écoulements stratifiés : mouvement de deux ou plusieurs masses de fluides miscibles ou non, ont des densités différentes dues à la variation de la température ou à la présence de matières solides en suspension ou encore de matières dissoutes.

Ils se propagent en conservant leur individualité ou en se mélangeant au fur et à mesure.

Ces écoulements peuvent se faire (fig. 2-6) :

- au-dessous "underflow",
- au-dessus "overflow",
- a travers "interflow".



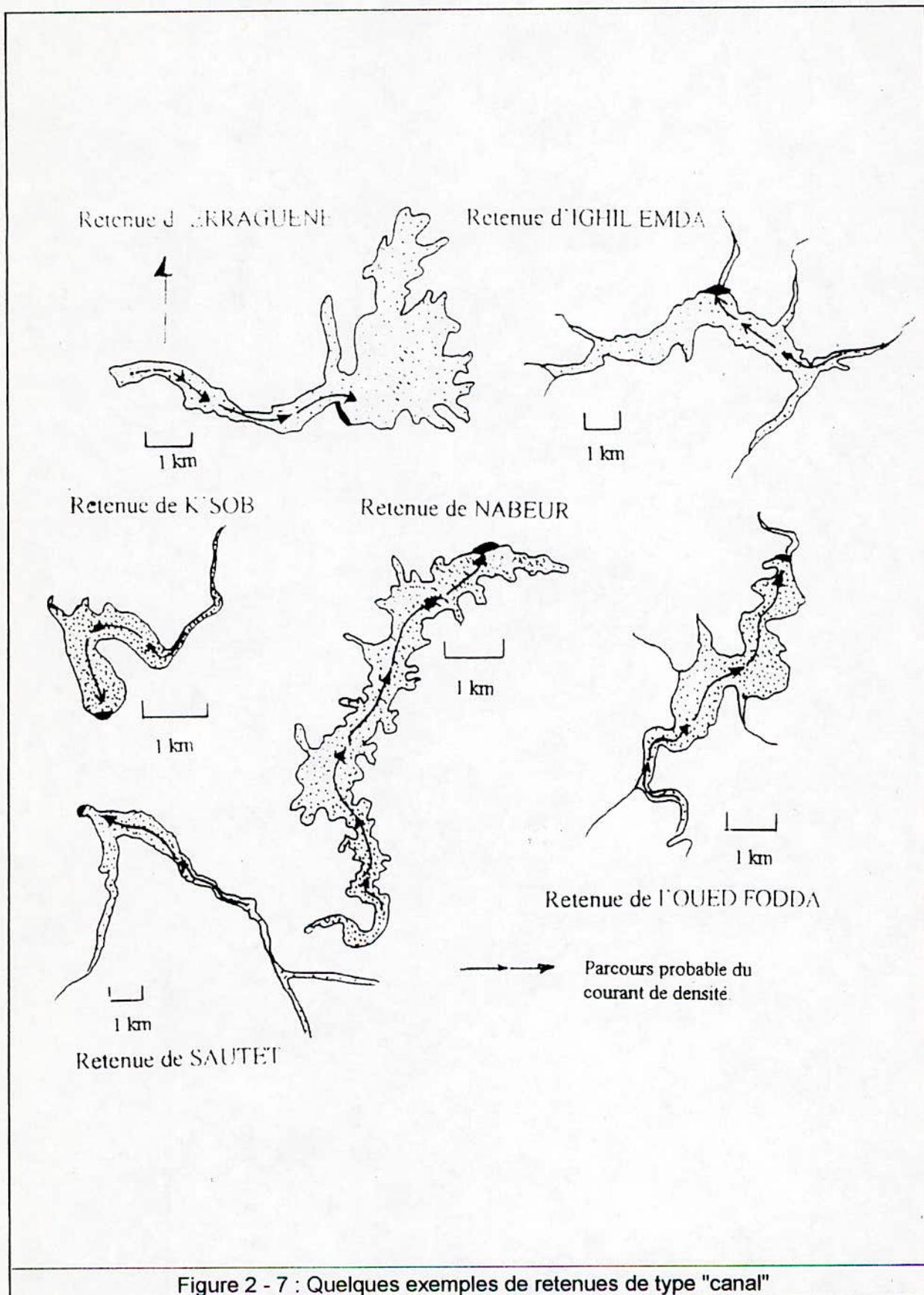
### II.3.2.a.ii. Effet des courants de densité.

Les eaux d'un cours d'eau arrivant dans les eaux claires de la retenue, sont freinées dans la zone de remous se débarrassent rapidement des particules grossières transportées en saltation et conservant les plus fines en suspension.

Si les conditions suivantes sont réunies :

- les crues transportent une quantité importante de sédiments,
- l'oued présente une forte pente,
- la forme géométrique de la retenue et de type "canal" (fig. 2-7).

on dit alors qu'il y a formation de courant de densité en tête de la retenue dans la zone de remous et se propage sans difficulté dans le fond de la retenue et venir s'accumuler dans la partie aval, en formant une "masse boueuse" (en l'absence d'un système de soutirage).



### **II.3.2.b. Retenue envasée par charriage.**

Si les conditions mentionnées précédemment ne sont pas réunies à savoir, la retenue qui prend la forme de type "Lac" (cette élargissement brusque de vallée sont des zones de dépôt et de disparition des courants de densité), la faible pente du lit de l'oued principal.

Ces conditions provoquent un écoulement fluvial, qui est le cas de la plupart des retenues importantes, dans ce cas l'envasement se fait de la manière suivante :

Les eaux de la rivière arrivant dans les eaux claires de la retenue sont freinées dans la zone de remous, là elle perdent leurs matériaux grossiers qui vont former un delta en queue de la retenue. Ce delta, de surface limitée mais de hauteur relativement grande, présente une pente raide (talus naturel des sédiments) à sa limite aval, plus douce à sa surface.

Il s'étend en amont de la limite des eaux calmes en rehaussant les lignes d'eau à l'amont, et avance vers le barrage avec le temps au fur et à mesure des apports (fig. 2 - 9).

Les sédiments fins sont tributaires de la gravité, de la turbulence et des écoulements dans la nature. Les particules argileuses de taille inférieure à 2 micron, ont une vitesse de chute très faible à l'état individuel qui les empêcherait de sedimenter, mais en général, la salinité des eaux lacustres est suffisantes (0.5 l/g) pour produire la floculation de ces particules.

Les flocons ainsi formés ont une vitesse de chute beaucoup plus importante et décantent aussi rapidement que les silts.

Une fois déposées au fond, les vases sont susceptibles de former des coulées boueuses vers les parties les plus basses de la retenue.

Lorsqu'elle sont stabilisées, et en l'absence de mouvement important dans la retenue, les dépôts vont se consolides en se débarrassant de leur eau interstitielle.

### **II.3.2.c. Retenue envasée par rouleaux de recirculation.**

Les petites retenues sont beaucoup plus brassées et les phénomènes ne sont pas aussi distincts. Le classement granulométrique est moins net et l'envasement est plus uniforme sur toute la retenue.

Généralement pour ce type de retenue, les conditions de formation des courants de densité ne sont pas réunies et dans ce cas l'envasement se fait par rouleaux de recirculation.

Cette étude a été réalisée sur le modèle réduit de la retenue du barrage de Beni Amrane (Boumerdès) de capacité de 16 millions de mètre cube [2].

D'autre part, peu d'auteurs ont essayé de décrire le phénomène de la distribution des sédiments dans les retenues :

- selon les travaux de Brune (1944) [2] effectués sur 44 réservoirs de barrages américains, les grands réservoirs retiennent 100% des sédiments en l'absence de dispositions particulières, le piégeage des sédiments fins est moins important. Par contre les "petites" retenues (retenue de basse chute) sont beaucoup plus brassées et les phénomènes ne sont pas aussi distincts, les courants de densité en sont absents, le classement granulométrique est moins net et l'envasement est plus uniforme sur toute la retenue (fig. 2-9a).
- selon Drouhin, Mallet et Pacquant (1951) [2], la distribution des matériaux grossiers s'accumulent d'abord immédiatement à l'amont de la retenue, il s'ensuit une rupture de la pente de la rivière qui modifie son profil d'équilibre. des quantités considérables de matériaux peuvent alors s'accumuler en amont de la réserve et sur des hauteurs et des distances parfois très importantes (fig. 2-9b).
- Johnson (1980) [2], a affirmé que dans les grands réservoirs de barrages, les sédiments grossiers se déposent à l'amont de la retenue sous forme de "delta" et les particules fines se décantent dans tous les endroits du réservoir (fig. 2-9b).
- selon Parzonka W. (1986) [2], la granulométrie des matériaux déposés dans les réservoirs est graduellement décroissante de l'amont vers l'aval. une fois ces sédiments arrivés dans la retenue la partie amenée par charriage se dépose tout près de l'entrée de la retenue sous forme de "delta", ce sont généralement les matériaux les plus grossiers (fig. 2-9b). les matériaux transportés en suspension se déposent d'une manière plus ou moins uniforme et dans différentes parties de la retenue. Les plus fins peuvent même arriver près du barrage où ils se déposent.
- Scheurlen H. (1992) [2], a affirmé que les sédiments pénètrent soit en tant que "charge assise" (en dépôt) soit en tant que "charge suspendue". Généralement la quantité des sédiments en suspension est égale 5 à 10 fois le volume de celui en charge assise (en dépôt). Les dépôts des sédiments dans un réservoir sont ainsi composés : la quantité volumineuse qui est portée près du lit se dépose en forme de "delta" à l'entrée du réservoir. La matière en suspension est transportée plus loin et se dépose d'une manière plus ou moins uniforme sur tout le réservoir.
- selon Duquennois H. (1953 – 1957) [2], une fois que la crue arrive au niveau de la retenue, les matériaux grossiers se déposent dans la zone de remous en formant un "delta" en queue de la retenue. Les sédiments fins plongent au fond de la retenue et s'y écoulent sous la forme d'un courant de densité dans le cas où écoulement amont est torrentiel. Si il est fluvial, il se forme un courant de

turbidité pour des débits et concentrations des apports suffisamment élevés. Si ce n'est pas le cas, écoulement amont se disperse alors plus ou moins dans la retenue, les sédiments fins sont tributaires de la gravité de la turbulence et des écoulement dans la retenue (fig. 2-9c).

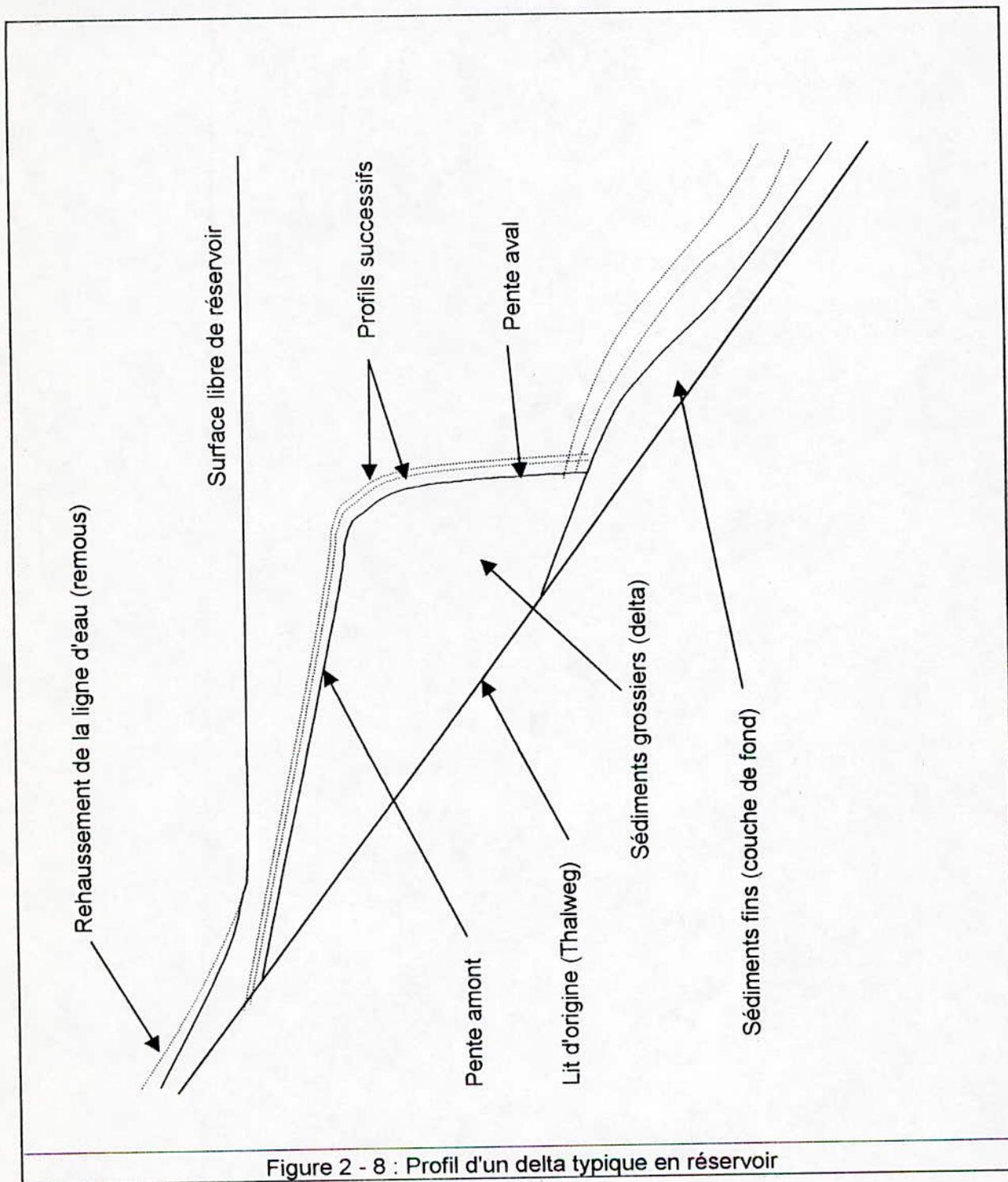


Figure 2 - 8 : Profil d'un delta typique en réservoir

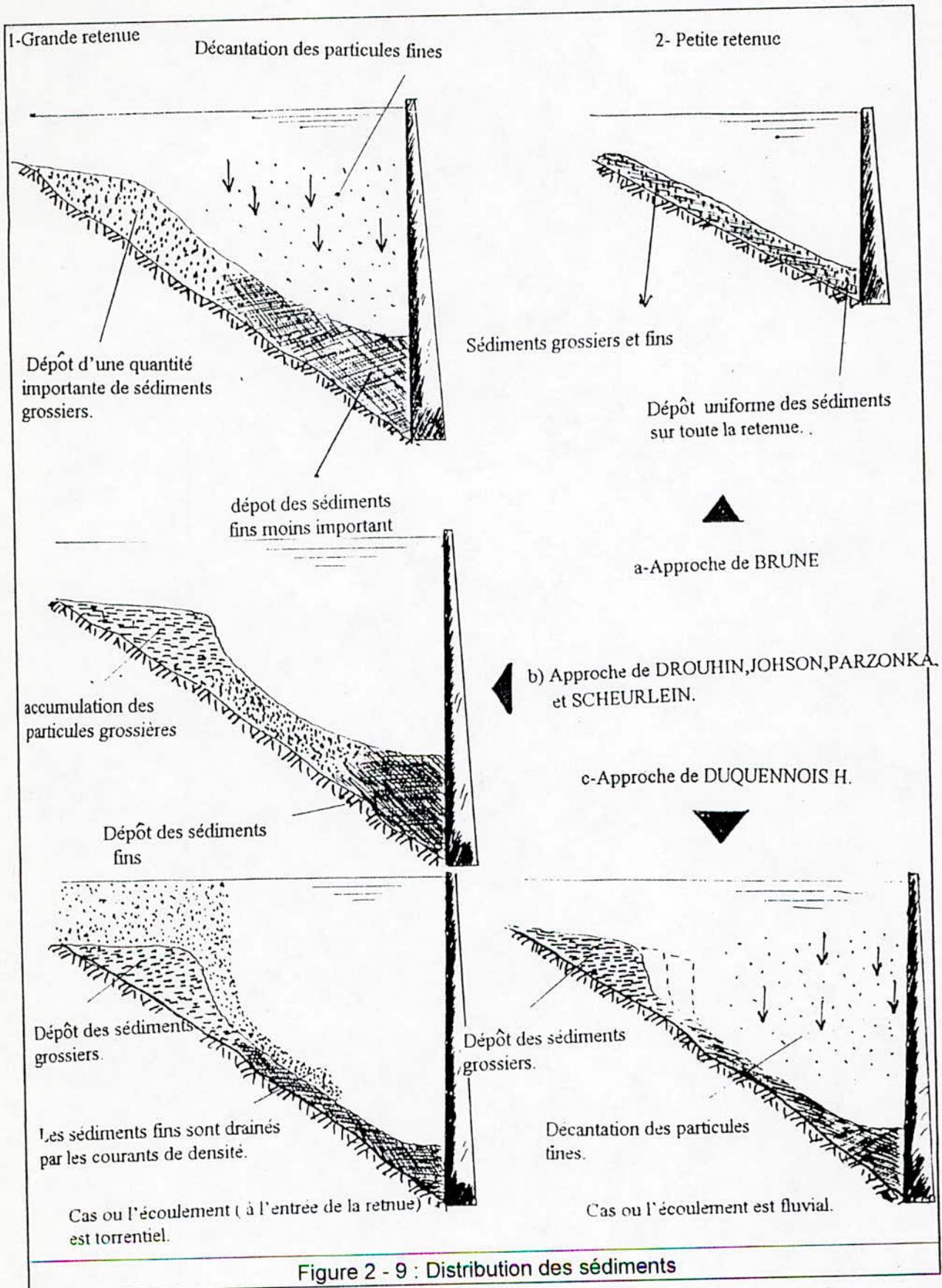
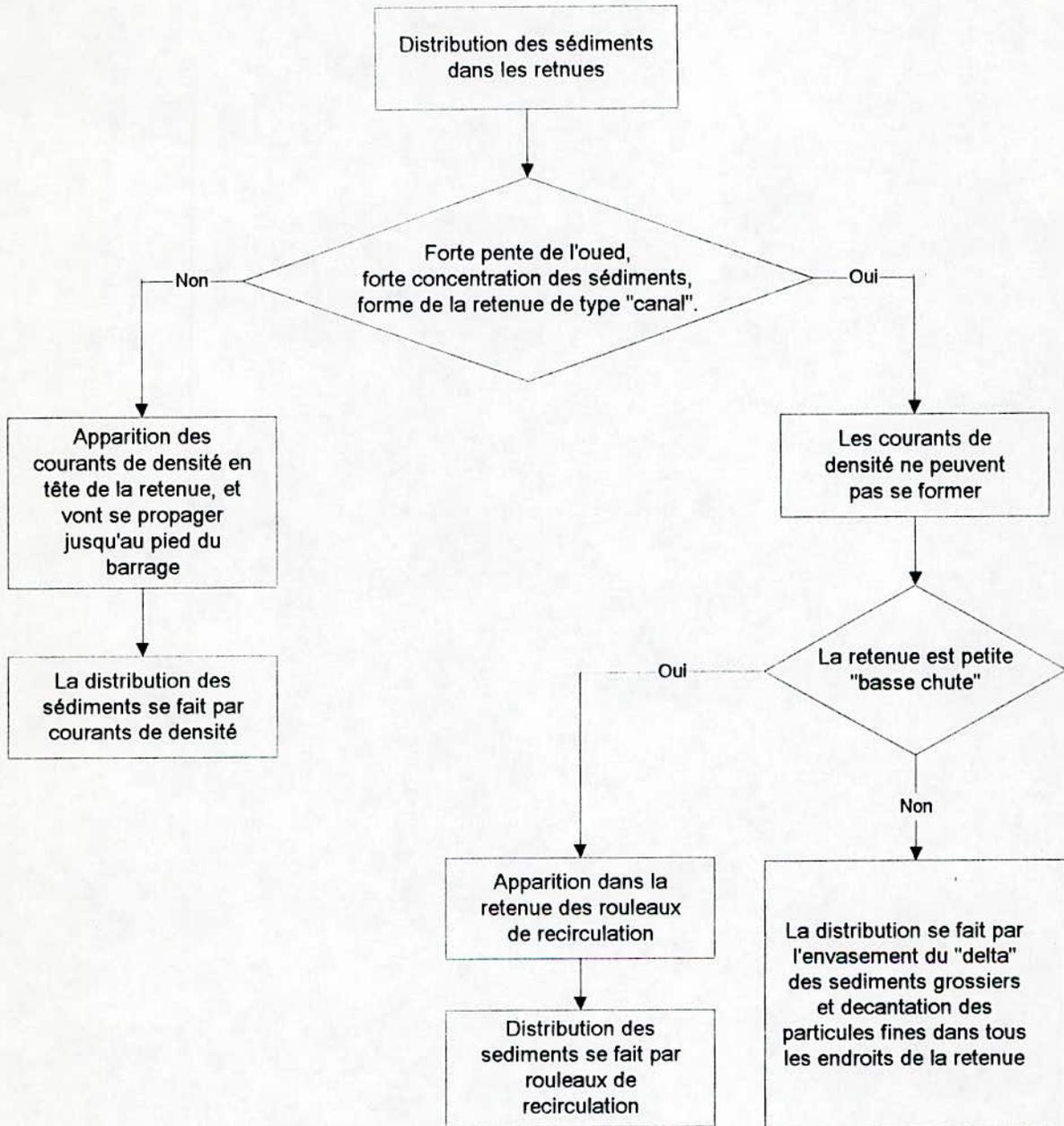


Figure 2 - 9 : Distribution des sédiments



Organigramme de distribution des sédiments dans les retenues

## **Chapitre 3**

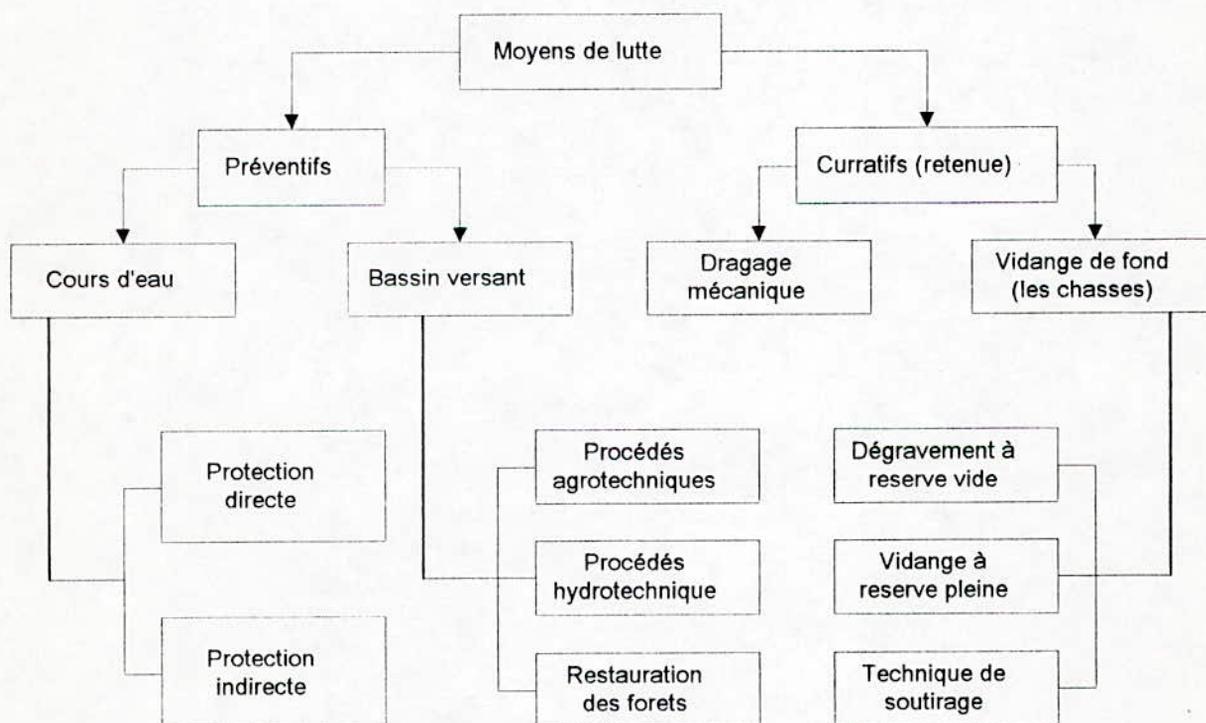
*Moyens de lutte contre  
l'envasement*

## Moyen de lutte contre l'envasement

L'envasement des retenues pose aux exploitants d'une retenue de barrage des problèmes et des difficultés supplémentaires dont les procédés de lutte engagés s'avèrent peu efficace et onéreux.

Les moyens de lutte contre ce phénomène de l'envasement sont schématiquement préconisés sous deux aspects :

- préventif,
- curatif.



### **III.1. La prévention.**

Cet aspect consiste à empêcher l'arrivée des sédiments dans la retenue. Cette solution relève du traitement du bassin versant et du lit majeur des cours d'eau.

#### **III.1.1. Lutte au niveau du bassin versant.**

On utilise à ce niveau une variété de techniques qui peuvent être classés selon une nomenclature retenue par un nombre important de chercheurs et d'ingénieurs, dans les catégories suivantes :

1. Procédés agrotechniques,
2. Procédés hydrotechniques,
3. Restauration des forêts.

##### **III.1.1.a. Procédés agrotechniques.**

Ils consistent à :

1. Choisir des cultures particulièrement capables de protéger les sols contre l'érosion, à titre d'exemple, les herbes remplissent bien cette condition (diminuent l'impact des gouttes de pluies sur le sol).
2. Diminuer la pente et sa longueur par billonnage et cultures en terrasses suivant les courbes de niveau.
3. Réduire les perturbations du sol notamment par des techniques culturales conservatrices qui permettent de cultiver sans retourner du tout le sol.

##### **III.1.1.b. Procédés hydrotechniques.**

Ces procédés hydrotechnique de protection contre l'érosion comportent certains types de structures tel que :

- des ouvrages de retenues et de diversion au sommet des racines.
- différents types dépendeurs de crues.
- des terrasses et les dispositifs de stabilisation de l'écoulement,...etc.

### III.1.1.c. Restauration des forêts.

Lorsque le reboisement est possible, c'est un moyen efficace de conservation des sols. Les différents types de plantation ci-après sont particulièrement importantes.

- Ceintures forestières sur les terres agricoles pour régulariser le ruissellement, améliorer l'infiltration et protéger contre l'érosion éolienne.
- Bandes de forêts et bouquets d'arbres à l'intérieur du réseau hydrographique (dessin des chenaux d'écoulement) les longs des ravines pentues et des vallées soumise à une forte érosion. Les ceintures forestières sont très efficaces, lorsqu'elles sont plantées parallèlement aux courbes de niveau.
- Pour les retenues au grand bassin versant, ce type de mesure est souvent d'un coût dépassant largement le gain d'exploitation de la retenue qui en résulterait. Notons toutefois que les plus importantes sources de sédiments sont parfois très localisées.

### III.1.2. Lutte au niveau du cours d'eau.

Au niveau du cours d'eau, le fond et les berges sont protégées contre l'érosion par des dispositifs variés. Généralement on distingue deux sortes de protection :

- protection directe ou continue,
- protection indirecte ou discontinue.

#### III.1.2.a. Protection directe ou continue.

Elle consiste à augmenter la résistance du lit de la rivière contre les forces érosives des courants d'eau à vitesse élevée. Pour cela on peut utiliser :

- Des plantes à croissance rapide, telle que les roseaux, peupliers et osiers.
- Des enrochements plus ou moins taillés et posés à la main pour former un perré. Ce dernier rejointoyé avec du mastic bitumineux forme un revêtement souple, imperméable et bien résistant au chocs.
- Les gabillons formés de galets enfermés dans un grillage de forme prismatique ou cylindrique.
- Dalles de béton préfabriquées ou coulé directement sur les berges et le fond. Cette protection revient très cher, c'est la raison pour laquelle elle est réservée seulement aux cas critiques tels que les traversées urbaines de rivières, protection des voies de communication ou de bâtiments sur les rives de la rivière.

- Des rideaux de palplanches peuvent bien protéger les berges contre l'érosion.
- Pièges à sédiments : ils donnent une solution continue et facile afin de récupérer les sédiments qui sont entraînés vers l'extérieur de l'écoulement par des écoulements secondaires.
  - pièges à tubes (fig. 3-1,2).
  - tubes de Parshal (fig. 3-3,4).
  - pièges à plaques directionnelles (guide - blades) (fig. 3-5)

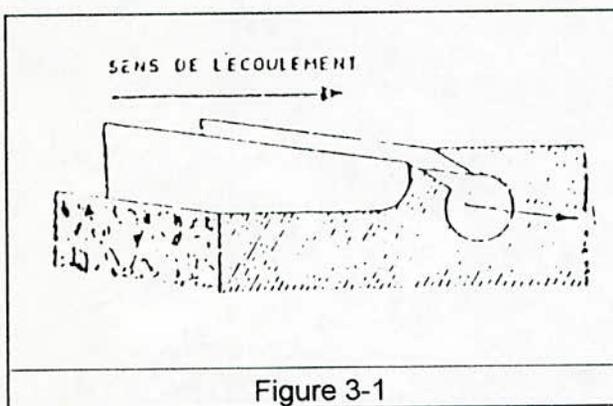


Figure 3-1

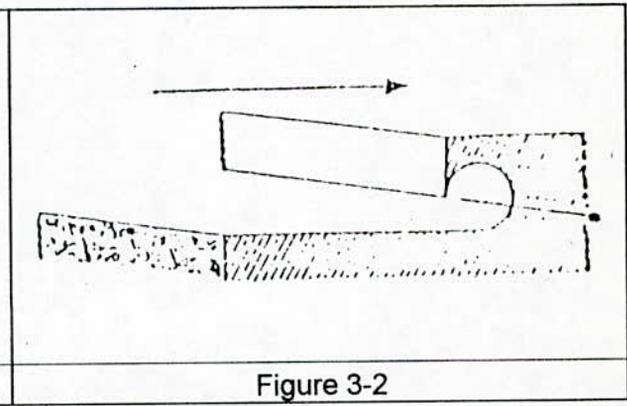


Figure 3-2

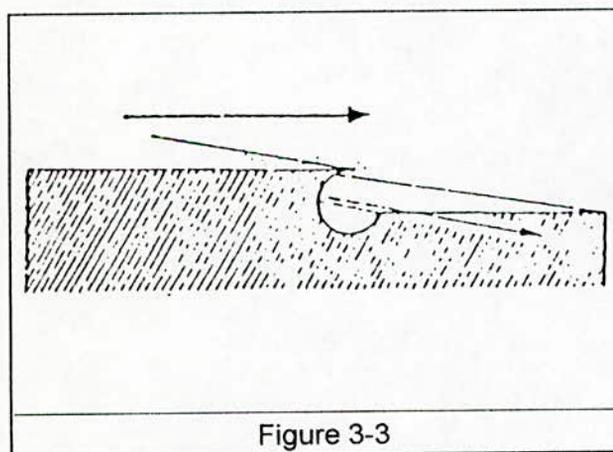


Figure 3-3

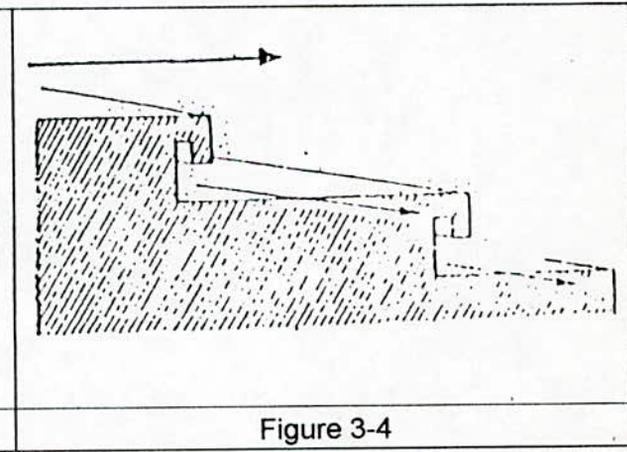


Figure 3-4

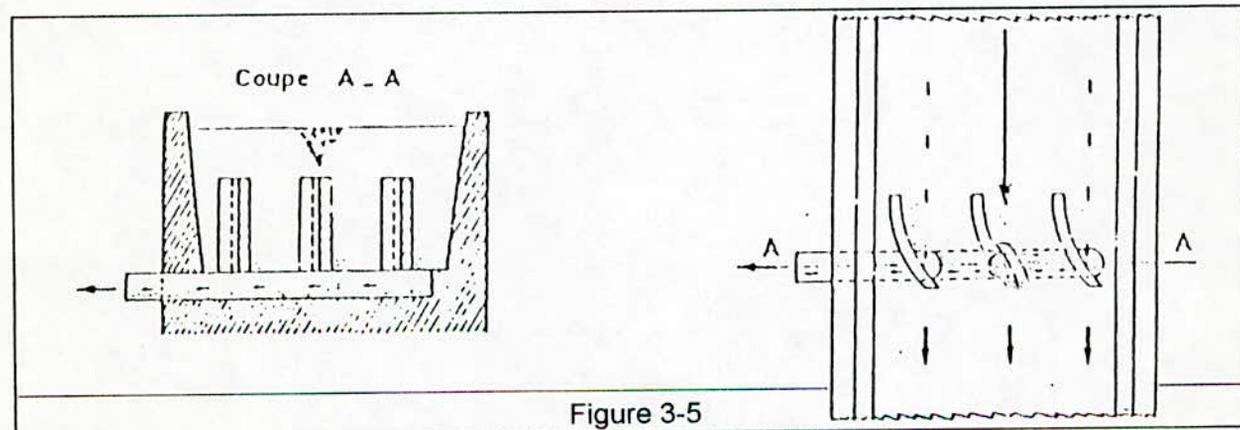


Figure 3-5

### **III.1.2.b. Protection indirecte ou discontinue.**

Elle consiste à éloigner de la berge et du fond les courants érosifs, nous citons :

1. Les épis déposés sur les berges qui repoussent les courants vers le centre de la rivière.
2. Les seuils implantés en travers, limitant l'approfondissement du fond.
3. Les profils en travers de stabilisation, formés par des poutres en béton disposées à des intervalles réguliers.

### **III.1.3. Conclusions.**

L'objectif le plus ambitieux que l'on peut fixer à l'aspect préventif est le suivant :

- Limiter la venue des sédiments dans la retenue, ce problème est du ressort de la protection des sols du bassin versant.

Il est à noter que les méthodes agrotechniques sont souvent plus économique, car on peut amortir les dépenses rapidement, les sommes investies dans les dispositifs hydrauliques, plus coûteuses, sont normalement amorties après un temps plutôt long. Dans la plupart des cas, il est difficile, voir impossible de prévoir les bénéfices matériels et économiques des différentes méthodes de protection des sols.

## **III.2. Aménagement des cours d'eau**

### **III.2.1. Principes de l'aménagement à courant libre des rivières alluviales.**

Nous nous proposons dans cette partie d'étudier les travaux d'aménagement des rivières alluviales qui sont à courant libre. C'est-à-dire qui ne sont pas divisées en biefs par des barrages.

Cette partie comportera un exposé sur les principes de cet aménagement, son but, ses méthodes. Ensuite, nous étudierons l'aménagement du lit mineur et celui du lit moyen en mettant l'accent sur les liaisons à établir entre les ouvrages des deux lits, puis aménagement du lit majeur.

#### **III.2.1.a. Buts de l'aménagement.**

La régularisation que nous envisageons à pour but de stabiliser le chenal d'une rivière alluviale suivant un certain tracé en lui donnant des profils en long et en travers déterminés, en vue d'atteindre un ou plusieurs objectifs suivants :

- Ecoulement rapides et sans danger des eaux de crue.
- Charriage efficace des sédiments en suspension et des dépôts sur le fond.
- Concentration du courant dans une section déterminée du lit.
- Stabilité du cours avec un minimum d'érosion des berges.
- Profondeur suffisantes et parcours pour la navigation.

Pour réaliser ces différents objectifs, les travaux doivent concerner tantôt le lit majeur, tantôt le lit mineur, tantôt le lit moyen.

#### **III.2.1.b. Conditions permettant les améliorations.**

Les améliorations sont faciles dans les parties de fleuves stabilisés, qui ne varient donc naturellement que par oscillation autour d'un état d'équilibre. des trois types de rivières alluviales : type comblant, type creusant et type sinueux, c'est ce dernier qui est le plus stable.

Une rivière dont le lit moyen et sinueux ne se compose pas de courbes en sens inverse se suivant tout le long du parcours. Il y a des passes où le cours d'eau est rectiligne dans l'ensemble et le courant divisé en deux ou plusieurs chenaux par des hauts fonds. Pour régulariser une telle passe, il faut transformer le lit moyen en une section plus ou moins sinueuse avec un seul chenal, faute de quoi la rivière n'a pas sur les hauts fonds la profondeur suffisante.

La réalisation d'un tracé sinueux convenable est donc capable de régulariser une section instable dans son état naturel, mais il faut éviter de réaliser un allongement trop important du tracé qui gênerait la transmission des crues.

Tout ouvrage construit sur une rivière du type creusant et si l'on ne prend pas des mesures pour corriger la pente de la rivière (barrages de déviation, canalisation) finit par être détruit par l'affouillement du lit qui caractérise cette rivière.

Les rivières du type comblant peuvent être améliorées dans une légère mesure par stabilisation des berges, ce qui a pour effet de réduire le débit solide en supprimant l'apport dû à l'érosion de ces berges.

Un tel travail est généralement insuffisant pour réaliser un équilibre, donc afin d'éviter tout risque d'enterrement par colmatage des ouvrages et pour aboutir à un état d'équilibre entre les débits liquide et solide, des mesures de conservation du sol dans le bassin supérieur doivent être prises.

#### **III.2.1.c. Bases des divers méthodes d'aménagement.**

Pour mettre au point un projet d'aménagement, il est nécessaire de disposer de données suffisantes sur le régime hydraulique du cours d'eau en cause de connaître la morphologie des terrains traversés et le mécanisme de l'évolution du lit existant, notamment le transport solide, de définir les débits pour lesquels se fera l'aménagement. On a alors la possibilité de déterminer les caractéristiques des ouvrages de connexion et l'effet qu'ils produiront. Des études de laboratoire apporteront toujours une aide efficace à la recherche de la solution du problème.

Il faut évidemment posséder des renseignements complets sur l'hydrologie du bief considéré, c'est-à-dire connaître, aux diverses époques, en fonction du débit liquide, la pente de la surface libre, le débit dans les divers bras, l'importance et la direction de la vitesse du courant, le débit solide de fond est en suspension, la nature et la granulométrie des matériaux transportés, la dimension des éléments déposés dans le lit.

#### **III.2.1.d. Méthodes d'aménagement.**

Ce n'est qu'exceptionnellement qu'on transforme d'emblée une rivière naturelles en une grande voie d'eau, on procède généralement par étape.

On commence par effectuer ce que l'on désigne sous le nom de régularisation, qui consiste à aménager les seuls passages difficiles : zones de rapides, courbes raides, chenaux multiples.

Le lit étant régularisé, on passe alors à l'étape suivante, la normalisation, qui consiste à donner au lit des formes telles qu'en basses eaux on dispose du tirant d'eau nécessaire tout le long du processus.

L'amélioration du lit mineur à l'intérieur du lit moyen n'est possible de façon stable que lorsque la largeur de ce lit est en proportion raisonnable de celle du lit moyen, la où le transport de sable s'effectue, l'aménagement mis en œuvre nécessite une considération complète de tous les points de vue afin de parer aux effets secondaires qui peuvent prendre forme éventuellement et causer des dommages non négligeables.

### **III.2.1.e. Nécessité d'un aménagement complet.**

Les travaux exécutés pour améliorer une mauvaise section se répercutant sur les caractéristiques du lit en aval et en amont.

A titre d'exemple, des épis rétrécissant le lit au droit d'un seuil, favorisant la mise en mouvement des sables qui obstruaient le chenal. Ces sables se déposent en aval du champs d'épis pour constituer un nouveau seuil.

Ce qu'il y a à retenir, c'est qu'un aménagement à courant libre ne doit pas être limité aux tronçons qui sont défectueux à un moment donné, mais il doit être poursuivi sur toute la longueur de la section que l'on veut améliorer.

## **III.2.2. Ouvrages des lits moyens et mineurs.**

### **III.2.2.a. Choix des matériaux.**

On est guidé pour le choix des matériaux, par les ressources locales et par des considérations de prix de revient. La pente du cours d'eau joue un rôle important pour guider ce choix.

Etant donné que la terre ne résiste pas à la submersion, alors on peut l'utiliser pour les ouvrages pleins. Les ouvrages doivent s'élever au-dessus des plus hautes eaux. Il y a intérêt à les renforcer en surface par des matériaux résistant ou à disposer la terre dans des sacs.

On peut utiliser aussi des matériaux pierreux seulement il est impératif de tenir compte lors de la mise en place de l'enrochement de la possibilité de l'entraînement des fines au pied des berges, aussi leur bon ancrage est de rigueur et nécessite souvent de disposer un filtre entre le terrain naturel et les enrochements.

Le filtre est soit un produit local (tout venant) soit synthétique (géotextiles) dont la maille est fonction de la granulométrie du sol à protéger (fig. 3-6,7).

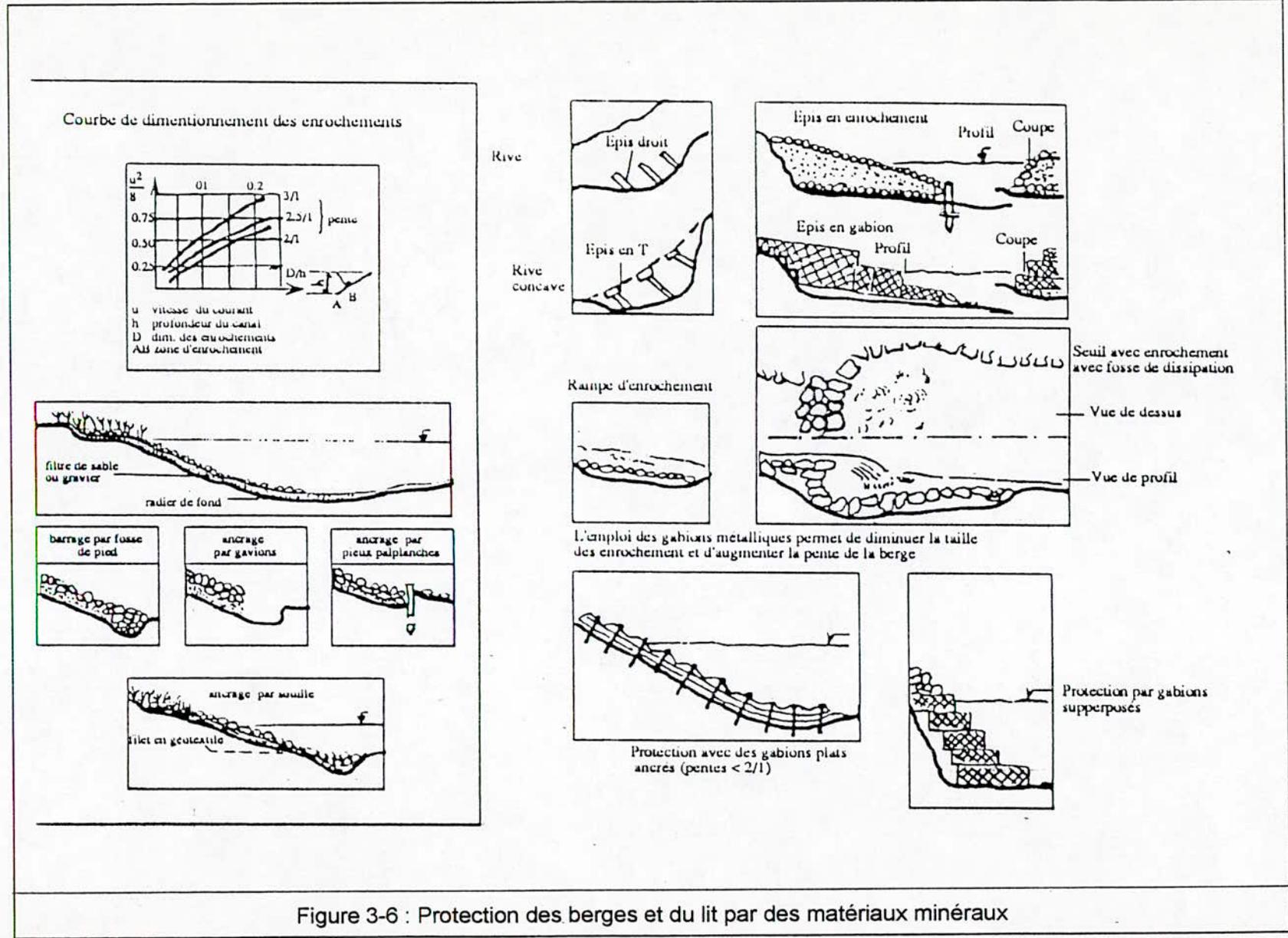


Figure 3-6 : Protection des berges et du lit par des matériaux minéraux

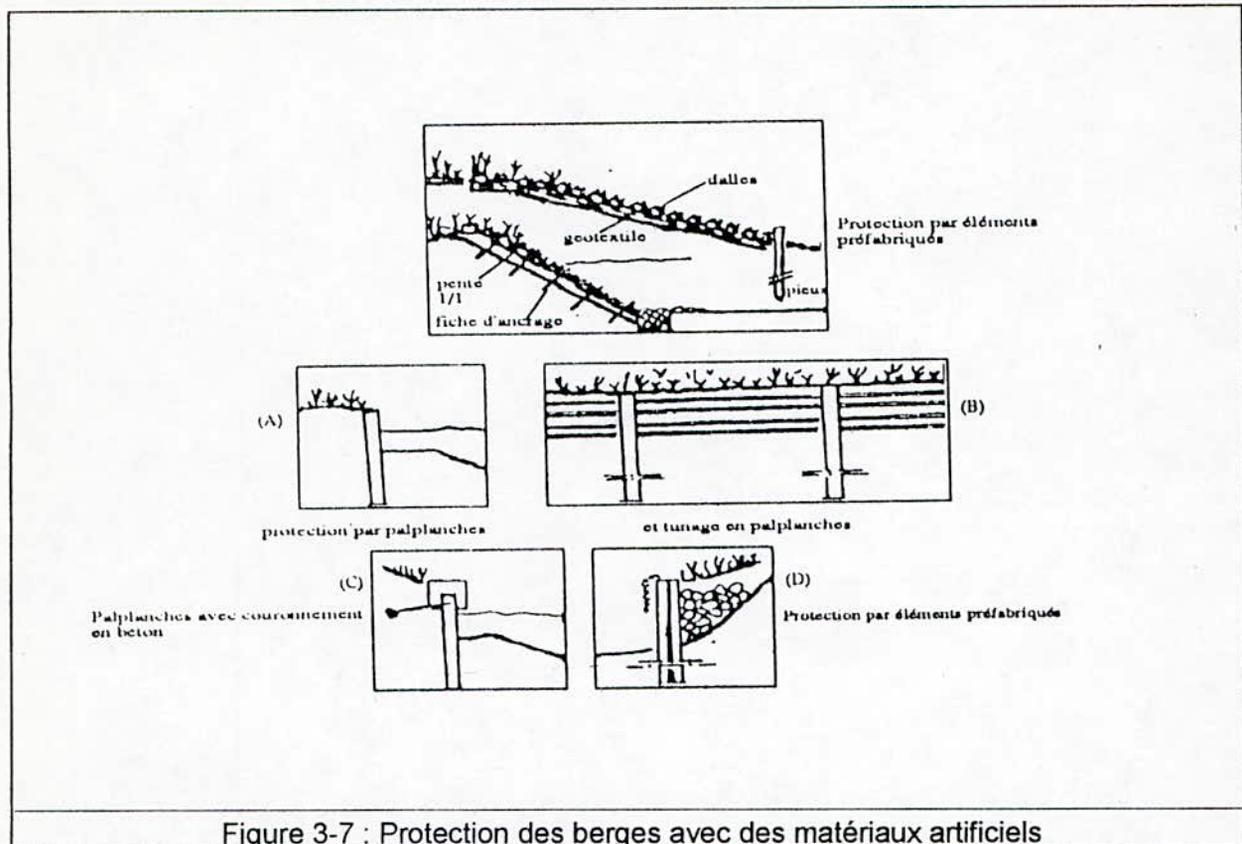


Figure 3-7 : Protection des berges avec des matériaux artificiels

### III.2.2.b. Les digues.

Les procédés de construction des digues du lit moyen et des digues du lit mineur sont les mêmes.

En général, ces digues sont du type plein, moellons entassés sur des fondations naturelles, metalas de fascines surchargés de moellons, âme de graviers ou de sable masquée par des moellons ou des fascines.

Dans le cas où les digues sont en enrochements, ceux-ci doivent être soigneusement imbriquées, surtout s'il y a de gros éléments. Le couronnement des digues submersibles en crue doit être soigné et réalisé en gros blocs bétonnés ou en dalles de béton. Le parement déversant doit avoir une pente assez faible : moins de 2/1 [23], et être couvert d'une dalle de béton ou de gros enrochement bétonnés lorsque le choc de galets est à craindre, les digues doivent être revêtues d'un parement lisse constitué par un béton de matériaux durs.

### III.2.2.c. Les épis.

Un épi est une structure enracinée à la berge, établie transversalement par rapport au courant. La figure 3-8 représente la coupe longitudinale d'un épi bas d'aménagement du lit mineur, AB est la partie plongeante, BCD la partie noyée, A est la racine ou attache, AC le dos, C la tête ou la pointe, D le pied, CD le talus.

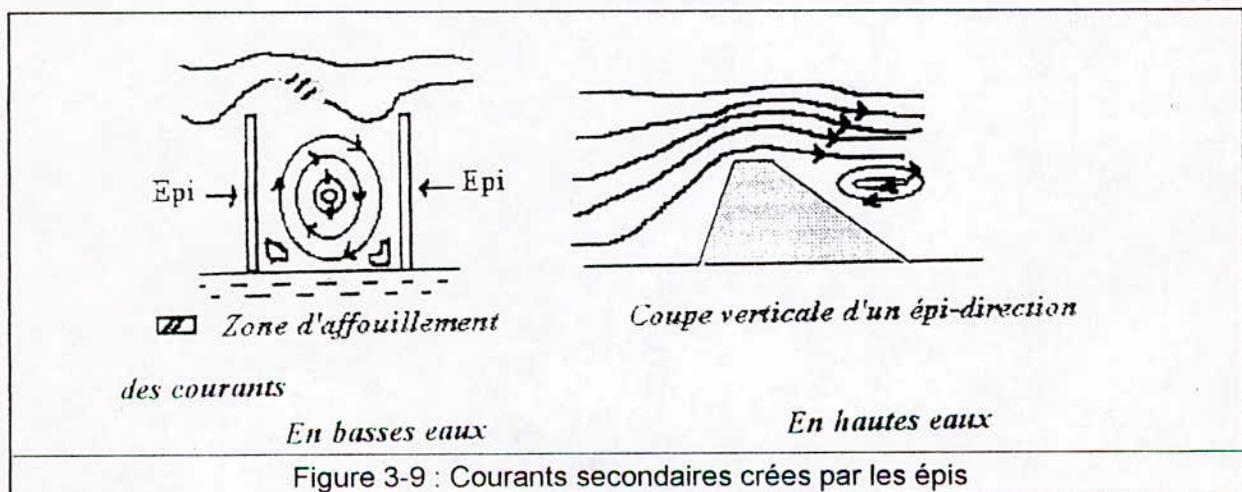
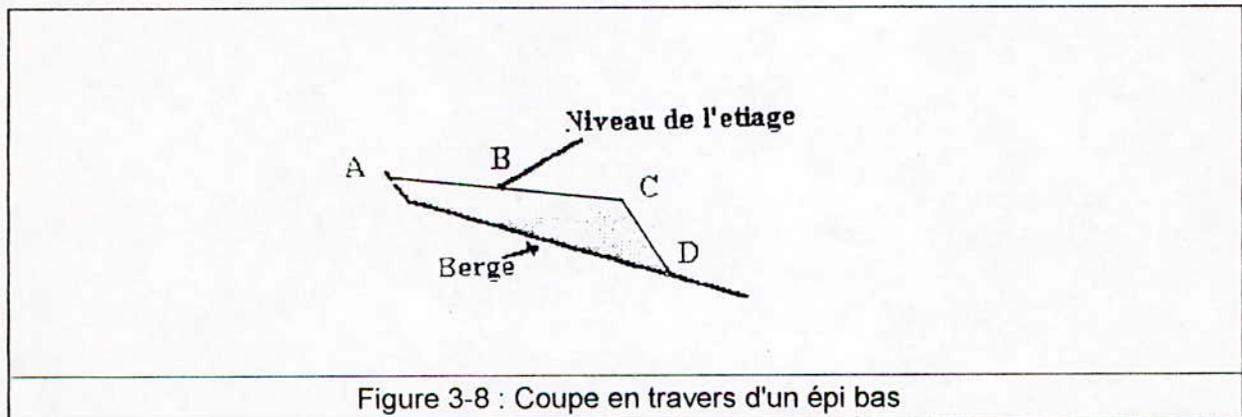
### III.2.2.d. Action des épis sur le courant et sur le fond.

Les épis constituent des obstacles à l'écoulement de l'eau, ils engendrent un régime de vitesse décroissant de la tête vers l'enracinement et entraînent un changement de direction du courant à leur voisinage (fig.3-9).

En basses eaux, sans déversement, les courants forment des tourbillons à axe verticale.

Lorsqu'il y a déversement par dessus l'épi, il se forme d'autres tourbillons à axe horizontal qui se superposent aux premiers.

Le courant de fond, chargé de matériaux et qui se dirige vers la berge, et ralentir dans l'intervalle entre épis. Des matériaux peuvent se déposer sont relativement importants le long de la face amont de chaque épi.



### III.2.2.e. Profil des épis.

Les épis bas ont pour objet de rétrécir le lit pour permettre la navigation en basses eaux – leur hauteur dépasse de peu l'étiage conventionnel. Les faivres plus hauts réduiraient sans profit la capacité de transport en hautes eaux.

La tête en rivière à au plus 50 Cm de haut, ce qui a pour objectif de limiter l'importance de la force d'érosion. l'épi rejoint la berge par une faible pente (1/50 à 1/200) ou avec une succession de paliers horizontaux. La pente du musoir, coté rivière, va de 1/4 à 1/5 jusqu'à 1/10 ou 1/20. L'enracinement en rive doit être particulièrement soigné. La plate forme des épis a de 1 à 3.50 m de large, la pente du talus varie de 1/1 à 1/3 [28].

Le parement aval, particulièrement, doit avoir une pente douce au risque de voir le déversement produire l'affouillement au pied de la face aval.

#### ◆ Tracé en plan des épis.

Actuellement, les épis sont presque toujours dirigés vers l'amont. le courant qui les submerge tend à prendre une direction perpendiculaire à celle des épis, ce qui a pour effet de ramener les eaux vers le milieu de la rivière.

On utilise cette propriété des réservoirs noyés pour faciliter le changement de direction des eaux en accentuant l'obliquité vers l'amont des épis de la rive concave. Une telle implantation favorise aussi la dérivation des sédiments du chenal navigable vers les zones entre épis au moment des hautes eaux.

Lorsque les épis sont dirigés vers l'aval, on observe un courant longitudinal devant leur face amont, qui dans certain cas peut entraîner la nécessité d'une protection s'étanchant jusqu'à la berge pour parer à un éventuel affouillement se produisant près de leur pied.

#### ◆ Espacement des épis.

L'espacement des épis est en fonction de la largeur de la rivière et de la longueur des épis, ce qui veut dire que les règles concernant celui-ci ne sont pas parfaitement fixés.

Des épis de même longueur doivent être plus espacés dans une rivière longue que dans une rivière étroite de débit équivalent.

En général, il semble que l'efficacité d'un système d'épis soit maximale lorsque l'écart de deux épis successifs est de l'ordre d'une fois et demi leur longueur moyenne on peut prévoir un espacement plus important pour les berges convexes (2 à 2.5 fois la longueur des épis, l'espacement étant plus faible dans la branche ascendante que vers l'extrémité avale) que pour les berges concaves et donner une valeur intermédiaire au droit des flexions [28].

### **III.2.2.f. Comparaison entre digues et épis.**

La régularisation du lit mineur se fait le plus souvent au moyens d'épis construits sur les deux rives. La défense par épis de la rive convexe entraînant une perturbation du courant peut provoquer l'attaque de la berge opposé; on est donc amené à protéger la berge concave par revêtement.

Les digues dirigent le courant d'une manière plus progressive que ne le font les épis; les perturbations dues aux épis sont particulièrement marquées sur les berges concaves; aussi étant souvent amené à construire des digues plutôt que des épis pour délimiter les rives lorsque l'érosion est active.

Du point de vue constructif, les digues ne sont pas aussi souple que les épis. Pour corriger une section que l'on a fait trop étroite, il n'y a avec elles qu'une solution; les détruire et les reconstruire. Avec les épis, il suffit d'enlever une partie de la structure ou de la prolonger s'il devient nécessaire d'augmenter ou réduire la largeur de la rivière.

Les épis peuvent être construits par étape tandis que les digues n'agissent correctement qu'une fois terminées.

Les digues sont établis suivant une ligne continue parallèle aux berges, elles nécessitent souvent une fondation onéreuse. Elles subissent la pression de l'eau lorsque le niveau est différent de part et d'autre.

Les épis permettent l'accès des eaux limoneuses dans les alvéoles qu'ils délimitent, ce qui entraîne un colmatage.

Des épis construits sur une rivière de type comblant accentuent la tendance au comblement et sont rapidement noyés dans les alluvions.

Des épis construits sur une rivière de type creusant ne permettent pas d'arrêter l'érosion. c'est donc finalement dans les rivières sinueuses que les épis ont le meilleur effet.

### III.3. Le dévasement.

Le dévasement des retenues, rendu souvent nécessaire pour assurer le fonctionnement nominal d'un aménagement, est classiquement opéré de deux façons, soit en utilisant des moyens mécaniques, soit de façon naturelle en procédant à des chasses.

#### III.3.1. Lutte au niveau du barrage.

##### III.3.1.a. Le dévasement mécanique.

Le dévasement mécanique est dans tous les cas un procédé au coût élevé, malgré cela, il est utilisé lorsque les consignes d'exploitation interdisent toute perte d'eau (méthode utilisée sur les barrages de Cheffa, Fergoug et Hamiz).

Il est encore utilisé lorsque l'ouvrage a des problèmes d'instabilité à cause de la forte poussée de la vase (cas du barrage de Zardezas) [24].

Le curage de la retenue par engins mécanique (Bulldozers) après vidange complété est utilisé dans certains cas, il ne se justifie économiquement que pour de très petites retenues.

Ces procédés posent le problème du stockage et/ou de l'utilisation des sédiments ainsi évacués.

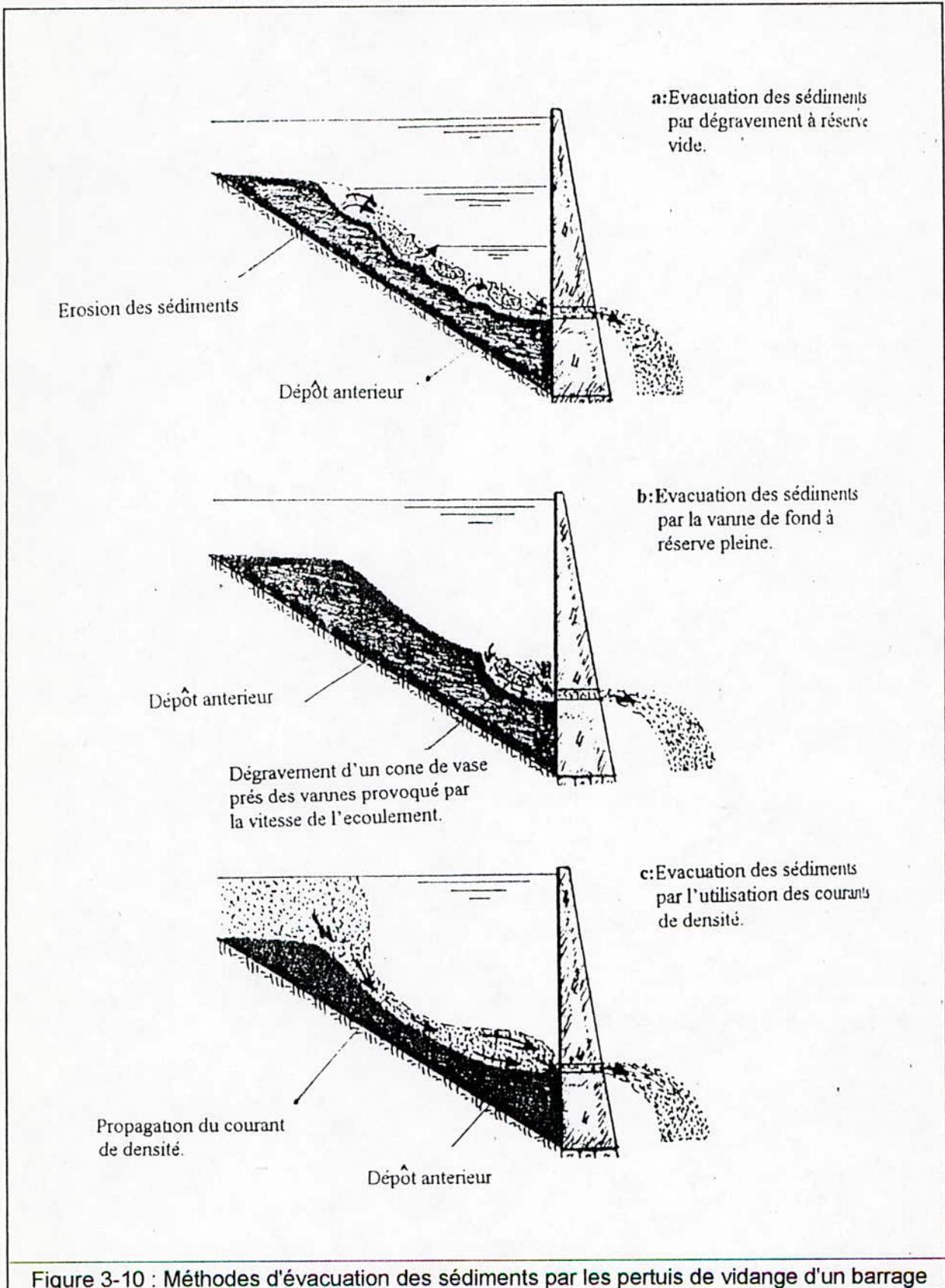
##### III.3.1.b. Les chasses.

L'objectif de ce procédé est de créer des vitesses importantes en queue de retenue. Ceci remet en mouvement une partie des sédiments déposés au fond de la retenue.

Trois méthodes principales ont été pratiquées :

1. Evacuation partielle des sédiments par dégrèvement à réserve vide (fig. 3-10-a) elle se pratique de préférence à la fin de l'été, et les pertuis de vidange sont laissés ouverts. A la première crue, une partie de la vase sera érodée et évacuée. Elle n'est utilisée que dans les réserves de faible capacité par rapport à l'apport annuel. Cette méthode est en fait basée sur l'abaissement du plan d'eau provoquant l'érosion des sédiments dans la retenue.
2. Evacuation partielle des sédiments par la vanne de fond à réserve pleine (fig. 3-10-b). Elle est basée uniquement sur les manœuvres de la vanne de fond et se fait de préférence pendant une période d'apport. Elle consiste à opérer des chasses violentes à partir de la vidange de fond n'a pour résultat tangible que de créer un chenal profond et étroit.

3. Evacuation partielle des sédiments par utilisation des courants de densité (fig. 3-10-c), elle est basée sur l'évacuation, par les pertuis de vidange, des sédiments par les courants de densité. Elle peut contribuer à augmenter d'une manière très sensible la durée de vie d'un réservoir. Cette méthode appelé "technique de soutirage" devrait être une règle dans les pays arides et semi-arides. Elle peut être améliorée et pratiquée sur l'ensemble des barrages Algériens avec un rendement élevé, c'est le cas du barrage d'Ighil Emda où le rendement à atteint 55%, ce rendement pourrait encore être amélioré et atteindre la valeur de 70%, ce qui correspond à la valeur limite de la technique du soutirage, c'est-à-dire que la durée de vie de l'ouvrage sera augmentée de 3 fois [2].



## **Chapitre 4**

*Etude prévisionnelle*

## Etude prévisionnelle

### IV.1. Présentation du modèle de prévision (empirical area, reduction methode).

Après avoir établi au préalable la quantité de sédiments qui s'est déposée sous le niveau normal de retenue et en absence de levés bathymétriques, on peut recourir à (l'empirical area, reduction methode), pour estimer la répartition de dépôts solides à n'importe quel moment.

Cette méthode a été mise au point initialement en se basant sur les données fournis pour les récents levés topographiques de 30 retenues au U.S.A.; elle a été décrite par Borland et Miller, mise à jour par Lara et modifiés ultérieurement par Pambaton.

#### IV.1.1. Critères définissant la répartition des sédiments.

Cette méthode reconnaît que la répartition des sédiments dépend de :

1. Du mode d'exploitation de la retenue.
2. De la texture et des dimensions des sédiments déposés.
3. De la forme de la retenue.
4. Du volume des sédiments déposés dans la retenue.

Notons que toutefois, c'est la forme de la retenue qui était considérée comme le principal critère lors de l'établissement des courbes empiriques donnant la répartition des sédiments.

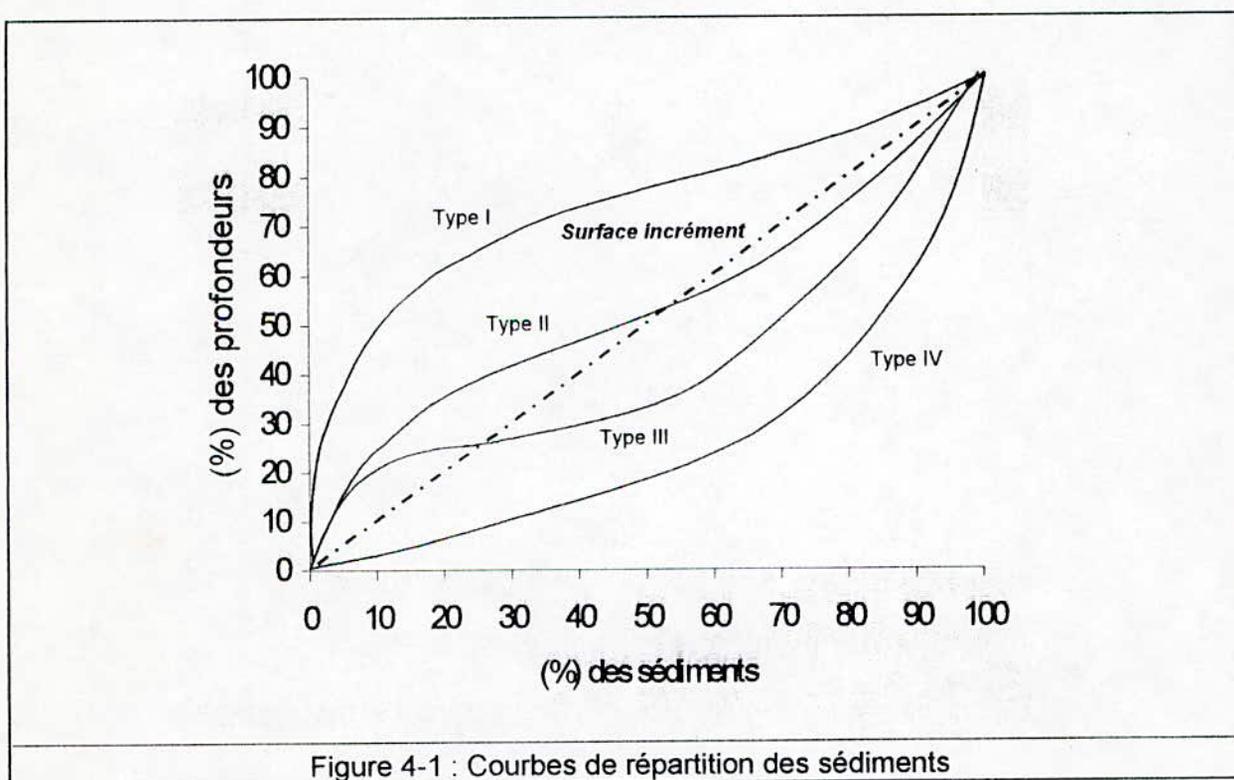
La forme de la retenue est définie comme étant le rapport entre sa hauteur et sa capacité totale; où "m" est l'inverse de la pente de la droite hauteur-capacité, tracée sur papier (log - log).

Sur cette base, la classification est comme suit :

Tableau 4 - 1 :

Type de retenue	Classification	m
1	Lac	3.5 - 4.5
2	Plaine d'inondation Colline basse	2.5 - 3.5
3	Colline	1.5 - 2.5
4	Gorge	1.0 - 1.5

La méthode, actuellement est utilisée par le "Bureau of reclamation des Etats-Unis", pour prévoir la répartition des dépôts solides suivants la hauteur de la retenue, consiste à recourir aux courbes de calcul présentées à la figure 4-1.



La courbe de répartition du type 4, soit dans le cas extrême, où une retenue est vidée chaque année et mise à sec, alors que la plupart des retenues répandent aux types 1, 2 et 3.

En attribuant le même poids au mode d'exploitation et à la forme de la retenue, un type de répartition peut être choisi à partir du tableau 4-2.

**Tableau 4-2 : Détermination du type de courbe donnant la répartition des dépôts solides.**

Exploitation de la retenue		Forme de la retenue		Type pondéré
Classe	Type	Classe	Type	
Sédiment	1	Lac	1	1
		Plaine d'inondation	2	1 ou 2
		Colline basse		
		Colline et gorge	3	2
Vidange modérée	2	Lac	1	1 ou 2
		Plaine d'inondation	2	2
		Colline basse		
		Colline et gorge	3	2 ou 3
Vidange importante	3	Lac	1	2
		Plaine d'inondation	2	2 ou 3
		Colline basse		
		Colline et gorge	3	3
Généralement vide	4	Toutes formes	4	4

Dans le cas où le choix est laissé entre deux types de répartitions, il convient pour prendre la meilleure décision de voir quel est le facteur le plus important : le mode d'exploitation ou la forme de la retenue.

La texture et les dimensions des sédiments déposés doivent également entrer en ligne de compte dans ce jugement, en considérant les points suivants :

**Tableau 4-3 :**

Taille prédominante	Type
Sable ou éléments plus gros	1
Silt	2
Argile	3

Les sédiments de la plupart des réseaux hydrographiques sont constitués d'un mélange de particules ayant les dimensions de l'argile, du silt et du sable, et il s'est avéré que le facteur "dimensions des particules" était le moins important dans le choix du type de courbe de calcul de la figure 4-2.

#### IV.1.2. Equation de base utilisée.

L'équation de base utilisée dans ce modèle est la suivante :

$$y = \int_0^{y_0} A \cdot dy + \int_0^H K \cdot a \cdot dy \quad (1)$$

avec :

S : volume total des sédiments déposés dans le barrage.

O : l'original cote zéro du barrage.

$y_0$  : la nouvelle cote zéro du barrage après dépôt de sédiments.

A : surface du réservoir.

dy : accroissement de la profondeur.

H : profondeur totale du réservoir, de la cote zéro jusqu'à la cote de la retenue normale.

K : coefficient de perméabilité pour convertir les surfaces relatives des sédiments en nouvelles surfaces du réservoir.

a : surface relative des sédiments en intégrant et en simplifiant l'équation (1), on aboutit à la relation suivante :

$$\frac{1 - V_0}{a_0} = \frac{S - V_0}{H \cdot A_0} \quad (2)$$

où :

$v_0$  : volume relatif du réservoir par rapport à la nouvelle cote zéro.

$a_0$  : surface relative du réservoir par rapport à la nouvelle cote zéro.

$V_0$  : volume total du réservoir.

H : hauteur initial du barrage à la cote de retenue normale.

$A_0$  : surface totale du réservoir.

Par la suite, on définit les deux nouveaux termes  $h_p$  et  $h_p'$  tels que :

$$h_p = \frac{1 - V_p}{a_p} \quad (3)$$

$$h_p' = \frac{S - V_{pH}}{H.A_{pH}} \quad (4)$$

avec :

$p$  : profondeur relative.

$V_{pH}$  : volume total du réservoir à la profondeur  $p_H$ .

$A_{pH}$  : surface totale du réservoir à la profondeur  $p_H$ .

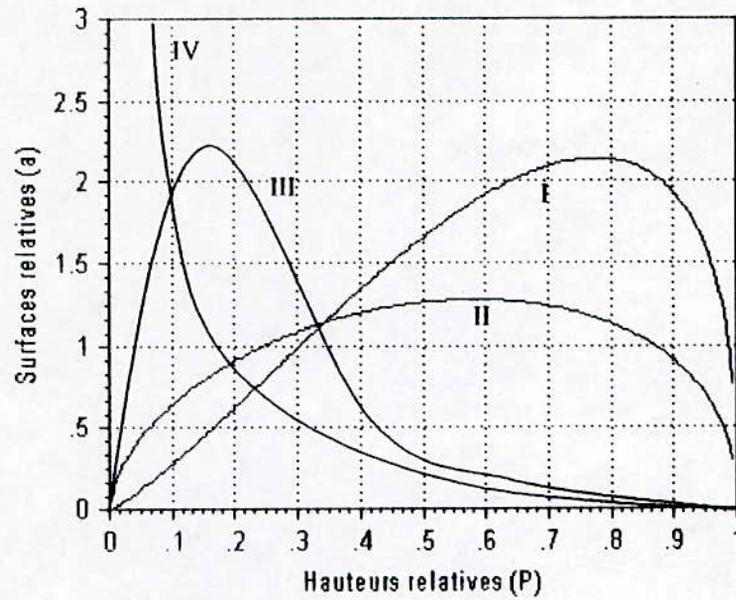
On peut constater de l'équation (2) que  $h_p$  et  $h_p'$  sont égaux à la nouvelle cote zéro  $y_0$ .

On notera que les différentes surfaces relatives  $a_p$  sont présentées dans la figure 4-2, en fonction de la profondeur relative  $P$  et suivant les quatre types de réservoirs mentionnés préalablement dans la figure 4-1.

Pour chaque type, la surface relative  $a_p$  est donné selon la relation empirique comme l'indique la figure 4-2.

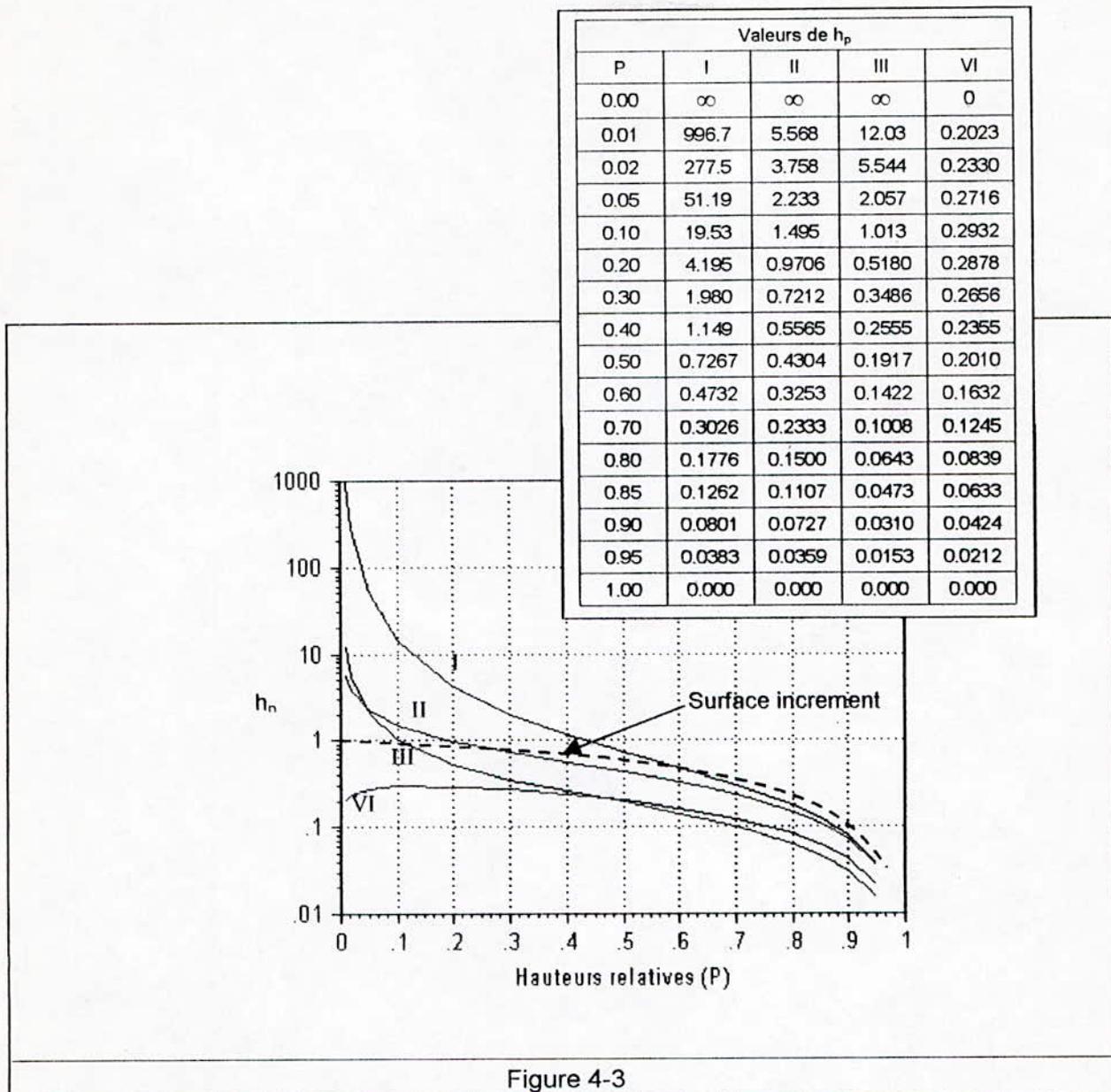
D'autre part, et pour différentes valeurs de  $p$ , on peut présenter les valeurs du terme  $h_p$  selon une figure, soit figure 4-3, distinctement suivant chaque type de réservoir.

C'est ainsi que, d'après la relation (2) qui égalise les deux termes  $h_p$  et  $h_p'$ , on présente les valeurs de  $h_p'$  sur la même figure indiquant celles de  $h_p$  (figure 4-3), selon le type de réservoir approprié.



I :  $a=5.047P^{1.25} (1-P)^{0.36}$   
 II :  $a=2.487P^{0.57} (1-P)^{0.44}$   
 III :  $a=16.967P^{-1.15} (1-P)^{2.32}$   
 VI :  $a=10.86P^{-0.25} (1-P)^{1.34}$

Figure 4-2



Le point d'intersection entre les deux courbes  $h_p$  et  $h_p'$  sur la même figure indiquant celles de  $h_p$  (figure 4-3), selon le type de réservoir approprié.

Le point d'intersection entre les deux courbes  $h_p$  et  $h_p'$  désignera la profondeur relative  $P_a$  et de la profondeur totale initiale du barrage, c'est-à-dire :

$$Y_0 = P_0.H$$

En utilisant ce modèle, on peut déterminer la profondeur des sédiments ainsi que la nouvelle répartition des surfaces et capacités, ce qui va être l'objet de ce chapitre, en prenant le barrage de Djorf el torba comme exemple d'application du modèle.

## IV.2. Application du modèle aux barrages réservoirs.

### IV.2.1. Etude prévisionnelle pour l'année 1986.

Pour mieux détailler le modèle, on a jugé bon d'appliquer l'Empirical AREA - Reduction methode sur un seul exemple, il s'agit du barrage de Djorf el torba.

Le barrage de Djorf el torba avait initialement (1968), une capacité de 350 Hm<sup>3</sup>, pour une profondeur de 20 m (à retenue normale).

La droite B; présentée dans la figure 4-4, permet de lire une pente m égale à 3.439.

#### Remarques :

1. La droite B est une droite qu'on a ajustée avec la méthode de régression linéaire.
2. Dans le cas où la droite n'est pas ajustée, donc elle peut prendre l'allure de deux segments distincts, d'où deux pentes différentes  $m_1$  et  $m_2$ , (dans ce cas) on choisi la pente du segment qui comprend au plus de 70% de la droite.

Donc la droite B a donnée une pente  $m=3.439$ ; soit une pente comprise dans un intervalle qui classe le barrage du Djorf el torba parmi les barrages du type II.

C'est ainsi que pour un barrage du type II, ce qui est le cas pour notre barrage, les surfaces relatives  $a_p$  sont données selon la relation suivante :

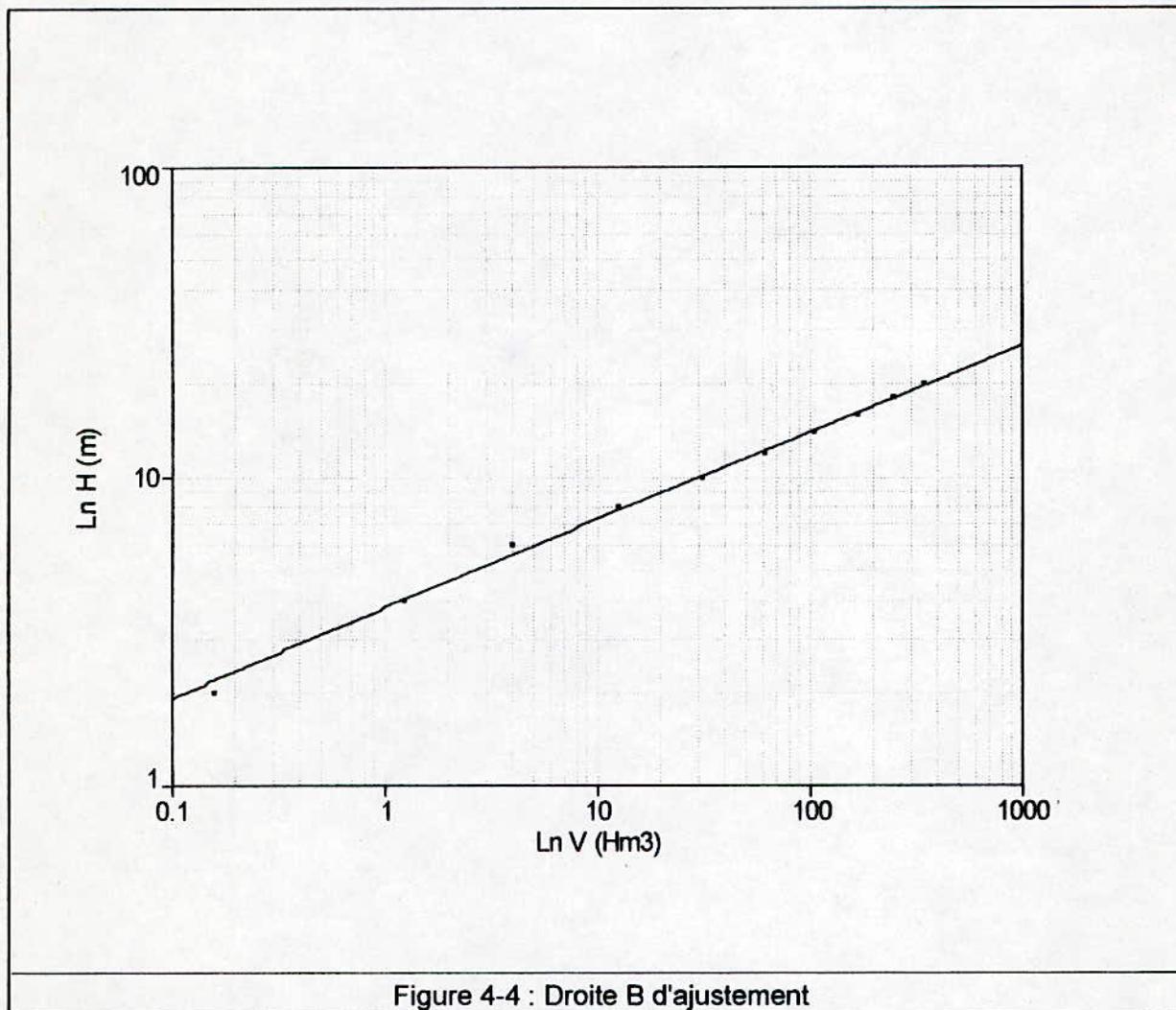
$$a_p = 2.487 \cdot p^{0.57} \cdot (1-p)^{0.41}$$

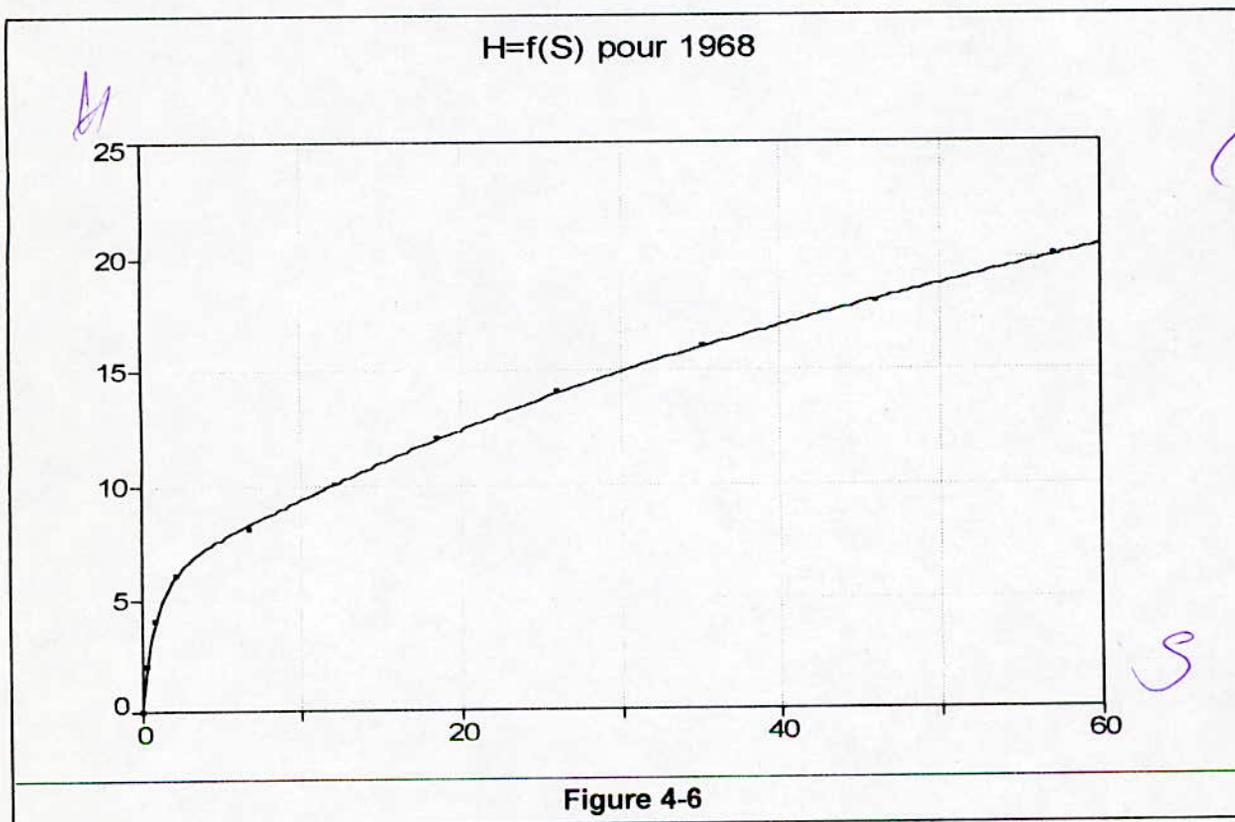
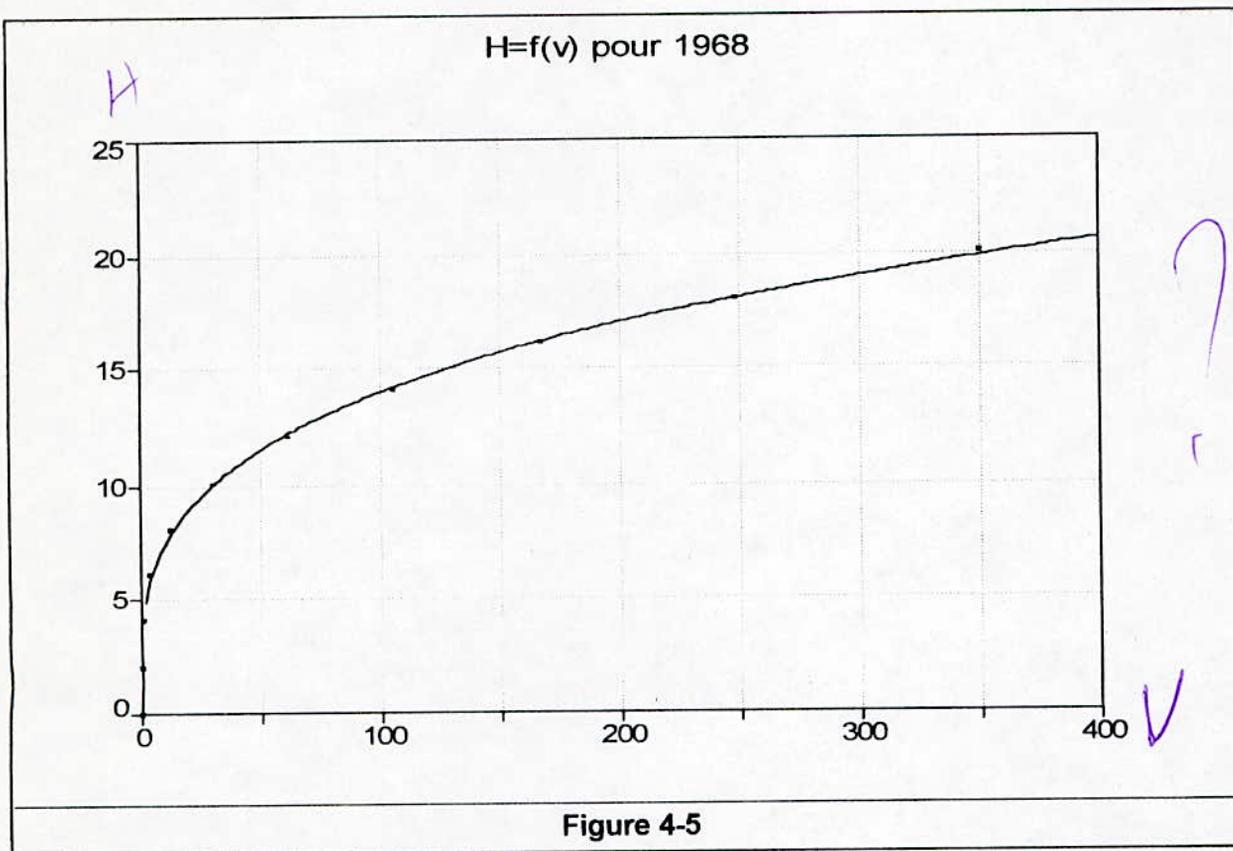
(fig. 4-2)

La nouvelle cote zéro  $y_0$  est alors calculée suivant la relation (2), présentée préalablement comme le décrit le tableau 4-5 qui vient ensuite.

**Tableau 4-4 : Levés bathymétriques [Djorf el torba]**

Pour 1968			Pour 1986	
Hauteur (m)	Surface (hm <sup>2</sup> )	Volume (Mm <sup>3</sup> )	Hauteur (m)	Surface (hm <sup>2</sup> )
0	0	0	0	0
2	0.3	0.158	0	0
4	0.9	1.244	0	0
6	2.19	3.998	0	0
8	6.70	12.676	3.75	2.06
10	12.10	31.169	11.12	17.22
12	18.60	61.777	17.74	46.16
14	26.10	106.152	22.93	88.23
16	35.12	167.197	31.48	143.69
18	46.00	248.327	42.91	217.36
20	57.15	350.000	56.73	316.40





**Tableau 4-5 : Détermination directe de la nouvelle cote zéro.**

Réservoir Djorf el Torba.  $S_B = 33.6 \text{ Hm}^3$  (\*),  $H = 20 \text{ m}$  (\*), Envasement moyen annuel =  $1.87 \text{ Hm}^3/\text{an}$

Hauteur	P	$V_{pH}$	$S_B - V_{pH}$	$A_{pH}$	$H.A_{pH}$	$h_p'$
1	2	3	4	5	6	7
2	0.1	0.158	33.442	0.30	6	5.574
4	0.2	1.244	32.356	0.90	18	1.798
6	0.3	3.998	29.602	2.19	43.8	0.676
8	0.4	12.676	20.924	6.70	134	0.156

$$h_p = \frac{S - V_{p(H)}}{H.A_{(PH)}}$$

Notation des symboles

$$P_0 = 0.288 \text{ (fig. 4-7)}$$

$$Y_0 = P_0.H = 5.77 \text{ m}$$

- P : Profondeur relative du réservoir
- $V_{pH}$  : Capacité initiale en  $\text{Hm}^3$
- $S_B$  : Volume total des sédiments du barrage
- H : Hauteur du barrage à NNR
- $A_{pH}$  : Surface initiale en  $\text{Hm}^2$

(\*) : Données de l'A.N.B.

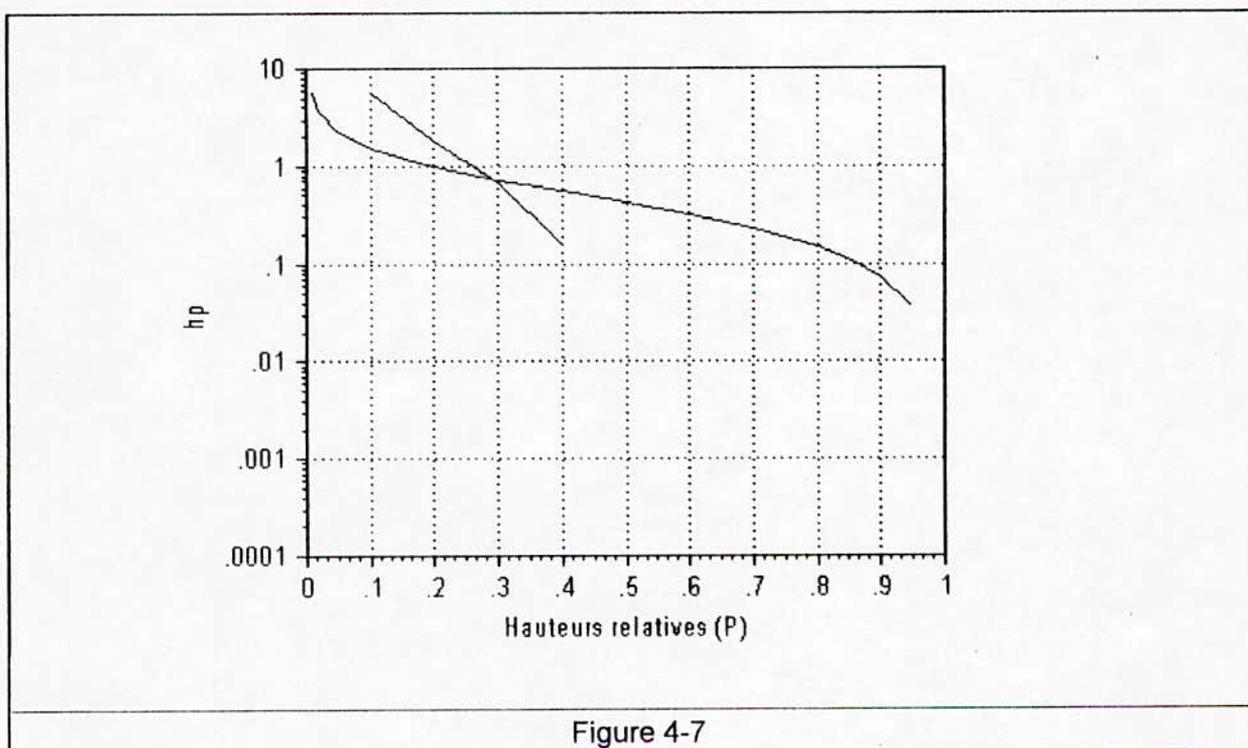


Figure 4-7

Après la détermination de la nouvelle cote zéro ( $y_0$ ) du barrage de Djorf el torba, on établit la nouvelle répartition des capacités selon les profondeurs du barrage lors du dépôt des sédiments.

On résume ces résultats dans le tableau 4-6, composé de douze colonnes présentés selon les étapes suivantes :

1. Dans les colonnes 1, 2 et 3 on présente les surfaces et capacités initiales (dès la mise en service du barrage) suivant la profondeur H donnée d'après le tableau 4-5.
2. La colonne 4 comprend les profondeurs relatives P, calculées en divisant chaque hauteur correspondante par la hauteur totale H du réservoir.
3. Lire les surfaces relatives  $a_p$  selon le type II d'après la figure 4-2 et les présenter dans la colonne 5.
4. On calcul le coefficient k en divisant la valeur de la surface initiale à la cote  $y_0$  par la valeur  $a_p$  correspondante à la même cote ( $y_0$ ).

$$k_1 = \frac{S(y_0)}{a_p(y_0)}$$

d'après la courbe (surface - hauteur) (fig. 4-6)

$$S(y_0) = 2.00 H m^3$$

d'après fig. 4-2  $a_p(y_0) = 1.064 H m^3$

d'où :  $k_1 = 1.8792$

5. On complète la colonne 6 en multipliant les valeurs de la colonne 5 par k.
6. La colonne 7 comprend les valeurs du volume des sédiments  $V_{s1}$ , calculées en se basant sur les valeurs de la colonne 6, comme suit :

$$V_{s1,2} = \left[ \frac{(A_1 + A_2)}{2} \right] \Delta H$$

7. La colonne 8 présente des valeurs déterminées en faisant le cumule des valeurs de  $V_{S1}$ , tel que  $\sum V_{S1} = S_1$

Si  $S_1$  est différent de  $S$ , volume total des sédiments, on calcul un autre coefficient de correction  $k_2$  avec :

$$k_2 = k_1 \cdot \left( \frac{S}{S_1} \right)$$

$$\text{d'où : } k_2 = 1.7416$$

et on répète les étapes 5, 6 et 7 en utilisant  $k_2$ .

8. Les valeurs de la colonne 9 sont déterminées en faisant la différence entre les valeurs de la colonne 2 et 6.
9. On complète la colonne 10 en faisant la différence entre les valeurs de la colonne 3 et 8.

C'est ainsi qu'on détermine les nouvelles surfaces et capacités réparties suivant la hauteur  $H$  du barrage.

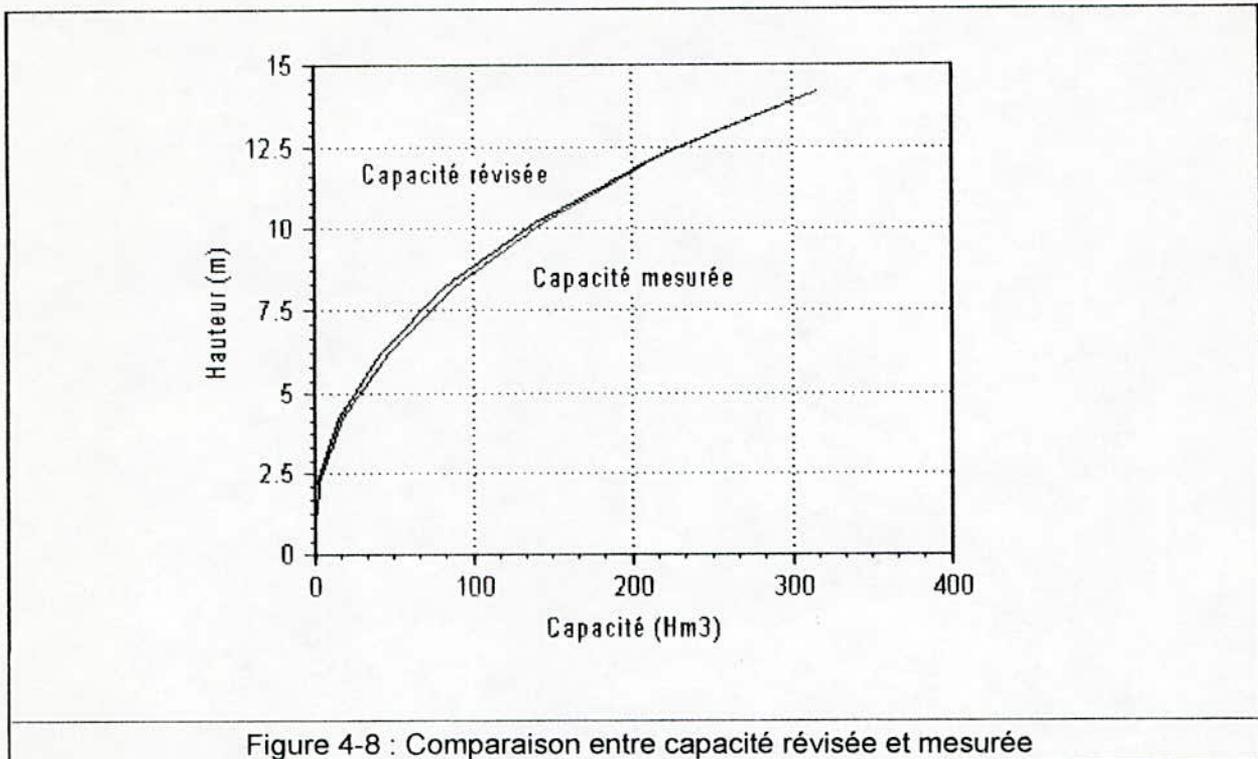
Après dépôt des sédiments, leurs valeurs sont présentées respectivement dans la colonne 9 et 10 du tableau 4-6.

Les deux dernières colonnes comportent les valeurs des capacités du barrage déterminés réellement, c'est-à-dire par les levés, ainsi que l'écart entre la valeur réelle et celle calculée par le modèle.

Tableau 4-6 : Détermination de la répartition des sédiments du barrage Djorf el torba

Hauteur (m)	Surface initiale (Hm <sup>2</sup> )	Capacité initiale Hm <sup>3</sup>	Hauteur relative	Surface relative a <sub>p</sub> (II)	Surface des sédiments	Volume des sédiments Hm <sup>3</sup>	ΣV <sub>si</sub> (Hm <sup>3</sup> )	Surface révisée (Hm <sup>2</sup> )	Capacité révisée Hm <sup>3</sup>	Capacité mesurée Hm <sup>3</sup>	Ecart = cap. rev. - cap. mes.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
					<b>0.000</b>		<b>0.000</b>				
2	0.300	0.158	0.10	0.641	1.116	1.116	1.116	0.000	0.000	0.000	0.000
					<b>1.205</b>	2.696	<b>1.205</b>				
4	0.900	1.244	0.20	0.907	1.580	2.909	3.812	0.000	0.000	0.000	0.000
					<b>1.704</b>		<b>4.114</b>				
6	2.190	3.998	0.30	1.082	1.884	3.464	7.276	0.306	0.000	0.000	0.000
					<b>2.033</b>	3.737	<b>7.851</b>				
8	6.700	12.676	0.40	1.196	2.083	3.967	11.243	4.617	1.433	2.06	-0.627
					<b>2.248</b>	4.281	<b>12.132</b>				
10	12.100	31.164	0.50	1.261	2.196	4.279	15.522	9.904	15.642	17.22	-1.578
					<b>2.370</b>	4.618	<b>16.750</b>				
12	18.600	61.777	0.60	1.277	2.224	4.420	19.942	16.376	41.835	46.16	-4.325
					<b>2.400</b>	4.770	<b>21.520</b>				
14	26.100	106.152	0.70	1.239	2.158	4.382	24.324	23.942	81.828	88.23	-6.402
					<b>2.328</b>	4.728	<b>26.248</b>				
16	35.120	167.197	0.80	1.132	1.972	4.130	28.454	33.148	138.743	143.69	-4.947
					<b>2.127</b>	4.455	<b>30.703</b>				
18	46.000	248.327	0.90	0.911	1.587	3.559	32.013	44.413	216.314	217.36	-1.046
					<b>1.712</b>	3.839	<b>34.542</b>				
20	57.150	350.000	1.00	0.000	0.000	1.587	33.6	57.150	316.400	316.400	0.000
					<b>0.000</b>	1.712	<b>36.254</b>				

■ Valeur calculée avec K<sub>1</sub>  
 — Valeur corrigée avec K<sub>2</sub>



#### Interprétation des résultats obtenus :

La courbe de la capacité mesurée par les levés bathymétriques de 1986, et celles calculée par le modèle "Empirical Area Reduction Methode" se coïncident pratiquement (fig. 4-8), cela s'explique par le fait que le modèle "E.A.R.M." prend en considération plusieurs paramètres au même temps à savoir :

La forme de la cuvette, la nature et la forme des particules solides, le taux d'envasement,...etc.

Nous pouvons dire que le modèle "E.A.R.M." est très efficace, et ces résultats sont satisfaisant, seulement nous avons constaté un petit écart entre les deux courbes, cette différence est due essentiellement aux facteurs suivants :

1. Les erreurs instrumentales.
2. Le modèle empirique, la série de proposition pour l'application de celui-ci.
3. Les levés bathymétriques sont mesurés à des points critiques.

Néanmoins, le modèle reste très faible (le calcul est simple et rapide).

*fiable*

### IV.2.2. Etude prévisionnelle pour l'année 1990.

On refait le même travail qu'on a fait sur l'année 1986, avec les données nouvelles, pour l'année 1990.

La différence de capacité est de  $33.6 \text{ Hm}^3$  c'est-à-dire 9.6%, d'où on peut dire que le type de retenue est toujours le même (type II) (pour vérification seulement).

$$a_p = 2.487 \cdot P^{0.57} \cdot (1-P)^{0.41} \text{ (fig. 4-2)}$$

L'envasement moyen annuel est  $1.87 \text{ Hm}^3/\text{an}$ , donc sur quatre ans  $S_B = 7.48 \text{ Hm}^3$ .  
La hauteur est de l'ordre de 14.23 m.

Tableau 4-7 : Détermination de la nouvelle cote zéro.

Hauteur	P	$V_{PH}$	$S_B - V_{PH}$	$A_{PH}$	H. $A_{PH}$	$h_p'$
1	2	3	4	5	6	7
6	0.3	0.25	7.23	0.15	3	2.41
7	0.35	1.06	6.42	0.56	1.12	0.946
8	0.4	2.06	5.42	3.75	75	0.072

$$P_0 = 0.38 \xrightarrow{\text{fig. 4-9}} y_0 = 7.6 \text{ m}$$

Le coefficient de proportionnalité égal :  $k_1 = 2.165$ .

Le coefficient  $k_2 = 0.388$ .

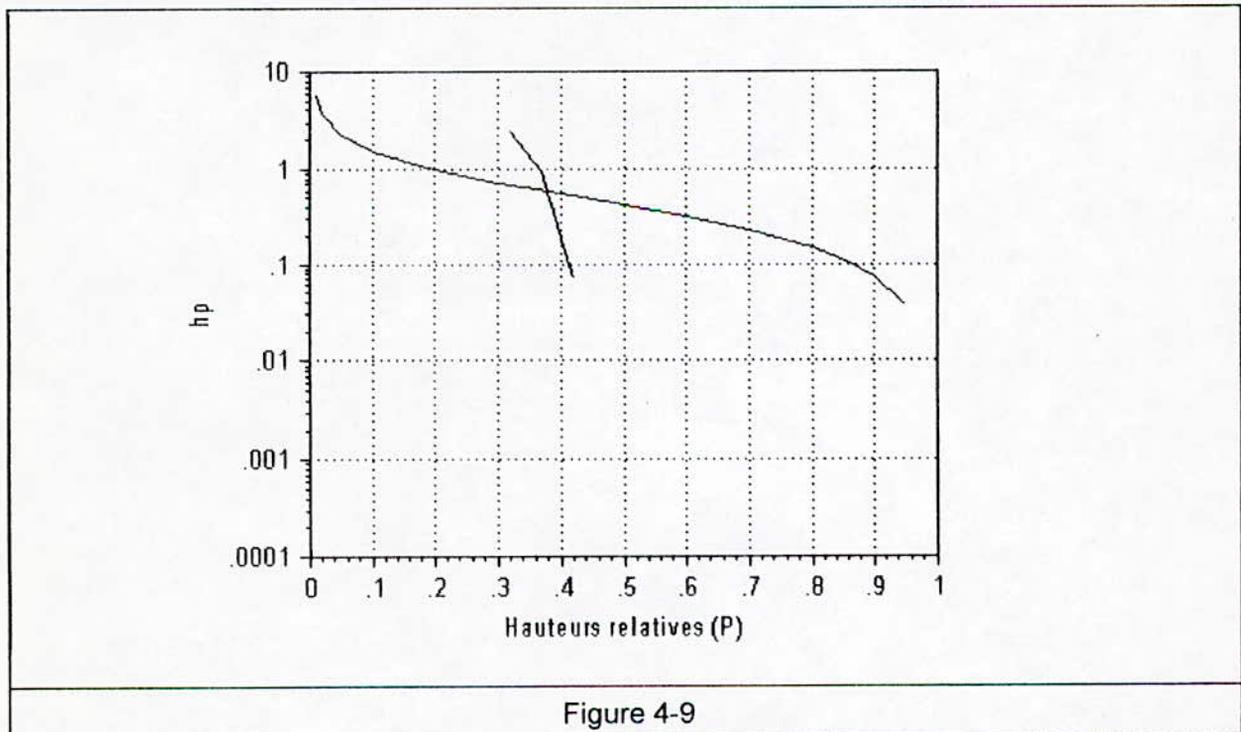


Tableau 4-8 : Détermination de la répartition des sédiments du barrage Djorf el torba

Hauteur (m)	Surface initiale (Hm <sup>2</sup> )	Capacité initiale Hm <sup>3</sup>	Hauteur relative	Surface relative a <sub>p</sub> (II)	Surface des sédiments	Volume des sédiments Hm <sup>3</sup>	ΣV <sub>sl</sub> (Hm <sup>3</sup> )	Surface révisée (Hm <sup>2</sup> )	Capacité révisée Hm <sup>3</sup>	Capacité mesurée Hm <sup>3</sup>	Ecart = cap. rev. - cap. mes.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000		0.000	0.000	0.000		
					<b>0.000</b>		<b>0.000</b>				
2	0.00	0.00	0.10		0.249	0.249	0.249	0.000	0.000		
					<b>1.388</b>	<b>1.388</b>	<b>1.388</b>				
4	0.00	0.00	0.20		0.351	0.601	0.850	0.000	0.000		
					<b>1.964</b>	<b>3.352</b>	<b>4.740</b>				
6	0.15	0.25	0.30		0.420	0.771	1.621	0.000	0.000		
					<b>2.343</b>	<b>4.307</b>	<b>9.047</b>				
8	3.75	2.06	0.40		0.463	0.884	2.505	3.287	0.453		
					<b>2.589</b>	<b>4.932</b>	<b>13.979</b>				
10	11.12	17.22	0.50		0.489	0.952	3.457	10.631	13.763		
					<b>2.730</b>	<b>5.319</b>	<b>19.298</b>				
12	17.74	46.16	0.60		0.494	0.984	4.441	17.246	41.719		
					<b>2.765</b>	<b>5.495</b>	<b>24.793</b>				
14	23.93	88.23	0.70		0.481	0.975	5.416	23.449	82.814		
					<b>2.682</b>	<b>5.447</b>	<b>30.24</b>				
16	31.48	143.69	0.80		0.438	0.920	6.336	31.042	137.354		
					<b>2.451</b>	<b>5.133</b>	<b>35.373</b>				
18	42.91	217.36	0.90		0.353	0.791	7.127	42.557	210.233		
					<b>1.972</b>	<b>4.423</b>	<b>39.796</b>				
20	56.73	316.40	1.00		0.000	0.353	7.480	56.73	308.920		
					<b>0.000</b>	<b>1.972</b>	<b>41.768</b>				

■ Valeur calculée avec K<sub>1</sub>  
 - Valeur corrigée avec K<sub>2</sub>

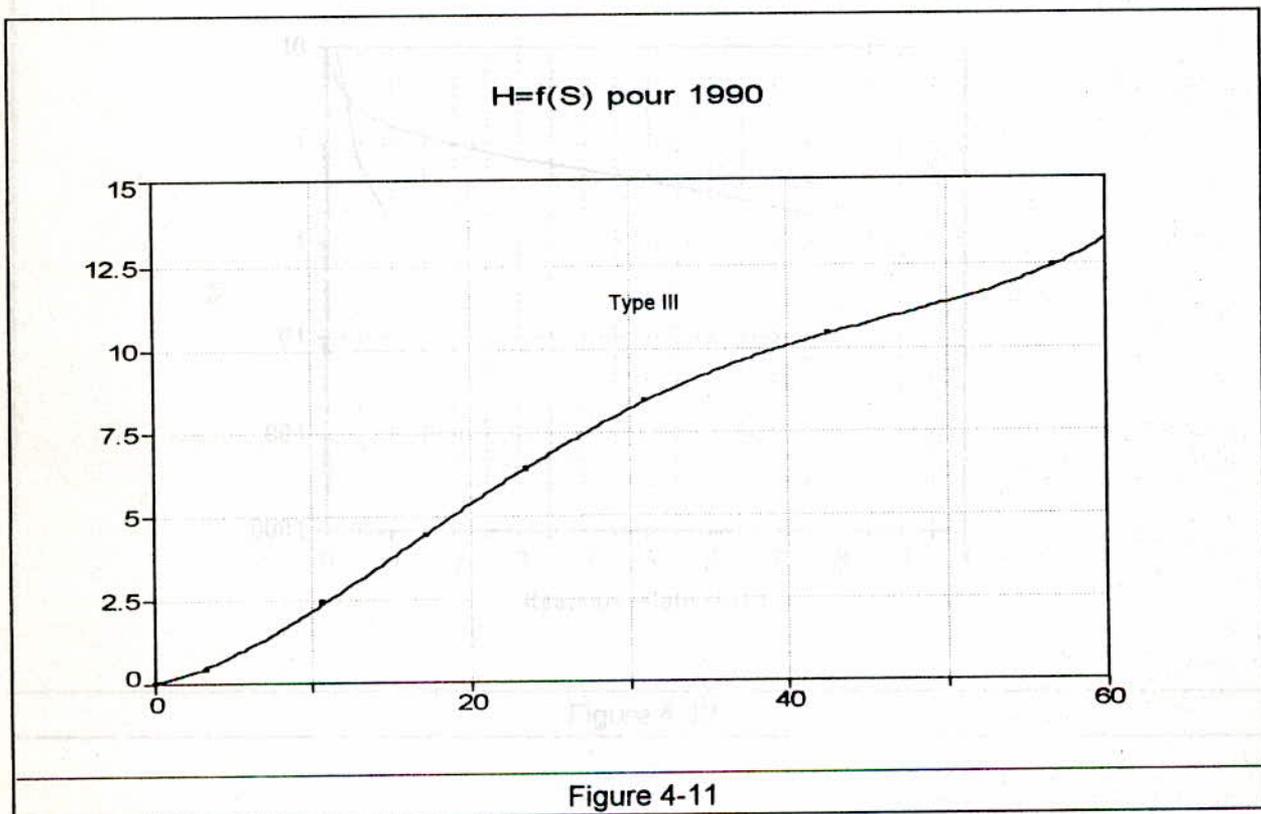
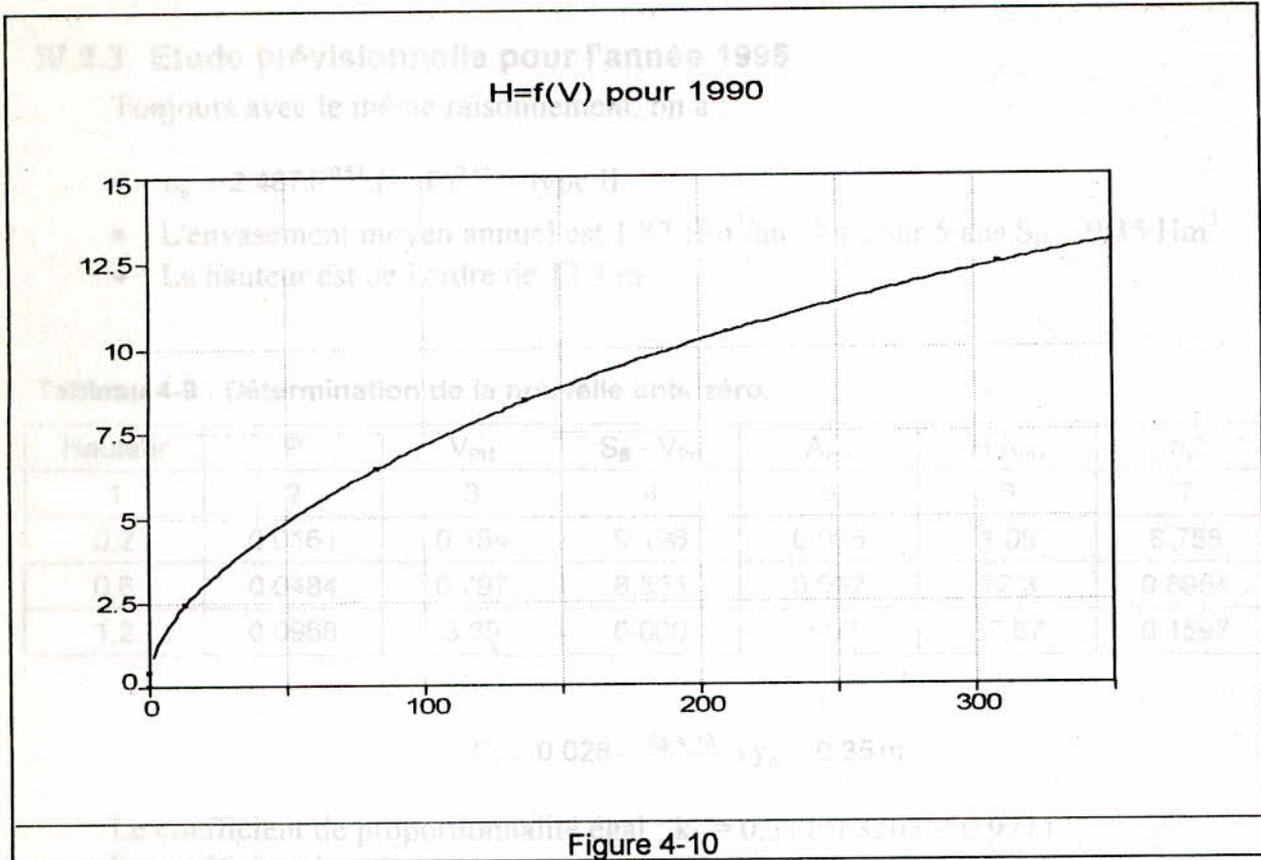
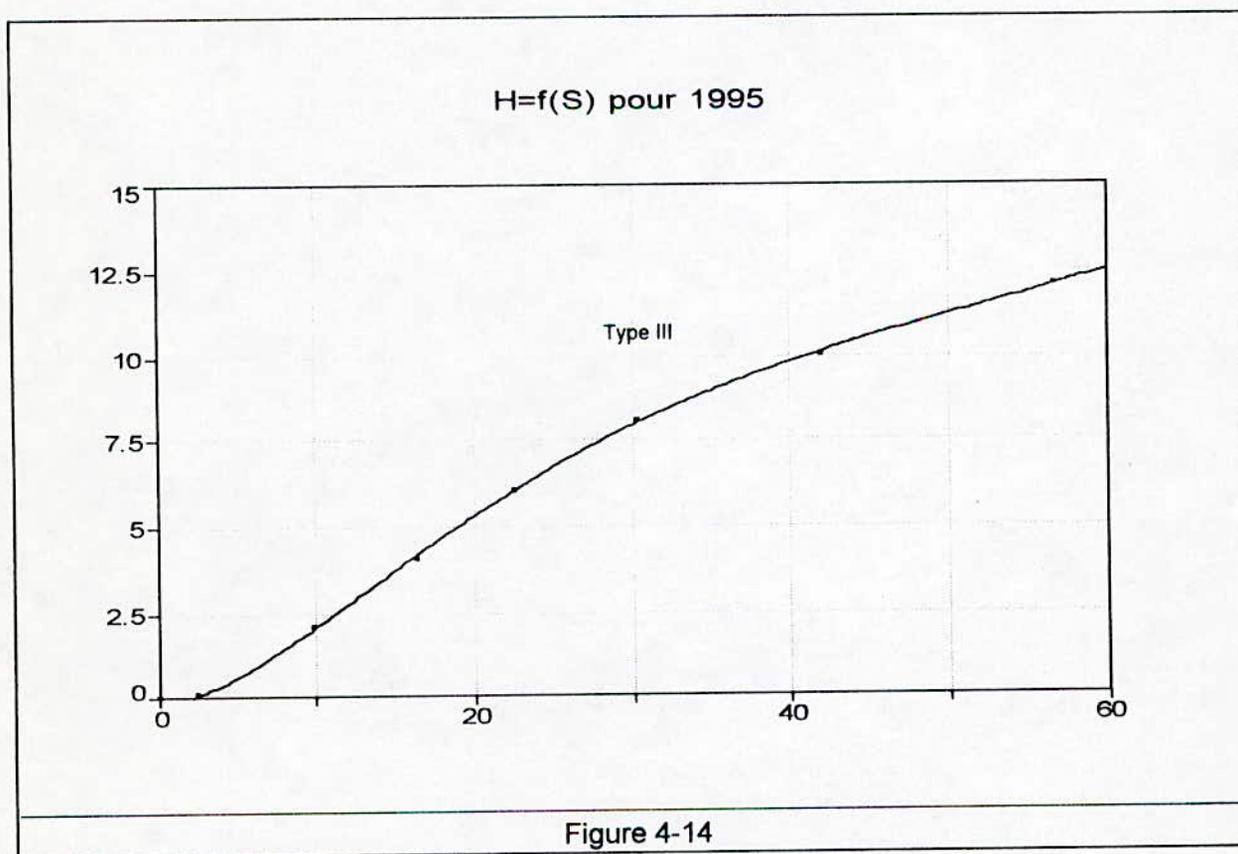
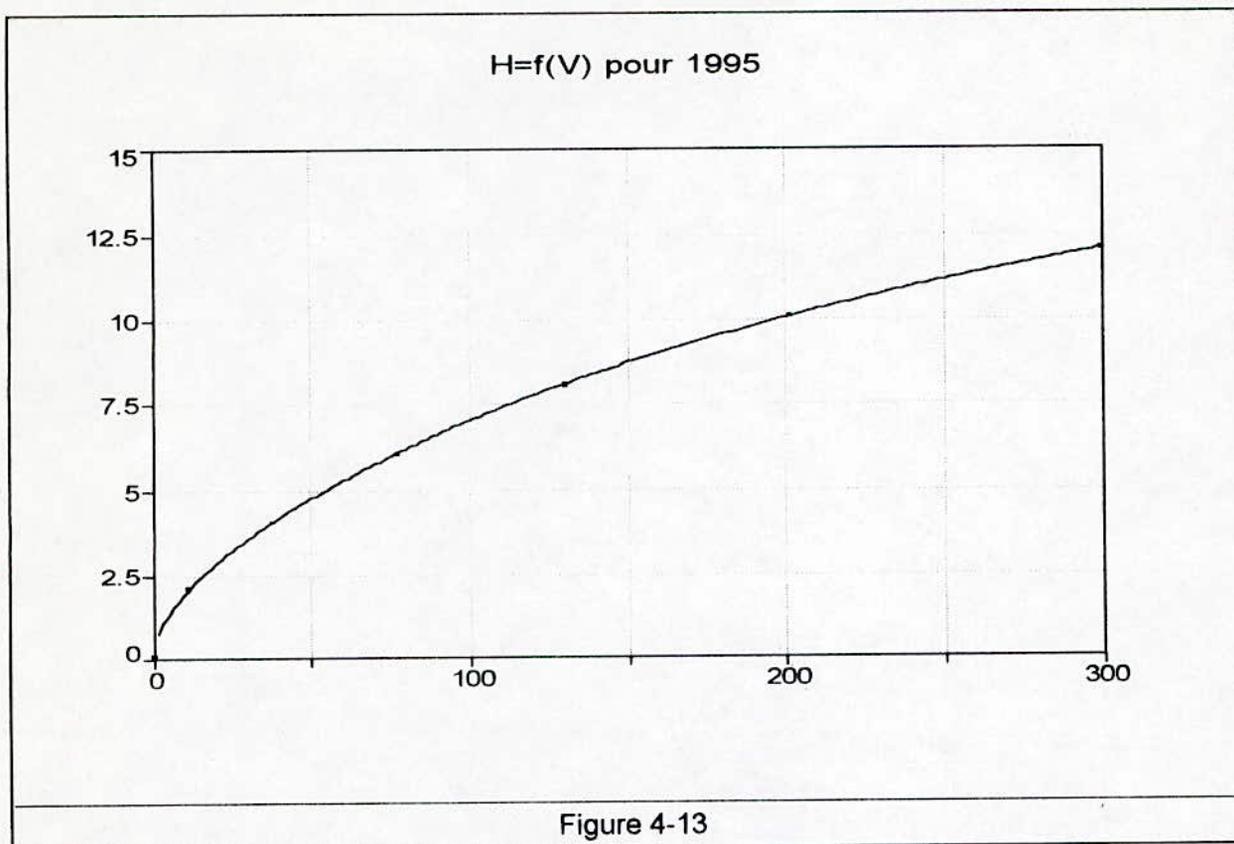


Tableau 4-10 : Détermination de la répartition des sédiments du barrage Djorf el torba

Hauteur (m)	Surface initiale (Hm <sup>2</sup> )	Capacité initiale Hm <sup>3</sup>	Hauteur relative	Surface relative a <sub>p</sub> (II)	Surface des sédiments	Volume des sédiments Hm <sup>3</sup>	ΣV <sub>Si</sub> (Hm <sup>3</sup> )	Surface révisée (Hm <sup>2</sup> )	Capacité révisée Hm <sup>3</sup>	Capacité mesurée Hm <sup>3</sup>	Ecart = cap. rev. - cap. mes.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	0.000	0.000	0.30	1.082	-		-	-	-		
8	3.287	0.46	0.40	1.196	-	0.797	-	2.490	0.0439		
10	10.631	13.763	0.50	1.261	0.797	1.637	0.797	9.791	11.329		
12	17.246	41.719	0.60	1.277	1.161	2.386	1.161	16.395	37.594		
14	23.449	82.814	0.70	1.239	0.840	1.691	2.434	22.623	77.012		
16	31.042	137.354	0.80	1.132	1.225	2.465	3.547	30.288	129.972		
18	42.557	210.233	0.90	0.911	0.851	1.677	4.125	41.950	208.49		
20	56.73	308.920	1.00	0.000	0.826	1.580	5.802	56.73	299.57		
					0.754	2.302	7.382				
					1.099	1.361	10.757				
					0.607	1.984	8.743				
					0.885	0.607	12.741				
					0.000	0.885	9.350				
					0.000		13.626				

■ Valeur calculée avec K<sub>1</sub>  
 - Valeur corrigée avec K<sub>2</sub>



**IV.2.4. Etude prévisionnelle pour l'année 2000.**

- $a_p = 2.487.P^{0.57} \cdot (1-P)^{0.41}$  type II
- L'envasement moyen annuel est  $1.87 \text{ Hm}^3/\text{an}$ , donc sur 5 ans  $S_B = 9.35 \text{ Hm}^3$ .
- La hauteur est de l'ordre de  $12.05 \text{ m}$ .

**Tableau 4-11 : Détermination de la nouvelle cote zéro.**

Hauteur	P	$V_{PH}$	$S_B - V_{PH}$	$A_{PH}$	$H.A_{PH}$	$h_p'$
1	2	3	4	5	6	7
0.12	0.01	0.098	9.252	0.08	0.964	9.59
0.240	0.02	0.141	9.209	0.795	9.58	0.96
0.96	0.08	2.500	6.85	3.57	43.02	0.16

$P_0 = 0.019 \xrightarrow{\text{fig. 4-15}} y_0 = 0.23 \text{ m}$

Le coefficient de proportionnalité égal :  $k_1 = 0.258/0.755 = 0.342$

Le coefficient  $k_2 = 0.342 \cdot (9.35/4.58) = 0.7$

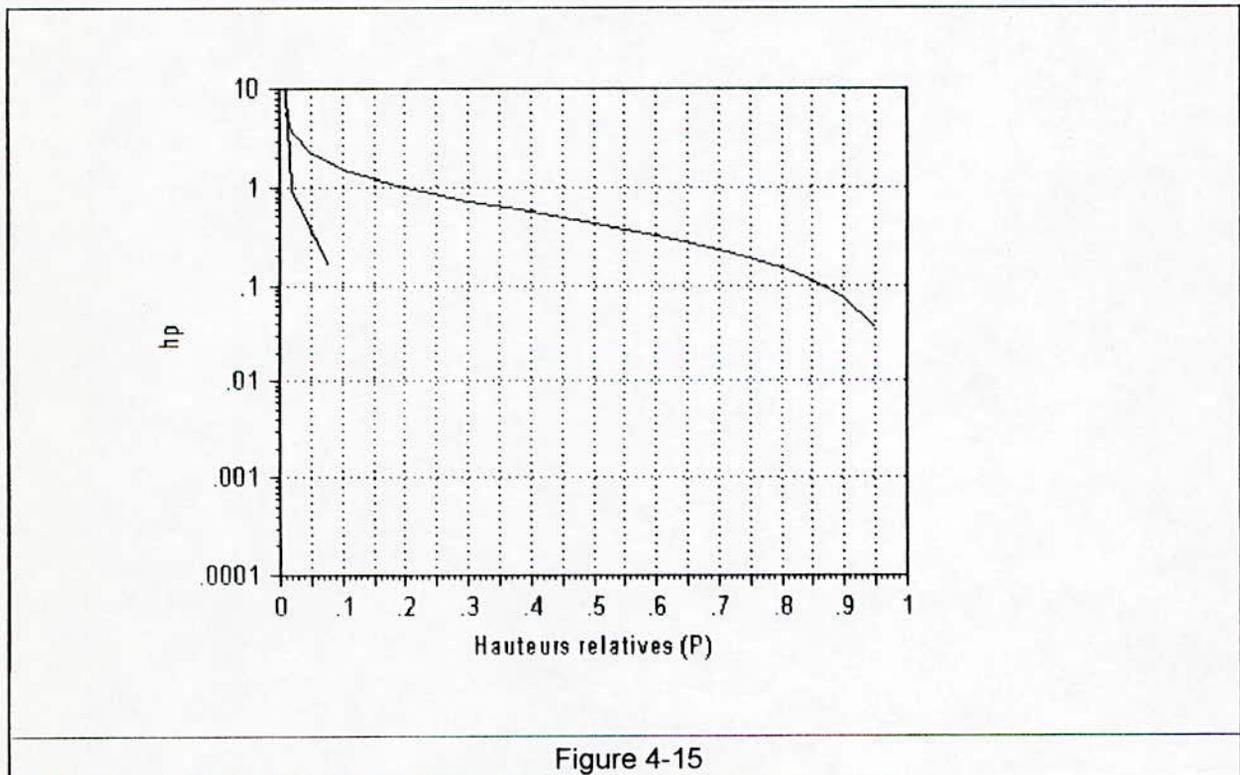
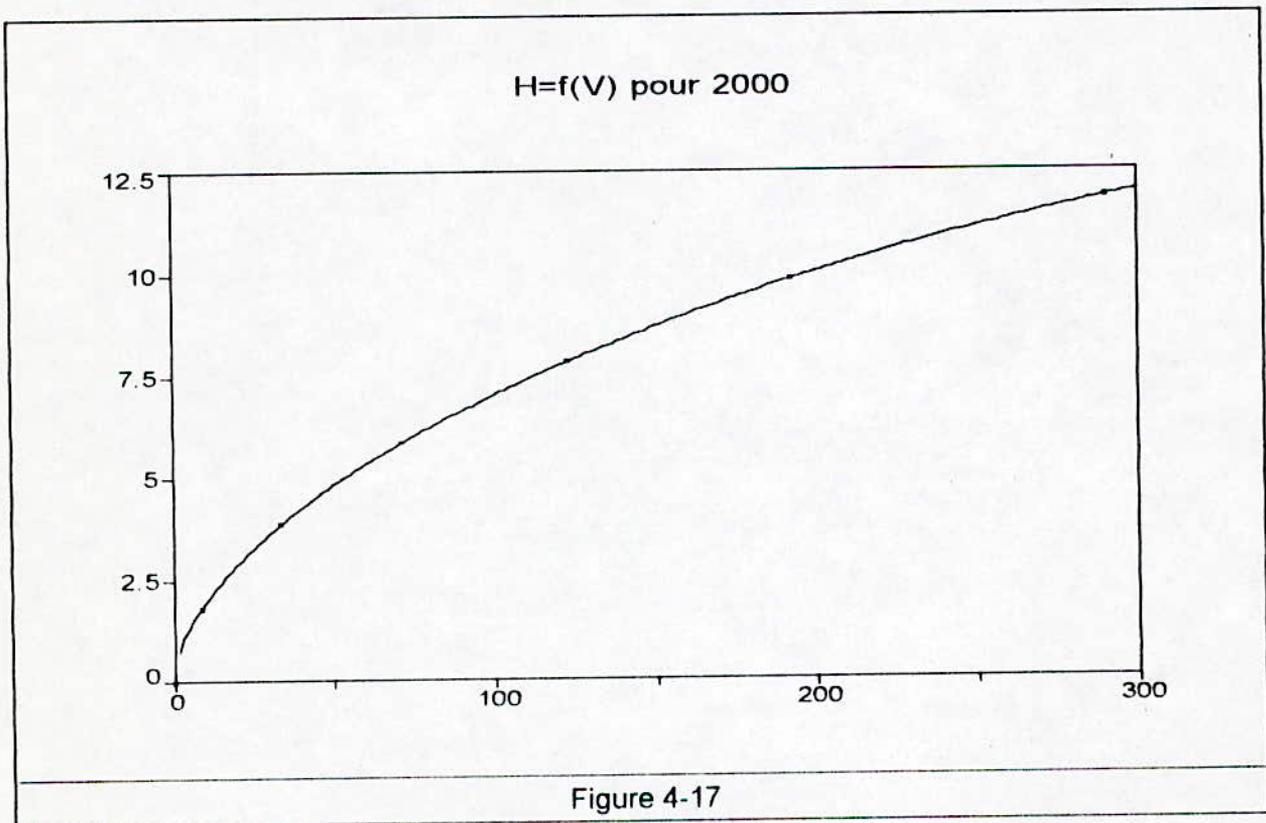
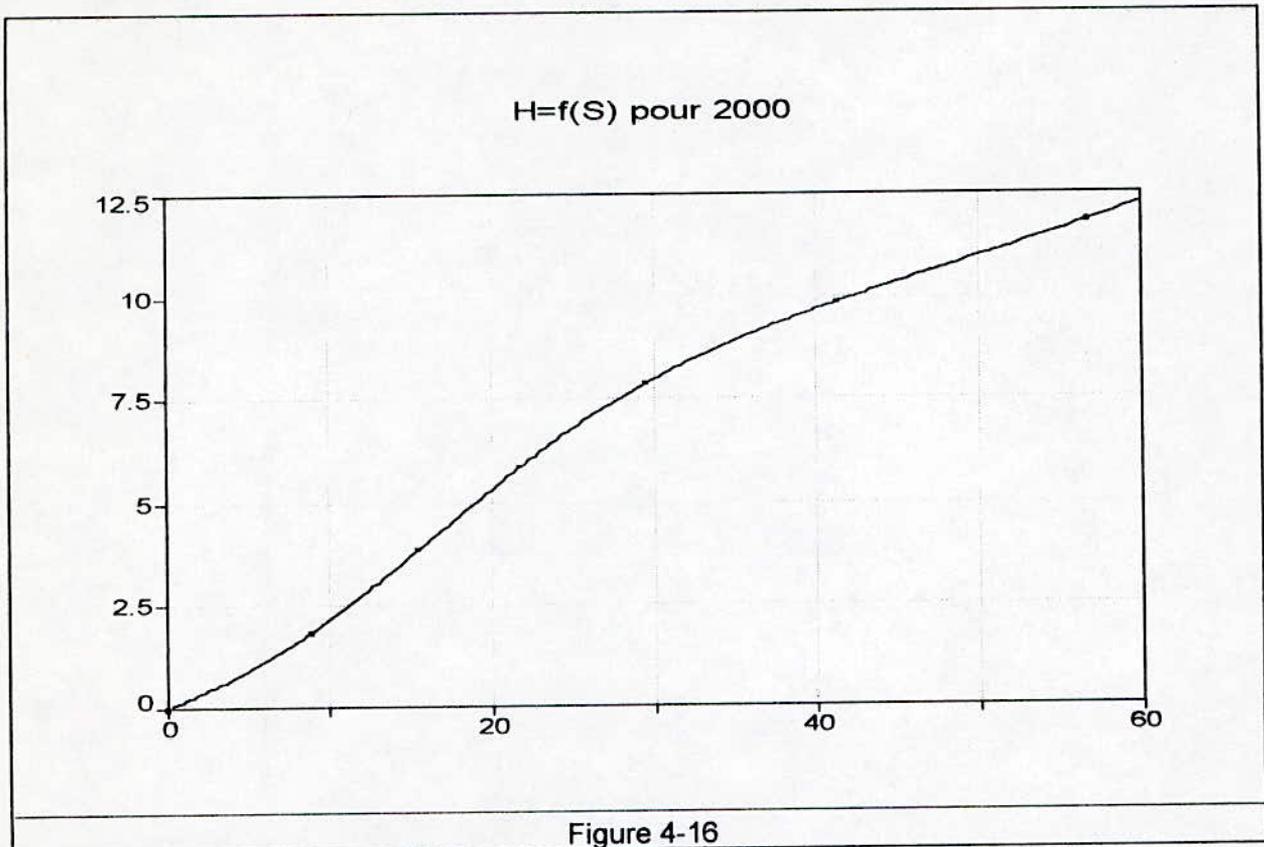


Figure 4-15

Tableau 4-12 : Détermination de la répartition des sédiments du barrage Djorf el torba

Hauteur (m)	Surface initiale (Hm <sup>2</sup> )	Capacité initiale Hm <sup>3</sup>	Hauteur relative	Surface relative a <sub>p</sub> (II)	Surface des sédiments	Volume des sédiments Hm <sup>3</sup>	ΣV <sub>Si</sub> (Hm <sup>3</sup> )	Surface révisée (Hm <sup>2</sup> )	Capacité révisée Hm <sup>3</sup>	Capacité mesurée Hm <sup>3</sup>	Ecart = cap. rev. - cap. mes.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
8.18	2.08	1.03	0.409	1.204	0.813	1.531	0.813	0.000	0.000		
					<b>0.412</b>		<b>0.767</b>	<b>0.412</b>			
10	9.791	11.329	0.5	1.261	0.883	1.717	2.344	8.908	8.985		
					<b>0.431</b>		<b>0.868</b>	<b>1.179</b>			
12	16.395	37.594	0.6	1.277	0.894	1.721	4.061	15.500	33.533		
					<b>0.437</b>		<b>0.861</b>	<b>2.047</b>			
14	22.623	77.012	0.7	1.239	0.867	1.529	5.782	21.756	71.230		
					<b>0.424</b>		<b>0.811</b>	<b>2.858</b>			
16	30.288	129.972	0.8	1.132	0.792	1.390	7.381	29.496	122.591		
					<b>0.387</b>		<b>0.699</b>	<b>3.557</b>			
18	41.950	201.49	0.9	0.911	0.638	0.578	8.771	41.312	192.719		
					<b>0.312</b>		<b>0.312</b>	<b>4.256</b>			
20	56.73	299.57	1	0.000	0.000	0.578	9.349	56.73	290.221		
					<b>0.000</b>		<b>0.312</b>	<b>4.568</b>			

■ Valeur calculée avec K<sub>1</sub>  
 - Valeur corrigée avec K<sub>2</sub>



**IV.2.5. Etude prévisionnelle pour l'année 2010.**

- $a_p = 2.487.P^{0.57} \cdot (1-P)^{0.41}$  type II
- L'envasement moyen annuel est  $1.87 \text{ Hm}^3/\text{an}$ , donc sur 10 ans  $S_B = 18.70 \text{ Hm}^3$ .
- La hauteur est de l'ordre de  $11.82 \text{ m}$ .

**Tableau 4-13 : Détermination de la nouvelle cote zéro.**

Hauteur	P	$V_{PH}$	$S_B - V_{PH}$	$A_{PH}$	$H.A_{PH}$	$h_p'$
1	2	3	4	5	6	7
0.08	0.007	0.063	18.634	0.094	1.111	16.8
0.11	0.009	0.088	18.612	0.276	3.262	5.7
0.12	0.01	0.098	18.602	0.525	6.206	3.0

$P_0 = 0.0084 \xrightarrow{\text{fig. 4-18}} y_0 = 0.099 \text{ m} \approx 0.1 \text{ m}$

Le coefficient de proportionnalité égal :  $k_1 = 0.31/0.163 = 1.90$

Le coefficient  $k_2 = 1.9 \cdot (18.7/25.202) = 1.41$ .

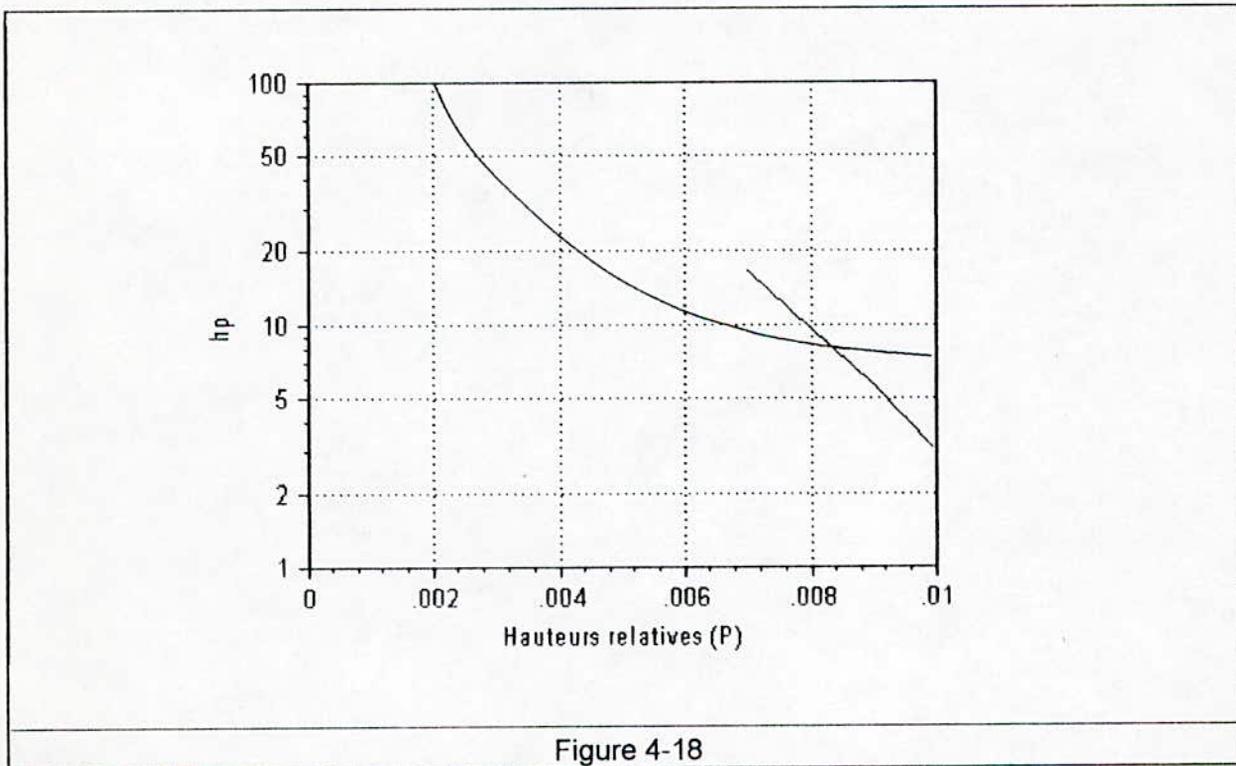
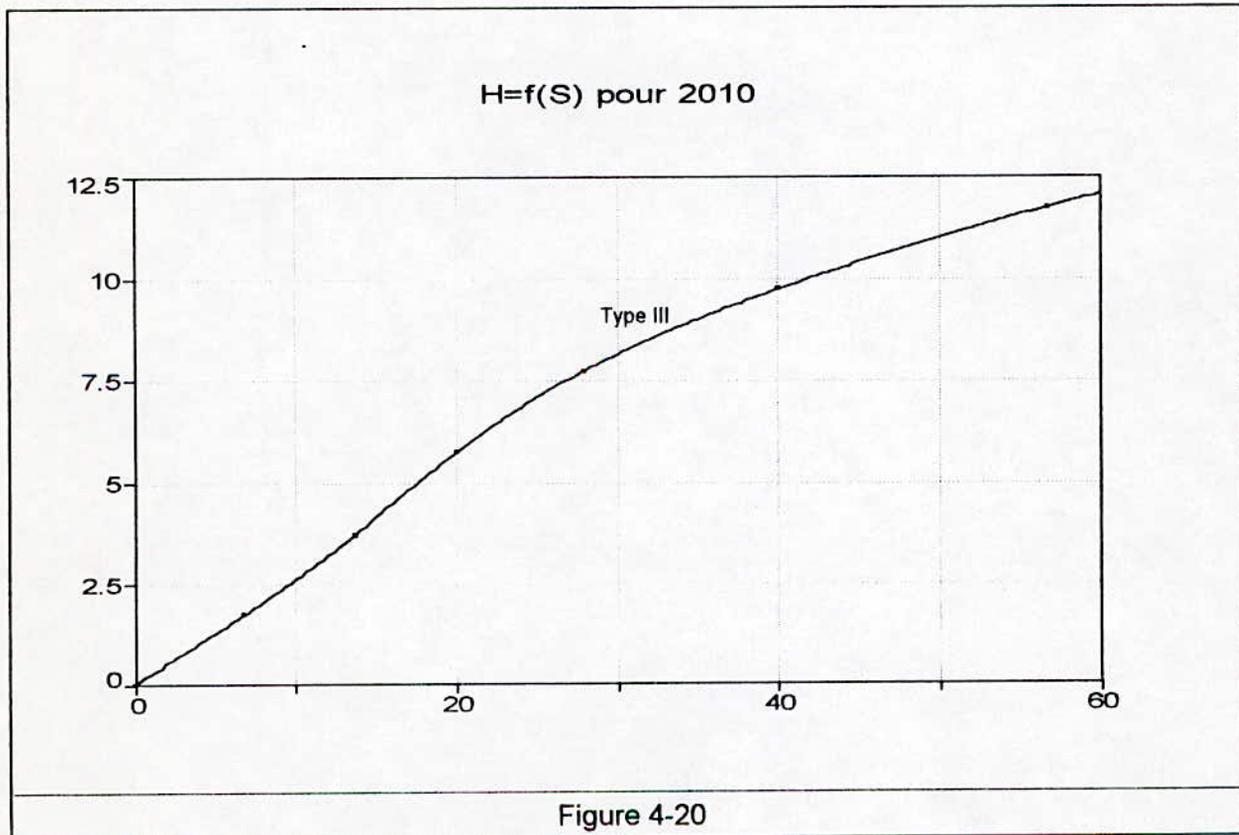
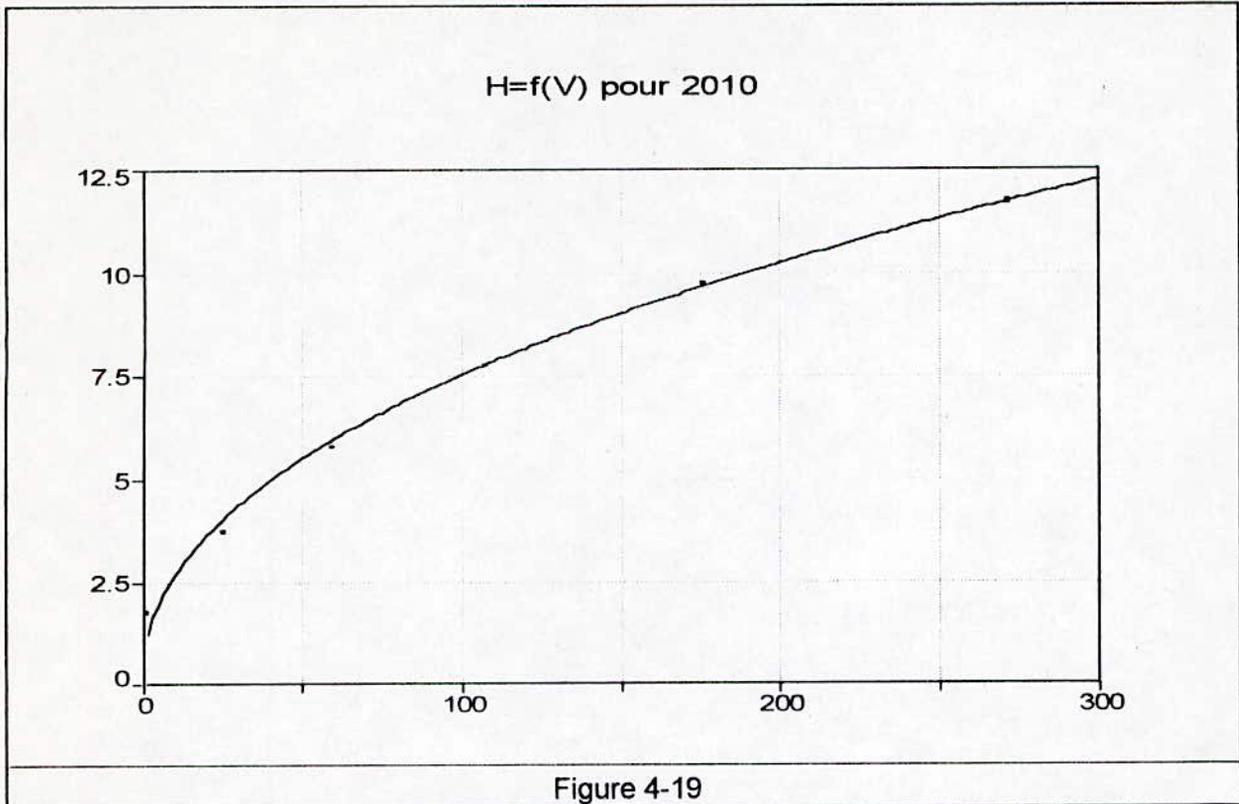


Figure 4-18

Tableau 4-14 : Détermination de la répartition des sédiments du barrage Djorf el torba

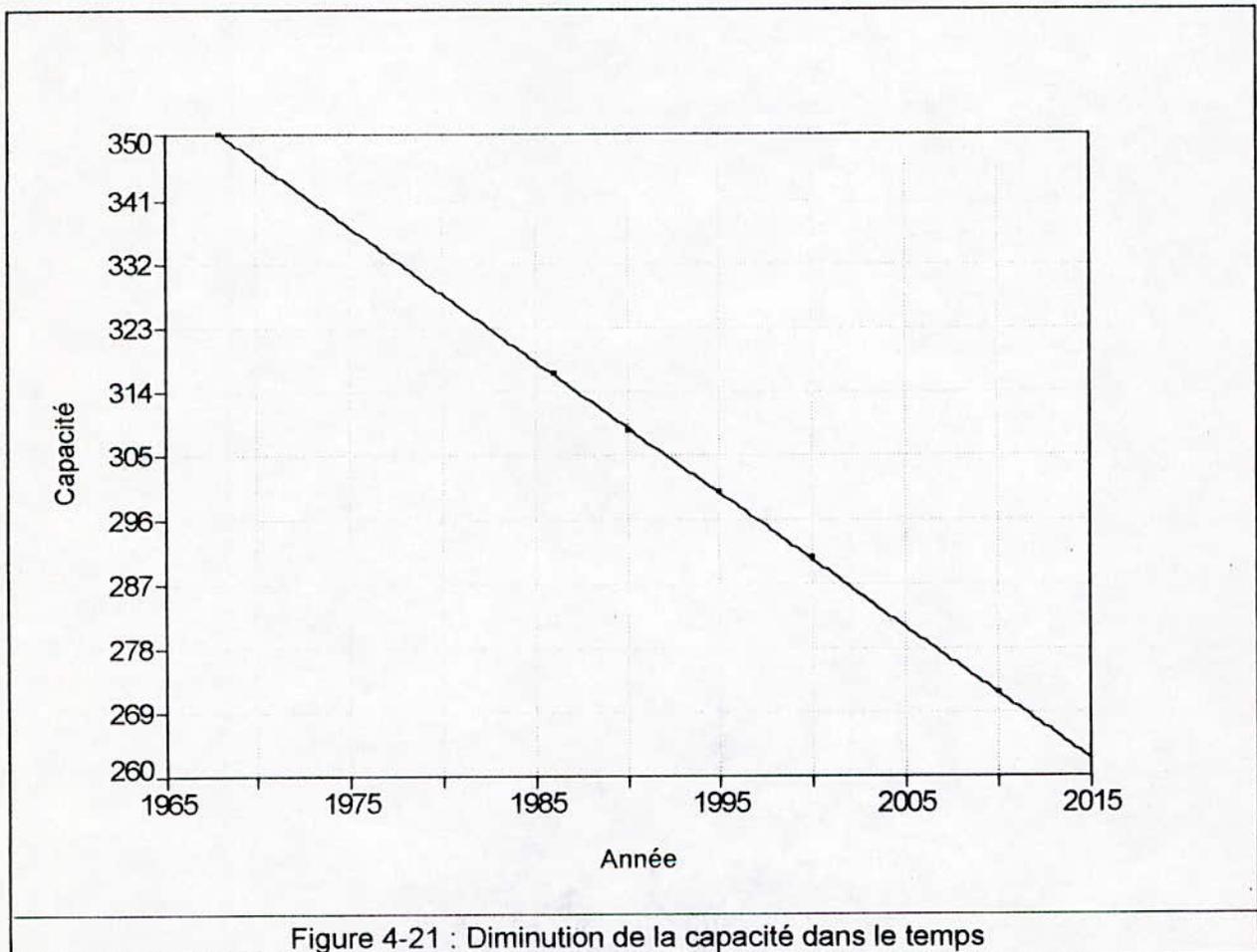
Hauteur (m)	Surface initiale (Hm <sup>2</sup> )	Capacité initiale Hm <sup>3</sup>	Hauteur relative	Surface relative a <sub>p</sub> (II)	Surface des sédiments	Volume des sédiments Hm <sup>3</sup>	ΣV <sub>si</sub> (Hm <sup>3</sup> )	Surface révisée (Hm <sup>2</sup> )	Capacité révisée Hm <sup>3</sup>	Capacité mesurée Hm <sup>3</sup>	Ecart = cap. rev. - cap. mes.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
8.28	0.31	0.077	0.414	1.208	1.703			0.000	0.000		
					<b>2.295</b>						
10	8.908	8.985	0.5	1.261	2.147	3.30		6.761	3.971		
					<b>2.396</b>	<b>4.034</b>					
12	15.500	33.533	0.6	1.277	1.800	3.687		13.70	24.797		
					<b>2.426</b>	<b>4.822</b>					
14	21.756	71.230	0.7	1.239	1.747	3.277		20.009	59.217		
					<b>3.006</b>	<b>5.432</b>					
16	29.496	122.591	0.8	1.132	1.596	3.073		27.900	107.505		
					<b>2.151</b>	<b>5.157</b>					
18	41.312	192.719	0.9	0.911	1.284	2.81		40.028	175.023		
					<b>1.731</b>	<b>3.882</b>					
20	56.73	290.221	1	0.000	0.000	1.024		56.73	271.501		
					<b>0.000</b>	<b>1.731</b>					
								18.72			
								<b>25.202</b>			

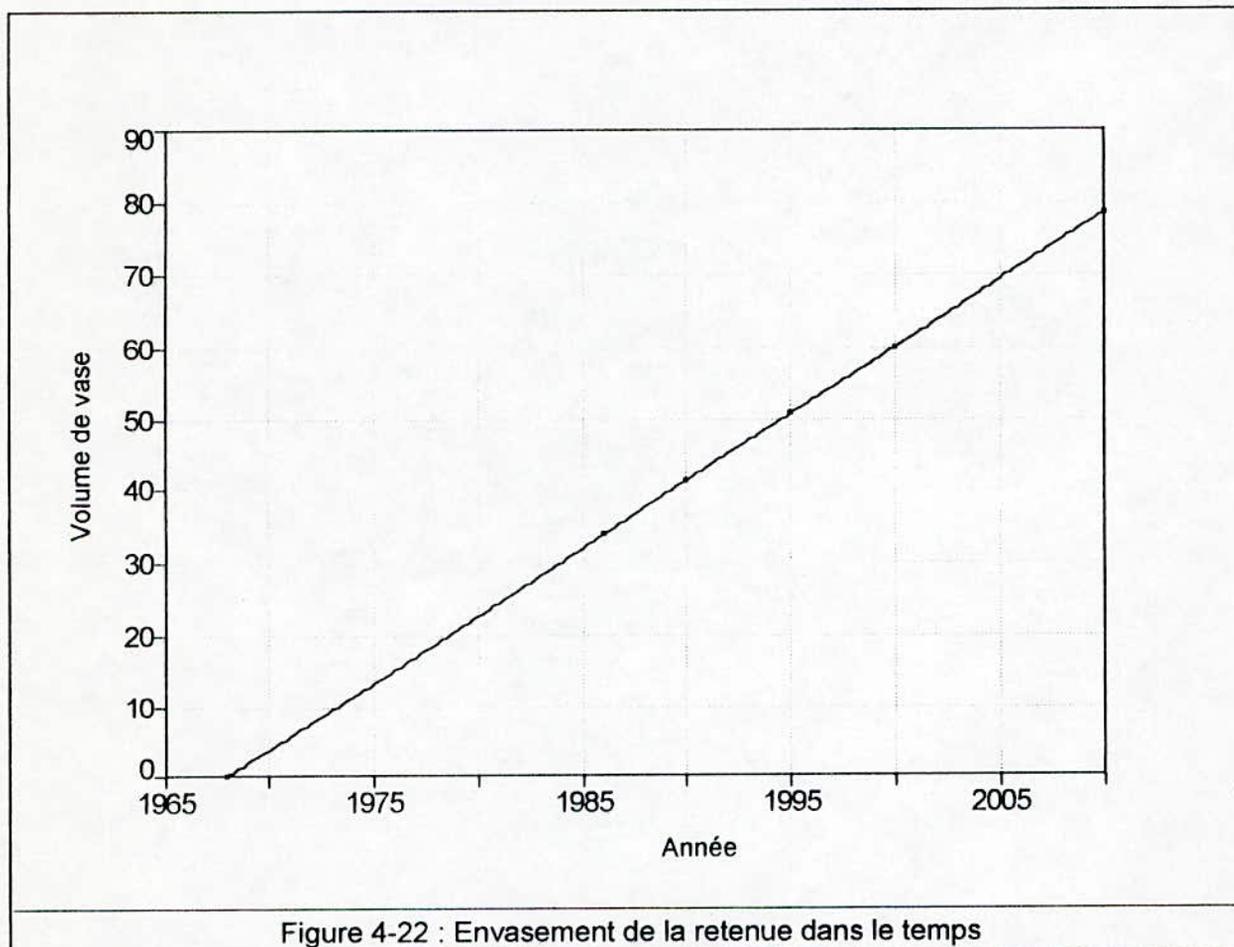
■ Valeur calculée avec K<sub>1</sub> (6,7,8)  
 - Valeur corrigée avec K<sub>2</sub> (6,7,8).



### IV.3. Evolution dans le temps de la capacité du barrage et de l'envasement.

Suite aux résultats obtenus précédemment, nous avons jugé utile d'établir la relation d'évolution dans le temps de la capacité du barrage et l'envasement (fig. 4-21 et fig. 4-22).





il est intéressant de constater sur la figure 4-21, que la capacité d'eau régresse dans le temps d'une manière linéaire suite aux dépôts successifs des particules fines au fond de la retenue.

#### IV.4. Application de la relation de ORTH sur le barrage de Djorf el torba.

En absence des données réelles de l'envasement du barrage, ORTH a établi une relation de prévision permettant d'estimer le volume des sédiments déposés dans la retenue.

$$\omega_s = \omega_0 \left[ 1 - \left( 1 - \frac{S_t}{\omega_0} \right)^t \right] \quad (1)$$

##### Notation de symboles.

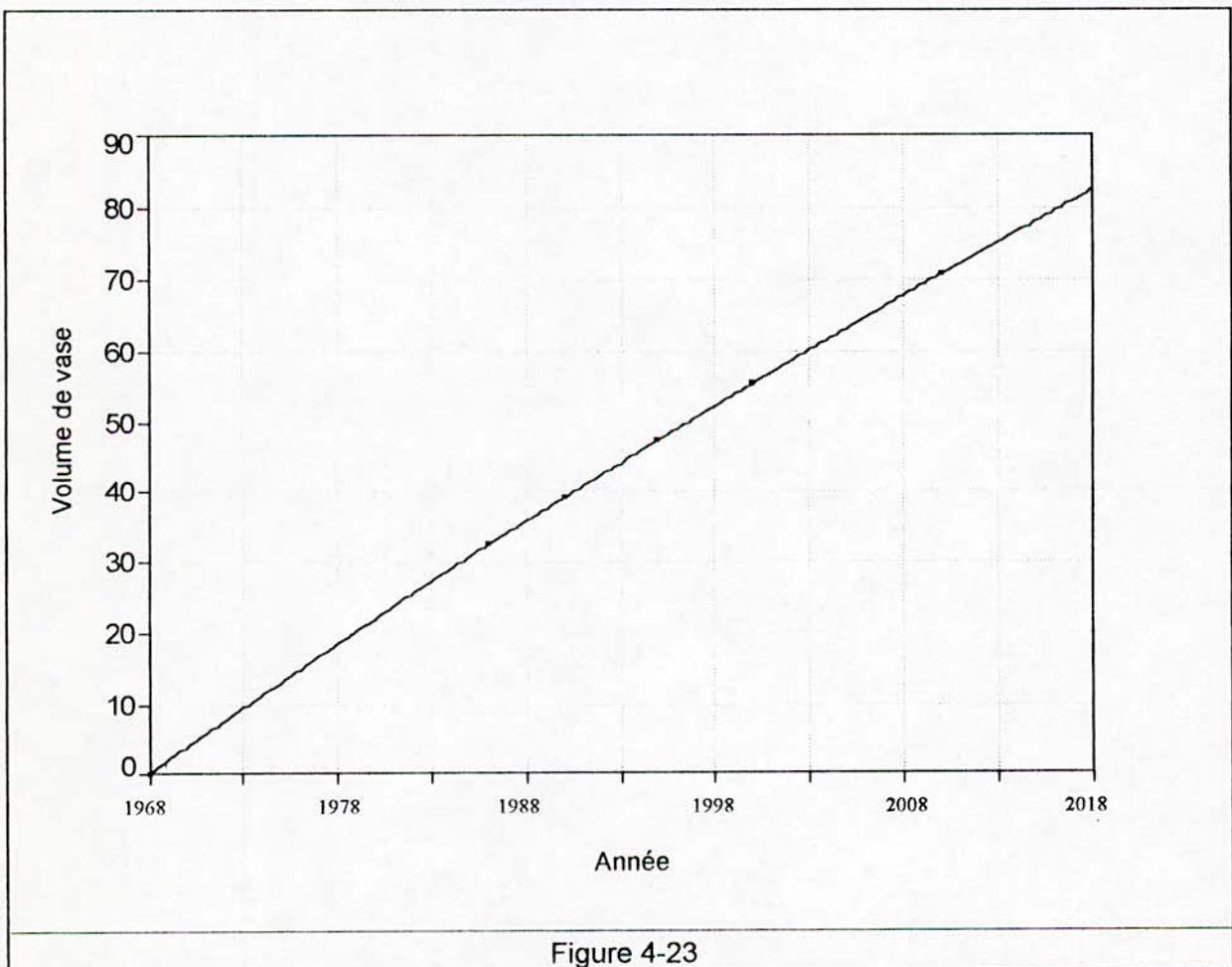
$\omega_s$  : volume des sédiments déposés.

$S_t$  : taux d'envasement.

$\omega_0$  : capacité initiale du barrage.

$t$  : temps.

La relation (1) représente l'évolution du volume des sédiments dans le temps, elle est représenté sur la figure 4-23.



#### IV.5. Commentaire et comparaison entre la méthode (E.A.R.M. et relation de ORTH).

Nous avons jugé utile de comparer les résultats obtenus par la méthode (E.A.R.M.) avec ceux obtenus en utilisant la relation de ORTH (fig. 4-24).

Nous avons constaté qu'il y a un déphasage entre les deux courbes, cela s'explique bien sur par le fait que ORTH n'a pris en considération que la capacité initiale du barrage ainsi que le taux d'envasement et le facteur temps, contrairement à la méthode (E.A.R.M.), qui prend en considération plusieurs facteurs au même temps à savoir, la forme de la cuvette, la nature et la forme des particules solides, le taux d'envasement,...etc.).

Par conséquent, et en tenant compte de tous ces éléments, nous dirons que la méthode (E.A.R.M.) est beaucoup plus consistante que celle de ORTH.

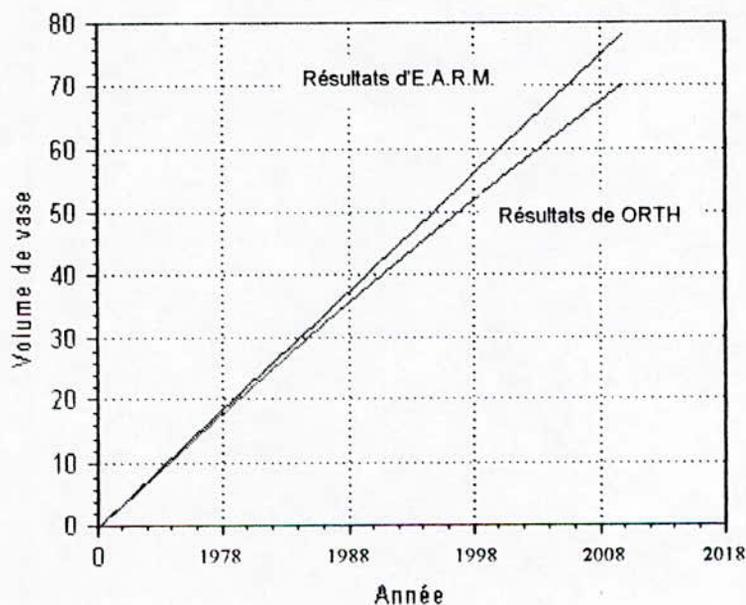


Figure 4-24

#### *Conclusion :*

Par manque de données de levées bathymétriques, il est impossible de juger l'efficacité de la méthode, néanmoins il est intéressant d'utiliser les deux méthodes, surtout dans le cas où les données du terrain sont rares, c'est le cas de nos barrages en Algérie.

## CONCLUSION

---

Dans notre pays, en Algérie le phénomène de sédimentation prend de plus en plus de l'ampleur, il s'avère qu'une capacité importante de nos barrages est amputée annuellement suite aux dépôts sédimentaires.

Le bilan des barrages envasés est vraiment inquiétant et ce qui pose de sérieux problèmes aux gestionnaires de barrages à savoir aussi l'absence des courbes (hauteur-capacité).

Nous remarquons qu'actuellement 17 barrages possèdent une courbe hauteur-capacité de 1986, d'autres ne possèdent que la courbe hauteur-capacité initiale (c'est-à-dire, celle de mise en exploitation).

Or, il s'avère qu'il est indispensable d'actualiser la courbe hauteur-capacité de nos barrages pour avoir des résultats corrects.

Cette courbe peut être actualisée uniquement par le procédé des mesures de levés bathymétriques et qui devraient être faite au maximum une fois tous les deux ans.

Néanmoins, et en absence de levés bathymétriques (comme c'est le cas dans notre pays), nous pourrions toujours recourir au modèle "Empirical Area Reduction Methode" afin d'évaluer d'une manière approchée la courbe hauteur-capacité de l'année voulue, et c'est dans ce sens que notre étude s'articule.

L'application du modèle "Empirical Area Reduction Methode", nous a permis d'obtenir des résultats très satisfaisants et relativement précis à partir des calculs simples et rapides.

Notre étude ouvre une voie large pour qu'elle soit mieux traitée, pour améliorer sa précision, afin de l'exploiter et la généraliser pour l'ensemble des barrages algériens.

## ***BIBLIOGRAPHIE***

---

- [01] : C.I.G.B, 1989 - Maîtrise de l'alluvionnement des retenues  
Bulletin n°67, 159 p.
- [02] : B. REMINI, 1997 - Envasement des retenues algériennes  
Thèse de doctorat d'état, E.N.P d'Alger Mars, 342 p.
- [03] : Séminaire scientifique sur le problème de l'envasement, 1997  
Université de Blida.
- [04] : W. H. GRAF, 1983 - The hydraulics of reservoir sedimentation  
water power and construction April. Pp 45-52.
- [05] : PEMBERTON, 1980  
Waters ressources publication, COLORADO - USA.
- [06] : A. TALEB, 1987 - Conception d'un barrage en vue de réduire l'envasement de  
la retenue - Thèse de doctorat. Université de Liège - Belgique.
- [07] : MEKERTAB et J. TISOT, 1983 - Quelques problèmes posés par la création de  
barrages sur une rivière transportant les débits solides.  
Congrès international des grands barrages, Montréal - Canada, pp 489-506.
- [08] : B. REMINI, J. M. AVENAR et A. KETTAB, 1996 - Evolution de l'envasement  
dans trois retenues de barrages en Algérie.  
Revue de l'association québécoise de l'environnement (Canada) Vol. 29 n°30  
Juin pp 43-48.
- [09] : B. REMINI, A. KETTAB et J. M. AVENARD, 1996 - Evolution de l'envasement  
dans les retenues des barrages de Foum El Guerza et Ghrib
- [10] : T. HADJI et A. CHADI, 1991 - Quelques aspects sur l'envasement des retenues  
algériennes. Colloque sur l'érosion des sols et l'envasement des barrages.  
Alger les 1,2 et 3 Décembre 18p.
- [11] : T. HADJI, 1993 - Barrages et modélisation des eaux de surface  
Bulletin El quadous. Numéro spécial, pp 4-9.
- [12] : M. TOUAT et Al, 1991 - Contribution à l'étude de la sédimentation des  
barrages en Algérie. Actes du colloque sur l'érosion des sols et l'envasement  
des barrages 1-3 décembre 7p.

- [13] : SAIDI, 1991 - Erosion spécifique et prévision de l'envasement des barrages  
Actes du colloque sur l'érosion des sols et l'envasement des barrages  
Alger 1-3 décembre pp 204-226.
- [14] : A. LAHLOU, 1988 - Etude actualisée de l'envasement des barrages du Maroc  
Revue science de l'eau G(3). Pp 337-356.
- [15] : TALIBIL, 1992 - Evacuation des sédiments par des chasses à niveau bas, cas  
du barrage "Sididriss" (Maroc).
- [16] : A. LAHLOU, 1991 - L'envasement des barrages au Maroc. Actes du colloque  
sur l'érosion des sols et l'envasement des barrages  
Alger 1-3 décembre, 6p.
- [17] : M. SAADAOUI, 1991 - Erosion et transport solide en Tunisie : Impact sur  
l'infrastructure. séminaire sur l'érosion et l'envasement des barrages  
Alger 1-3 décembre pp 18-43.
- [18] : A. BOUZID, 1991 - L'expérience de la Tunisie dans la protection des sols et  
des barrages. séminaire sur l'érosion et l'envasement des barrages  
Alger 1-3 décembre pp 160-170.
- [19] : J. CLAUDE et CHARTIER, 1977 - Mesure de l'envasement dans les retenues  
de six barrages en Tunisie. Cahier ORSTOM, Série hydrologie, Vol. XIX, n°1.
- [20] : A. GHORBEL, 1980 - Les transports solides en Tunisie. Séminaire international  
des experts sur le dévasement des retenues. Tunisie 1-4 juillet, pp 1-6.
- [21] : J. CLAUDE et Al, 1977 - Les alluvions déposés par l'oued Medjerba lors de la  
cruée exceptionnelle de mars 1973.  
Cahier ORSTOM. Série hydrologie, Vol. XIX, n°1, pp 37-88.
- [22] : S. RAIS et M. ABIDI, 1989 - Prévision du transport solide sur un  
bassin versant : Application à l'envasement d'une retenue.  
La houille blanche, n°314, pp 296-300.
- [23] : G. JAMME - Travaux fluviaux. ?
- [24] : B. REMINI - Publication : Le danger de l'envasement. ?
- [25] : BENIDJER, SEHILI, 1995 - PFE : Contrôle des sédiments au moyens  
d'obstacles émergés. ?
- [26] : KHEMISSI, CHIKHI, 1996 - PFE : Piégeage des sédiments au moyens  
d'obstacles émergés. ?
- [26] : B. REMINI, 1997 - Application des jauges nucléaires  
Bulletin international de l'eau et de l'environnement n°13, janvier 97.