

Record Number:

Author, Monographic: Morin, G.//Couillard, D.//Cluis, D.//Jones, H. G.//Dupont, J.

Author Role:

Title, Monographic: Modélisation des solides en suspension à l'aide du modèle
quantité-qualité CEQUEAU

Translated Title:

Reprint Status:

Edition:

Author, Subsidiary:

Author Role:

Place of Publication: Québec

Publisher Name: INRS-Eau

Date of Publication: 1983

Original Publication Date: Août 1983

Volume Identification:

Extent of Work: vi, 124

Packaging Method: pages

Series Editor:

Series Editor Role:

Series Title: INRS-Eau, Rapport de recherche

Series Volume ID: 154

Location/URL:

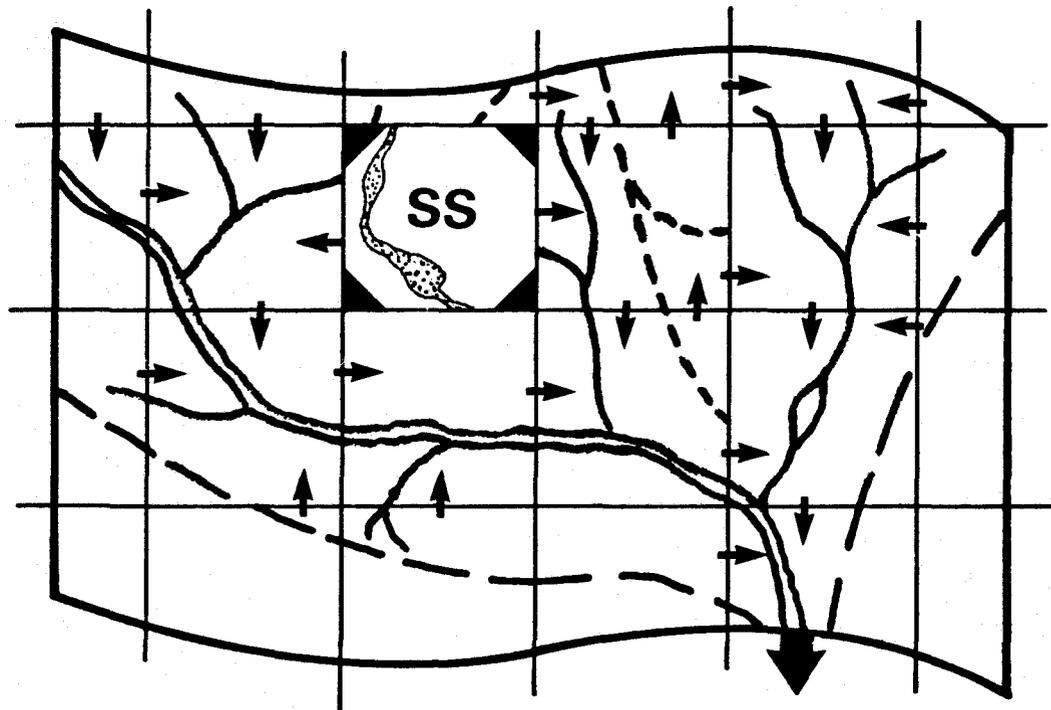
ISBN: 2-89146-152-5

Notes: Rapport annuel 1983-1984

Abstract: ISBN double avec R000153. ok avec JD
Rapport rédigé pour Hydro-Québec
20.00\$

Call Number: R000154

Keywords: rapport/ ok/ dl



**MODÉLISATION DES SOLIDES EN
SUSPENSION À L'AIDE DU MODÈLE
QUANTITÉ-QUALITÉ CEQUEAU.**

INRS-Eau
C.P. 7500
Sainte-Foy (Québec) G1V 4C7

Rapport scientifique no 154

Rapport rédigé pour

Hydro-Québec
Service de l'environnement

par

G. Morin
D. Couillard
D. Cluis
H.G. Jones
J. Dupont

MODÉLISATION DES SOLIDES EN SUSPENSION
À L'AIDE DU MODÈLE
QUANTITÉ-QUALITÉ CEQUEAU

Août 1983



TABLE DES MATIÈRES

	<u>page</u>
TABLE DES MATIÈRES	i
LISTE DES FIGURES	iv
LISTE DES TABLEAUX	vi
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 - REVUE DE LITTÉRATURE DES MODÈLES DE SOLIDES EN SUSPENSION DANS LES RIVIÈRES	5
1.1 Caractéristiques des solides en suspension	6
1.1.1 Nature des solides en suspension	6
1.1.2 Origine	7
1.1.3 Concentrations	7
1.1.4 Types de sédiments	8
1.1.4.1 Charge basale	12
1.1.4.2 Charge en suspension	12
1.2 Prédiction et simulation en rivière	16
1.2.1 Approche déterministe conceptuelle	18
1.2.1.1 Concepts de base	18
1.2.1.2 Méthodes générales dérivées de la méthode Einstein	20
1.2.1.3 Méthodes diverses	27
1.2.2 Approche déterministe empirique (méthodes d'estimation de la production amont)	33
1.2.2.1 Équation universelle de perte de sol (USLE)	34
1.2.2.2 Méthode de Meyer-Wischmeier	36
1.2.2.3 Méthode de Jarocki	37
1.2.3 Approche statistique	38
1.2.3.1 Méthode de régression	39
1.2.4 Commentaires sur l'approche à employer	44
CHAPITRE 2 - SÉDIMENTATION DANS LES RÉSERVOIRS	49
2.1 Types de réservoirs	50
2.2 Distribution des sédiments en réservoir	51

	<u>page</u>
2.2.1 Concepts physiques	51
2.2.1.1 Forces en présence	53
2.2.1.2 Physionomie du dépôt	55
2.2.1.3 Problématique du refoulement	60
2.2.1.4 Dynamique des sédiments dans les réservoirs	60
2.3 Méthodes d'observation du volume d'accumulation en sédiment	60
2.3.1 Comparaisons sur une base spatiale	62
2.3.2 Comparaisons sur une base temporelle	62
2.3.3 Détermination des volumes libres d'emménagement	63
2.3.3.1 Méthodes de calcul élévation - surface	63
2.3.3.2 Méthodes de calcul par transect	66
2.3.4 Capacité de rétention du réservoir	70
2.3.4.1 Méthodes graphiques d'estimation de l'efficacité de rétention	71
2.3.4.2 Méthodes mathématiques d'estimation de l'efficacité de rétention	71
2.3.5 Concentration à l'exutoire	77
2.3.6 Densité et poids unitaire des sédiments déposés	78
2.3.6.1 Sondes	78
2.3.6.2 Méthodes ponctuelles	78
2.3.6.3 Méthodes mathématiques empiriques	78
2.4 Commentaires	79
 CHAPITRE 3 - INTÉGRATION AU MODÈLE HYDROLOGIQUE CEQUEAU	 83
3.1 Modélisation des solides en suspension en rivières	84
3.1.1 Modèles disponibles	84
3.1.1.1 Modèles hydrauliques	85
3.1.1.2 Modèles statistiques	85
3.1.1.3 Approche empirique déterministe	86
3.1.2 Adaptation au modèle CEQUEAU	87
3.1.2.1 Concepts	87
3.1.2.2 Description des équations de base du modèle	88
3.2 Modélisation des solides en suspension en réservoirs	95
 CHAPITRE 4 - AJUSTEMENT DU MODÈLE ET RÉSULTATS	 101
4.1 Ajustement du modèle	102
4.2 Paramètres du modèle	102

	<u>page</u>
4.2.1 Paramètres liés à la production	103
4.2.1.1 Coefficient de disponibilité pour le calcul de la charge disponible au transport par ruissel- lement direct	103
4.2.1.2 Coefficient de disponibilité pour le calcul de la charge disponible par ruissellement retardé .	103
4.2.1.3 lame ruissellée entraînant vers la rivière 100% de la charge accumulée sur le carreau entier ...	103
4.2.1.4 lame de ruissellement retardée entraînant vers la rivière 100% de la charge accumulée sur le carreau entier	104
4.2.1.5 Facteurs de production en rivière	104
4.2.1.6 Classification des solides en suspension en fonction de la granulométrie	104
4.2.2 Paramètres liés au transfert	105
4.2.2.1 Diamètre critique	105
4.2.2.2 Facteur d'amortissement de l'érosion	105
4.3 Calibration et analyse des résultats	106
4.4 Conclusion	107
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	115

LISTE DES FIGURES

	<u>page</u>
1.1 Débits liquides et concentrations des solides pour la rivière Châteauguay, 1969	9
1.2 Exemple type de la variation de la concentration des sédiments en suspension durant une série d'orages sur la rivière Dart à Devon en Angleterre. Ceci met en relief l'influence du débit ainsi que le phénomène d'hystérésis	10
1.3 Distribution verticale de la vitesse et de la concentration des solides en suspension	11
1.4 Représentation graphique du diamètre critique	15
1.5 Courbes d'étalonnage des sédiments pour la rivière Niobrara près de Cody, Nebraska, selon plusieurs formules comparées avec des données mesurées	45
2.1 Courbes d'étalonnage de divers types de réservoirs	52
2.2 Vitesse de sédimentation pour diverses tailles de grain de quartz selon Rubey	54
2.3 Corrélation entre le coefficient de résistance et le nombre de Reynolds pour une particule sphérique	56
2.4 Schéma général de déposition des sédiments dans un grand réservoir	57
2.5 Profil typique et évolution temporelle d'un delta	59
2.6 Évolution du remplissage sédimentaire d'un réservoir	61
2.7 Courbes hypsométriques reliant la profondeur du réservoir au pourcentage de superficie immergée	64
2.8 Illustration des termes utilisés pour le calcul de capacité du réservoir par la méthode prismoïde modifiée	65
2.9 Illustration de la méthode du contour moyen où la surface de chaque strate est calculée par la moyenne des surfaces supérieures et inférieures de chaque tranche	67
2.10 Illustration de la formule d'Eakin et Brown pour le calcul de la capacité d'emménagement	69

	<u>page</u>
2.11 La courbe d'efficacité de rétention de Churchill	72
2.12 Efficacité de rétention vs rapport capacité/débit d'entrée	73
2.13 La courbe d'efficacité de rétention en réservoir de Karashev (1966)	76
4.1 Valeurs des solides en suspension, moyenne sur trois jours, observées et calculées à chute Panet sur la rivière Sainte-Anne pour l'année 1968	109
4.2 Valeurs des solides en suspension, moyenne sur trois jours, observées et calculées à chute Panet sur la rivière Sainte-Anne pour l'année 1969	110
4.3 Relation logarithmique entre le débit et la concentration en solides en suspension pour la rivière Sainte-Anne à la station 0504A et pour l'année 1968	112
4.4 Relation entre le débit journalier (m ³ /s) et le débit sédimentaire journalier (tonne/jour) pour la rivière Sainte- Anne pendant l'année 1968	113
4.5 Représentation du facteur hystérésis pour la rivière Sainte-Anne aux mois d'avril et de mai 1968	114

LISTE DES TABLEAUX

	<u>page</u>
1.1 Influence de la température sur la viscosité de l'eau	14
2.1 Valeur de densité des sédiments déposés	80
4.1 Valeurs des solides en suspension (ppm) moyennes mensuelles et annuelles observées et calculées à chute Panet sur la rivière Sainte-Anne pour les années 1968 et 1969	108

INTRODUCTION

Les solides en suspension constituent encore l'un des domaines les moins bien connus de nos jours tant au point de vue hydraulique qu'au niveau de son importance pour la qualité de l'eau. Les géomorphologues et les chimistes de l'eau sont en désaccord sur la fraction granulométrique possédant l'impact majeur. Aucun n'a tort puisque la présence des solides en suspension implique divers problèmes de sédimentation causés par les fractions grossières, tandis que les fractions de plus petites tailles, tels les limons et les argiles (colloïdes), jouent un rôle de base sur la qualité de l'eau. Le rapport surface/volume de ces derniers est beaucoup plus élevé que les particules grossières et ce fait permet un plus grand potentiel d'adsorption de produits chimiques divers (toxiques, métaux lourds, orthophosphates, etc...).

Il devient donc nécessaire de pouvoir estimer l'importance du débit sédimentaire total d'une rivière pour toutes les fractions granulométriques. Plusieurs méthodes permettent d'estimer en partie ou en totalité ce paramètre. Toutefois, aucune méthode n'est vraiment universelle. Certaines méthodes peuvent s'appliquer à des cas très spécifiques et peuvent mieux représenter la réalité.

Les modèles déterministes et statistiques qui peuvent estimer ou prédire les charges sédimentaires sont nombreux. Les modèles déterministes furent les premiers à être conçus, avec le modèle de Du Boys (1879), modèle qui n'était toutefois pas très représentatif (Shen, 1976). Ces modèles se sont raffinés avec le temps et quelques-uns des plus importants seront décrits dans le prochain chapitre. Les modèles déterministes ont le défaut de ne pouvoir estimer la charge sédimentaire totale puisque la plupart d'entre eux ne considèrent pas les argiles et les limons. L'approche statistique ne possède pas de bases théoriques aussi solides, mais permet des résultats plus près de la réalité. Cette approche se veut encore la plus populaire auprès des ingénieurs. Son application reste de mise tant et aussi longtemps que des procédés mathématiques ou stochastiques plus réalistes n'auront pas été proposés.

Outre la difficulté d'estimer précisément le transport solide en rivière, les réservoirs et lacs causent également des problèmes de sédimentation. Ce type de problème est très critique, au niveau économique, puisque par l'entremise du taux de sédimentation et du volume de sédiment déposé, il agit sur la capacité efficace d'emménagement en eau (Hafterson, 1969) et affecte la durée de vie de celui-ci (Wiebe et al., 1973). McHenry et al. (1976) estiment à 0.2% par année, le taux d'ensablement dans les réservoirs américains. Wiebe et al. (1973) sont du même avis. Ils estiment le taux de sédimentation dans les petits réservoirs à 3.6% du volume total du réservoir et à 0.16% par année pour les grands réservoirs. Toutefois, il faut mentionner que ce problème cause un état critique pour les réservoirs à vocation d'emménagement d'eau pour la consommation ou l'irrigation et à vocation hydro-électrique ou autre, puisque certains réservoirs sont conçus spécialement pour la sédimentation et la capture des sédiments en suspension (Phien et al., 1979).

La sédimentation ne se fait pas toujours de façon homogène. Elle est dépendante de plusieurs facteurs, tels la quantité de matières en suspension, la température, la distribution temporelle, la granulométrie et la forme des particules, la forme du réservoir et le mode d'opération qui s'y effectue (Wiebe et al., 1973). Cette hétérogénéité se reflète sur la nature des sédiments déposés. C'est surtout au niveau de la fraction grossière qu'il y a sédimentation (fraction supérieure à la taille du limon). Mais si le bassin est assez grand et que le temps de séjour est assez faible dans le réservoir, les particules de la taille des limons et des argiles (à la limite) peuvent s'y déposer. La sédimentation se situe surtout au niveau de la fraction grossière (fraction supérieure à la taille du limon).

CHAPITRE 1

REVUE DE LITTÉRATURE DES MODÈLES DE SOLIDES EN SUSPENSION DANS LES RIVIÈRES

1.1 CARACTÉRISTIQUES DES SOLIDES EN SUSPENSION

Les solides en suspension constituent un ensemble complexe qui répond à de nombreuses influences de son environnement, réagit et participe aux équilibres chimiques du milieu. La dynamique du transport des solides en suspension est mal connue. Toutefois, l'activité chimique sera plus ou moins prononcée selon la nature des sédiments et de leurs caractéristiques physiques: taille des particules, minéralogie, couche oxydée et contenu organique.

La turbidité peut être également liée aux solides en suspension et aux solides dissous, selon une relation quasi linéaire (Crowther et al., 1981). Cette relation pourrait servir, à la limite, à déterminer la concentration des solides en suspension sur la base de la mesure de la turbidité, laquelle est plus simple à obtenir.

1.1.1 Nature des solides en suspension

Les solides en suspension sont composés principalement de matière inorganique, telle la silice, avec des quantités variables de grenat, de hornblende, de magnétite, etc. La composition des solides en suspension peut parfois s'apparenter à la nature lithologique des roches du bassin versant, mais peut également représenter les constituants organiques ou inorganiques des sols: carbonate, sable, limon (silt), minéraux, cristaux amorphes (oxydes hydriques: Fe, Al, Mn), argile (kaolinite, illite, montmorillonite, etc...), divers acides fulviques, humiques et d'autres matières détritales (Pickering, 1981).

La matière organique peut représenter une bonne partie de la charge en solides en suspension. L'importance de cette fraction dépend du type de bassin versant, de l'utilisation du territoire et de l'action anthropique. Ongley et al. (1981) estiment que cette fraction peut varier de 0 à 40% du poids sec total. Le rapport de Frenette (1979) indique des valeurs variant de 7 à 10% pour les rivières Nottaway, Broadback et Rupert.

La nature même de la composition des sédiments en suspension inclue sur leurs caractéristiques physiques: densité, taille, forme et vitesse de chute. Généralement, la densité des sédiments se situe à près de 2.65 mais la présence de matière organique ou de minéraux lourds peut abaisser ou accroître cette valeur qui doit alors être employée avec discernement.

1.1.2 Origine

Les solides en suspension proviennent principalement des zones riveraines et du lit fluvial par l'entremise de l'érosion. Les sédiments apportés par le ruissellement superficiel constituent la deuxième source en importance en milieu naturel. L'importance de cet apport dépend de la nature de l'utilisation du sol sur le bassin ainsi que de divers paramètres physiques tels la pente moyenne, le type de sol, l'intensité des précipitations, etc. Toutefois, des incidents géologiques tels que des glissements de terrain et autres phénomènes du genre peuvent fournir des volumes substantiels de sédiments. La pollution anthropique (urbaine, agricole et industrielle) peut permettre des quantités considérables de solides en suspension sur certains bassins versants (Cluis et al., 1979; Couillard et Cluis, 1980). Dans de tels cas, la concentration naturelle peut être dépassée grandement.

1.1.3 Concentrations

Les concentrations en solides en suspension montrent généralement une faible variation spatiale en l'absence d'influences anthropiques (Ongley et al., 1981). Ceci se vérifie pour des bassins versants de même type, indépendamment de la lithologie (Griffith, 1982). Toutefois, la variation est très accentuée selon les saisons et l'importance du débit. Le printemps se caractérise par une forte concentration de solides en suspension de granulométrie grossière, tandis que l'été montre de faibles concentrations et une granulométrie plus fine. La végétation contribue à accentuer ce phénomène puisque la disponibilité des sédiments varie avec la surface de

contribution (zone dénudée ou couverte partiellement par la végétation). Celle-ci s'avère grande au printemps, petite en été et moyenne à l'automne.

La courbe des concentrations suit généralement la même tendance que l'hydrogramme des débits, à l'exception de pointes plus marquées pour le débit solide (figure 1.1). Les concentrations sont parfois plus élevées à la montée de la crue qu'à la décrue. Cet effet d'hystérésis rapporté par plusieurs auteurs dans la littérature (Ketchenson et al., 1973; Dickinson et al., 1975; Frenette et al., 1974; Wood, 1977; Grizel et al., 1978; Adams, 1979; Ongley et al., 1981) est relié à la réserve de sédiments disponibles pour l'érosion et le transport (figure 1.2). L'effet contraire peut survenir dans certains cas où les concentrations seront plus élevées à la décrue. Toutefois, ce phénomène est assez rare et est lié à la physiographie du bassin hydrographique.

Outre les divers types de variations spatiales mentionnés précédemment, il existe des variations verticales dans le cours d'eau. La figure 1.3 montre l'accroissement de la concentration avec la profondeur, ce qui tranche fortement avec la distribution verticale de la vitesse. Ce phénomène est directement lié à la vitesse de chute des particules.

1.1.4 Types de sédiments

Il existe deux variétés de sédiments en rivière régis par une dynamique propre à chacune:

- charge basale ou charriage de fond;
- charge en suspension (solides en suspension).

Les deux groupes possèdent une origine commune et leur ségrégation dépend exclusivement de la granulométrie. Les solides en suspension font l'objet principal de l'étude, mais il ne faut pas mésestimer la partie concernant la charge de fond puisque sa présence influe sur le régime fluvial et participe à l'équilibre physico-chimique du système.

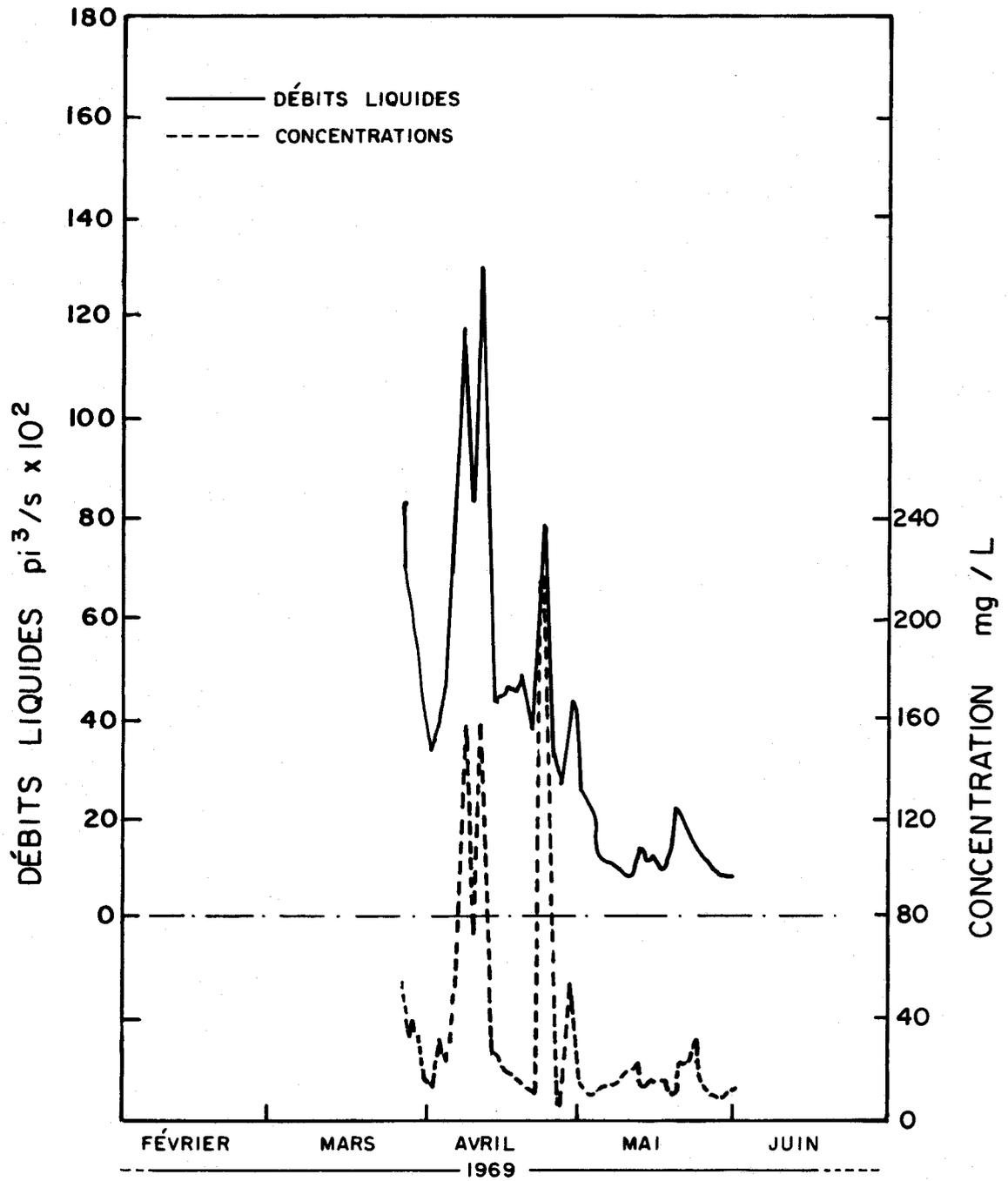


FIGURE 1.1 Débits liquides et concentrations des solides pour la rivière Châteauguay, 1969 (Frenette et al., 1974).

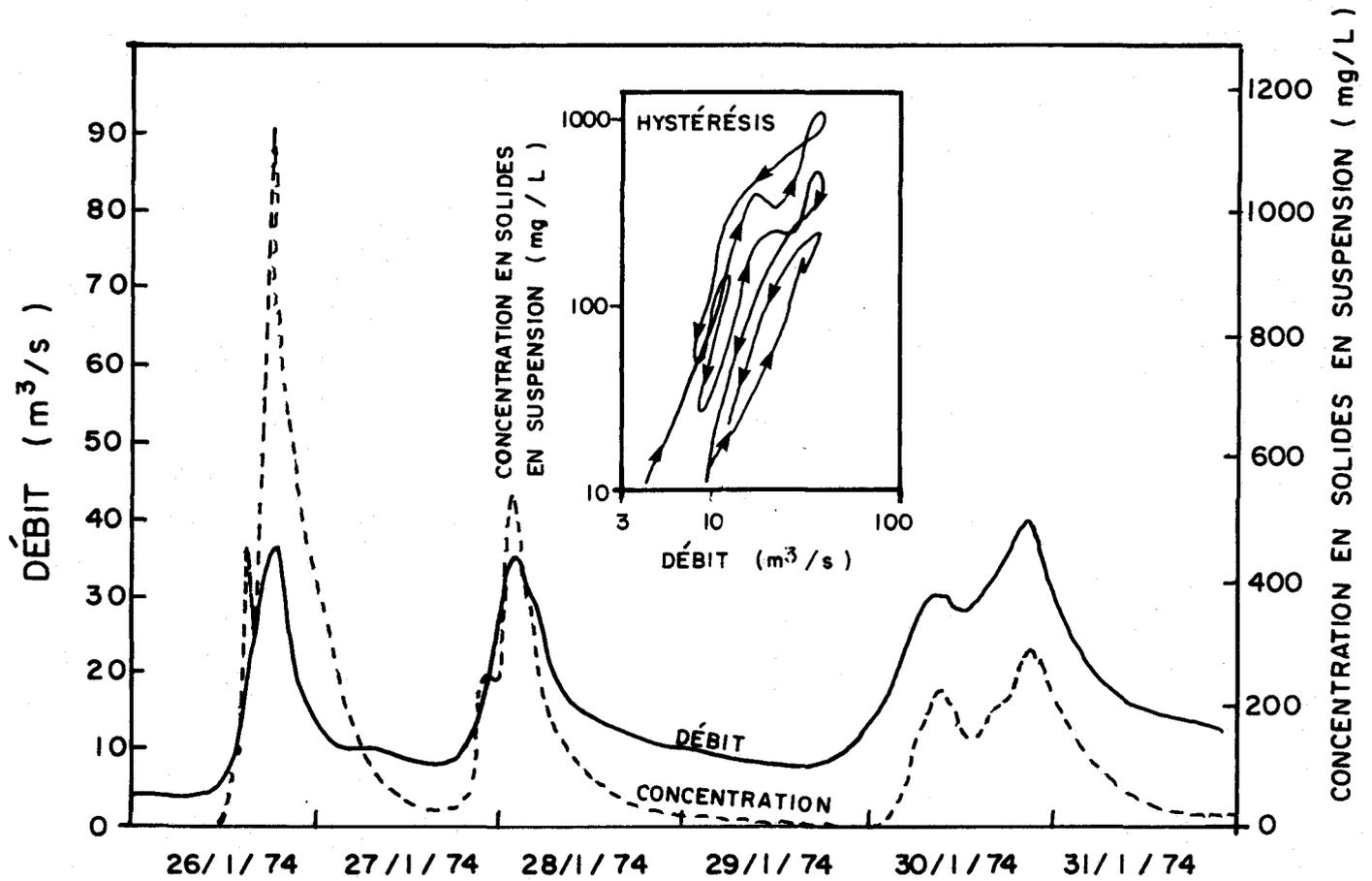


FIGURE 1.2 Exemple type de la variation de la concentration des sédiments en suspension durant une série d'orages sur la rivière Dart à Devon en Angleterre. Ceci met en relief l'influence du débit ainsi que le phénomène d'hystérésis (Walling, 1977).

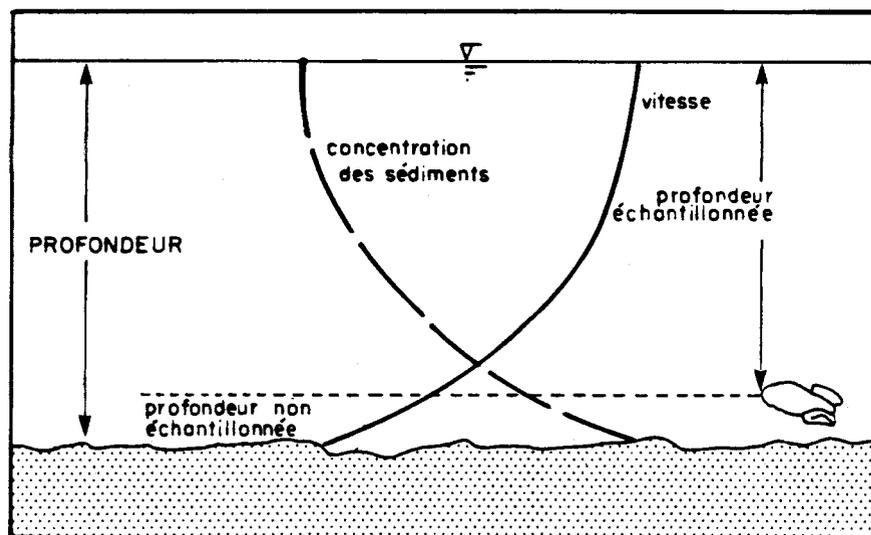


FIGURE 1.3 Distribution verticale de la vitesse et de la concentration des solides en suspension. (Nordin, 1971).

1.1.4.1 Charge basale

Einstein (1950) donne une définition brève de la charge basale (bed load): "Particules du lit, en mouvement dans la couche de fond, le mouvement se produit par roulements, glissements et parfois par bonds". Cette fraction caractérise donc la partie des sédiments se déplaçant par reptation et saltation. Elle représente généralement un faible pourcentage de la charge sédimentaire totale (~ 5-10%) et représente la partie la plus facile à modéliser. Toutefois, certains auteurs rapportent des pourcentages allant jusqu'à 50%. Cette fraction est directement liée à la capacité de transport du cours d'eau. La granulométrie des sédiments de fond est directement liée à la vitesse du courant, ce qui implique une granulométrie grossière lorsque la vitesse est élevée. Généralement, le lit mineur ne contient pas de particules de taille inférieure au sable fin (silt et argile: < 0.065 mm).

La charge de fond contribue à la morphométrie du lit, en étant soumise à certaines lois hydrauliques. Cette morphométrie contribue ensuite à modifier les variables hydrauliques de façon à ce qu'un équilibre dynamique s'installe.

Les modèles de transport de la charge de fond ne seront pas discutés au niveau de la présente étude, mais il est possible de se référer à Chitale (1966) pour une description de plusieurs de ceux-ci.

1.1.4.2 Charge en suspension

Les solides en suspension constituent la fraction la plus importante du débit sédimentaire. Einstein (1950) a donné la définition suivante: "Particules se déplaçant en dehors de la couche basale. Le poids des particules est toujours supporté par le fluide". Ceci implique que la vitesse de chute doit être compensée par les composantes de la vitesse d'écoulement. Toutefois, le courant seul ne peut expliquer le mécanisme de la suspension. Il faut alors introduire le concept de turbulence.

Certaines variables telle la température ou la concentration en solides en suspension peuvent avoir des effets notables sur le débit sédimentaire. Ainsi, une baisse de température et une concentration élevée en particules fines en suspension augmenteront la viscosité cinématique du mélange eau-sédiment (tableau 1.1).

La taille des particules peut être très variable, mais la limite supérieure peut être assimilée à la taille correspondant au 10% des particules les plus fines du lit basal (Einstein, 1950).

Les solides en suspension peuvent être scindés en deux groupes selon la capacité de charge du cours d'eau. Cette division difficile à définir marque la limite où le volume de sédiment d'une certaine taille dépasse la capacité de charge du cours d'eau. Ce seuil dépassé, il survient une sédimentation jusqu'à ce que le sédiment en suspension devienne en équilibre avec la capacité de charge du cours d'eau (figure 1.4). Cependant, certains cours d'eau sont marqués par un faible transport sédimentaire, ce qui induit que la capacité théorique ne sera pas atteinte.

Le seuil, représenté par le diamètre critique (d_*), demeure difficile à évaluer, mais la majorité des auteurs s'accordent pour utiliser le seuil de 0.065 mm (limite entre le sable fin et le silt). D'autres mentionnent que ce diamètre critique s'identifie à la limite supérieure des 10% de sédiments les plus fins de la charge basale (Einstein, 1950; Shen, (1976).

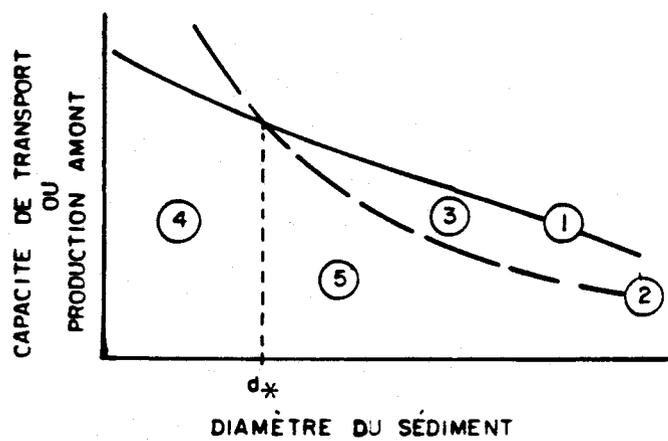
La concentration des solides en suspension de diamètre supérieur à d_* est déterminée directement par la capacité de transport théorique et peut être estimée par les équations déterministes liées à l'hydraulique du cours d'eau. La fraction inférieure à d_* pose un problème tout autre. Celle-ci, dénommée charge lessivée (wash load), correspond à la partie des solides en suspension passant dans le système sans laisser de trace dans le lit mineur. De plus, la charge sédimentaire réelle est généralement inférieure à la capacité de charge du cours d'eau. Cette portion ne peut donc pas être estimée efficacement avec l'aide d'équations hydrauliques. Selon Shen

TABLEAU 1.1 Influence de la température sur la viscosité de l'eau (King et Brater, 1963).

Température (°C)	Densité de l'eau (ρ_w)	Viscosité (ν) pi^2/s	Poids spécifique de l'eau (γ_w) (lb/pi^3)
0.0	0.9999	0.00001931	62.42
4.0	1.0	0.00001687	62.427
10.0	0.9997	0.00001410	62.41
15.6	0.9990	0.00001217	62.37
21.1	0.9980	0.00001059	62.30
26.7	0.9966	0.00000930	62.22
37.8	0.9931	0.00000739	62.00
93.3	0.9630	0.00000341	60.12

$$V_c = \frac{\nu}{\rho_w}$$

où V_c = viscosité cinématique
 ρ_w = densité de l'eau
 ν = viscosité



- 1- Production amont vs diamètre du sédiment.
- 2- Capacité de transport vs diamètre du sédiment.
- 3- Zone de sédimentation.
- 4- Capacité de transport non atteinte (wash load).
- 5- Concentration en solides en suspension = capacité de transport.

(tiré de Shen, 1971)

FIGURE 1.4 Représentation graphique du diamètre critique.

(1971), seule la détermination de la production amont en sédiments pourrait permettre l'estimation de cette concentration. L'approche empirique basée sur des mesures en rivières peut permettre d'estimer ces concentrations. Plusieurs auteurs mentionnent que la portion inférieure à ce seuil n'est pas significative et peut être négligée en pratique, mais cela n'est pas établi de façon sûre; il est probable que la charge reliée à cette fraction peut être très importante en rivière (Einstein, 1950). Il ne fait nul doute qu'au niveau de la qualité de l'eau, cette portion est extrêmement importante puisqu'elle regroupe les silts et les argiles. Ces derniers sont principalement représentés sous forme de composés colloïdaux (Frenette, 1979).

1.2 PRÉDICTION ET SIMULATION EN RIVIÈRE

La simulation du transport et de la dynamique des solides en suspension est une chose très complexe. Elle nécessite une connaissance des facteurs réagissant dans un système dynamique instable. Plusieurs types d'approches sont possibles. Elles peuvent être divisées en deux grandes classes: les approches déterministes et les approches statistiques. Les premières sont basées sur la description mathématique des lois régissant l'érosion du sol et des mécanismes du transport des sédiments et peuvent reposer sur des considérations empiriques ou conceptuelles. Elles comprennent les modèles paramétriques de flux de sédiments (Shen, 1976). L'approche statistique, elle, peut regrouper des méthodes telles:

- méthode de modèles de régression;
- méthode de modèles stochastiques;
- méthode de modèles probabilistes.

Plusieurs variables influencent le débit sédimentaire. Ce fait est bien traduit par Shen et Hung (1972): le phénomène du transport sédimentaire est si complexe qu'il n'existe aucun paramètre singulier pouvant décrire les conditions d'écoulement pour la prédiction du transport sédimentaire. Le débit sédimentaire (Q_s) est fonction de plusieurs paramètres (ASCE Task Committee, 1971):

$$Q_S = f_i(Q, h, V_c, \rho_w, \rho_s, w, g, d_g, \sigma_g) \quad (1.1)$$

où Q_S = débit sédimentaire

Q = débit

h = profondeur de l'eau

V_c = viscosité cinématique

ρ_w = densité de l'eau

ρ_s = densité des particules en suspension

w = vitesse de chute

g = accélération due à la gravité

d_g = taille géométrique moyenne du sédiment en suspension

σ_g = déviation standard des tailles géométriques

Selon Lopez (1978), aucune équation générale ne peut actuellement décrire les relations du transport sédimentaire, malgré de nombreuses tentatives, en raison de sa très grande complexité. Toutefois, il apparaît que lorsque les propriétés des sédiments et du fluide demeurent constantes, l'expression (1.1) peut se réduire à:

$$Q_S = f_2(Q, h) \quad (1.2)$$

$$Q_S = f_3(\bar{V}) \quad (1.3)$$

puisque le débit sédimentaire est grandement corrélé à la vitesse moyenne.

Des variables énumérées ci-haut, il faut noter que les variables indépendantes peuvent être caractérisées par: la viscosité cinématique (V_c), la densité du liquide (ρ_w) et du sédiment (ρ_s), la taille géométrique moyenne (d_g), la déviation standard des tailles de sédiments (σ_g), la vitesse de chute (w), l'accélération due à la gravité (g) et les caractéristiques du système d'écoulement (Q , h et largeur du cours d'eau). Les variables dépendantes sont représentées par: le débit sédimentaire (Q_S), la vitesse moyenne (V), le rayon hydraulique de la section transversale (R), le gradient d'énergie ou pente du cours d'eau (S_e) et le facteur de friction de Darcy-Weisbach.

1.2.1 Approche déterministe conceptuelle

Cette approche déterministe se base sur diverses équations hydrauliques représentant le système à simuler. Elle remonte à 1879 avec l'introduction du modèle de Duboys. D'autres ont suivi dans les années 30 et 40 avec un raffinement de plus en plus marqué (Schoklitsch, 1934; Shields, 1936; Meyer-Peter et Muller, 1948; etc...). En 1950, Einstein proposa une méthode qui fut à l'origine de plusieurs autres. D'autres chercheurs ont mis au point diverses méthodes graphiques permettant d'alléger la solution aux équations différentielles et aux intégrales. Quelques-unes des méthodes les plus courantes seront décrites dans les prochaines sections. Plusieurs relations empiriques issues d'expériences de laboratoire sont intégrées à ces approches.

1.2.1.1 Concepts de base

La plupart de ces concepts ont été appliqués à la détermination de la charge basale, mais plusieurs autres ont dérivé ces équations pour tenter d'expliquer le comportement des solides en suspension. Il y a deux types d'approches considérés dans la littérature. Le premier type s'associe au mouvement unidimensionnel des sédiments (ASCE Task Committee, 1971):

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial TS}{\partial x} + \frac{\partial (H\bar{c})}{\partial t} = 0 \quad (1.4)$$

où z_b = niveau du lit

t = temps

TS = transport de sédiment par unité de largeur

x = coordonnée longitudinale

H = profondeur

\bar{c} = concentration moyenne en solides en suspension

La première expression représente le taux de déposition sédimentaire sur le lit. Le deuxième terme traduit la variation du transport sédimentaire selon une distance x et le troisième représente la variation de la concentration en sédiments, en fonction du temps. Ce dernier terme est souvent négligé par les auteurs, ce qui ramène l'expression (1.4) à:

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial TS}{\partial x} = 0 \quad (1.5)$$

Le deuxième type d'approche est caractérisé par l'équation de continuité bi-dimensionnelle pour un débit turbulent (Kerssens et al., 1979).

$$\begin{aligned} \frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{V}_x C)}{\partial x} + \frac{\partial (\bar{V}_y C)}{\partial y} + \frac{\partial (\bar{V}_z C)}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left(D_{sx} \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \\ \frac{\partial}{\partial y} \left(D_{sy} \frac{\partial c}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D_{sz} \frac{\partial c}{\partial z} \right) = 0 \end{aligned} \quad (1.6)$$

où c = concentration en solides en suspension

t = temps

$\bar{V}_{x,y,z}$ = vitesse moyenne selon l'axe des x, y, z

x, y, z = coordonnées de direction

D_{sx} = coefficient de diffusion longitudinale du sédiment

D_{sy} = coefficient de diffusion transversale du sédiment

D_{sz} = coefficient de diffusion verticale du sédiment

Le premier terme constitue la partie instable de l'équation de conservation. Les trois expressions suivantes représentent le transfert de masse par mouvements convectifs du fluide tandis que les trois dernières expressions sont liées à la diffusion turbulente et non advective. Ces mêmes auteurs simplifient l'équation (1.6) de la façon suivante:

$$-V \frac{\partial c}{\partial x} - w \frac{\partial c}{\partial z} - \frac{d}{dx} \left(D_{sz} \frac{\partial c}{\partial z} \right) = 0 \quad (1.7)$$

La plupart des méthodes développées de façon déterministe découlent des équations de continuité (1.5) et (1.7).

1.2.1.2 Méthodes générales dérivées de la méthode Einstein

Les quelques approches décrites sont toutes dérivées de la méthode originale mise au point par Einstein en 1950. Toutefois, elles ne s'appliquent pas toujours à la détermination des mêmes variables. Généralement, ces techniques requièrent quelques mesures de base telles: la profondeur, la pente de la ligne d'énergie, la concentration de solides en suspension à la hauteur 'a' et sa distribution granulométrique, la hauteur d'échantillonnage et la hauteur non échantillonnée, la concentration et la granulométrie des sédiments du lit. Si l'une de ces variables n'est pas disponible ou si la concentration en sédiments fins (diamètre inférieur à 0.0625 mm) est élevée, la méthode est difficile d'application en raison du manque de données ou de non représentativité de la vraie concentration des solides en suspension. Ces méthodes nécessitent généralement un certain ajustement pour compenser pour la zone non échantillonnée.

Méthode d'Einstein (1950)

Einstein a développé une méthode permettant de déterminer le débit sédimentaire (Q_s) d'un cours d'eau, basée sur la composition du lit mineur et sur la concentration en solides en suspension observée. Sa méthode peut être divisée. Elle permet d'estimer la charge basale en mouvement et dans un deuxième temps, elle permet la détermination de la charge en suspension. Seule la deuxième partie sera discutée. Sa méthode se limite toutefois au diamètre critique (d_*) sous lequel les lois hydrauliques ne s'appliquent plus.

Il base son approche sur le théorème de Von Karman (1930) décrit par des relations logarithmiques issues de Keulegan (1938). Une première équation donne la distribution verticale de la vélocité pour des limites lisses et non lisses combinées.

$$\frac{\bar{V}_y}{u_*} = 5.75 \log_{10} \left(30.2 \frac{hx}{K_s} \right) \quad (1.8)$$

où \bar{V}_y = vitesse moyenne à une distance 'y' du lit
 u_* = vitesse de cisaillement donnée par $\sqrt{S_e R g}$ ou $\sqrt{T_0 / \rho_w}$
 S_e = ligne du gradient d'énergie
 R = rayon hydraulique (assumé égal à h au départ)
 T_0 = stress de cisaillement
 ρ_w = densité de l'eau
 h = profondeur de l'eau
 $K_s = d_{65}$ = diamètre des particules où 65% des sédiments sont plus fins
 x = paramètre transitoire donné par $x = K_s / \delta$
 g = accélération due à la gravité

$$\text{où} \quad \delta = \frac{11.6 V_c}{u_*} \quad (1.9)$$

V_c = viscosité cinématique (tableau 1)

Il introduit ensuite le facteur de friction qui peut être scindé en deux parties. Une première partie identifiée à μ_*' contribue au cisaillement qui est transmis aux limites le long de la rugosité de la surface granulaire du sédiment. Une deuxième partie identifiée à μ_*'' caractérise le cisaillement transmis aux surfaces sous la forme de pressions normales sur les diverses faces des dunes de fond. Ces deux vitesses de cisaillement sont représentées par les équations suivantes:

$$\mu'_{*} = \sqrt{SeR'g} \quad (1.10)$$

$$\mu''_{*} = \sqrt{SeR''g}$$

où R' et R'' sont les deux parties du rayon hydraulique R. En fait, R' est le rayon hydraulique associé à la particule, tandis que R'' est le rayon hydraulique associé aux irrégularités du canal. Ces deux expressions sont ensuite introduites dans des équations représentant la distribution verticale de la vitesse pour des lits lisses et rugueux combinés.

$$\frac{\bar{V}_y}{\mu'_{*}} = 5.75 \log_{10} \left(12.27 \frac{R'x}{ks} \right) \quad (1.11)$$

$$\frac{\bar{V}_y}{\mu''_{*}} = 5.75 \log_{10} \left(12.27 \frac{R''x}{ks} \right) \quad (1.12)$$

Il résout les équations (1.8), (1.11) et (1.12) en tenant compte d'une relation fonction de l'écoulement:

$$\psi' = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \frac{d_{35}}{R'Se} \quad (1.13)$$

où ρ_s = densité du solide

ρ_w = densité de l'eau

d_{35} = diamètre caractéristique des particules du lit (35% des sédiments sont plus fins que ce diamètre en poids sec)

ψ' = intensité de cisaillement sur une particule représentative

Il suffit de mentionner que la solution des termes R, R', R'', V, μ'_{*} , μ''_{*} et μ_{*} est rendue possible grâce à une détermination graphique des termes x et V_y/μ''_{*} . Toute cette partie s'avère commune à la charge basale et à la charge en suspension. Le cheminement ultérieur considérera les solides en suspension seulement.

Les valeurs déterminées au paragraphe précédent permettent de calculer la concentration d'une taille donnée, avec une vitesse de chute, à une distance y du lit, en tenant compte de la concentration de solides en suspension mesurée à une distance ' a ' du lit, par l'entremise de l'équation (1.14).

$$C_y = C_a \left(\frac{(p - y) a}{y (p - a)} \right)^z \quad (1.14)$$

où C_y = concentration des solides en suspension de fraction granulométrique donnée à une hauteur y

C_a = concentration des solides en suspension mesurée de fraction granulométrique donnée à une hauteur ' a '

p = profondeur de la section transversale

y = distance à partir du lit

a = épaisseur de la couche basale

z = coefficient donné par $w/0.4\mu_*$

w = vitesse de chute (peut être calculée ou estimée graphiquement)

Le taux de transport de la charge en suspension doit être calculé pour toutes les tailles granulométriques et à toutes profondeurs. Einstein introduit une équation permettant l'intégration de l'équation (1.14) en la combinant avec l'équation (1.8).

$$q_s = 11.6\mu_* C_a a \left\{ 2.303 \log_{10} \left(30.2 \frac{hx}{K_s} \right) I_1 + I_2 \right\} \quad (1.15)$$

$$\text{où } I_1 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^z dy \quad (1.16)$$

$$I_2 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^z \log_e(y) dy \quad (1.17)$$

où $A = a/h$: rapport de l'épaisseur du lit basal à la profondeur.

Toutefois, la résolution s'avère difficile et nécessite une intégration par partie, mais Einstein (1950) introduit une solution graphique pour I_1 et I_2 , permettant d'évaluer rapidement le taux de transport. Cette équation permet aussi le calcul de la concentration à la limite de la couche basale en donnant la valeur de deux fois le diamètre moyen de la taille granulométrique du solide en suspension à la hauteur "y".

Méthode d'Einstein modifiée (Colby et Hembree, 1955)

C'est une procédure similaire ou presque à celle présentée par Einstein. La différence réside au niveau de la détermination des fractions les plus fines réalisée par la multiplication de la charge en suspension mesurée pour une fraction donnée, par la charge théorique de la zone échantillonnée (Woodard et al. 1981). Le mouvement théorique des solides en suspension est calculé selon la procédure originale d'Einstein, dans laquelle survient une légère modification au niveau de la distribution verticale de la vitesse (V_y/μ_*). Le terme 'z' introduit à la section précédente est remplacé par z_m :

$$z_m = \frac{w}{0.4\mu_m} \quad (1.18)$$

où w = vitesse de chute

μ_m = vitesse de cisaillement modifiée = $\sqrt{g(SR)_m}$

g = accélération due à la gravité

$(SR)_m$ = remplace (SeR')

Le terme $(SR)_m$ peut être estimé par le réarrangement de l'équation (1.11) modifiée:

$$(SR)_m = \bar{V}_y / (1064.6 (\log_{10} 12.27 \frac{Hx}{Ks})^2) \quad (1.19)$$

Cette approche permet une meilleure estimation des solides en suspension près ou en-dessous du diamètre critique (d_*). Woodard et al. (1981) ont repris cette procédure pour estimer les concentrations en métaux lourds dans les cours d'eau.

Méthode de Toffaleti (1969)

Considérée comme l'une des approches les plus efficaces par Vanoni (1975), cette méthode se base principalement sur des équations de charge basale dont la dynamique est plus simple à estimer. Selon Shen (1971), cette méthode est intéressante pour les grandes rivières de faible profondeur. Toutefois, son application est restreinte aux rivières à fond sableux et ne s'applique pas aux limons et argiles. Toffaleti (1969) considère que le sable se déplace en partie sous forme basale et en partie en suspension (Amin et Murphy, 1981).

Une des grandes différences avec la méthode d'Einstein est que Toffaleti utilise la concentration des solides en suspension incluse entre la limite inférieure de la zone de suspension et une limite supérieure qu'il estime à $R/11.24$ où R est le rayon hydraulique. Cette valeur est utilisée pour le calcul de la charge basale. Il estime la charge en suspension par un traitement particulier. Il divise la profondeur d'écoulement en trois zones:

- zone inférieure: où la profondeur est inférieure à $R/11.24$;
- zone médiane: où la profondeur se situe entre $R/11.24$ et $R/2.5$;
- zone supérieure: où la profondeur est supérieure à $R/2.5$.

En adoptant l'hypothèse que le lit est uniquement composé de sable, Toffaleti définit une charge donnée en tonnes par jour et calculée pour un pied de largeur dans la zone inférieure (Shen, 1971):

$$G_F = \frac{0.600}{\left(\frac{TA_C}{V^2}\right)^{5/3} \left(\frac{d_i}{0.00058}\right)^{5/3}} \quad (1.20)$$

où T = paramètre incluant les constantes et composantes des forces de cisaillement et qui est fonction de la température de l'eau (unité de distance/temps au carré)

A_C = facteur de correction non dimensionné

V = vitesse moyenne de l'écoulement (unité de distance/temps)

d_i = diamètre du grain (unité de distance)

Cette expression peut être modifiée pour du sable très fin dont le diamètre est inférieur à 0.088 mm.

$$G_F = \frac{1.905}{(TA_C/V)^{5/3}} \quad (1.21)$$

Ces deux équations sont basées sur l'équation suivante qui est elle-même une forme modifiée de celle proposée par Einstein (1950).

$$\Psi = \frac{TA_C}{V^2} 10^4 d \quad (1.22)$$

Toffaletti (1969) utilise ensuite une variation de l'équation de la concentration du sédiment où $z = V_w/c_z SeR$:

$$C_y = C_a \left(\frac{R}{y}\right)^z \quad (1.23)$$

où C_y = concentration de sédiments à la hauteur V

C_a = concentration de sédiments mesurée à la hauteur 'a'

R = rayon hydraulique
y = hauteur verticale
z = exposant
w = vitesse de chute
 C_z = facteur de correction de la température:
260.67 - 0.667 °F

La valeur de z est valable pour la zone médiane. La zone inférieure possède un coefficient correspondant à 0.756 z, et la zone supérieure montre un coefficient égal à 1.5 z. Toffaleti détermine ensuite la concentration à la limite supérieure de la zone inférieure. Cette valeur permet de calculer la distribution des concentrations dans la zone médiane ainsi qu'à sa limite supérieure. Il en va de même pour la zone supérieure, à partir du G_F de la zone médiane. La charge sédimentaire totale est ensuite calculée par la sommation des trois zones. Toutefois, Shen (1971) questionne la validité d'une division en trois zones et la valeur de précision du G_F .

Autres méthodes découlant de l'approche d'Einstein

Plusieurs autres méthodes ont été développées à partir de la méthode d'Einstein, mais leur champ d'application ne s'applique souvent qu'à la charge basale. Toutefois, on peut se rapporter à Vanoni (1975) qui a testé plusieurs de ces équations.

1.2.1.3 Méthodes diverses

Divers types de méthodes ont vu le jour afin d'estimer la concentration ou le taux de transport sur des bases différentes de la section précédente. Quelques-unes de ces méthodes, dont celle de Lane et Kalinske (1941), reposent sur des bases semi-empiriques et semi-déterministes.

Approche de Lane et Kalinske (1941)

Selon Nordin (1971), Lane et Kalinske furent parmi les premiers à tenter d'estimer la concentration en sédiments à partir du lit mineur et à tenter d'intégrer l'équation (1.14) pour déterminer la concentration des solides en suspension dans l'eau. Ils ont mis au point une relation graphique à partir de données empiriques en reliant la vitesse relative donnée par:

$$V_R = w/\mu_* \quad (1.24)$$

où w = vitesse de chute

μ_* = vitesse de cisaillement

La concentration relative est donnée par C_o/C_b dans laquelle C_o est la concentration au plus bas niveau de suspension et C_b représente la concentration du matériel de même taille dans le lit. Cette relation permet d'estimer la concentration de référence au niveau du lit, sur la base d'écoulement, du fluide et des sédiments basaux à partir de l'intégration suivante:

$$q_s = \gamma \int_0^h V_y C_y dy \quad (1.25)$$

où q_s = débit en solides en suspension entre le lit et la surface
($y = 0$: lit; $y = h$: surface)

V_y = vitesse au niveau y

C_y = concentration en unités de poids de solides en suspension au niveau y

γ = poids moyen du mélange eau-sédiment

Lane et Kalinske (1941) représentèrent les résultats graphiquement sous la forme de l'équation suivante:

$$q_s = \bar{V}_m h C_o P \quad (1.26)$$

où V_m = vitesse moyenne sur la verticale
h = profondeur de l'eau
 C_o = estimé graphiquement
P = coefficient estimé graphiquement

Approche de Acquers et White (1973)

Acquers et White (1973) ont développé une approche permettant la description du transport sédimentaire basée sur l'équation de continuité unidimensionnelle en écoulement instable (équation 1.4). Leur méthode définit trois paramètres: le nombre de mobilité (F_{gr}), le paramètre de transport (G_{gr}) et le diamètre non dimensionné des particules (D_{gr}). Leur approche nécessite la connaissance de la granulométrie (d_i), de la vitesse moyenne (V), de la vitesse de cisaillement (μ_*), de la profondeur d'écoulement (h) et de la viscosité cinématique (V_c). La première étape consiste à la détermination de D_{gr} (Krishnappan, 1981):

$$D_{gr} = d_{35} \left(\frac{g(Se-1)}{V_c^2} \right)^{1/3} \quad (1.27)$$

où d_{35} = diamètre des particules où 35% des sédiments sont plus fins

Se = pente d'énergie (dénivellation de la rivière)

Acquers et White (1973) définissent ensuite des constantes dont les valeurs seront différentes dépendamment de la granulométrie. Elles serviront aux deux prochaines relations. Selon la valeur de D_{gr} , les constantes sont déterminées comme suit:

- Pour $D_{gr} > 60$
 - $n = 0$
 - $m = 1.5$
 - $A' = 0.17$
 - $C' = 0.025$
- Pour des granulométries transitoires où $1 < D_{gr} < 60$

$$\begin{aligned}
 n &= 1.0 - 0.56 \log_{10}(D_{gr}) \\
 m &= (9.66/D_{gr}) + 1.34 \\
 A' &= (0.23/\sqrt{D_{gr}}) + 0.14 \\
 \log_{10}C' &= 2.86 \log_{10}(D_{gr}) - (\log_{10}(D_{gr}))^2 - 3.53
 \end{aligned}$$

Elles permettent le calcul du nombre de mobilité (F_{gr}) et du paramètre de transport (G_{gr}).

$$F_{gr} = \frac{\mu_*^n}{\sqrt[3.5]{gd (Se-1)}} \cdot \left(\frac{v}{\sqrt[3.5]{32.2 \cdot \log_{10} \frac{(10h)}{d}}} \right)^{1-n} \quad (1.28)$$

- où F_{gr} = nombre de mobilité
- μ_* = vitesse de cisaillement
- \bar{V} = vitesse moyenne
- h = profondeur
- n = constante

Ce terme permet la détermination du paramètre de transport G_{gr} :

$$G_{gr} = C' \left(\frac{F_{gr}}{A'} - 1 \right)^m \quad (1.29)$$

où A' , C' et m = constantes

Acquers et White (1973) introduisent ensuite l'équation permettant la conversion du paramètre de transport (G_{gr}) en concentration de sédiments (C) et celle évaluant le taux de transport (Q_s).

$$\bar{C} = \frac{G_{gr} \cdot d_{35}}{h (\mu_* / V)^n} \quad (1.30)$$

$$Q_s = \bar{C} \times Q \quad (1.31)$$

Cette méthode est relativement simple quand les données sont disponibles. Il est possible que les particules fines ne puissent être représentées si le diamètre sans dimension (D_{gr}) est inférieur à 1. Malgré cela, Krishnappan (1981) considère cette méthode comme très valable et l'utilise pour déterminer les inconnues des équations de continuité.

Approche énergétique (Nordin, 1971)

C'est une méthode estimant la relation entre la perte d'énergie d'un cours d'eau et la quantité de sédiments transportés par le courant. L'origine de cette approche remonte avant la réalisation des équations de charges en suspension. Deux méthodes sont décrites et elles reprennent les idées que Rubey (1933) avait mises au point.

A. Approche basée sur la puissance de l'écoulement

Bagnold (1966) assume que le transport du sédiment est équivalent au taux de travail lorsqu'il est combiné au rapport frottement tangentiel de traction nécessaire au transport de la charge et du frottement normal causé par le poids de la charge (Nordin, 1971). Seules les équations finales représentant la charge sédimentaire totale (Q_{st}) et la charge des solides en suspension (Q_{ss}) sont décrites dans ce rapport.

$$Q_{st} = \tau \bar{V} \frac{eb}{\text{tg } \alpha} + 0.01 \frac{\bar{V}_m}{\bar{w}} \quad (1.32)$$

où Q_{st} = charge sédimentaire totale

τ = stress de cisaillement

eb = facteur d'efficience

α = angle moyen de rencontre entre deux particules

\bar{V}_m = vitesse moyenne d'écoulement sur la verticale

\bar{V} = vitesse moyenne d'écoulement

w = vitesse de chute moyenne pondérée ($\sum p_i w_i$)

p_i = fraction des solides en suspension avec une vitesse de chute w_i

$$Q_{ss} = 0.01 \tau \frac{\bar{V}_m^2}{\bar{w}} \quad (1.33)$$

où Q_{ss} = charge en solides en suspension

L'utilisation de ces équations peut être complexe si les données caractérisant α , eb , w et τ ne sont pas disponibles.

B. La théorie gravitationnelle de Velikanov (1954)

Velikanov (1954) a utilisé une équation de continuité bi-dimensionnelle d'écoulement uniforme où les phases solides et liquides sont considérées séparément (Nordin, 1971). Le résultat final est représenté par l'équation suivante:

$$Q_{SS} = \frac{1}{(\rho_s - \rho_w)g} \cdot \frac{\tau V_m^{-2}}{w} - \frac{\rho_w}{(\rho_s - \rho_w)} \cdot \frac{BV_m^{-4}}{gw} \quad (1.34)$$

- où Q_{SS} = taux de débit sédimentaire volumique
 ρ_s = densité du solide
 ρ_w = densité de l'eau
 g = accélération due à gravité
 τ = stress de cisaillement
 V_m = vitesse moyenne d'écoulement sur la verticale
 w = vitesse de chute de particules
 B = coefficient déterminé expérimentalement

1.2.2 Approche déterministe empirique (méthodes d'estimation de la production amont)

Plusieurs auteurs de méthodes analytiques (section 1.2.1) recommandent de déterminer la concentration de la charge lessivée (wash load) à partir de la production amont lorsqu'il y a une forte proportion de sédiments de taille inférieure au diamètre critique (d_*). Toutefois, ces méthodes sont généralement complexes d'application, nécessitent une vaste gamme de données et sont aussi rarement disponibles sur les bassins hydrographiques. Ces techniques sont souvent spécifiques à des zones ou des régions et ne peuvent être appliquées facilement à un bassin entier. La plupart de ces méthodes reposent sur des coefficients expérimentaux ou sur des abaques spéciaux. Toutefois, certains auteurs ont dérivé de telles équations pour simuler l'apport sédimentaire de bassins complets et lorsque les données de terrain sont disponibles, la valeur de tels modèles peut s'avérer supérieure aux équations hydrauliques seules.

1.2.2.1 Equation universelle de perte de sol (USLE)

L'équation mise au point par le Soil Conservation Service (SCS) considère l'érosion comme une résultante de l'action pluviale sur les caractéristiques physiques du secteur touché. L'équation générale se présente comme suit (Wischmeier et Smith, 1978):

$$A^0 = R^0 * K^0 * L^0 * S^0 * p^0 * C^0 \quad (1.35)$$

où A^0 = perte de sol calculée (tonne/acre/événement)

R^0 = facteur basé sur la précipitation liquide

K^0 = facteur d'érodabilité du sol

L^0 = facteur de longueur du plan incliné

S^0 = facteur d'inclinaison de la pente

C^0 = facteur d'utilisation du sol

p^0 = facteur de correction lié aux diverses opérations de construction

Le coefficient R^0 est estimé par le produit de l'énergie cinétique (E) par la précipitation (I). Le facteur E est estimé par la relation suivante:

$$E = 916 + 331 \log I \quad (1.36)$$

où I = précipitation (pouce/heure)

E = énergie cinétique (pied/tonne/acre-pouce)

Le facteur K^0 est calculé à partir d'un nomographe (Wischmeier et Smith, 1978). Les facteurs L^0 et S^0 sont déterminés par la relation suivante:

$$L^0 S^0 = (\lambda/72.6)^m (65.41 \sin^2 \theta + 4.56 \sin \theta + 0.065) \quad (1.37)$$

où λ = longueur du plan incliné

θ = angle du plan incliné

- m = 0.5 si la pente est > 5%
- 0.4 si la pente se situe entre 3.5% et 4.5%
- 0.3 si la pente se situe entre 1.0% et 3.0%
- 0.2 si la pente est < 1%

Le facteur P^0 est déterminé à partir du type d'aménagement et sa valeur peut être tirée de la publication de Wischmeier et Smith (1978).

Le facteur d'utilisation du sol C^0 a été décrit par Wigham et Stolte (1973).

$$C^0 = 0.315 - 0.00311 x \quad (1.38)$$

où x = pourcentage de sol non cultivé dans une unité de surface

L'application de cette méthodologie est intéressante en milieu agricole où les données sont plus courantes. Toutefois, l'équation (1.35) représente la masse totale déplacée par l'érosion, mais seule une fraction parvient au cours d'eau (Dyhouse, 1982; Wilkin et Hebel, 1982). Auparavant, Musgrave (1949) avait mis au point une formule du même genre:

$$E_p = F (R/100)(S/10)^{1.35} (L/72.6)^{0.35} (P_3^0/1.25)^{1.75} \quad (1.39)$$

où E_p : perte de sol probable (tonne/acre/an)

F : facteur de sol basé sur l'érodabilité du sol et autres facteurs physiques

R : facteur de couvert relié à l'utilisation du sol

P : pluie 30 minutes maximales espérées à partir d'une fréquence de 2 ans

Cette équation fut reprise par Beer et al. (1966):

$$E_p = 0.59 (KR/150) P(R/100) (S/10)^{1.35} (L/72.6)^{0.35} \quad (1.40)$$

Les équations de Musgrave (1949) furent aussi reprises par le Soil Conservation Service:

$$E_p = KCR(S/10)^{1.35} (L/72.6)^{0.35} \quad (1.41)$$

où C : facteur de couverture du sol
K : facteur d'érodabilité du sol

Williams (1975) a poursuivi un cheminement similaire en intégrant des paramètres liés au débit tel que:

$$S = 95 (Q \times q_p)^{0.56} \times k \times LS \times c \times p \quad (1.42)$$

où S : production de sédiment en tonnes
Q : volume d'écoulement
q_p : taux d'écoulement de pointe en pi³/s

Cette équation lui a permis d'obtenir une variance expliquée à 92%, ce qui, à ses dires, est meilleur que les résultats obtenus par l'équation (1.35). L'utilisation de ce type d'approche pour estimer la production amont nécessite la détermination d'un taux de transfert qui peut être calculé empiriquement à partir des concentrations observées en rivière, dans la mesure que la perte de sol théorique puisse être calculée au départ.

1.2.2.2 Méthode de Meyer-Wischmeier (Meyer, 1971)

Cette méthode permet d'estimer la quantité de sédiments détachés par érosion. Quatre relations empiriques sont utilisées: le détachement par la pluie (D_R), le transport par la pluie (T_R), le détachement par l'écoulement (D_F) et le transport par l'écoulement (T_F). Ces équations sont les suivantes:

$$D_R = S_{DR} A_i I^2 \quad (1.43)$$

$$T_R = S_{TR} S_e I \quad (1.44)$$

$$D_F = S_{DF} A_i Q^{2/3} Se^{2/3} \quad (1.45)$$

$$T_F = S_{TF} Q^{5/3} Se^{5/3} \quad (1.46)$$

où A_i = incrément de surface

I = intensité de la pluie

Se = inclinaison de la pente

Q = débit

S_{DR} = coefficient de détachement du sol S_{TR} = coefficient du transport du sol

S_{DF} = coefficient du détachement du sol par l'écoulement

S_{TF} = coefficient du transport du sol par l'écoulement

Les termes D_R et D_F peuvent être utilisés pour déterminer la charge sédimentaire dans l'écoulement (unité de temps/unité de longueur) (Beasley et al., 1972):

$$\frac{\partial G_r}{\partial x} = D_R + D_F \quad (1.47)$$

Le transport par impact des précipitations s'avère négligeable et le transport par l'écoulement peut être estimé par une fonction de régression du type $T = aQ^b Se$ (Beasley et al., 1972). Toutefois, le volume de sédiment parvenant au cours d'eau reste problématique.

1.2.2.3 Méthode de Jarocki (1957)

Cet auteur a relevé la difficulté de transposer au milieu naturel des équations fondamentales basées sur des mesures en laboratoire. Il reconnaît que le problème majeur se situe au niveau des conditions d'expérimentation. Il met en évidence que des données prises en rivière sont beaucoup plus représentatives. Partant de l'hypothèse que la quantité de sédiments en suspension (R) est fonction de trois paramètres principaux:

$$R = f(Q, V, A) \quad (1.48)$$

où Q : débit (m³/s)

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

A : surface du bassin (km²)

Il a développé cette équation pour déterminer la relation suivante:

$$R = \frac{0.28 QV^2 \gamma}{g \sqrt{A}} \quad (1.49)$$

où γ = poids spécifique de l'eau

g = accélération due à la gravité (m/sec²)

Jarocki (1957) mentionne que cette équation tient lorsque le nombre de Froud ($F_R = \frac{V^2}{g \sqrt{A}}$) se situe entre 700×10^{-7} et $9\,000 \times 10^{-7}$. La précision est bonne compte tenu de la complexité du problème. L'erreur absolue varie entre 3 et 29% avec une moyenne de 14.6%. De plus, il reconnaît le problème de l'hystérésis et le relie au fait que l'érosion n'est pas un phénomène intense sur le bassin, sinon ce comportement ne serait pas observé.

1.2.3 Approche statistique

Ce type d'approche se base principalement sur des données de terrain et mise sur la dépendance du facteur à déterminer à partir de variables particulières. Ces approches sont de nature plus simple que les modèles déterministes. Elles peuvent être appliquées à des cours d'eau où peu de données sont disponibles. Il est important de mentionner que l'approche statistique ne fournit pas une méthodologie globale, mais demeure spécifique au cours d'eau où elle est appliquée.

1.2.3.1 Méthode de régression

C'est probablement l'approche la plus populaire pour l'estimation de la charge et du taux de transport sédimentaire. Elle est basée sur la dépendance de la concentration des solides en suspension sur divers paramètres indépendants décrits plus tôt dans le rapport. Il existe deux types de régression: les régressions simples, faisant intervenir une seule variable indépendante, et les régressions multiples, faisant intervenir plusieurs paramètres indépendants.

Régression simple

Cette méthode très utilisée fait intervenir une variable telle que le débit, la vitesse moyenne ou la puissance d'écoulement dans une relation linéaire ou non linéaire avec les concentrations mesurées. L'approche la plus rencontrée dans la littérature est une fonction caractéristique du débit (rating curve):

$$C_s = aQ^b \quad (1.50)$$

où C_s = concentration en solides en suspension

Q = débit

a, b = coefficients de la régression

Cette approche fut discutée par plusieurs auteurs, dont Meybeck (1977), Grizel et al. (1978), Adams (1979), Amin et Murphy (1981), Griffith (1982). Le coefficient 'b' est généralement supérieur à 1 et il tient compte de la capacité de transport. Le coefficient 'a' tient compte de la turbidité générale de la rivière.

Cette relation n'est pas la seule employée. Griffith (1982) a testé huit relations sur des rivières de Nouvelle-Zélande où le débit est également la variable indépendante.

$$C_S = a + bQ \quad (1.51)$$

$$C_S = a + b/Q \quad (1.52)$$

$$C_S = \frac{1}{a + b/Q} \quad (1.53)$$

$$C_S = a + bQ^{0.5} \quad (1.54)$$

$$C_S = ae^{bQ} \quad (1.55)$$

$$C_S = aQ^b \quad (1.56)$$

$$C_S = a + b \ln Q \quad (1.57)$$

$$C_S = a + bQ + cQ^2 \quad (1.58)$$

Griffith (1982) a découvert que les relations du type des équations (1.51) et (1.56) représentaient la presque majorité des cours d'eau. Quelques rares cas furent expliqués par les équations (1.52) et (1.54).

Certains auteurs ont montré que d'autres variables pouvaient être utilisées dans ces relations. Ainsi, Amin et Murphy (1981) ont développé trois relations à partir des mêmes données en utilisant le débit (Q), la puissance du courant ($\tau_0 V$) et la vitesse moyenne de l'écoulement (\bar{V}):

$$Q_S = 0.0594 Q^{4.27} \quad (1.59)$$

$$Q_S = 0.00394 (\tau_0 V)^{2.79} \quad (1.60)$$

$$Q_S = 5.25 V^{9.36} \quad (1.61)$$

Le choix de l'équation la plus représentative doit reposer sur l'interprétation visuelle du calage des courbes et sur un examen des statistiques de la régression tels le coefficient de corrélation et de détermination (r et r^2), l'erreur standard, etc. (Griffith, 1982).

Une variante particulière de ce type de régression est la représentation graphique du débit versus la charge sédimentaire selon une relation log-log. Le débit y est la variable indépendante la plus commune. Les auteurs s'y réfèrent à titre de "sediment rating curve".

Régression multiple

L'approche est similaire à la précédente, à l'exception que la concentration en solides en suspension peut être fonction de plusieurs variables. Le choix de ces variables dépend de la contribution de celles-ci sur la variance expliquée et de leur influence sur le coefficient de corrélation. Lorsqu'une variable permet d'améliorer ce coefficient de façon significative, cette variable doit alors être prise en compte.

Le choix du modèle porte généralement sur une méthode linéaire pouvant être solutionnée par étape. Toutefois, des approches non linéaires sont possibles, mais elles sont plus ardues à résoudre. L'utilisation des séries de Taylor permet de contourner ce problème.

A. Régressions multiples avec utilisation de plusieurs paramètres indépendants

C'est une approche employée couramment dans la pratique. Elle peut être linéaire ou non et les variables choisies peuvent représenter les paramètres de l'équation (1.1). La plus connue est

décrite par Shen et Hung (1972). Elle est basée sur deux équations. La relation reliant les paramètres à la concentration est linéaire, mais le terme x représentant les variables indépendantes suit une fonction non linéaire.

$$\log C = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 \quad (1.62)$$

$$x = \bar{V}^{a_4} Se^{a_5} w^{a_6} h^{a_7} \quad (1.63)$$

où $\log C$ = concentration en base logarithmique

\bar{V} = vitesse moyenne d'écoulement

Se = pente d'énergie

w = vitesse de chute d'une particule de taille d_{50}

d_{50} = diamètre d'une particule où 50% des sédiments sont plus fins

Shen et Hung (1972) ont déterminé les facteurs suivants pour les coefficients a_0 - a_7 :

$$a_0 = -107404.45938164$$

$$a_1 = 324214.74734085$$

$$a_2 = -326309.58908739$$

$$a_3 = 109503.8722539$$

$$a_4 = 0.00750189$$

$$a_5 = 0.00428802$$

$$a_6 = 0.00239974$$

$$a_7 = \text{négligeable}$$

Le terme h (profondeur de l'eau) a été considéré négligeable et a donc été mis de côté. Ces auteurs ont simplifié cette relation pour permettre une relation entre $\log C$ et X :

$$\text{LogC} = X^{1/0.00750189} = \frac{VSe^{0.57}}{w^{0.32}} \quad (1.64)$$

B. Régressions multiples à partir de données antécédentes

Elle peut utiliser les débits journaliers ou antécédents, les précipitations journalières ou antécédentes ainsi que d'autres variables mesurées à différentes périodes.

Park et Mitchell (1982) ont utilisé une telle approche en faisant intervenir le débit actuel et les deux débits antécédents, les précipitations journalières et les deux précipitations antécédentes, ainsi que les deux débits sédimentaires antécédents. Ils les ont introduit dans un relation linéaire du type:

$$Q_S(t) = q_1 Q_S(t-1) + q_2 Q_S(t-2) + a_0 P(t) + a_1 P(t-1) + a_2 P(t-2) + b_0 Q(t) + b_1 Q(t-1) + b_2 Q(t-2) \quad (1.65)$$

Cette équation peut être résolue par une méthode de régression de pas à pas (stepwise). Les coefficients q_1 , q_2 , a_0 , a_1 , a_2 , b_0 , b_1 et b_2 sont déterminés par la méthode des moindres carrés. Toutefois, ce type de relation exige que les variables soient toutes mesurées avec un même incrément de temps.

Frenette et al. (1974) ont adopté une procédure similaire pour la simulation du débit sédimentaire de la rivière Châteauguay. Leur relation utilise les débits et les concentrations mesurés en rivière. La forme optimale de l'équation est:

$$C_{i+1} = a + bC_i + cQ_{i+1} + dQ_{i+1}^2 + e\Delta Q_i + \sigma_\epsilon \quad (1.66)$$

où C_{i+1}	= concentration en solides en suspension au temps $i+1$
Q_i	= débit au temps i
Q_{i+1}	= débit au temps $i+1$
ΔQ_i	= $Q_{i+1} - Q_i$
C_i	= concentration en solides en suspension au temps i
a, b, c, d, e	= coefficients de la régression (estimés par la méthode des moindres carrés)
σ	= 5 si $Q < \bar{Q}$ 15 si $Q > \bar{Q}$
ε	= résidu aléatoire
\bar{Q}	= débit moyen

On peut se référer à leurs articles pour le détail de la démarche. Certains auteurs ont également introduit une variable représentant la période sans pluie pour tenter d'expliquer en partie le phénomène d'hystérésis. Cette approche permet d'expliquer le volume de disponibilité de sédiments pour le transport.

Il faut se rappeler que l'approche statistique ne donne qu'une estimation du volume de sédiments produit par le bassin et ne permet pas d'expliquer des différences spatiales sur ce bassin à moins que d'autres équations soient calibrées indépendamment sur chaque exutoire de chaque sous-bassin.

1.2.4 Commentaires sur l'approche à employer

Shen (1971) a fait la critique de plusieurs approches déterministes conceptuelles. Il mentionne que les méthodes développées par Einstein (1950) et Lane et Kalinske (1941) produisent des résultats erronés qui sont surévalués dans le premier cas et sous-évalués dans le deuxième. Shen (1971) critique également la méthode de Toffaleti (1969) pour ce qui est des résultats générés pour les cours d'eau profonds. L'approche énergétique de Rubey (1933) n'est pas acceptée généralement par les hydrauliciens. La figure 1.5 justifie bien cette critique. Une dizaine d'équations furent appliquées et aucune d'elles ne représente la distribution de la courbe des

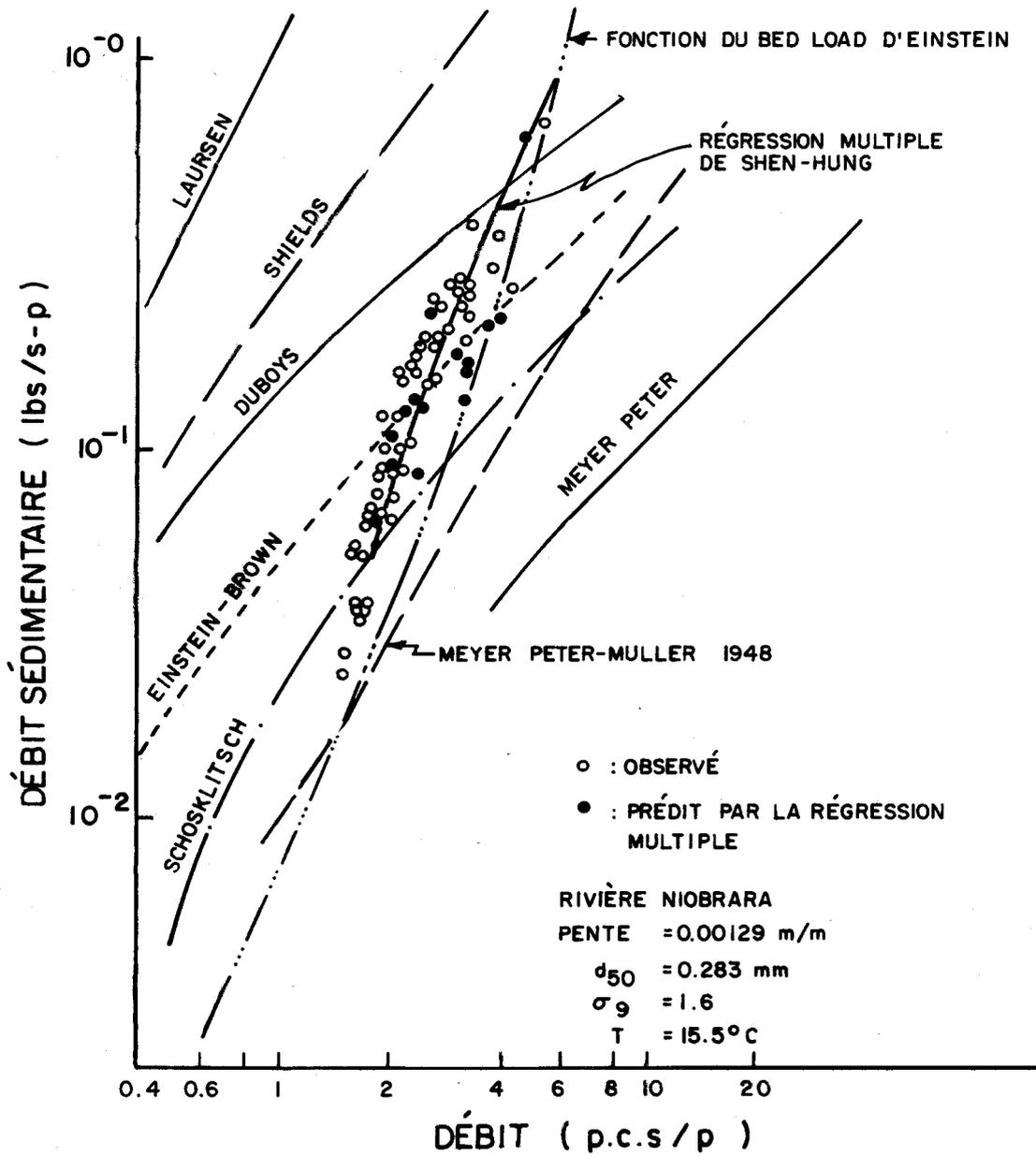


FIGURE 1.5 Courbes d'étalonnage des sédiments pour la rivière Niobrara près de Cody, Nebraska, selon plusieurs formules comparées avec des données mesurées (Vanoni, 1975).

données mesurées à l'exception de l'équation statistique (62) proposée par Shen et Hung (1972). De plus, la plupart de ces équations négligent les particules fines de la taille des limons ou des argiles. De toutes les équations déterministes de ce type, il semble que l'approche de Colby et Hembree (1955) soit la plus efficace, mais elle requiert au même titre que les autres une multitude de données pas toujours disponibles. L'approche déterministe basée sur des lois hydrauliques est utilisable lorsque la charge de sédiments en rivière égale la capacité de transport. Cette approche n'est valable que pour la détermination du transport des sédiments en rivière et n'explique pas les processus réagissant à la surface du bassin.

L'approche empirique est également basée sur divers concepts déterministes, mais la description repose en grande partie sur des relations empiriques déterminées à partir de données mesurées sur le bassin versant. Son utilisation vise principalement l'estimation de la production sédimentaire à la surface du bassin. Elle tente d'expliquer le transport sédimentaire non pas grâce à des conditions de saturation reposant sur des lois hydrauliques mais sur les processus de transport et de production engendrés par divers phénomènes physiques. Certaines de ces équations sont difficiles à résoudre en raison de la multitude de données requises et de la spécificité de celles-ci selon le type de sol ou d'environnement. D'autres plus simples relient des paramètres facilement disponibles selon certaines relations avec l'aide de coefficients. Ce type d'approche est plus facile à intégrer dans un modèle physiographique à mailles, puisque la production peut être estimée sur chaque élément selon une relation unique. L'approche empirique nécessite des données de terrain pour l'optimisation des coefficients et l'estimation de la validité des résultats.

Shen et Hung (1972) considèrent que l'approche statistique, et en particulier l'analyse de régression, serait l'approche recommandée pour l'évaluation du volume de sédiments transportés dans un bassin. C'est une méthode relativement simple qui nécessite peu de paramètres. Toutefois, elle n'est pas de mise pour l'explication des processus interagissant sur le bassin. L'application d'une telle méthode à un bassin découpé en plusieurs éléments devient ardue puisqu'il faut déterminer une relation spécifique à

chacun des sous-éléments. Elle nécessite également une analyse spécifique à chaque bassin versant.

Il serait intéressant de pouvoir tenir compte du facteur d'hystérésis dans les simulations. C'est un facteur souvent négligé, mais dont l'importance est énorme. La plupart des modèles le néglige, mais leurs résultats s'en trouvent affectés. Seule l'approche empirique pourrait permettre l'intégration du phénomène d'hystérésis, puisque l'origine de l'hystérésis est liée à la production et au transfert des sédiments ainsi qu'à la disponibilité de ceux-ci à la surface du bassin. Seule une méthode décrivant l'érosion ou le ruissellement de surface pourrait permettre cela. Le phénomène pourrait être décrit par un coefficient représentant la disponibilité ou la réserve de sédiments disponibles à l'érosion et au transport. Ce facteur pourrait être lié d'une certaine façon au nombre de jours où le ruissellement a été nul et son taux de délivrance pourrait être exprimé par une fonction exponentielle décroissante expliquant l'hystérésis.

CHAPITRE 2

SÉDIMENTATION DANS LES RÉSERVOIRS

2.1 TYPES DE RÉSERVOIRS

Plusieurs auteurs traitent le problème de sédimentation selon le type de réservoir. La dynamique de la sédimentation s'effectue différemment d'un réservoir à l'autre d'où l'importance de classifier les réservoirs. Peu d'études de classification ont été réalisées par le passé. Une classification sommaire fut proposée par le U.S. Bureau of Reclamation (1973). Ils divisent les types de réservoirs selon quatre modes d'opération.

- Type I : Faible fluctuation du plan d'eau.
- Type II : Fluctuation moyenne du plan d'eau.
- Type III : Forte fluctuation du plan d'eau.
- Type IV : Réservoirs normalement vides.

Les types I et II sont représentatifs des réservoirs du Québec. Ce genre de classification est principalement relié à la nature des sédiments déposés. Elle est surtout employée pour la méthode de Lane et Koelzer (1943) et de Lara et Pemberton (1963), permettant l'estimation du poids unitaire des sédiments.

Un autre type de classification, d'usage plus répandu, a été proposé par Borland et Miller (1958) et repris plus tard par Lara (1962). Cette classification, basée sur les caractéristiques physiques, distingue quatre types de réservoirs. Elle a été développée à partir des observations de 30 réservoirs.

Classe	Type	$\frac{\log v}{p}$
I	lac	3.5-4.5
II	plaine d'inondation, piedmont	2.5-3.5
III	colline-vallon	1.5-2.5
IV	gorge	1.0-1.5

Pour déterminer à quelle catégorie appartient tel réservoir, il suffit de pointer la profondeur (P) du réservoir en ordonnée contre la capacité ($\log V$) en abscisse selon une échelle logarithmique. L'inverse de la pente des lignes permet de définir le type de réservoir (Lopez, 1978). La figure 2.1 montre les quatre types de réservoirs selon la relation entre le pourcentage de la profondeur totale du réservoir et le pourcentage du volume total de sédiment. Cette approche fut employée principalement avec la méthode empirique de la variation de la surface (area increment method) développée par Borland et Miller (1958).

2.2 DISTRIBUTION DES SÉDIMENTS EN RÉSERVOIR

Cette section met en relief les principes et les comportements de base des solides en suspension et des sédiments déposés. Toutefois, elle ne constitue qu'une entrée en matière puisque le but de l'étude est la détermination de la concentration des solides en suspension à l'exutoire.

2.2.1 Concepts physiques

Les sédiments et les solides en suspension ne se distribuent pas uniformément dans un réservoir. Ainsi, la concentration et l'accumulation de sédiment sont dépendantes de leur taille et de leur structure, de la taille et de la forme du réservoir, du mode d'opération et des transports solide et liquide (Borland, 1971; Lopez, 1978). Le transport sédimentaire est intimement lié à l'apport du sédiment provenant de l'amont, mais la dynamique du transport lui-même est régie par les vitesses résiduelles du cours d'eau, les vagues et le courant engendré par celles-ci. Une baisse de vitesse peut également entraîner une baisse de turbulence, ce qui peut se traduire par une augmentation de la vitesse de sédimentation. Autre point d'intérêt, les courants de densité liés à la température de l'eau et aux concentrations en sédiment en suspension peuvent contribuer au transport sédimentaire en réservoir. Un survol de quelques-uns des concepts fondamentaux est décrit ci-dessous.

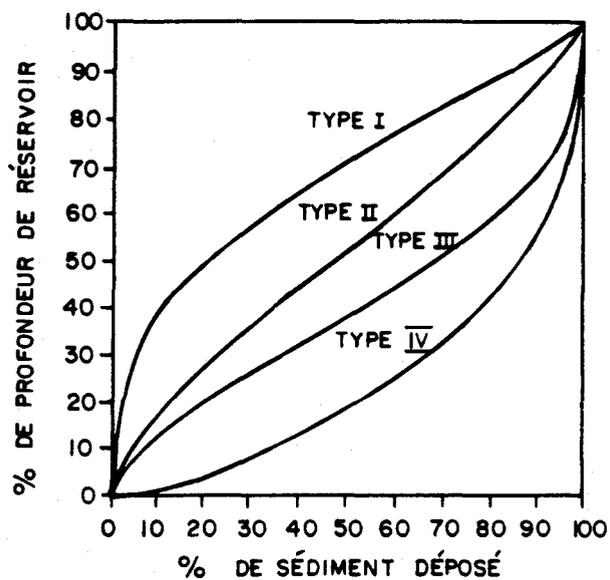


FIGURE 2.1 Courbes d'étalonnage de divers types de réservoirs (Lopez, 1978, d'après U.S. Bureau of Reclamation, 1973).

2.2.1.1 Forces en présence

Dans la dynamique des solides en suspension, il existe deux types de force qui sont directement responsables du taux de sédimentation dans les réservoirs et les cours d'eau (Borland, 1971; Wiebe et Drennan, 1973; Couillard, 1981).

1. Force horizontale due à la vitesse et à la fonte du courant.
2. Force verticale due à la vitesse de chute (force gravitationnelle) et à la turbulence.

Einstein (1950), se basant sur les travaux de Rubey (1933), a réalisé un graphe mettant en évidence la relation entre la vitesse de chute et la taille des particule de quartz (figure 2.2). La relation fait ressortir deux pentes spécifiques où la courbe d'inflexion correspond grossièrement au diamètre critique et sous laquelle les vitesses de sédimentation pour les sédiments fins deviennent très faibles.

Couillard (1981) décrit une approche où l'estimation de la vitesse de chute repose sur la définition de la loi de Newton.

$$w = \frac{4 g (\rho_S - \rho_L) d}{3 K_R \rho_L} \quad (2.1)$$

où w = vitesse de chute (cm/s)

g = accélération due à la gravité (9.8 m/s²)

ρ_S = masse spécifique des particules en suspension (g/cm³)

ρ_L = masse spécifique de l'eau (g/cm³)

d = diamètre de la particule (mm)

K_R = coefficient de résistance

Le coefficient de résistance (K_R) est lié au nombre de Reynolds par la relation suivante:

$$K_R = b/R_e^n \quad (2.2)$$

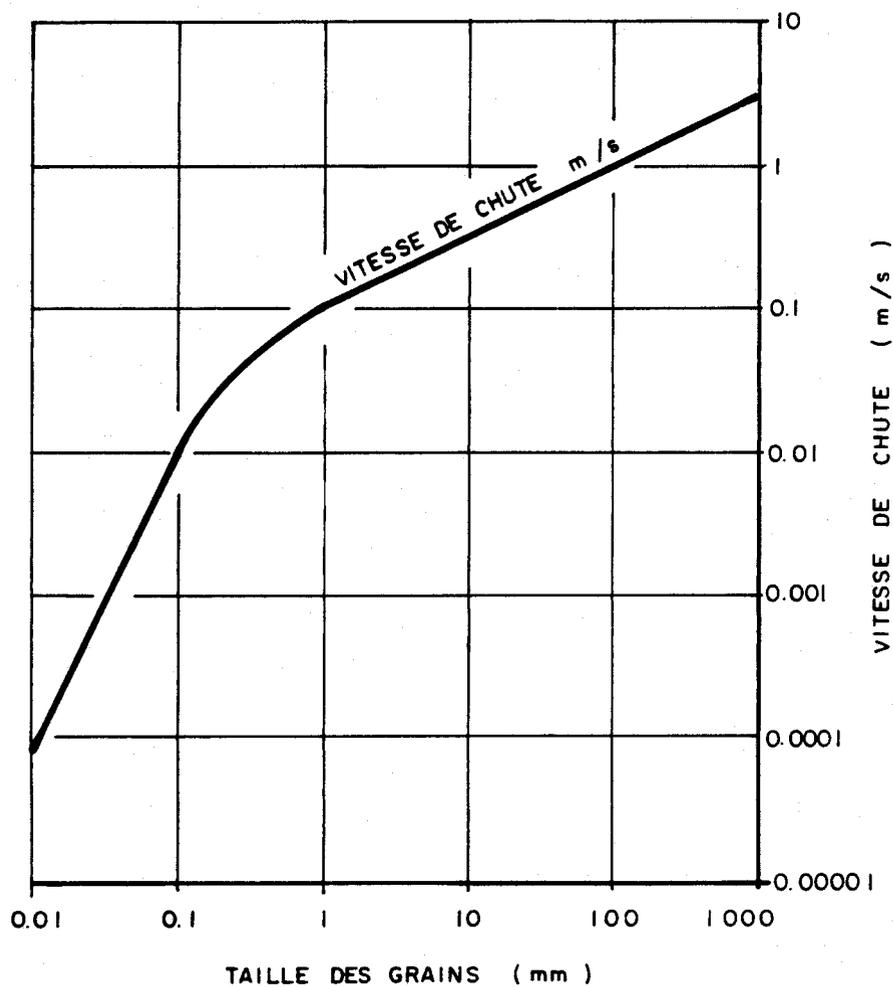


FIGURE 2.2 Vitesse de sédimentation pour diverses tailles de grain de quartz selon Rubey (Einstein, 1950).

où R_e = nombre de Reynolds

b, n = coefficients dépendants du nombre de Reynolds

Les coefficients peuvent adopter trois valeurs différentes selon la région où se situe le nombre de Reynolds (figure 2.3).

	b	n	$K_R = b/R_e^n$
- Région de la loi de Stokes ($R_e < 2$):	24	1	$K_R = 24/R_e$
- Région transitoire ($2 < R_e < 500$):	18.5	0.6	$K_R = 18.5/R_e^{0.6}$
- région de la loi de Newton ($R_e > 500$):	0.4	0	$K_R = 0.4$

Dans un grand réservoir, le régime est rarement turbulent, puisque les vitesses sont relativement faibles. Ce comportement permet d'avancer l'hypothèse d'un nombre de Reynolds inférieur à 2. Ce dernier est défini par la relations suivante:

$$R_e = \frac{wd}{\mu c} \quad (2.3)$$

où μc = viscosité dynamique = μ_L/ρ_L

μ_L = viscosité

Les équations (2.2) et (2.3) peuvent alors être introduites dans l'équation (2.1) permettant de définir la formule de Stokes.

$$w = \frac{1}{18} \frac{g (\rho_S - \rho_L) d^2}{\mu c \rho_L} = \frac{g}{18} \frac{\rho_S}{\rho_L} - 1 \frac{d^2}{\mu c}$$

Cette relation est valable lorsque les particules sont sphériques et de densité uniforme, dans un milieu stable (Couillard, 1981).

2.2.1.2 Physionomie du dépôt

Il existe trois zones d'accumulation dans un réservoir, selon Wiebe et Drennan (1973) (figure 2.4).

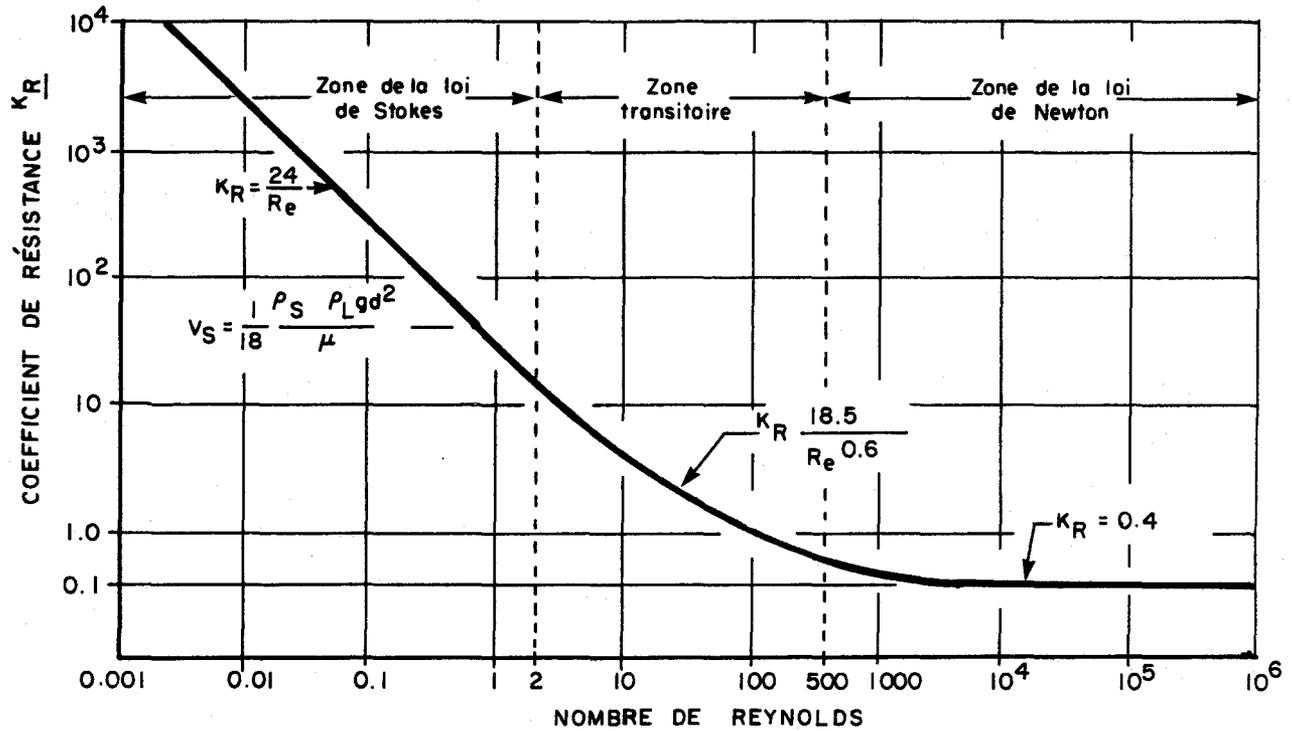


FIGURE 2.3 Corrélation entre le coefficient de résistance et le nombre de Reynolds pour une particule sphérique (Couillard, 1981).

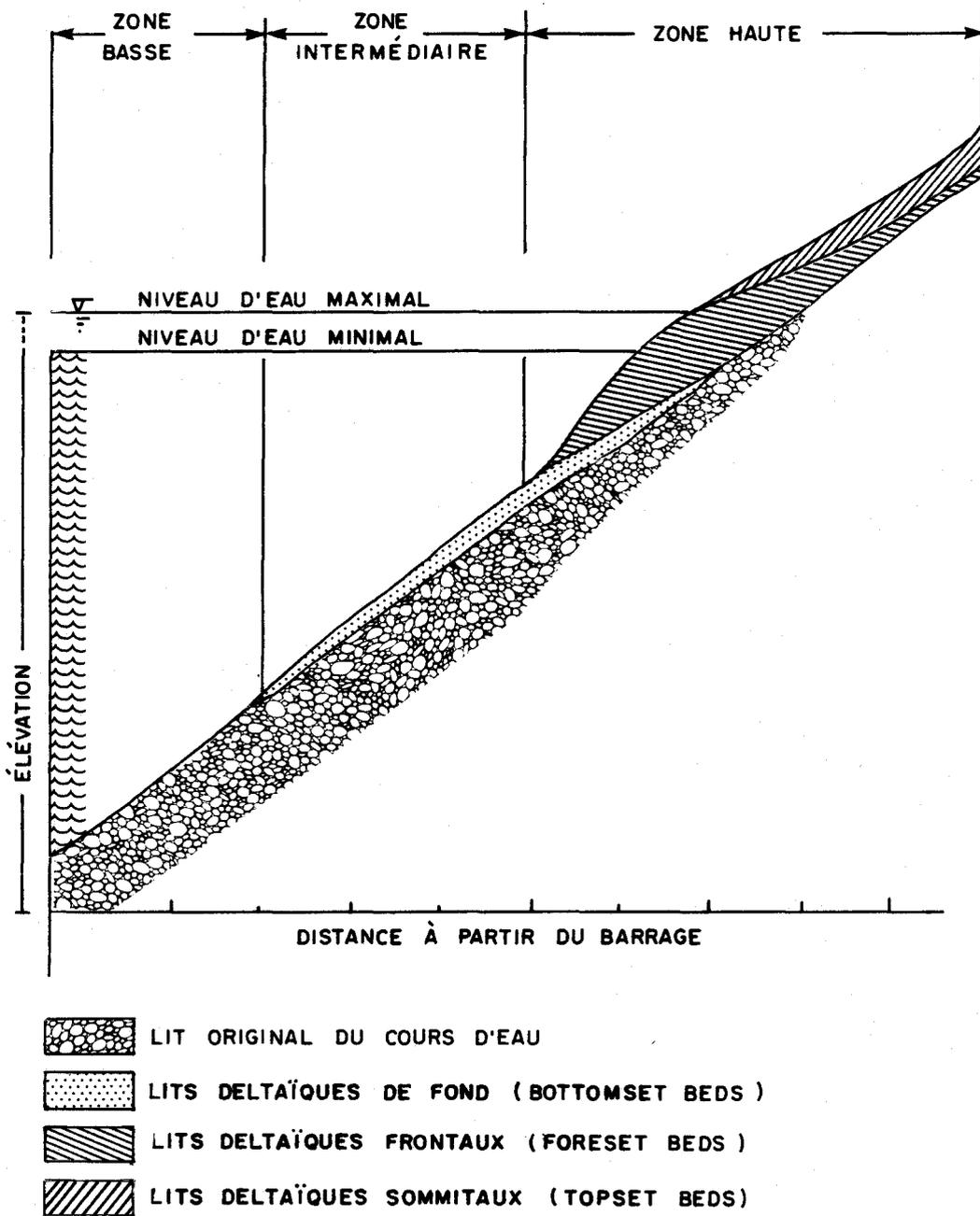


FIGURE 2.4 Schéma général de déposition des sédiments dans un grand réservoir (Wiebe et Drennan, 1973).

1. zone haute
2. zone intermédiaire
3. zone basse

Zone haute

Elle comprend toute la zone englobant le delta jusqu'au pied des lits deltaïques frontaux (foreset beds) (figure 2.5). Cette zone contient la quasi totalité de la fraction grossière de taille supérieure au sable fin contenu dans une formation deltaïque. Les sédiments se distribuent radialement à partir de l'exutoire de la rivière, en passant progressivement de la fraction grossière à la fraction fine de l'amont vers l'aval. Deux types de delta peuvent être observés: les deltas complexes comptant pour la majorité des cas observés, et les deltas unidirectionnels se disposant sur la largeur totale du réservoir. Il est à noter que ces derniers sont observables dans les réservoirs du type "gorge".

Zone intermédiaire

Cette zone incorpore les lits deltaïques de fond (bottomset beds) ainsi que des sédiments érodés à partir des berges du réservoir. Cette zone consiste dans le transport et le dépôt d'une grande partie de la charge lessivée (wash load) contenant les argiles et limons.

Zone basse

Elle constitue la partie la plus profonde et la plus en aval du réservoir et seuls des sédiments très fins s'y déposent.

Il existe certaines méthodes permettant de déterminer la distribution des sédiments dans le réservoir et pour chacune des zones ci-dessus. Les méthodes les plus courantes sont la méthode d'incrément de surface (area increment method) et la méthode empirique de variation de surface (empirical area reduction method).

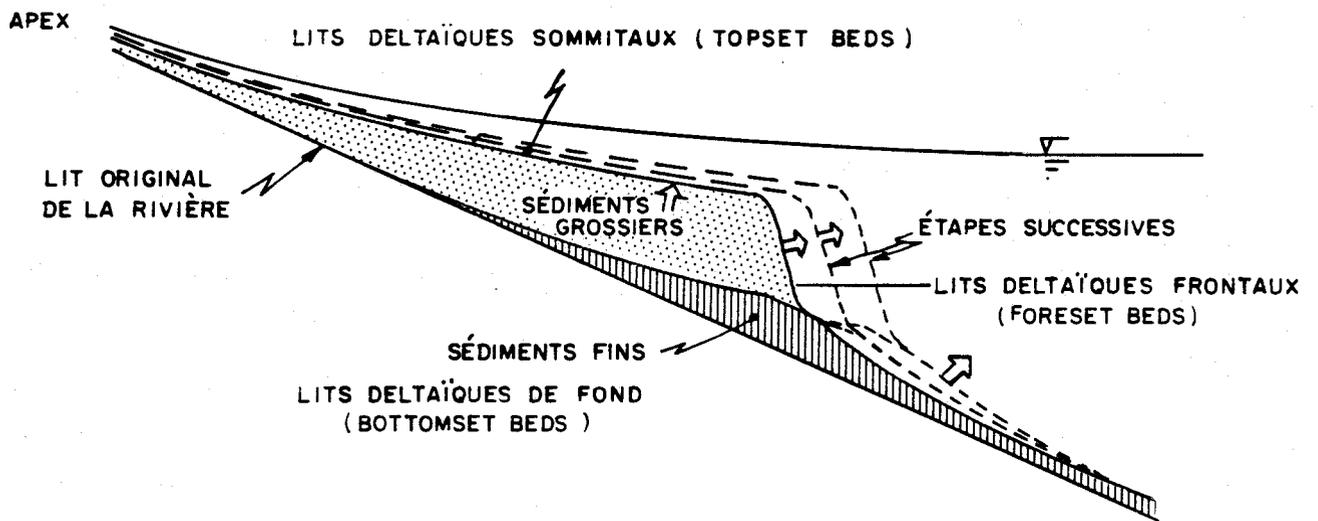


FIGURE 2.5 Profil typique et évolution temporelle d'un delta (Borland, 1971).

Elles sont expliquées de façon détaillée dans l'article de Borland (1971).

2.2.1.3 Problématique du refoulement

Ce problème se rencontre fréquemment dans les réservoirs et spécialement chez ceux dont la rivière amont possède une très faible pente. Le problème survient au contact de l'apex du delta où la compétence de la rivière diminue fortement. Ceci résulte dans l'aggradation du lit de la rivière, ce qui peut causer des problèmes d'inondations ou d'ennoyage de berges (Borland, 1971).

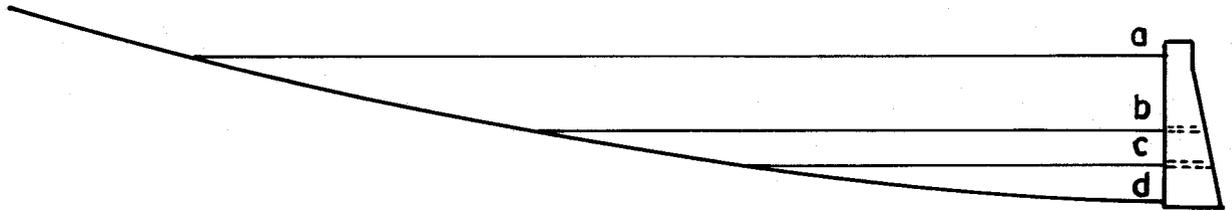
2.2.1.4 Dynamique des sédiments dans les réservoirs

Outre la dynamique de la sédimentation dans les réservoirs, il y a la dynamique du mouvement des sédiments. Dans le cas de l'abaissement du niveau de l'eau, les sédiments déposés aux hautes eaux sont érodés aux basses eaux pour être transportés plus loin ou remis en suspension (figure 2.5). La figure 2.6 montre l'évolution deltaïque à long terme d'un réservoir dont l'aboutissement final résulte par une perte complète de la capacité d'emménagement des eaux. Il constitue le stade terminal de l'opération d'un réservoir.

2.3 MÉTHODES D'OBSERVATION DU VOLUME D'ACCUMULATION EN SÉDIMENT

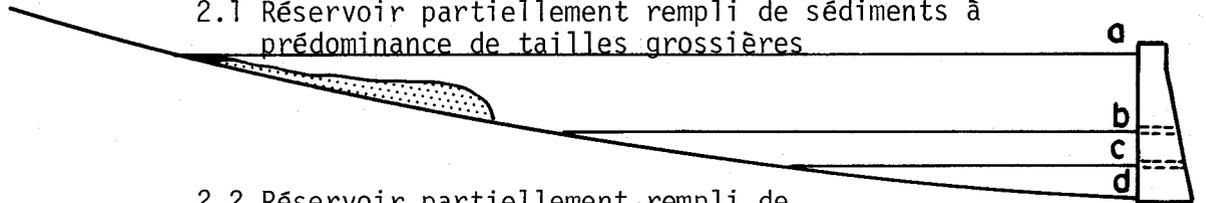
Les approches décrites permettront de déterminer le volume de sédiment déposé dans le réservoir et par le fait même, permettront d'estimer le transport sédimentaire venant de l'amont s'il n'existe aucune donnée ou qu'aucun modèle n'a été appliqué. Celles-ci seront également d'un intérêt certain pour la détermination du débit sédimentaire en aval du barrage. Il existe diverses techniques permettant l'estimation du volume de sédiment déposé et du coefficient de capacité de rétention. Mais avant de passer à la description de ces techniques, il est important d'expliquer certains termes couramment employés dans la littérature. Ainsi, la capacité de rétention (trap efficiency) est le rapport de la quantité de sédiment déposé sur l'apport total annuel de sédiment. Elle peut être exprimée sous forme

1 - Phase initiale (aucun sédiment)

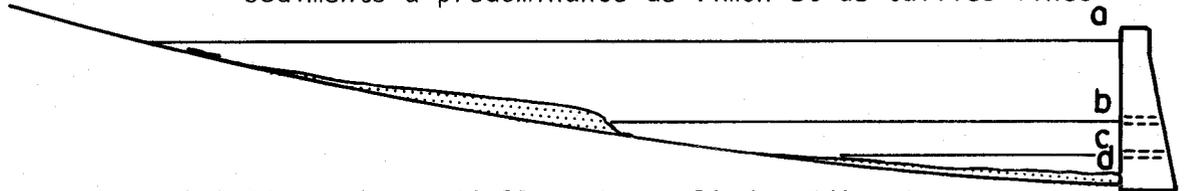


2 - Phase intermédiaire (trois scénarios)

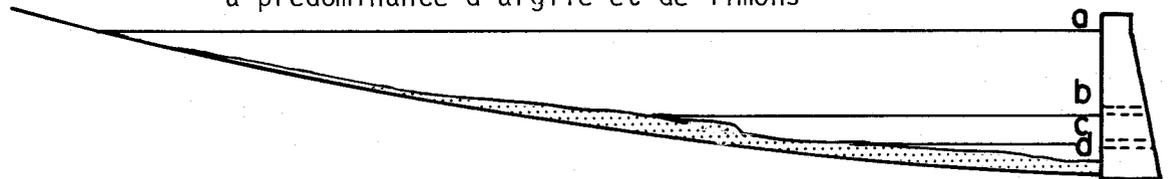
2.1 Réservoir partiellement rempli de sédiments à prédominance de tailles grossières



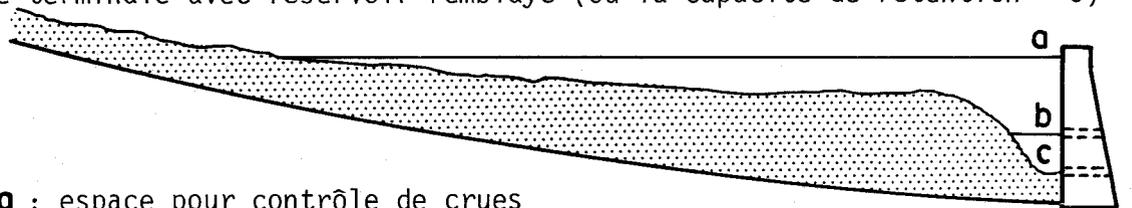
2.2 Réservoir partiellement rempli de sédiments à prédominance de limon et de tailles fines



2.3 Réservoir partiellement rempli de sédiments à prédominance d'argile et de limons



3 - Phase terminale avec réservoir remblayé (où la capacité de rétention = 0)



- a** : espace pour contrôle de crues
- b** : emmagasinement de conservation
- c** : emmagasinement inactif
- d** : emmagasinement mort (conçu pour la sédimentation)

-----: vannes

FIGURE 2.6 Evolution du remplissage sédimentaire d'un réservoir (Hafterson, 1969).

de pourcentage ou de fraction. Ce rapport est dépendant de la vitesse de chute (w) des particules, elle-même dépendant de la taille des particules, ainsi que du taux d'écoulement à travers le réservoir (Lopez, 1978).

2.3.1 Comparaisons sur une base spatiale

Elles permettent la détermination du volume de sédiment déposé à l'aide de la comparaison entre deux réservoirs opérant dans des conditions similaires où les caractéristiques sédimentologiques sont connues. La comparaison peut être réalisée sur un même bassin versant ou sur un bassin versant voisin possédant les mêmes caractéristiques physiques (Borland, 1971; Grimshaw et Lewin, 1980). Toutefois, l'erreur peut s'avérer très forte lors de l'application d'une telle procédure.

2.3.2 Comparaisons sur une base temporelle

La règle générale consiste à mesurer le volume disponible pour l'emménagement avant l'installation ou le remplissage et le volume disponible après le remplissage (Borland, 1971; Grimshaw et al., 1980). Le débit sédimentaire retenu dans le réservoir peut alors être estimé par la formule suivante:

$$V_A = \frac{V_0 - V_i}{N_i} \quad (2.4)$$

$$QS_D = \frac{V_A}{Q_A} \quad (2.5)$$

où V_A : volume annuel de sédiment déposé

V_0 : volume original du réservoir avant remplissage ou la dernière date d'observation

V_i : volume du réservoir après n années

N_i : nombre d'années depuis le remplissage ou la dernière date d'observation

QS_D : débit sédimentaire ayant contribué totalement à la sédimentation

Q_A : volume annuel d'écoulement à l'entrée du réservoir.

La première donne une estimation du volume de sédiment déposé annuellement tandis que la deuxième procure une mesure du débit sédimentaire moyen annuel dans des conditions où tous les sédiments sont déposés.

2.3.3 Détermination des volumes libres d'emménagement

Il existe de nombreuses méthodes employées pour déterminer le volume libre d'emménagement après le remplissage du réservoir, mais elles sont toutes basées sur deux types de données: des données bathymétriques ponctuelles et des transects bathymétriques réalisés par divers types de sondeur (enregistreur, sonar, senseur, etc.) permettant de cartographier les profils des fonds (Stichling, 1969).

2.3.3.1 Méthodes de calcul élévation - surface (contour area method)

Elles reposent sur les données bathymétriques et utilisent les isolignes de contour typographique et la surface qui leur est associée. Wiebe et Drennan (1973) reconnaissent quatre méthodes.

Courbe hypsométrique (courbe surface - hauteur)

Elle détermine une relation liant la profondeur et le pourcentage de la superficie totale immergée (figure 2.7). La différence entre les courbes de chaque année d'observation donne un indice du volume de sédiment accumulé.

Méthode prismoïde modifiée

Cette méthode décrite par Borland (1971) est basée sur une procédure originale de détermination du volume libre d'emménagement. Elle détermine une strate du réservoir par une surface supérieure (A) et inférieure (B) ainsi qu'une surface médiane (\sqrt{AB}) (figure 2.8). La surface type de la strate *i* s'obtient par la moyenne des trois. Elle se base sur la relation suivante:

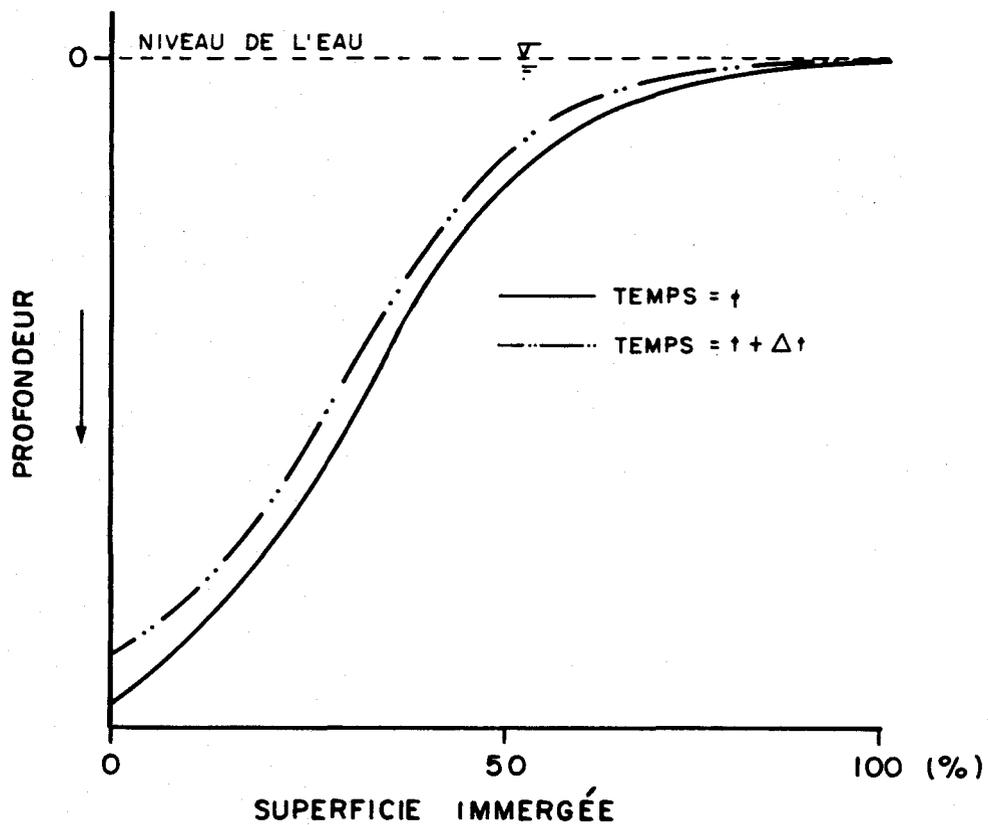


FIGURE 2.7 Courbes hypsométriques reliant la profondeur du réservoir au pourcentage de superficie immergée.

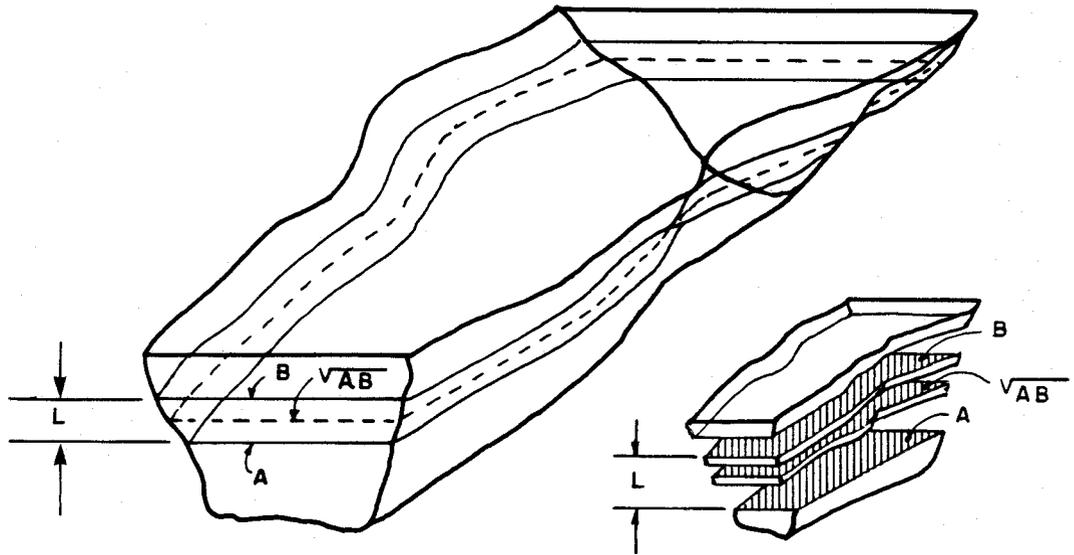


FIGURE 2.8 Illustration des termes utilisés pour le calcul de capacité du réservoir par la méthode prismoïde modifiée (Borland, 1971).

$$V_i = \frac{L}{3} (A + \sqrt{AB} + B) \quad (2.6)$$

où V_i : volume de la strate i
 L : épaisseur de la strate

Méthode du contour moyen (average contour area)

C'est une approche simple divisant le réservoir en un certain nombre de strates définies par la moyenne des surfaces supérieures et inférieures pour chacune des strates (figure 2.9).

Règle de Simpson (Simpson's rule)

Elle est basée sur une division du réservoir en un certain nombre de plans A_i où le volume total est calculé par la relation suivante:

$$V = \frac{h}{3} [A_0 + A_n + 4 (A_1 + A_3 + \dots + A_{n-1}) + 2 (A_2 + A_4 + \dots + A_{n-2})] \quad (2.7)$$

où V : volume total (m^3)
 h : distance entre chaque plan (m)
 A_0 : surface du réservoir (km^2 ou m)
 A_n : surface du plan n (km^2 ou m)

2.3.3.2 Méthodes de calcul par transect

Ces méthodes sont moins utilisées que les précédentes, mais leur précision est aussi bonne. Il existe quatre méthodes de base selon Wiebe et Drennan (1973).

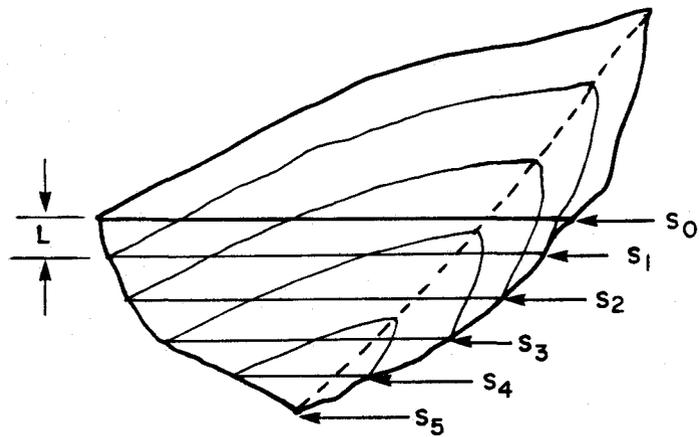


FIGURE 2.9 Illustration de la méthode du contour moyen où la surface de chaque strate est calculée par la moyenne des surfaces supérieures et inférieures de chaque tranche.

Règle de Simpson (Simpson's rule)

C'est la même méthode que celle citée précédemment à l'exception que h signifie la distance entre les transects et A_n représente la surface des transects.

Méthode de Eakin et Brown (1939) (range end method)

C'est une version modifiée de la méthode prismoïde (figure 2.10). Elle est donnée par la formule suivante:

$$V = \frac{A'}{3} \left(\frac{E_1 + E_2}{W_1 + W_2} \right) + \frac{A}{3} \left(\frac{E_1 + E_2}{W_1 + W_2} \right) + \frac{1}{3} \frac{h_3 E_3 + h_4 E_4}{(43560)} \quad (2.8)$$

où V : capacité (acre pied)

A' : surface (acre) du quadrilatère formé par la connection des points d'intersection a, b, c, d

A : surface totale des segments en acres

E_i : surface des transects transversaux (pieds carrés)

W_i : largeur de la section transversale du cours d'eau principal (pied)

h : distance perpendiculaire d'un transect de tributaire à la jonction du tributaire avec le cours d'eau principal. Dans le cas où la jonction est en dehors du segment, elle s'étend jusqu'au point où le thalweg du tributaire intercepte le transect aval du cours d'eau principal

l_1 : distance perpendiculaire du transect aval du cours d'eau principal à la ligne de rivage du transect amont sur le côté droit en remontant vers l'amont

l_2 : même mesure pour le côté gauche.

Relation section transversale vs barrage (Wiebe et Drennan, 1973)

Cette méthode, peu traitée dans la littérature, consiste à une relation entre la surface des sections transversales en fonction de la distance au barrage. La différence entre les deux

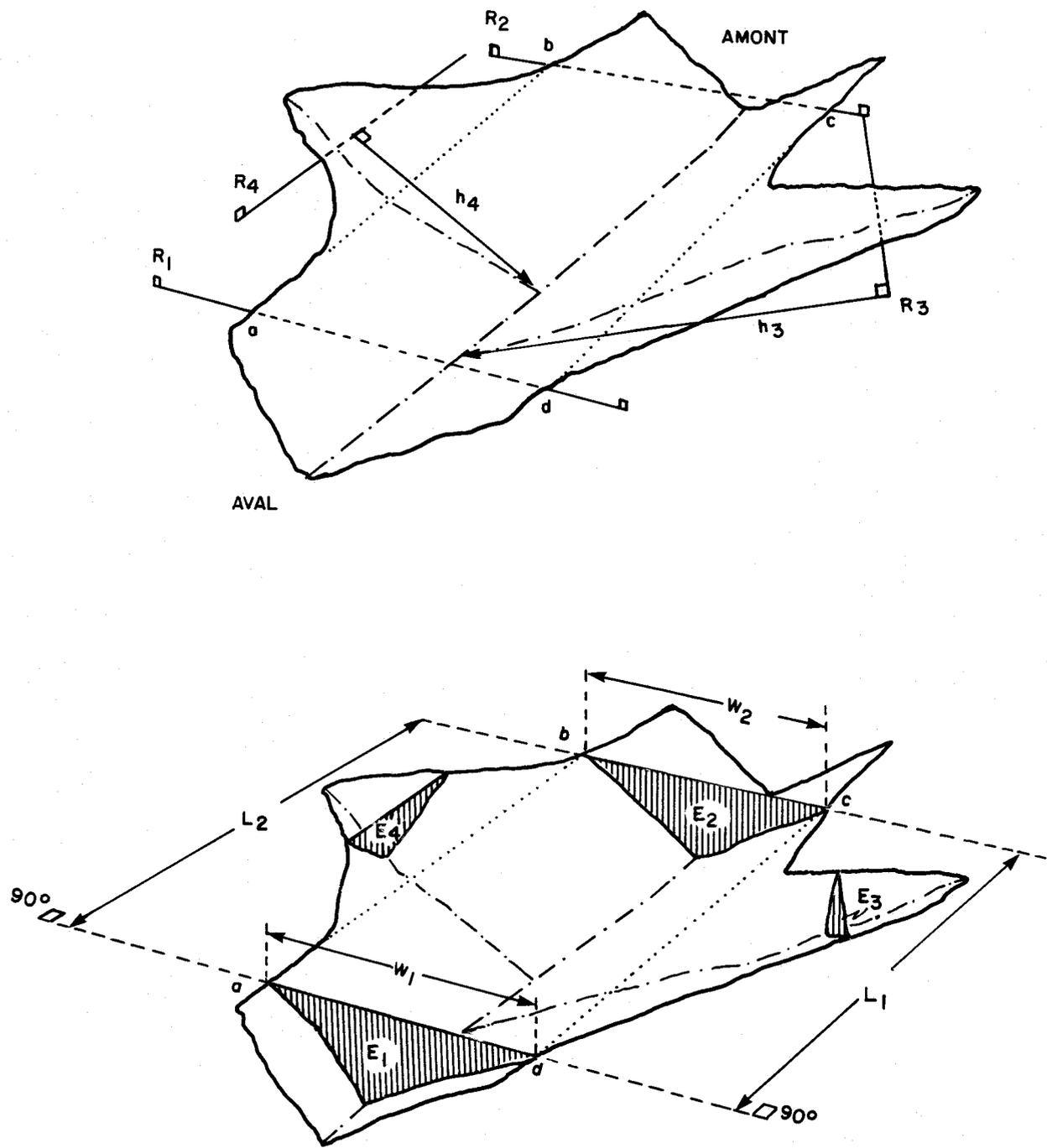


FIGURE 2.10 Illustration de la formule d'Eakin et Brown pour le calcul de la capacité d'emmagasinement (Borland, 1971, d'après Eakin et Brown, 1939).

courbes (temps = t et temps = t + Δt) est un indicateur du volume de sédiment déposé.

Méthode de Burrell (1951)

Cette méthode rapportée par Borland (1971) utilise les données d'observation des contours et des transects pour calculer directement le volume de sédiment. La relation est donnée par l'équation suivante:

$$V_s = \frac{V_0}{A'_0 + A''_0} (A'_s + A''_s) \quad (2.9)$$

où V_s : volume de sédiment déposé dans un sous-segment

V_0 : volume du segment avant sédimentation

A_0 : surface de la section transversale

A_s : surface du dépôt de sédiment

A' : section transversale aval

A'' : section transversale amont.

2.3.4 Capacité de rétention du réservoir

Cette mesure permet d'estimer de façon efficace le pourcentage de sédiment retenu dans le réservoir et du même coup, par une simple soustraction, le volume et la concentration de sédiment sortant du réservoir. Cette procédure permet également de définir le type de granulométrie retenu par un réservoir. Outre la taille des particules, la vitesse de chute est influencée également par la forme des particules (Couillard, 1981), la viscosité cinématique et la composition physico-chimique de l'eau. L'âge, la forme du réservoir ainsi que le mode d'opération ont aussi une certaine influence. L'efficacité de rétention peut atteindre 100% dans le cas de réservoirs à capacité d'emmagasinement supérieure à 10 000 acres-pieds. Dans les petits réservoirs, les sédiments grossiers sont aisément retenus, mais les sédiments plus fins demeurent en suspension.

Plusieurs méthodes sont disponibles dans la littérature pour calculer le facteur d'efficacité de rétention et plusieurs de celles-ci sont présentées à la section suivante.

2.3.4.1 Méthodes graphiques d'estimation de l'efficacité de rétention

Méthode de Churchill (1948)

Lopez (1978) considère cette méthode comme l'une des plus efficaces pour déterminer l'efficacité de rétention. La courbe représente une relation logarithmique entre le pourcentage de sédiment entrant et passant dans le réservoir, et l'index de sédimentation du réservoir (période de rétention \div vitesse moyenne) (figure 2.11). La période de rétention est définie par le rapport entre la capacité d'emmagasinement du réservoir et le taux d'arrivée des sédiments.

Méthode de Brune (1953)

Il a élaboré une courbe (figure 2.12) reliant le pourcentage de charge sédimentaire totale au rapport capacité/débit total (Wiebe et Dennan, 1973). Il définit également deux courbes enveloppes: la courbe supérieure tient compte des sédiments grossiers et la courbe inférieure tient compte des sédiments fins.

2.3.4.2 Méthodes mathématiques d'estimation de l'efficacité de rétention

Méthode d'Einstein (1965)

Après la conception de l'équation du transport sédimentaire (voir paragraphe 1.2.1.2), cet auteur a mis au point une formule permettant l'estimation de la capacité de rétention des solides en suspension dans un réservoir. La forme de base de l'équation s'inscrit de la façon suivante:

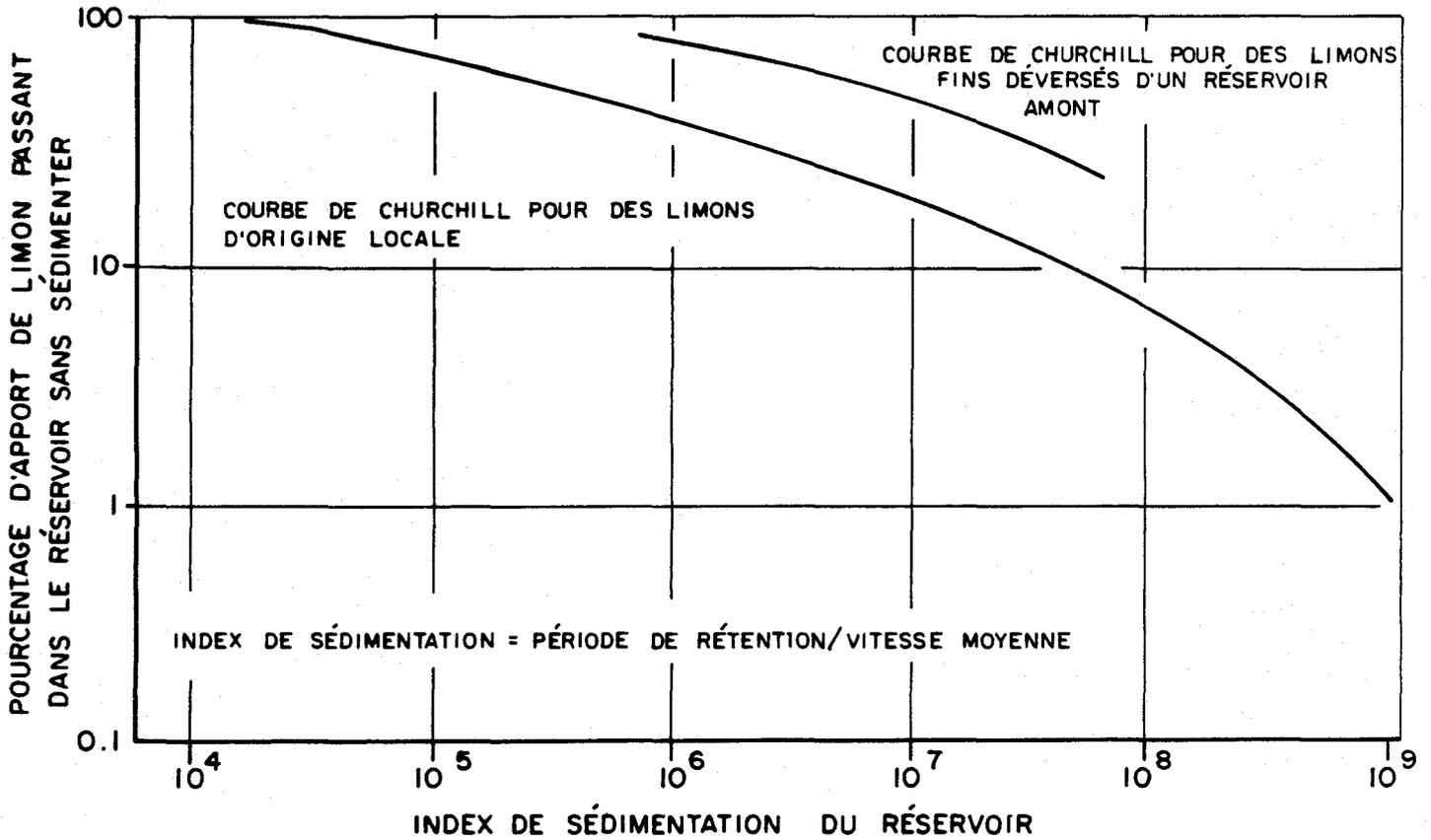


FIGURE 2.11 La courbe d'efficacité de rétention de Churchill (Borland, 1971).

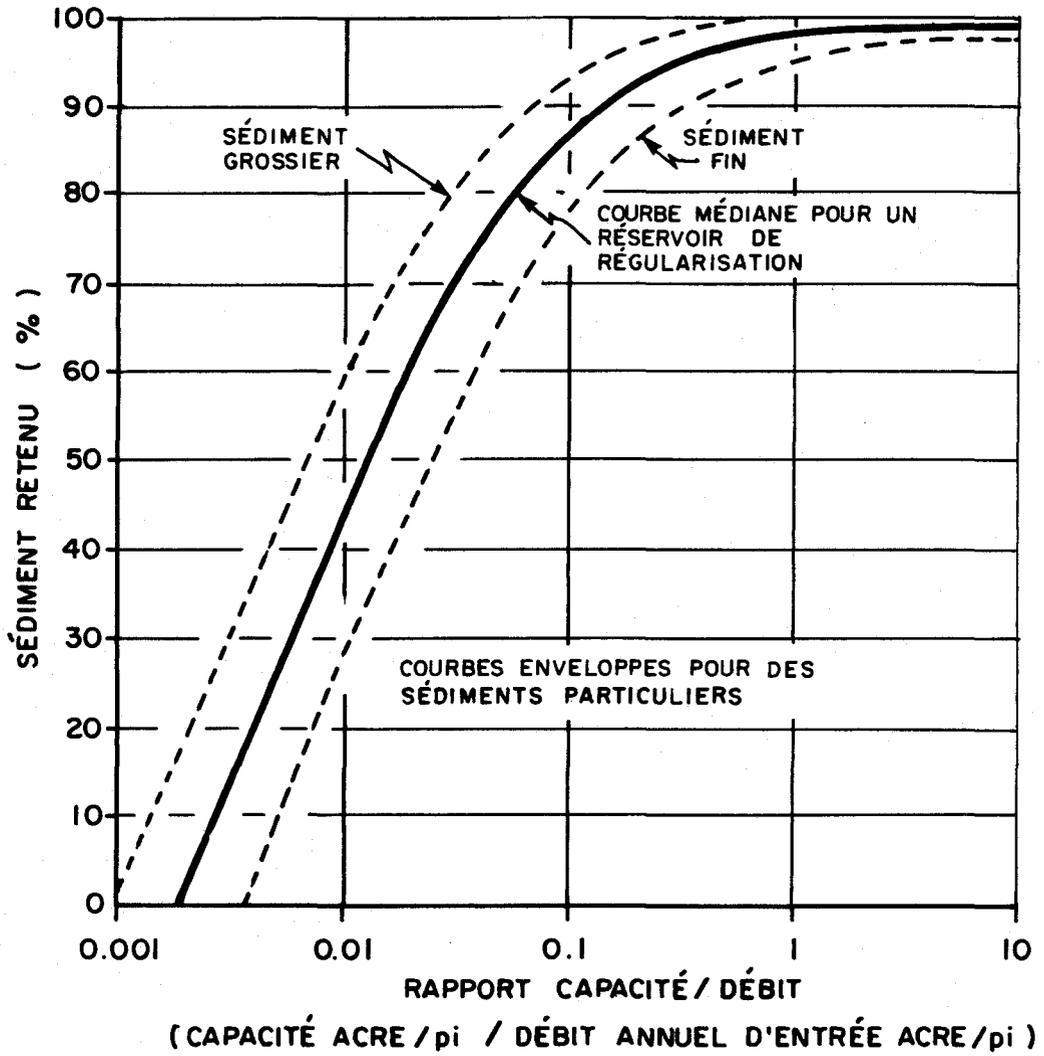


FIGURE 2.12 Efficacité de rétention vs rapport capacité/débit d'entrée (Wiebe et Drennan, 1973, d'après Brune, 1953).

$$C_R = 1 - e^{-0.693 \ell/L} \quad (2.10)$$

où C_R : fraction de sédiment déposé sur la longueur totale du réservoir (%)

ℓ : longueur du réservoir (milles)

L : longueur du canal au-dessus duquel la moitié des particules ont décanté (milles)

La valeur L est difficile à estimer, d'où la définition d'une équation permettant de résoudre cette variable.

$$L = \frac{\bar{V} * 0.657 H}{5280 w} \quad (2.11)$$

où \bar{V} : vitesse moyenne d'écoulement (pi/s)

H : profondeur du réservoir (pi)

w : vitesse de chute (pi/s)

Einstein remplace ensuite la variable L de l'équation (2.10) par celle de l'équation (2.11):

$$C_R = 1 - \frac{1}{\frac{1.055 \ell w}{e^{\bar{V}H}}} \quad (2.12)$$

Cette équation permet le calcul selon diverses tailles granulométriques et selon plusieurs segments.

Méthode de Karashev (1966)

Cette méthode, applicable pour les petits réservoirs, a été reconnue comme étant l'une des plus efficaces par Lopez (1978). Elle est basée sur les vitesses de chute différentielles des sédiments de diverses tailles. La forme générale de l'équation est la suivante:

$$C_R = 1 - (1 - C_{IR}) e^{-\frac{\phi C_{IR}}{1 - C_{IR}}} \quad (2.13)$$

- où C_R : capacité de rétention (%)
 C_{IR} : temps de renouvellement du réservoir
 ϕ : $\frac{wT_s}{H}$
 w : vitesse de chute du sédiment transporté (pi/s)
 H : moyenne des profondeurs du réservoir (pi)
 T : temps de renouvellement (excédent) (seconde)

Cette équation permet de déterminer le pourcentage de solides en suspension capturé lors du passage dans le réservoir. Elle peut être simplifiée et traduite sous une forme graphique si la variable ϕ est assumée constante (figure 2.13). Toutefois, cette hypothèse n'est pas toujours valable dans la réalité, en raison de la nature de l'écoulement et des sédiments transportés (Lopez, 1978).

Méthode de Borland (1971)

L'auteur s'est inspiré de la méthode mise au point par Einstein (1965). La forme générale de l'équation est une variante des deux méthodes précédentes.

$$C_R = 1 - e^{\frac{-1.055 w \ell}{VH}} \quad (2.14)$$

- où C_R : capacité de rétention qui exprime le pourcentage de sédiment déposé sur l'étendue totale de la surface du réservoir (%)
 w : vitesse de chute (pi/s)
 V : vitesse moyenne d'écoulement (pi/s)
 H : profondeur du réservoir (pi)
 ℓ : longueur du réservoir (mille)

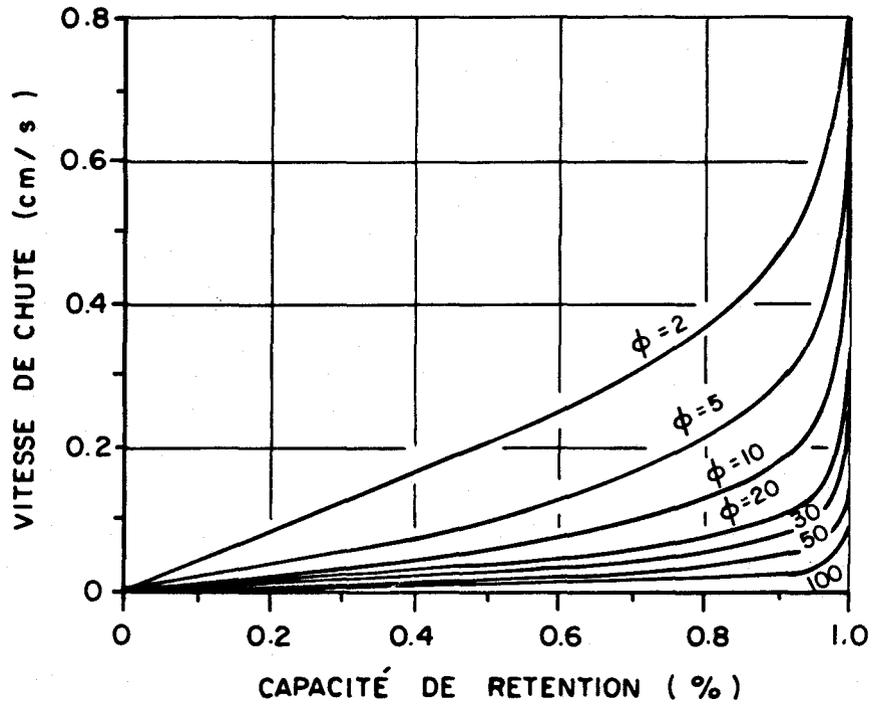


FIGURE 2.13 La courbe d'efficacité de rétention en réservoir, de Karashev (1966) (Lopez, 1978).

Méthode de Lal et Banerji (1976)

Ils ont mis au point une méthode empirique d'estimation d'un index de siltation. Cette variable permet de définir une capacité annuelle de sédimentation par unité de surface. L'équation générale prend l'allure suivante:

$$S = k(C/I)^m * (I/W)^n \quad (2.15)$$

où S : capacité de rétention (fraction)

(C/I) : rapport de la capacité du réservoir au volume d'apport annuel

(I/W) : apport annuel moyen par unité de surface (x 1 000 m³/m²)

C : capacité d'emménagement du réservoir (m³)

I : volume moyen annuel du débit d'entrée au réservoir (m³)

W : surface du réservoir (km²)

k, m, n : coefficients.

Lal et Banerji (1976) transforment cette équation sous une forme logarithmique afin de résoudre les coefficients k, m et n. L'équation transformée est du type $X = B_1 + B_2X_2 + B_3X_3$ et donne la version suivante:

$$\text{Log}S = \text{log}k + m\text{log}(C/I) + n\text{log}(I/W) \quad (2.16)$$

Dans leur étude, les auteurs ont déterminé la valeur des coefficients pour certains réservoirs de l'Inde.

$$S = \frac{(C/I)^{0.22} * (I/W)^2}{100} \quad (2.17)$$

2.3.5 Concentration à l'exutoire

La concentration ou le volume de sédiment observé à l'exutoire se calcule de la même façon pour toutes les équations définies plus avant. Elle consiste en une opération de soustractions et de divisions:

$$V_{se} = V (1 - C_R) \quad (2.18)$$

où V_{se} : volume ou concentration de solides en suspension à la sortie du réservoir

V_s : volume de solides en suspension entrant dans le réservoir

C_R : capacité de rétention.

2.3.6 Densité et poids unitaire des sédiments déposés

Wiebe et Drennan (1973) ont relevé trois approches principales pour l'estimation de la densité des sédiments au fond d'un lac ou d'un réservoir.

2.3.6.1 Sondes

Une première approche couramment employée en océanographie consiste en l'utilisation de sondes à isotopes radioactifs qui permettent d'estimer la profondeur, le type et la densité des sédiments.

2.3.6.2 Méthodes ponctuelles

La densité peut être estimée de façon indirecte sur des échantillons non perturbés. Les méthodes estimant la densité ont été présentées de façon détaillées par Stichling (1969).

2.3.6.3 Méthodes mathématiques empiriques (modèle de compaction dans le temps)

Deux méthodes ont été décrites par Wiebe et Drennan (1973) et Lopez (1978). Elles sont basées toutes deux sur la granulométrie des sédiments, l'âge et le mode d'opération du réservoir. Lane et Koelzer (1943) ont mis au point le premier prototype pour estimer la densité du sédiment.

$$W = W_1 + K \log T \quad (2.19)$$

où W : densité du dépôt au temps T

- W_1 : densité du dépôt au temps 1
K : constante liée à la taille du sédiment
T : temps

La valeur du coefficient K est donnée au tableau 2.1 pour divers types de granulométrie et divers types de mode d'opération dans un réservoir. Lara et Pemberton (1963) ont poursuivi le cheminement fait par les auteurs précédents. L'équation finale est la suivante (Lopez, 1978):

$$\gamma_{da} = \gamma_{di} + 0.434 K \left[\frac{T}{T-1} (\log T) - 1 \right] \quad (2.20)$$

$$\gamma_{di} = W_C P_C + W_m P_m + W_S P_S \quad (2.21)$$

- où γ_{da} : poids unitaire après T années
di : poids unitaire initial
 P_C, P_m, P_S : pourcentages d'argile, de limon et de sable
 W_C, W_m, W_S : coefficients (tableau 2.1)

2.4 COMMENTAIRES

Le survol de ce chapitre a mis en évidence la complexité du phénomène de la sédimentation dans les réservoirs. Toutefois, dans le cas qui nous occupe, l'estimation du facteur de rétention suffit à combler les besoins du modèle. Le choix de la méthode ou de la procédure à adopter reste toujours problématique puisqu'aucune comparaison n'existe dans la littérature à l'exception de jugements prononcés par certains auteurs. Les applications et la démonstration des résultats sont également rarement abordées dans la littérature. Il faut comprendre qu'une base de comparaison n'est pas monnaie courante en pratique. Le choix de la méthode doit être basé sur la simplicité d'application et la disponibilité des données requises. Le modèle recherché n'a pas besoin de définir les interactions et la sédimentation à une échelle fine. Le niveau de précision voulu est dicté par le besoin d'assurer une continuité dans l'écoulement simulé par le modèle hydrologique CEQUEAU, en présence de réservoirs, lacs ou

TABLEAU 2.1 Valeur de densité des sédiments déposés (Lane et Koelzer, 1943).

MODE D'OPÉRATION DU RÉSERVOIR	sable		limon		argile	
	W_s	K_1	W_m	K_2	W_c	K_3
A) fluctuation faible du plan d'eau du réservoir	93	0	65	5.7	30	16.0
B) fluctuation modérée du plan d'eau du réservoir	93	0	74	2.7	46	10.7
C) fluctuation importante du plan d'eau du réservoir	93	0	79	1.0	60	6.0
D) réservoir vide en temps normal	93	0	82	0.0	78	0.0

élargissements du cours d'eau. Deux alternatives sont possibles pour l'application du modèle: la méthode graphique et la méthode mathématique. Le graphe de Churchill serait intéressant dans le premier cas selon Lopez (1978), mais son intégration dans un modèle automatisé pose des problèmes. Les approches de Borland (1971) et de Karashev (1966) constitueraient des possibilités intéressantes dans le deuxième cas. Toutefois, rien n'empêche l'application de chacune des méthodes, selon la disponibilité des données.

CHAPITRE 3

INTÉGRATION AU MODÈLE HYDROLOGIQUE CEQUEAU

La problématique de la sédimentation et de la simulation du transport des solides en suspension a pris de l'ampleur depuis quelques années en raison de leurs relations avec les modèles de qualité.

Le nombre de modèles de solides en suspension documentés peut paraître élevé, mais la précision n'est pas toujours satisfaisante. Ceci est lié à la dynamique extrêmement complexe de l'érosion différentielle sur le bassin et à la relation hydraulité - physiographie du bassin, difficilement estimable à l'échelle fine. Il est donc souhaitable de mettre au point des modèles combinant à la fois le phénomène de l'érosion des sols et de l'hydraulique du transport. Ces deux domaines sont rarement traités simultanément dans la littérature. Les auteurs ont tendance à appliquer l'un ou l'autre. Il est également souhaitable que le modèle puisse être prédictif et transposable sur plusieurs rivières, sans changements majeurs dans ses coefficients.

Un modèle prédictif se basant sur plusieurs concepts retrouvés dans la littérature a été intégré au modèle hydrologique CEQUEAU (Morin et al., 1981).

3.1 MODÉLISATION DES SOLIDES EN SUSPENSION EN RIVIÈRES

3.1.1 Modèles disponibles

Une brève critique des diverses approches en modélisation permettra d'expliquer le choix du modèle qui sera utilisé pour la simulation du transport et la production en solides en suspension. Une description plus détaillée de ces modèles se trouve au chapitre 1.

3.1.1.1 Modèles hydrauliques

Ces modèles ont reçu une attention particulière dans la revue de littérature. Ils sont basés essentiellement sur l'application de lois physiques et hydrauliques, fondées sur la dynamique de l'écoulement de l'eau et de la granulométrie des sédiments. Toutefois, cette approche ne considère pas la production de sédiment sur le sol. Donc, les méthodes hydrauliques s'appliquent essentiellement au niveau du cours d'eau. Il est cependant possible de les coupler à un modèle de production. Plusieurs limitations caractérisent cette approche. Premièrement, des données requises tels que la vitesse moyenne de l'eau, le débit, les concentrations en divers points de la verticale de la colonne d'eau et les fractions granulométriques des sédiments de fond ou en suspension sont rarement disponibles sur l'ensemble d'un bassin versant. De telles données sont parfois recueillies en certains endroits d'un cours d'eau, mais jamais d'une façon permettant un aperçu de la dynamique de la production et du transport d'un cours d'eau. Deuxièmement, ces modèles sont applicables dans la mesure où les valeurs des solides en suspension atteignent une capacité maximale de charge dans le cours d'eau, ce qui représente un phénomène rare au Québec. Des résultats calculés, nettement surestimés, peuvent être produits si les solides en suspension ne répondent pas à cette condition. Troisièmement, l'approche ne rend pas compte des solides en suspension de taille granulométrique inférieure au sable fin (0.0625 mm de diamètre). Ceci implique que les argiles (colloïdes) et les limons (silts) ne sont pas considérés, bien que leur présence contribue d'une façon importante à la qualité de l'eau. Quatrièmement, les quelques applications testées sur certaines rivières ont produit des résultats plus ou moins fiables.

3.1.1.2 Modèles statistiques

Par rapport aux modèles hydrauliques, les modèles statistiques sont relativement aisés d'application, puisqu'ils nécessitent seulement le débit du cours d'eau et les concentrations de sédiments en suspension. Des

données de vitesse de l'eau, de période sans pluie, de ruissellement etc..., sont également utilisées dans certains cas. Toutefois, le débit constitue la variable indépendante la plus fréquemment employée par les auteurs.

Cette approche comporte des lacunes. Elle ne permet pas de tenir compte des modifications physiques qui représentent pourtant une condition de base à la conception d'un modèle général de transport applicable à tout bassin versant. Les résultats n'apportent aucun élément d'explication aux divers phénomènes liés à la production et au transport des sédiments.

Toutefois, ces modèles permettent généralement de bonnes estimations des volumes et des concentrations des solides en suspension, surtout lorsque le phénomène d'hystérésis est absent. Pour les raisons précitées et en raison de la non compatibilité d'une telle approche avec un modèle déterministe à mailles physiographiques comme le modèle CEQUEAU, ces modèles ont été mis de côté. En effet, le modèle CEQUEAU exige un sous-modèle permettant d'estimer la production et le transport sur chacun des carreaux.

3.1.1.3 Approche empirique déterministe

Cette approche fut retenue pour la présente étude. Elle est basée sur une combinaison de variables physiques, de lois physiques ou hydrauliques et de relations empiriques. Les variables physiques comprennent des paramètres tels que le débit, la pente, le couvert végétal, l'exposition, l'érodabilité des sols, les précipitations, etc. Les lois physiques peuvent être décrites par des équations de continuité, le nombre de Froud, la loi de Stokes, etc. Ces valeurs permettent la prédictibilité du modèle. L'utilisation d'une telle procédure permet d'expliquer ou de déterminer en partie, la production ou le transfert des sédiments sur chaque carreau d'une grille selon l'influence des divers paramètres physiques de ce carreau. Les variables sont reliées par l'utilisation de coefficients, de facteurs empiriques ou de relations graphiques. La calibration finale du modèle s'effectue par l'ajustement de divers coefficients. L'approche requiert plusieurs types de données physiques et physiographiques devant être déterminés au préalable. La précision de l'ajustement est évaluée à la fois par la

comparaison graphique des hydrogrammes de crues sédimentaires et par la minimisation de l'erreur standard.

3.1.2 Adaptation au modèle CEQUEAU

3.1.2.1 Concepts

Deux concepts majeurs caractérisent la sous-routine des sédiments en suspension adaptée au modèle CEQUEAU. Le premier concept est lié à la production de sédiments sur chacun des carreaux entiers composant le bassin versant étudié. La production est liée à la notion de disponibilité en sédiment pour l'érosion, laquelle est soumise à l'intervalle de temps où il n'y a pas eu de ruissellement de surface ou de ruissellement retardé. De plus, cette production ne peut être transportée instantanément. Le phénomène est alors compensé par un facteur d'amortissement. La production s'effectue de deux façons. Une première forme provient d'une relation avec les deux types de ruissellement décrits plus haut. Une deuxième production est réalisée en rivière et se traduit par l'érosion des berges et des sédiments déposés sur le lit du cours d'eau. Une division de la production en quatre (4) classes granulométriques permet de suivre le phénomène du transport sédimentaire et de la sédimentation avec plus d'efficacité.

Le second concept est caractérisé par le transfert (ou transport) de la charge sédimentaire vers l'aval. Une technique semblable au transfert du débit fut utilisée pour caractériser l'écoulement des sédiments. Les bilans des classes de sédiments sont effectués en fonction de l'accumulation ou du transport des sédiments pour chacun des carreaux partiels du modèle. Le résultat final se traduit par une concentration moyenne à l'exutoire du carreau partiel. Cette valeur peut être convertie en volume par une simple multiplication avec le débit.

Il est important de souligner que le modèle ne tient pas compte de la charge basale. Elle n'occupe toutefois qu'une importance mineure au Québec. Elle constitue environ 5 à 10% de la charge sédimentaire totale transportée par la rivière (Frenette, 1979).

3.1.2.2 Description des équations de base du modèle

Le modèle devrait reposer sur des concepts physiques pour rencontrer sa vocation déterministe. Or, plusieurs équations sont mentionnées dans la littérature et la plus accessible compte tenu des données disponibles est celle décrite par Meyer-Wischmeier (Meyer, 1971). En raison d'une double production de solides en suspension en rivière et sur le sol, cette équation convient au développement du modèle. La forme initiale de l'équation est structurée de façon à respecter l'équation de continuité des sédiments:

$$\frac{\Delta G}{t} = A_i (S_{dr} I^2 + S_{df} Q^{2/3} Se^{2/3}) \quad (3.1)$$

où ΔG : production de sédiment en suspension par unités de temps

S_{dr} : coefficient de production au sol

S_{df} : coefficient de production en rivière

A_i : superficie de l'élément i (km^2)

I : intensité de la pluie (mm)

Q : débit (m^3/s)

Se : pente moyenne du cours d'eau sur l'élément i (m/km)

La première partie de l'équation détermine la production de solides en suspension provenant de l'érosion du sol. La deuxième partie estime la production en rivière. La première partie ne peut être utilisée tel quel dans le modèle CEQUEAU en raison de l'absence de données de précipitations sur une base horaire. Pour contourner ce problème, une approche similaire à celle de Constable (1975) fut utilisée pour déterminer la production. C'est une relation empirique permettant un estimé du matériel "disponible" à l'érosion. Constable (1975) estimait cette valeur comme une constante. Nous sommes allés un peu plus loin en faisant intervenir certains paramètres physiques à cette constante de façon à créer la relation suivante:

$$P_S = a F_S E A_i \quad (3.2)$$

où P_S : matériel disponible à l'érosion (m^3)
 a : coefficient de disponibilité (m)
 F_S : fraction de sol sur l'élément i
 E : exposition (couvert végétal)
 A_i : superficie de l'élément i (km^2)

Le coefficient "a" peut être obtenu lors de la calibration du modèle. Pour un carreau entier, la fraction de sol (F_S) est obtenue par l'équation suivante:

$$F_S = (1 - F_L - F_M) \quad (3.3)$$

où F_L : fraction de superficie de l'élément i associé aux lacs
 F_M : fraction de superficie de l'élément i associé aux marais

L'exposition (E) est calculée à partir d'une variante de l'équation développée par Frenette et al. (1974). L'équation de base se traduit ainsi:

$$E = F_{SN} + 0.01 F_F \quad (3.4)$$

où F_{SN} : fraction de sol nu sur l'élément i
 F_F : fraction de forêt sur l'élément i

La variante de l'équation (3.4) conçue pour le modèle CEQUEAU prend l'allure qui suit:

$$E = 0.01 P_F + (F_S - F_F) \quad (3.5)$$

La production au sol est répartie en deux composantes spécifiques en utilisant l'équation (3.2) avec deux paramètres d'ajustement différents.

La première composante utilise le ruissellement de surface comme paramètre clé pour la production de sédiments en suspension atteignant le cours d'eau. Il remplace l'intensité de la pluie dans l'équation (3.1). Le matériel érodé est dépendant de la hauteur de lame d'eau produite et ceci

dans le but d'empêcher le lessivage complet du matériel lors d'une première crue mineure. Toutefois, certains événements hydrologiques peuvent entraîner tout le matériel, mais le ruissellement de surface doit atteindre une certaine valeur limite obtenue par l'ajustement du modèle. L'approche retenue pour le calcul du volume de sédiments entraînés à la rivière par le ruissellement de surface est:

$$R_1 = P_{S1} \times \left(\frac{Q_R}{k_1} \right)^2 \quad (3.6)$$

où R_1 : volume de sédiments en suspension érodé par le ruissellement de surface (m^3)

Q_R : lame ruissellée en surface (calculée par CEQUEAU) (mm)

k_1 : lame d'eau limite permettant la prise en charge de tout le sédiment disponible (mm)

P_{S1} : volume de sédiments disponible pour le ruissellement de surface (m^3)

Une approche semblable est utilisée pour le ruissellement retardé.

$$R_2 = P_{S2} \times \left(\frac{R_T}{k_2} \right)^2 \quad (3.7)$$

où R_2 : volume de sédiments en suspension érodé par le ruissellement retardé (m^3)

R_T : ruissellement retardé (calculé par CEQUEAU) (mm)

k_2 : lame d'eau limite permettant la prise en charge du volume total des sédiments disponibles (mm)

P_{S2} : volume de sédiments disponible pour le ruissellement retardé (m^3)

Le ruissellement de surface et retardé sont tous deux calculés par le modèle CEQUEAU. Les deux productions sont utilisées pour l'estimation du matériel disponible total. Ils ne sont pas complémentaires dans ce modèle.

La production en rivière est estimée par une variante de la deuxième partie de l'équation (3.1). L'équation finale prend la forme suivante:

$$P_R = aQ^b S_e^c L \quad (3.8)$$

- où P_R : production de sédiment en suspension en rivière (m^3)
a : facteur de production
b : facteur de puissance du débit
c : facteur de puissance de la pente de la rivière
Q : débit (m^3/s)
 S_e : pente moyenne de la rivière (m/km)
L : longueur du cours d'eau dans l'élément de surface (km)

La pente moyenne du cours d'eau est estimée par l'équation suivante:

$$S_e = \left(\frac{H_{max} - H_{min}}{L} \right) \quad (3.9)$$

- où S_e : pente moyenne du cours d'eau (m/km)
H_{max} : altitude du cours d'eau à l'entrée de l'élément i (m)
H_{min} : altitude du cours d'eau à la sortie de l'élément i (m)
L : longueur du cours d'eau dans l'élément i (km)

Cette relation tient pour toute parcelle dont la source ne se situe pas sur l'élément concerné. Une valeur de pente moyenne définie empiriquement est attribuée aux éléments de surface où les cours d'eau prennent leur source.

La production totale disponible au niveau de la rivière de l'élément considéré est obtenue par l'addition des productions au sol (R_1 et R_2) et de la production en rivière (P_R). Dans le cours d'eau, cette production doit être distribuée selon la taille granulométrique. Ainsi, quatre classes granulométriques ont été définies. Il faut mentionner qu'une telle procédure fut discutée par Constable (1975) pour l'érosion et le transport des sédiments en rivière. Il utilisait quatre classes en définissant une taille granulométrique limite, à l'érosion du fond du cours d'eau. Cette dernière

fraction n'a aucun intérêt pour notre étude puisque seul le transport en suspension est concerné. Les quatre classes utilisées dans notre étude sont les suivantes:

Classe I	: argile et limon	0 - 0.0625 mm
Classe II	: sable fin	0.0625 - 0.3 mm
Classe III	: sable fin-moyen	0.3 - 0.6 mm
Classe IV	: sable moyen	0.6 - 2.0 mm

La fraction du volume associée à chacune des classes est estimée lors de la calibration. Une taille maximale de 2 mm fut jugée comme fraction la plus grande transportée en suspension. La classe I possède également la particularité de toujours demeurer en suspension. À cause des vitesses du courant dans les cours d'eau, les argiles et les limons ne sédimentent pas. Toutefois, l'hypothèse ne tient plus en présence de lacs ou d'élargissement du cours d'eau.

La deuxième partie du modèle des solides en suspension a pour but de reproduire le transfert des sédiments vers l'aval. Cette partie est expliquée par deux phénomènes: la vitesse du transport sédimentaire et le phénomène érosion-sédimentation. Le premier constitue l'action de base du modèle de transport. Il permet d'amener les sédiments en suspension jusqu'à l'exutoire du bassin versant. Le concept de transfert est le même que pour les débits du modèle CEQUEAU (Morin et al., 1981). Le temps de réponse du bassin est divisé par le nombre de carreaux partiels associés au chemin le plus long entre le haut du bassin et l'exutoire de la rivière principale. Ceci donne le temps moyen que prend le transport sédimentaire pour traverser un carreau partiel. Le nombre 24 divisé par ce nombre permet d'estimer le nombre de carreaux partiels parcourus dans une journée. Par exemple, dans le cas où un carreau est traversé en trois heures, ce qui représente un passage journalier de huit carreaux, chacun des carreaux sera affecté de huit opérations journalières ou bilans et ce, à chaque jour.

Le deuxième phénomène est de nature plus complexe. La sédimentation ou la prise en charge des sédiments est principalement liée à la vitesse du cours d'eau. Celle-ci n'est pas connue et doit être estimée à

partir du débit et de la largeur de la rivière. En partant du principe que la hauteur h est égale à l'équation suivante:

$$h = \frac{Q}{V\ell} \quad (3.10)$$

où h : hauteur fictive

Q : débit calculé par le modèle CEQUEAU

ℓ : largeur

V : vitesse du courant

Cette équation peut être écrite de façon à définir le débit:

$$Q = h\ell V \quad (3.11)$$

Or, il est possible de définir un estimé de h en faisant l'hypothèse que le cours d'eau est en régime critique et en situation de canal rectangulaire.

$$h = \frac{V^2}{g} \quad (3.12)$$

où g : accélération due à la gravité.

Cette situation est possible lorsque le nombre de Froude est près de l'unité. Cette relation permet d'introduire le facteur vitesse qui, combinée à l'équation (3.11), détermine la relation suivante:

$$Q = \frac{V^3 \ell}{g} \quad (3.13)$$

Cette équation permet l'estimation de la vitesse ou de la hauteur:

$$V = \left(\frac{Qg}{\ell} \right)^{1/3} \quad (3.14)$$

$$H = \frac{Q^{2/3}}{l^{2/3} g^{1/3}} \quad (3.15)$$

La largeur peut être mesurée sur une carte, ou estimée par une fonction du bassin versant. L'équation (3.14) est utilisée par la suite pour déterminer la vitesse de l'écoulement sur une base journalière, à la sortie de chacun des carreaux partiels.

Le diamètre critique est un autre paramètre dans la dynamique de la sédimentation; celui-ci est important dans le cadre de notre étude en raison de l'utilisation de classes granulométriques. Plusieurs auteurs ont décrit des relations du diamètre critique avec la vitesse. Constable (1975) a présenté une revue de littérature sur cette équation. Pour évaluer la vitesse critique, Metcalf et Eddy (1972) proposent l'équation suivante:

$$V_C = 8K ((\rho_S - \rho_W) g \frac{d_i}{f})^{1/2} \quad (3.16)$$

où V_C : vitesse critique

K : constante estimée à 0.056 par Constable (1975)

ρ_S : densité du solide

ρ_W : densité de l'eau

g : accélération due à la gravité

d_i : diamètre des particules

f : facteur de friction de Darcy-Weisbach.

Pour un milieu donné, la constante K , la densité de l'eau et des solides, l'accélération due à la gravité et le coefficient de Darcy-Weisbach peuvent être assumés constants. Ceci permet la simplification de l'équation (3.16).

$$V_C = a d_i^{0.5} \quad (3.17)$$

où a : constante intégratrice des variables K , ρ_S , ρ_W , g et f .

L'équation est du même type que celle proposée par Sokolovskii (1971). Toutefois, la forme utilisée dans notre étude nous permet de déterminer le diamètre critique:

$$d_c = aV^b \quad (3.18)$$

où a et b peuvent être estimés empiriquement lors de la calibration.

Un bilan des volumes de sédiments déposés et transportés est réalisé pour chacun des carreaux entiers et partiels et ce pour chacune des trois dernières classes de sédiment¹ et à chacun des transferts. Dans un même temps, les volumes de sédiments en suspension des carreaux amont sont additionnés au stock du carreau aval et ainsi de suite. Le carreau numéro 1 situé à l'exutoire du bassin est représentatif de la production du bassin entier.

3.2 MODÉLISATION DES SOLIDES EN SUSPENSION EN RÉSERVOIRS

Les réservoirs et les surfaces d'eau calme agissent principalement à titre d'agent de rétention des sédiments en suspension par l'intermédiaire de la sédimentation. Or, cette capture peut être estimée selon diverses méthodes, mais notre choix s'est porté sur l'équation de Borland (1971) en raison de la simplicité de l'approche et de la disponibilité des paramètres requis. Elle se traduit par la relation suivante:

¹ Bien qu'il y ait quatre classes granulométriques, un bilan est calculé sur les trois dernières classes caractérisées par les granulométries les plus grossières, puisque la première classe renfermant les particules très fines, demeure toujours en suspension et ne sédimente jamais dans un cours d'eau à régime normal.

$$E_{R_i} = 1 - e^{-\frac{1.055 \ell w_i}{VH}} \quad (3.20)$$

- où E_{R_i} : efficacité de rétention du réservoir (%)
 ℓ : longueur du bassin de sédimentation (mi)
 w_i : vitesse de chute (pi/s)
 V : vitesse moyenne du courant (pi/s)
 H : profondeur moyenne du réservoir (pi)

La longueur du bassin et la profondeur moyenne du réservoir peuvent facilement être estimées à partir de cartes topographiques et de données de terrain. La vitesse moyenne en réservoir peut être évaluée par l'intermédiaire du volume d'emménagement du réservoir et du débit à l'entrée:

$$V = \frac{\overline{(C/Q)}}{\ell} \quad (3.21)$$

- où V : vitesse moyenne d'écoulement en réservoir (m/s)
 C : capacité d'emménagement du réservoir (m³)
 \overline{Q} : débit moyen annuel à l'entrée du réservoir (m³/s)
 ℓ : longueur du réservoir (m)

Toutefois, cette relation ne tient que lorsqu'on formule l'hypothèse que la largeur du réservoir demeure constante et que l'eau se déplace à une vitesse uniforme en tout point de la masse d'eau.

Le paramètre w permet l'estimation d'une capacité de rétention spécifique pour différentes tailles granulométriques de sédiment en suspension. Ainsi, la vitesse de chute peut être tirée directement de l'équation de Stokes abordée au chapitre 2.

$$w_i = \frac{1}{18} \frac{g (P_s - P_l) d_i^2}{V_c P_l} \quad (3.22)$$

où w_i : vitesse de chute d'une particule appartenant à la classe i (cm/s)
 g : accélération due à la gravité (9.8 m/s²)
 P_s : densité du sédiment en suspension
 P_ℓ : densité de l'eau
 d_i : diamètre des particules de la classe i
 V_c : viscosité cinématique = μ_1/P_ℓ
 μ_1 : viscosité

Il faut se rappeler que l'équation (3.22) s'applique lorsque les particules sont sphériques et de densité uniforme dans un milieu stable (Couillard, 1981).

Le tableau 2.1 du chapitre 2 affiche diverses valeurs de densité et de viscosité associées à la température de l'eau qui permettent de calculer le coefficient de viscosité cinématique. De plus, la procédure décrite peut s'appliquer à différentes classes granulométriques. Toutefois, l'application à une classe granulométrique spécifique nécessite l'emploi d'un diamètre moyen défini comme suit:

$$\overline{\log_{10} d_i} = \frac{\log_{10} d_{\min_i} + \log_{10} d_{\max_i}}{2} \quad (3.23)$$

où $\overline{d_i}$: taille granulométrique moyenne de la classe i
 d_{\min_i} : diamètre minimal de la classe i
 d_{\max_i} : diamètre maximal de la classe i

Une dernière opération consiste à calculer la concentration et le volume de solides en suspension pour chacune des classes granulométriques à la sortie du réservoir.

$$QS_{E_i} = QS_i (1 - E_{R_i}) \quad (3.24)$$

où QS_{E_i} : volume de solides en suspension pour la classe i à la sortie du réservoir (m³/unité de temps)

- QS_i : volume de solides en suspension pour la classe i à la sortie du réservoir (m^3 /unité de temps)
 E_{R_i} : efficacité de rétention dans la classe i

Le calcul de la concentration en solides en suspension pour chacune des classes granulométriques découle de l'équation (3.24).

$$C_{a_i} = \frac{QS_{E_i}}{Q_E} \quad (3.25)$$

- où C_{a_i} : concentration en solides en suspension pour la classe i à la sortie du réservoir (mg/l)
 Q_E : débit à la sortie du réservoir (m^3 /unité de temps)

Ces deux équations permettent le calcul de la concentration ou du volume pour chacune des classes. Toutefois, le volume total et la concentration totale de solides en suspension sont donnés par les formules suivantes:

Volume total journalier ou par unité de temps:

$$QS_E = \sum_{i=1}^n QS_{E_i} \quad (3.26)$$

- où QS_E : volume total de solides en suspension par unité de temps à la sortie du réservoir

Concentration totale par unité de temps:

$$\bar{C}_a = \sum_{i=1}^n C_{a_i} \quad (3.27)$$

- où \bar{C}_a : concentration totale de solides en suspension au temps T

Cette procédure peut être employée pour des réservoirs, des lacs ou des élargissements majeurs du cours d'eau. Les coefficients de rétention peuvent être statiques ou calculés annuellement, mais il est également possible de les faire varier selon la fluctuation du volume d'emménagement réel dans le réservoir.

CHAPITRE 4

AJUSTEMENT DU MODÈLE ET RÉSULTATS

Les banques de données physiographiques et météorologiques préparées dans le cadre de la présente étude sont décrites dans le rapport sur la modélisation de la température de l'eau à l'aide du modèle quantité-qualité CEQUEAU (Morin et al., 1983).

4.1 AJUSTEMENT DU MODÈLE

L'ajustement du modèle de solides en suspension nécessite premièrement la calibration du modèle hydrologique (Morin et al., 1980) pour reproduire le mieux possible les débits observés.

Par la suite, on ajuste le modèle de solides en suspension en modifiant au besoin les coefficients empiriques associés aux termes de la production et du transport des solides en suspension.

Pour le bassin de la rivière Sainte-Anne, nous avons utilisé les données journalières mesurées à Chute Panet pour la période d'avril 1968 à décembre 1969. Nous ne possédons, par contre, aucune donnée de solides en suspension pour les rivières Saint-Jean et Eastmain-Opinaca.

4.2 PARAMÈTRES DU MODÈLE

Comme décrit au chapitre 3, nous avons utilisé dans les principales équations un facteur qui permet d'ajuster les différentes composantes intervenant dans les calculs de la production et du transfert des solides en suspension.

Les paramètres nécessaires pour la mise en opération du modèle de solides en suspension peuvent être classés en deux groupes. Le premier groupe comprend tous les paramètres liés à la production alors que le second groupe comprend les paramètres liés au transport en rivière.

4.2.1 Paramètres liés à la production

Ces paramètres permettent d'ajuster les différentes équations de façon à obtenir des quantités de sédiments comparables à celles observées.

4.2.1.1 Coefficient de disponibilité pour le calcul de la charge disponible au transport par ruissellement direct

La production au niveau du sol qui peut être entraînée par le ruissellement direct est calculée à l'aide de l'équation (3.2). Le coefficient de disponibilité (a) a pour but d'augmenter ou de diminuer le volume de matériel disponible à chaque pas de temps qui s'accumulera ou sera entraîné par la lame ruissellée telle que calculée par le modèle CEQUEAU. Des essais ont été faits avec des valeurs variant de 0.1 à 0.5.

4.2.1.2 Coefficient de disponibilité pour le calcul de la charge disponible par ruissellement retardé

Ce paramètre a exactement la même utilité que le paramètre précédent sauf que la charge accumulée à chaque pas de temps sera éventuellement entraînée à la rivière par le ruissellement retardé. Des essais ont été faits avec des valeurs variant de 0.05 à 0.25.

4.2.1.3 Lame ruissellée entraînant vers la rivière 100% de la charge accumulée sur le carreau entier

Le ruissellement direct calculé par le modèle CEQUEAU est utilisé pour estimer la quantité de matériel qui sera entraîné vers la rivière. Pour pondérer cette quantité en fonction de la lame ruissellée, on détermine par calibration du modèle la lame d'eau qui entraînera 100% du matériel disponible au niveau du sol sur le carreau entier. La quantité de matériel entraîné vers la rivière, si la lame ruissellée est inférieure à la lame entraînant 100% du matériel disponible, est calculée à l'aide de l'équation (3.6) et est fonction de la quantité de sédiments accumulés pour le ruissellement direct. Cette méthode de calcul nous permet de tenir compte du

phénomène d'hystérésis en entraînant des quantités différentes pour des ruissellements successifs équivalents. Des essais ont été faits avec des valeurs variant de 25 à 50 mm.

4.2.1.4 lame de ruissellement retardée entraînant vers la rivière 100% de la charge accumulée sur le carreau entier

Ce paramètre a le même but que le paramètre précédent sauf qu'il dépend de la lame de ruissellement retardée calculée par le modèle CEQUEAU. La quantité de sédiments entraînés à la rivière, en fonction de la lame de ruissellement retardée calculée par le modèle CEQUEAU, est calculée à l'aide de l'équation (3.7). Des essais ont été faits avec des lames variant de 10 à 20 mm.

4.2.1.5 Facteurs de production en rivière

La production en rivière peut être augmentée ou diminuée avec les facteurs "a", "b" et "c" de l'équation (3.8). Des essais ont été faits avec des valeurs variant de 0.01 à 0.1 pour "a", de 0.5 à 1.0 pour "b" et de 0.5 à 1.0 pour "c".

4.2.1.6 Classification des solides en suspension en fonction de la granulométrie

Les solides en suspension qui arrivent en rivière ou qui sont produits en rivière doivent être distribués dans quatre classes (des essais avec trois classes nous ont donné des résultats peu satisfaisants) en fonction du diamètre des particules. Les diamètres retenus pour chacune des classes sont de 0 à 0.0625 mm, 0.0625 à 0.3 mm, 0.3 à 0.6 mm et 0.6 à 2 mm. Si on connaît la distribution granulométrique des solides en suspension d'une rivière, on peut facilement calculer le pourcentage de la production qu'on doit attribuer à chaque classe, sinon on les détermine lors de la calibration du modèle de façon à obtenir des résultats qui reproduisent bien ceux observés pour toutes les gammes de débits.

4.2.2 Paramètres liés au transfert

Le mode de transfert retenu pour la modélisation des solides en suspension est le même que celui utilisé dans le modèle CEQUEAU pour le transfert des volumes d'eau. C'est-à-dire que la lame d'eau se déplace vers l'aval du bassin versant en s'écoulant d'un carreau partiel à l'autre pour une unité de temps donnée. Le bilan sur chaque carreau partiel est fait en fonction des apports provenant des carreaux en amont et des évacuations vers l'aval. Pour les solides en suspension, on peut déterminer le bilan sur chaque carreau partiel si on connaît la fraction de chaque classe entraînée vers l'aval. Dans le modèle retenu, cette fraction dépend de la vitesse du courant et du diamètre des particules.

4.2.2.1 Diamètre critique

Le diamètre critique, c'est-à-dire le diamètre maximum des particules entraînées pour une vitesse du courant, est estimé dans le modèle par l'équation (3.18). Les paramètres "a" et "b" sont déterminés par essais et erreurs lors de la calibration du modèle. La vitesse "V" est estimée en fonction du débit calculé par le modèle CEQUEAU et la largeur de la rivière à l'aide de l'équation (3.14). Des essais ont été faits pour "a" variant de 0.01 à 0.3 et "b" variant de 2 à 4. Le diamètre critique sert à déterminer la fraction de sédiments de chaque classe qui est entraînée vers l'aval. La fraction non entraînée est par la suite déposée. Notons que les particules de la classe 1, dont les diamètres sont compris entre 0.0 et 0.0625 mm, ne sont jamais déposées.

4.2.2.2 Facteur d'amortissement de l'érosion

Connaissant le diamètre critique, on calcule la fraction de matière qui sera entraînée pour chaque classe. Si le diamètre critique est inférieur au diamètre maximum d'une classe, on calcule la fraction entraînée en faisant le rapport entre le diamètre critique et le diamètre moyen de la classe. Par exemple, si le diamètre critique est estimé à 1.3 mm, la fraction entraînée pour la classe 2 et 3 sera de 1.0 et pour la classe 4,

la fraction sera de 0.5 (1.3 - 0.6 / 2.0 - 0.6). Connaissant les fractions possiblement entraînées pour chacune des classes 2 à 4, les fractions réelles sont estimées en faisant le produit des fractions par le paramètre facteur d'amortissement qui a pour but d'empêcher le lessivage complet d'une classe. Des essais ont été faits avec des valeurs variant entre 0.2 et 1.0 pour ce paramètre.

4.3 CALIBRATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS

Le modèle a été calibré en utilisant des données de solides en suspension mesurées à Chute Panet pour la période d'avril 1968 à décembre 1969.

Il n'existe pas de méthode directe pour déterminer les différents paramètres intervenant dans les calculs de simulation des solides en suspension. Nous avons procédé par essais et erreurs; c'est-à-dire qu'après avoir fait une première simulation, on modifie quelques paramètres pour faire une autre simulation et on compare les résultats. Ce processus se répète jusqu'à l'obtention de résultats satisfaisants. La connaissance du modèle et des interrelations entre les différents paramètres permet de déterminer quel paramètre on doit modifier pour améliorer tel ou tel phénomène.

Les valeurs des paramètres utilisés pour les simulations présentées sont:

Coefficient de disponibilité (ruissellement)	0.10
Coefficient de disponibilité (ruissellement retardé)	0.05
Lame ruissellée entraînant 100% des sédiments	35.0 mm
Lame de ruissellement retardée entraînant 100% des sédiments	10.0 mm
Facteur de production en rivière "a"	0.02
" " " "b"	0.7
" " " "c"	0.66
Distribution granulométrique, classe 1	15%
" " " 2	20%
" " " 3	20%
" " " 4	45%

Facteur de diamètre critique "a"	0.01
" " " "b"	4.0
Facteur d'amortissement, ruissellement	35 mm
" " ruissellement retardé	10 mm

Le tableau 4.1 donne les valeurs des solides en suspension moyennes mensuelles et annuelles observées et calculées pour les deux années simulées. Ce tableau montre de faibles écarts entre les valeurs observées et calculées sauf pour les mois de janvier, février et mars 1969. Les valeurs journalières mesurées pour cette période varient entre 3 et 47 ppm alors que les débits diminuent lentement pour cette même période.

Les valeurs des solides en suspension observées et calculées, moyenne sur trois jours, pour les années 1968 et 1969, sont montrées aux figures 4.1 et 4.2.

L'année 1968 (figure 4.1) montre une seule pointe importante en avril qui est assez bien reproduite par le modèle. À la fin du mois d'octobre, le modèle simule une pointe qui n'apparaît pas sur les valeurs observées. L'année 1969 (figure 4.2), par contre, montre beaucoup de variation pour toute l'année. Les valeurs observées pour janvier, février et mars montrent beaucoup de variations dans les concentrations alors que le modèle simule des concentrations à peu près constantes à 5 ppm. Comme les débits mesurés pour cette période diminuent régulièrement sans présenter de crue importante, nous n'avons pas d'explication pour ces variations de solides en suspension si ce n'est des erreurs de mesure ou encore des glissements de terrain localisés. Les valeurs mesurées et observées coïncident assez bien pour les pointes du mois d'avril et de début mai. Pour le reste de l'année, les résultats du modèle sont très variables dans le sens où quelques pointes sont bien reproduites alors que d'autres ne le sont pas du tout.

4.4 CONCLUSION

Il est intéressant de s'interroger sur le niveau de précision que l'on peut atteindre avec un modèle de sédiments en suspension. La figure 1.5 du chapitre 1 démontre bien l'imprécision des modèles hydrauliques

TABLEAU 4.1 Valeurs des solides en suspension (ppm) moyennes mensuelles et annuelles observées et calculées à chute Panet sur la rivière Sainte-Anne pour les années 1968 et 1969.

Année		Mois											Année	
		janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juil.	août	sept.	oct.	nov.		déc.
1968	0	*	*	*	28.0	1.7	2.6	3.9	6.6	6.0	5.1	3.3	4.2	*
	C	4.0	4.4	5.7	37.2	4.9	3.6	3.5	4.2	4.3	7.6	4.3	4.7	7.3
1969	0	15.1	27.3	17.8	12.5	23.3	7.9	12.3	4.7	5.2	4.0	7.6	6.3	11.9
	C	5.1	5.1	5.8	16.6	22.7	5.0	7.8	3.7	5.6	6.5	8.3	4.6	8.1

* données non-disponibles

0 valeurs observées

C valeurs calculées

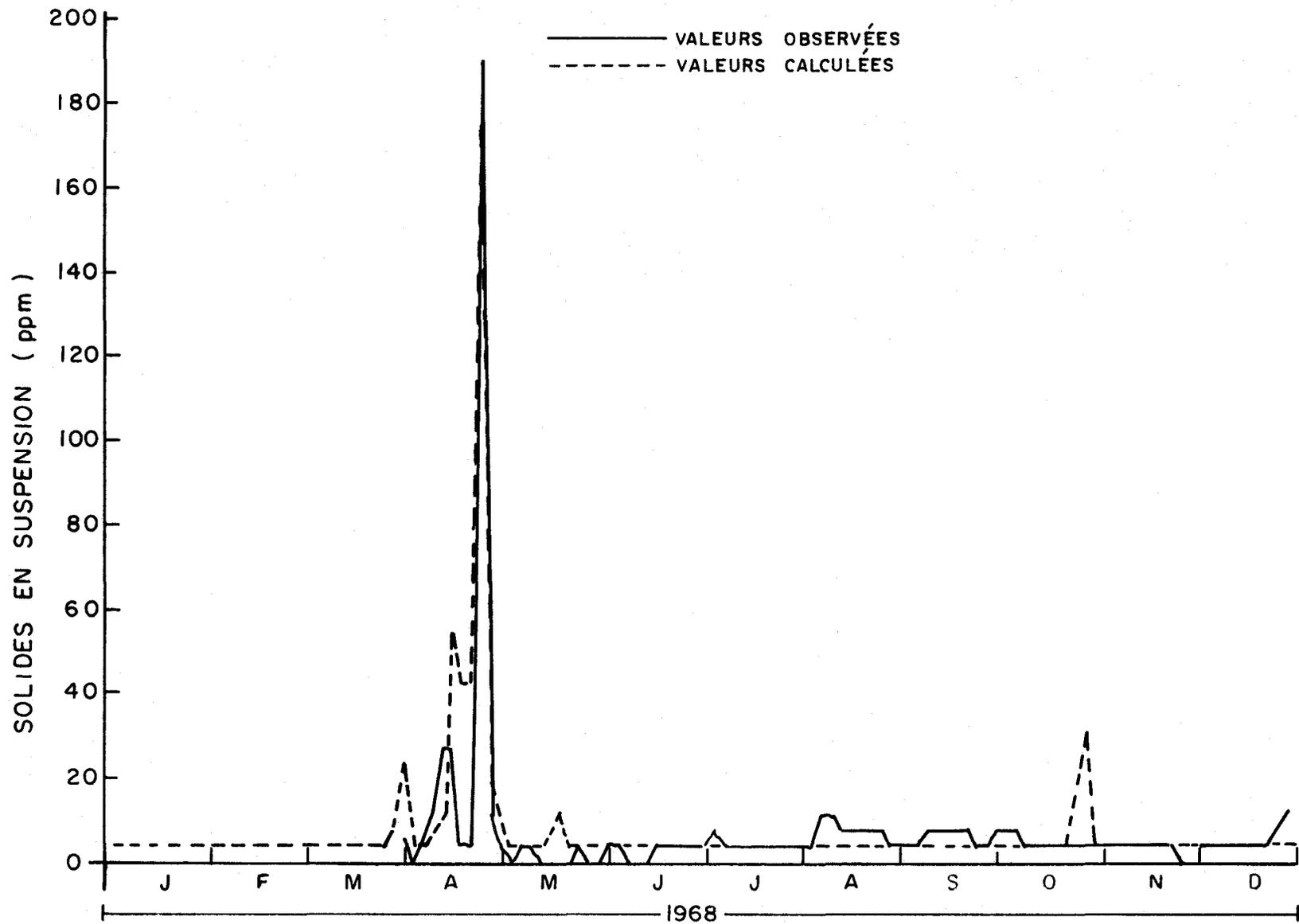


FIGURE 4.1 Valeurs des solides en suspension, moyenne sur trois jours, observées et calculées à chute Panet sur la rivière Sainte-Anne pour l'année 1968.

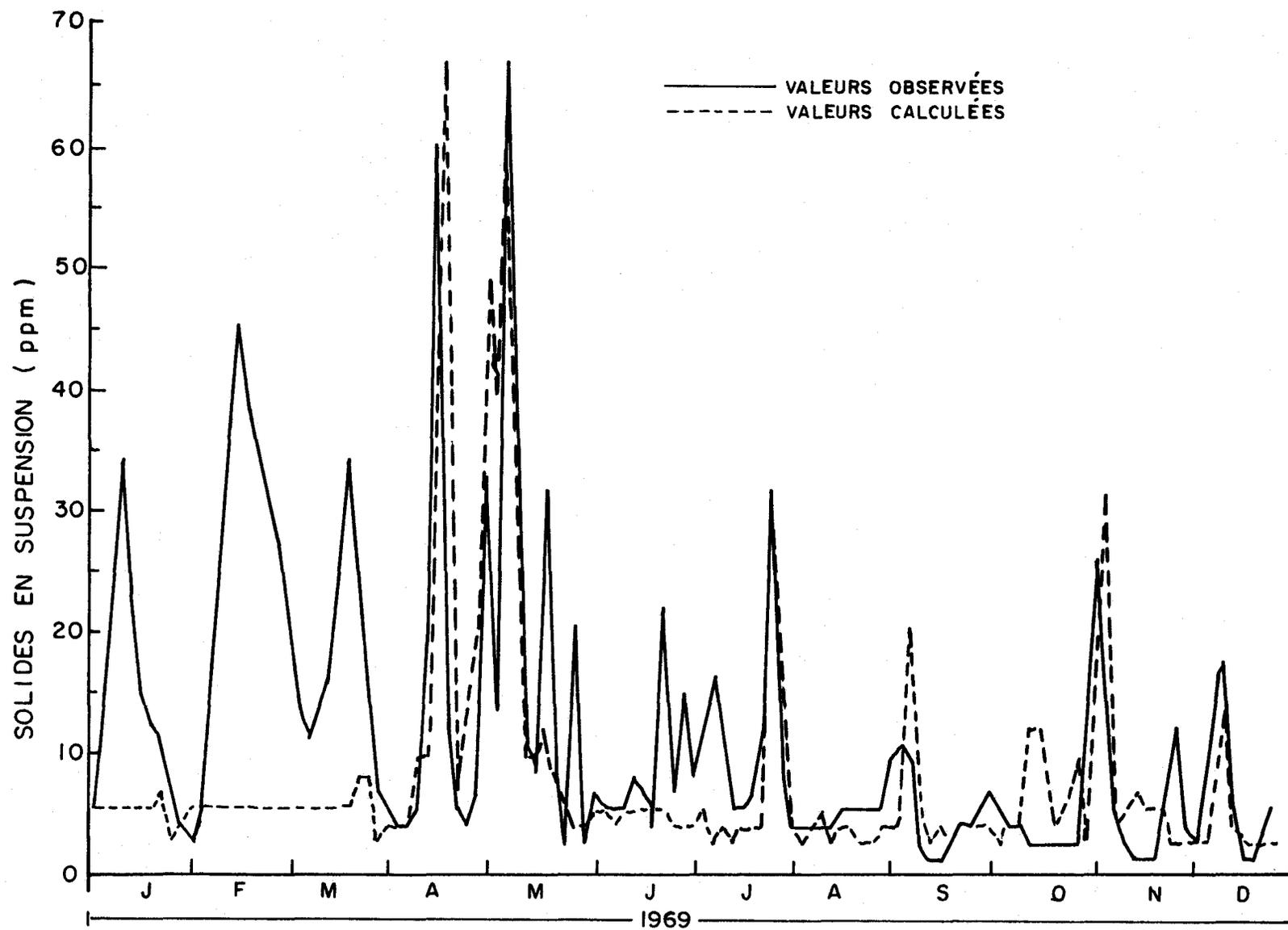


FIGURE 4.2 Valeurs des solides en suspension, moyenne sur trois jours, observées et calculées à chute Panet sur la rivière Sainte-Anne pour l'année 1969.

décrits dans la littérature. L'erreur observée dépasse fréquemment 100%. Les modèles statistiques donnent de meilleurs résultats principalement si le phénomène d'hystérésis est absent. Cependant, l'utilisation des modèles statistiques n'est pas comparable au modèle empirique déterministe qui permet de suivre la dynamique du problème en tout point du bassin versant.

Cette difficulté à reconstituer le système peut s'expliquer de plusieurs façons. La complexité du système demeure le facteur principal. La variation spatiale et temporelle des données de solides en suspension est également un facteur déterminant. L'origine des sédiments augmente également l'imprécision. Certains événements géomorphologiques et anthropiques peuvent être responsables de l'augmentation notable des concentrations, lesquels ne sont pas toujours prévisibles (glissements de terrain, rejets sporadiques de polluants, dragage). Certains auteurs mentionnent que de tels incidents peuvent être responsables de 25% des apports. Une autre source d'erreur vient du modèle lui-même, qui peut ne pas être représentatif de tous les mécanismes physiques agissant sur le bassin.

Pour porter une conclusion sur la précision de la simulation des années 1968 et 1969 à chute Panet sur la rivière Sainte-Anne, il est intéressant d'étudier quelques graphiques montrant la variation des concentrations et de la charge en fonction des débits. La figure 4.3 nous montre, pour l'année 1968, les concentrations mesurées à chute Panet sur la rivière Sainte-Anne en fonction des débits mesurés. Ce graphique montre que pour un même débit, les concentrations varient de 2 à 40 ppm. Sur la figure 4.4 montrant la charge transportée (tonnes/jour) en fonction du débit, on observe, par exemple, que pour des débits d'environ 2 000 m³/s, la charge transportée varie entre 5 et 60 tonnes par jour. La figure 4.5 fait ressortir le phénomène d'hystérésis pour les mois d'avril et de mai 1968 sur la rivière Sainte-Anne.

Compte tenu des variations observées sur les valeurs mesurées des solides en suspension et du phénomène d'hystérésis, nous considérons les résultats des simulations de l'année 1968 et 1969 très satisfaisants. Il est évident que seule l'application du modèle à plusieurs bassins hydrographiques permettra de vérifier la généralité de son application avec certitude et de l'améliorer si nécessaire.

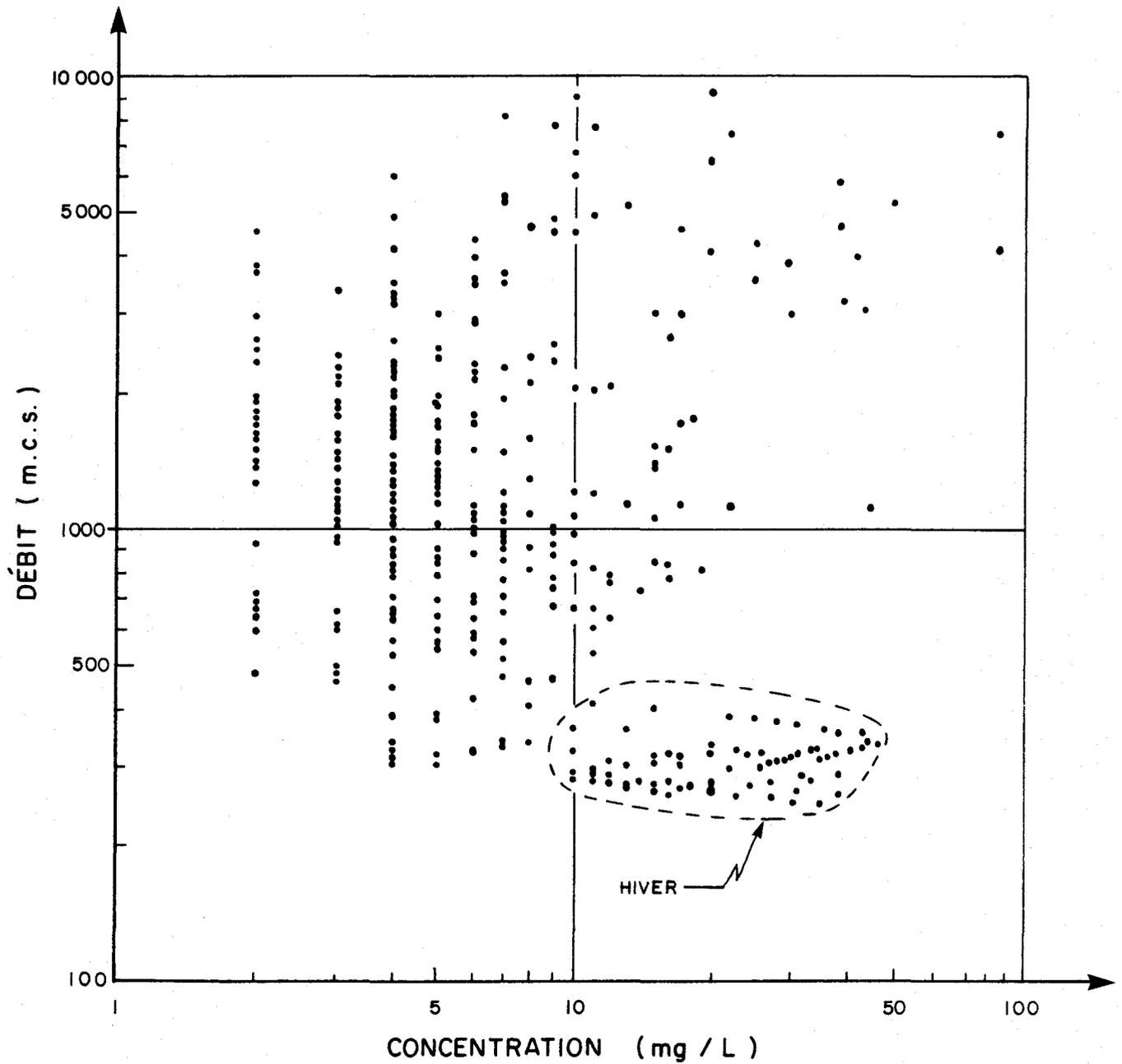


FIGURE 4.3 Relation logarithmique entre le débit et la concentration en solides en suspension pour la rivière Sainte-Anne à la station 0504A et pour l'année 1968.

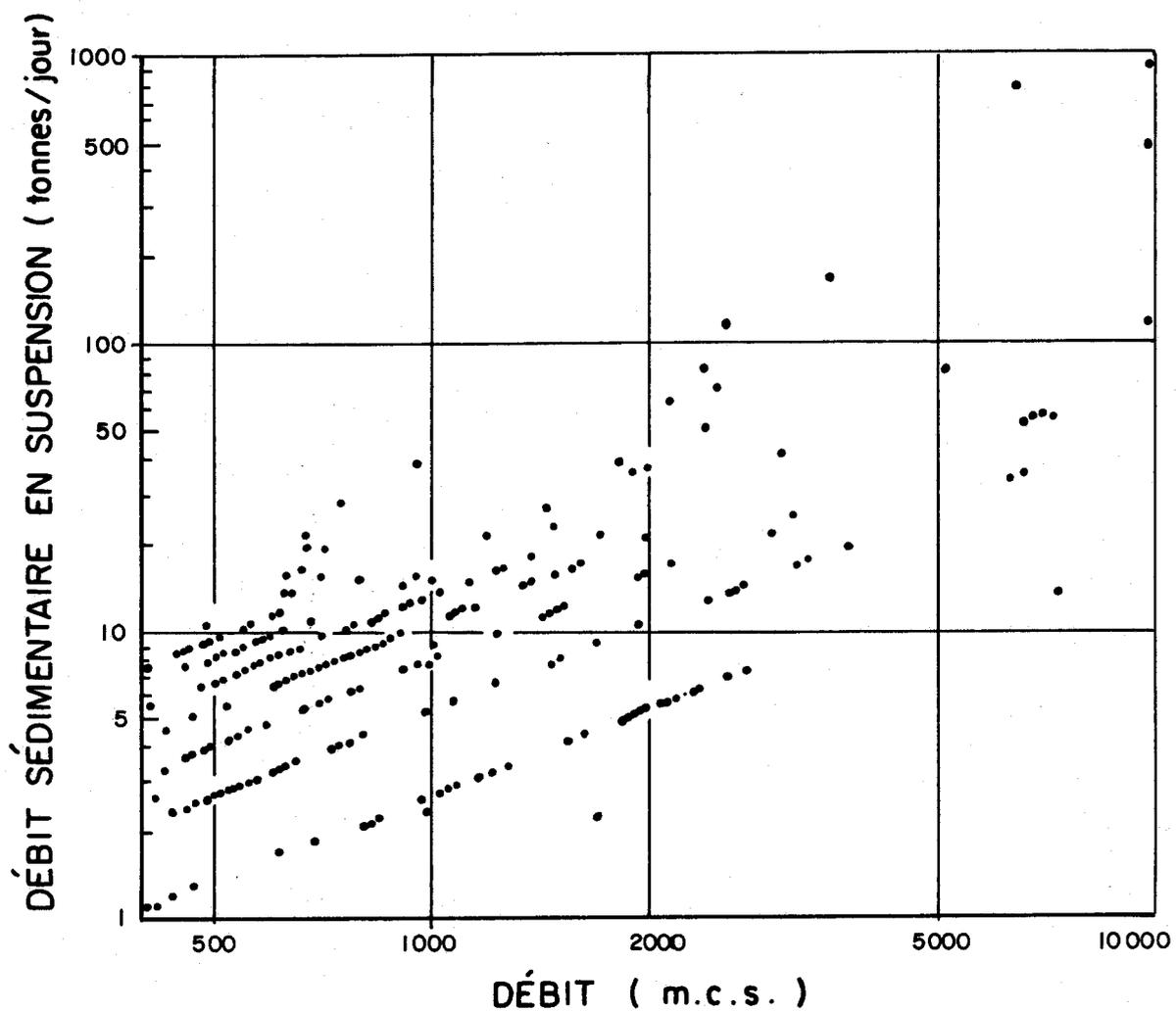


FIGURE 4.4 Relation entre le débit journalier (m^3/s) et le débit sédimentaire journalier (tonne/jour) pour la rivière Sainte-Anne pendant l'année 1968.

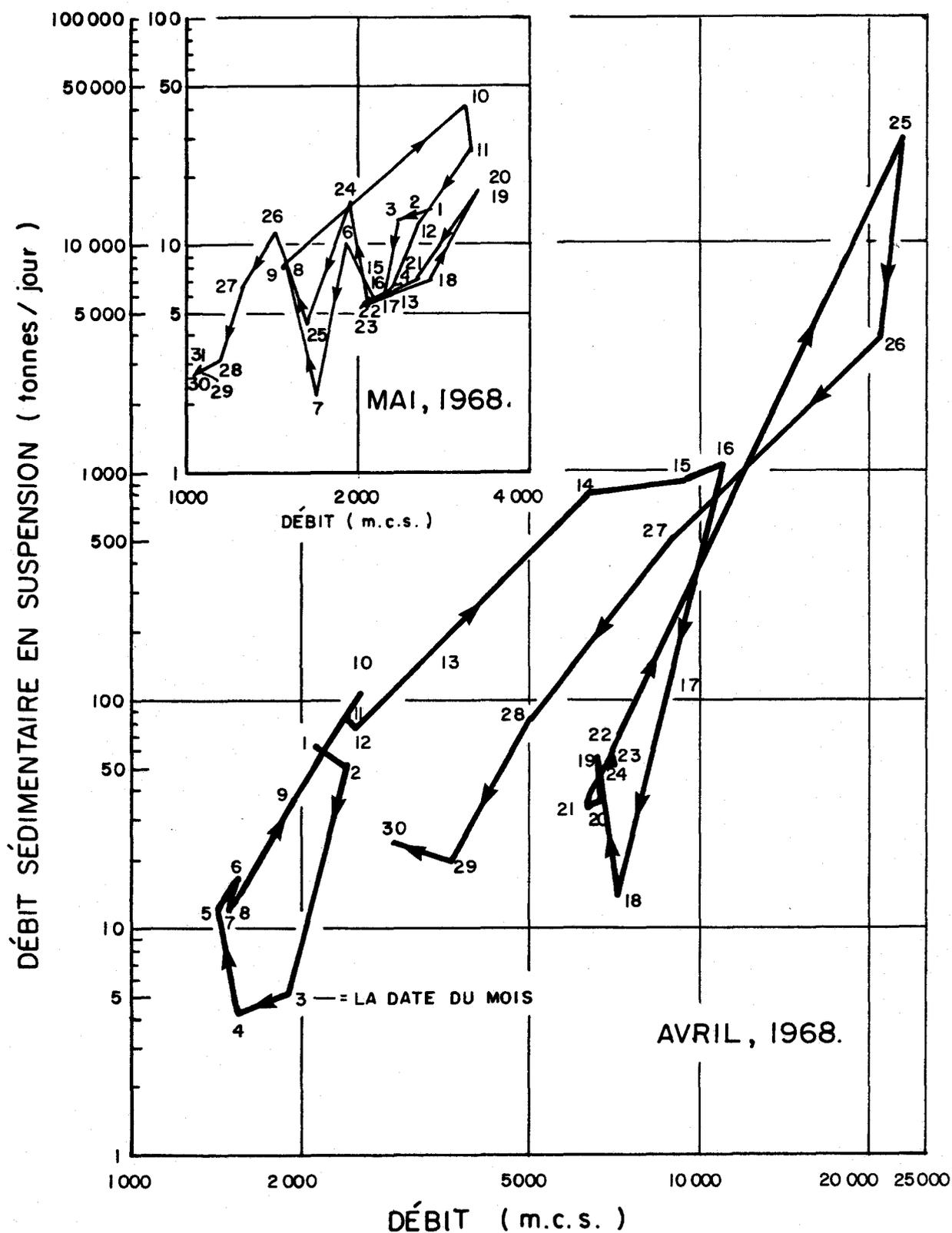


FIGURE 4.5 Représentation du facteur hystérésis pour la rivière Sainte-Anne aux mois d'avril et de mai 1968.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ACQUERS, P. and WHITE, W.R. (1973). Sediment Transport - New Approach and Analysis. J. of Hydraul. Div., ASCE, vol. 99, no HY11.
- ADAMS, J. (1979). Sediment loads of North Islands Rivers, New Zealand, A reconnaissance. J. of Hydro., 18(1): 36-48.
- AMIN, M.I. and MURPHY, J.P. (1981). Two bed load formulas: an evaluation. J. of Hydraul. Div. ASCE, vol. 107, no HY8: 961-972.
- ASCE Task Committee. (1971). Sediment transportation mechanics: fundamentals of sediment transportation. J. of Hydraul. Div., ASCE, HY12: 1979-2022.
- BAGNOLD, R.A. (1966). An approach to the sediment transport problem from general physics. Pro. Paper 422-I, U.S. Geol. Surv.
- BEASLEY, D.B., MONKE, E.J. and HUGGINS, L.F. (1972). The answers model: a planning tool for watershed research. Am. Soc. of Agric. Eng., no 77-2532, 21 p.
- BEER, C.E., FARNHAM, C.W. and HEINEMANN, H.G. (1966). Evaluating sedimentation prediction techniques in Western Iowa, Trans. of ASCE, vol. 9, p 828-833.
- BORLAND, W.M. (1971). Reservoir sedimentation, River Mechanics, volume 2, ed. H.W. Shen, chapitre 29, 38 p.
- BORLAND, W.M. and MILLER, C.R. (1958). Distribution of sediment in large reservoirs. Journal of the Hydraulics Div., ASCE, vol. 84, no HY2, Proceeding paper no 1587, 18p.
- BRUNE, G.M. (1953). Trap efficiency of reservoirs. Trans. Am. Geophys. Union, 34(3): 407-418.

- BURRELL, G.N. (1951). Constant factor method aids computation of reservoir sediment. Civil Eng., 21: 51-52.
- CHITALE, S.V. (1966). Hydraulics of stable channels. Gov. of India Central Water and Power Research Station, Poona.
- CHURCHILL, M.A. (1948). Discussion of "Analysis and use of reservoir sedimentation data", by L.C. Gottschalk, Federal Interagency Sedimentation Conf., Denver, Co, 1947, p. 139-140.
- CLUIS, D.A., COUILLARD, D. and POTVIN, L. (1979). A square grid transport model related land use exports to nutrient loads in rivers. Wat. Resources Res., 15: 630-636.
- COLBY, M.B.R. and HEMBREE, C.H. (1955). Computation of total sediment discharge Niobrara River Near Cody, Nebraska. Geol. Surv. Water Supply, no 1357.
- CONSTABLE, T.W. (1975). A distributed quantity-quality runoff model for assessing potential impacts of alternative land use configurations. Water Resources Group, Department of Civil Engineering, University of Waterloo, Waterloo, Ontario. Technical report no 75-1, January, 163 p.
- COUILLARD, D. (1981). Processus physiques de traitement et d'assainissement des eaux usées, cours 7243, Université du Québec, Sainte-Foy, Québec.
- COUILLARD, D. and CLUIS, D.A. (1980). Estimation of the downstream river water quality with a pollution land use data bank. Wat. Supply Mgt., 4: 263-268.

- CROWTHER, J.M. and AL-ANI, S. (1981). Monitoring of turbidity and suspended solids concentration in wastewater treatment plants. *Wat. Sci. Tech.*, vol. 13, p. 247-254.
- DICKINSON, W.T., SCOTT, A. and WALL, G. (1975). Fluvial sedimentation in Southern Ontario. *Can. J. of Earth Sci.*, 12: 1813-1819.
- DU BOYS, P. (1879). Le Rhone et les rivières à lit affouillable. *Annales des Ponts et Chaussées, Série 5*, vol. 18: 141-195.
- DYHOUSE, G.R. (1982). Sediment analysis for urbanizing watersheds, ASCE, *J. of Hydraul. Div.*, vol. 108, no HY3: 399-418.
- EAKIN, H.M. and BROWN, C.V. (1939). Silting of reservoirs. U.S. Dept. of Agriculture Tech. Bull., no 524, 168 p.
- EINSTEIN, H.A. (1950). The bed-load function for sediment transportation in open channel flows. Soil Conservation Service Technical Bull., no 1026, 78 p.
- EINSTEIN, H.A. (1965). Final report spawning grounds. University of California, Hydr. Eng. Lab., 2 tab., 10 fig., 16 p.
- FRENETTE, M. (1979). Aménagement hydroélectrique des rivières Nottaway-Broadback-Rupert. Études sédimentologiques et apports de sédiments. Société d'énergie de la Baie James, 60 p.
- FRENETTE, M., LLAMAS, J. and LARINIER, M. (1974). Modèle de simulation du transport solide en suspension des rivières Chateauguy et Chaudière. Rapport scientifique CRE 74/05, CENTREAU, Centre de recherches sur l'eau, Université Laval, 34 p., 18 fig.

- GRIFFITH, G.A. (1982). Spatial and temporal variability in suspended sediment yields of North Islands Basins, New Zealand, Water Resources Bull., 18(4): 575-584.
- GRIMSHAW, D.L. and LEWIN, J. (1980). Reservoir effects on sedimentation yield. J. of Hydrol., 47: 163-171.
- GRIZEL, H., LACHANCE, M., MEYBECK, M., SASSEVILLE, J.L. et ST-MARTIN, H. (1978). Planification de l'acquisition des données de qualité de l'eau au Québec, Tome 2: processus de régulation de la qualité des eaux d'un bassin. Service des qualité des eaux, Direction générale des eaux, ministère des Richesses naturelles: 292-296.
- HAFTERSON, H.D. (1969). Losses in Reservoirs, in "Reservoirs: Problems and Conflicts", Seminar conducted by Oregon St. Univ., Water Res. Research Inst., p. 31-49.
- JAROCKI, W. (1957). Méthodes empiriques de calcul des matériaux en suspension. Assemblée Générale de Toronto, AISH, Publ. no 43, p. 387-398.
- KARASHEV. (1966). The silting of small reservoirs and ponds, theory and calculation methods, Am. Geoph. Un., Soviet Hydrology, no 1.
- KERSSENS, M.J., PRINS, A. and VAN RIJN, L.C. (1979). Model for suspended sediment transport. J. of Hydraul. Div., ASCE, vol. 105, no HY5: 461-476.
- KETCHENSON, J.W., DICKINSON, T. and CHISHOLM, P.S. (1973). Potential contributions of sediment from agricultural land. In: Fluvial Processes a sedimentation. Proc. of Hydrol. Symp., Edmondton, Alta: 184-191.

- KEULEGAN, G.H. (1938). Lows of turbulent flow in open channels. Nat. Bureau of standards, Jour. Res., 21: 701-741.
- KING, H.W. and BRATER, E.F. (1963). Handbook of hydraulics, 5e éd., McGraw-Hill book co., inc.
- KRISHNAPPAN, B.G. (1981). Users manual: unsteady, nonuniform, mobile boundary flow model-mobed. Hydraul. Div., Nat. Water Res. Inst., Burlington, Ont., 107 p.
- LAL, V.B. and BANERJI, S. (1976). A multivariate prediction equation for rate of sedimentation in Norh Indian Reservoirs.
- LANE, E.W. and KALINSKE, A.A. (1941). The relation of suspended to bed materiel in rivers. Transactions, Am. Geoph. Union: 637-641.
- LANE, E.W. and KOELZER, V.A. (1943). Density of sediment deposited in reservoirs. Rep. no 9, U.S. Interdepartmental Committee, St-Paul District, Corps of Eng., St-Paul, Minn.
- LARA, J.M. (1962). Revision of the procedure to compute sediment distribution in large reservoirs. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 2 tab., 9 fig., 7 p.
- LARA, J.M. and PEMBERTON, E.L. (1963). Initial unit weight of deposited sediments. Federal Interagency Sedimentation Conference, Jackson, Wy.
- LOPEZ, S.J.L. (1978). Mathematical modeling of sediment deposition in reservoirs. Hydrology Paper no 95, Colorado State University, 63 p.
- McHENRY, J.R., RITCHIE, J.C. and SCHIEBE, F.R. (1976). Estimating the suspended sediment load in reservoirs. Water Resources Bull., 12(6): 81-91.

METCALF and EDDY INC. (1972). Wastewater engineering, McGraw-Hill Book Co.

MEYBECK, M. (1977). Dissolved and suspended matter carried by rivers: composition, time, space variation and world balance. Proc. of Interactions between sediments and freshwater, Amsterdam, Publ. Junk. W.: 25-32.

MEYER, L.D. (1971). Soil erosion by water on upland areas, in River Mecchanics. Vol. II, ed. and publ. by H.W. Shen, chapitre 27.

MEYER-PETER, E. and MULLER, R. (1948). Formulas for bed load transport. IAHR 3rd meeting, Stockholm, p. 39-64.

MORIN, G., FORTIN, J.P., LARDEAU, J.P., SOCHANSKA, W. et PAQUETTE, S. (1981). Modèle Cequeau: manuel d'utilisation. INRS-Eau, rapport scientifique no 93, 449 p.

MORIN, G., CLUIS, D., COUILLARD, D., JONES, H.G. et GAUTHIER, J.M. (1983). Modélisation de la température de l'eau à l'aide du modèle quantité-qualité Cequeau. INRS-Eau, rapport scientifique no 153, 98 p.

MUSGRAVE, G.W. (1949). The quantitative evaluation of factors in water erosion. J. of Soil and Water Cons., 2(3): 133-138.

NORDIN, C.F. (1971). Suspended load, in River Mecchanics, vol I, ed. and publ by H.W. Shen, chapitre 12.

ONGLEY, E.D., BYNOE, M.C. and PERCIVAL, J.B. (1981). Physical and geochemical characteristics of suspended solids, Wilton Creek, Ontario. Can. J. Earch Sci., 18: 1365-1379.

PARK, S.W. and MITCHELL, J.K. (1982). A dynamic system model for simulating discharge. Water Resources Bull., 18(3): 415-421.

- PHIEN, H.N. and ARBRABHIRAMA, A. (1979). A statistical analysis of the sediment volume accumulated in reservoirs.
- PICKERING, W.F. (1981). Selective chemical extraction of soil components and bounds metal species. CRC, Critical Review in Analytical Chemistry, 12(4): 233-266.
- RUBEY, W.W. (1933). Settling velocities of gravel, sand and silt. Am. J. Sc., 25(148): 325-338.
- SCHOKLITSCH, A. (1934). Der Geschiebetrieb und der Geschiebefracht. Wasserkraft und Wasserwirtschaft.
- SHEN, H.W. (1971). Wash load and bed load. In: Rivers Mecchanics, ed. and publ. by H.W. Shen, Tome I, Fort Collins co., chapitre 11.
- SHEN, H.W. (1976). Watershed sediment yield. In: Stochastic Approaches to Water Resources. H.S. Shen (éd.). H.S. Shen, Fort Collins, Co., Tome 2, chapitre 21.
- SHEN, H.W. and HUNG, C.S. (1972). An engineering approach to total bed-material load by regression analysis. In: Sedimentation. Symposium to honour Prof. H.X. Einstein, Publ. and ed. by H.W. Shen, Fort Collins co., chapitre 14.
- SHIELDS, A. (1936). Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement. Caltech., Hydrodyn. Lab., translated by Ott. W.P. and Van Ushelen, J.C.
- SOKOLOVSKII, D.L. (1971). River runoff, theory and analysis, 3e ed., revised and enlarged, translated from Russian, Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, 489 p.

- STICHLING, W. (1969). Instrumentation and techniques in sediment surveying. Proc. of Hydrol. Symp. no 7, Inland Water Branch, Department of Energy, Mines and Resources, Ottawa.
- TOFFALETI, F.B. (1969). Definitive computations of sand discharge in rivers. J. Hydraul. Div., ASCE, vol. 95, no HY1: 225-248.
- U.S. BUREAU OF RECLAMATION. (1973). Design of small dams, 2nd ed.
- VANONI, V.A. (1975). Sedimentation Engineering, Prepared by the ASCE Task Committee for the Manual on Sedimentation of the hydraulics Div., ASCE, New York.
- VELIKANOV, M.A. (1954). Principle of the gravitational theory of the movement of sediments. Acad. of Science Bull., USSR, Geophysics Series, no 4, p. 349-359.
- VON KARMAN, T. (1930). Mechanische ahnlichkeit und turbuling: Proc. 3rd Internat'l. Cong. of Applied Mech., Stockholm, Sweden, vol. 1, p. 85-92.
- WALLING, D.E. (1977). Limitations of the rating curve technique for estimating suspended sediment loads, with particular reference to British Rivers. IASH, no 122, p. 34-48, In: Erosion and Solid matter transport in Inlans waters Symposium, Proc., of the Paris Symp., 6 fig. 6 tab., 33 réf.
- WIEBE, K.L. and DRENNAN, L. (1973). Sedimentation in reservoirs, in fluvial processes and sedimentation. Proc. of Hydrol. Symp., Univ. of Alberta, Edmonton, May 8-9, p. 538-581.

- WIGHAM, J.M. and STOLTE, W.J. (1973). Sediment yield estimates from an index of potential sediment production. In: Fluvial Processes and sedimentation, Proc. of Hydrol. Symp. held at Univ. of Alberta, Ed.: 208-214.
- WILKIN, D.C. and HEBEL, S.J. (1982). Erosion deposition and delivery to midwestern streams. Water Resources Research, 18(4): 1278-1282.
- WILLIAMS, J.R. (1975). Sediment yield prediction with universal equation using runoff energy factor. Present and prospective technology for predicting sediment yields and sources, p. 244-252, ARS-S.40.
- WISCHMEIER, W.H. and SMITH, D.D. (1978). Predicting rainfall erosion losses -a guide to conservation planning. Wash. D.S., U.S. Gov. Print. Off., 58 p.
- WOOD, P.A. (1977). Controls of variation in suspended sediment concentration in the river Rother, West. Sussex, England. Sedimentology, 24: 437-445.
- WOODARD, F.E., FITCH, J.H. Jr. and FONTAINE, R. (1981). Modeling heavy metal transport in river systems land and water. Resources Center, University of Maines at Orono, 84 p.