



469 538

MODELES POUR EVALUER L'EROSION DES SOLS
SUR UN CHANTIER DE CONSTRUCTION D'UNE ROUTE

PROJET

Etude préliminaire

Présenté à:

La Direction des Expertises et Normes

Ministère des Transports
Centre de documentation
930, Chemin Ste-Foy
6e étage
Québec (Québec)
G1S 4X9

Dossier - Systèmes de gestion
0135

1981-09-01
BP/mam

Par: Bernard Plante, ing.jr
Service du Développement
des systèmes de gestion
des données

CAUQ
TA
AP
SG
117

TABLE DES MATIERES

	Page
1 SIMULATION	
1.1 Introduction	1
1.2 Modèles et simulation	2
1.3 Définition d'un système dynamique	3
1.3.1 Eléments d'un système	3
1.3.2 Limites du système	3
1.3.3 Structure du système	4
1.3.4 Comptabilité des éléments	5
1.3.5 Le temps	5
1.4 Elaboration du modèle	6
1.5 Conclusion	7
2 L'EROSION HYDRIQUE	
2.1 Processus de l'érosion	10
2.2 Sources de sédiments	12
2.3 Les conséquences de l'érosion	12
2.4 Conclusion	14
3 ECOULEMENT ET EROSION HYDRIQUE	
3.1 Introduction	15
3.2 Précipitations sur une surface irrégulière	15
3.3 Ecoulement de surface sans pertes d'énergie	17
3.3.1 Concepts utilisés	17
3.3.2 Conservation de la masse	19
3.3.3 Equation d'Euler	20

3.3.4	Equation de Bernouilli	22
3.3.5	Ecoulement graduellement varié	24
3.4	Ecoulement avec pertes d'énergie	28
3.4.1	Ecoulements laminaires et turbulents	28
3.4.2	Couche limite	31
3.4.3	Ecoulement de surface laminaire	35
3.4.4	Résistance à un écoulement turbulent	36
3.4.5	Coefficient de Darcy-Weisbach	39
3.4.6	Equation de Manning-Strickler	43
3.4.7	Equation de Navier-Stokes	45
3.4.8	Remarques	46
3.5	Analyse du ruissellement sur une surface inclinée	47
3.5.1	Equation de continuité	47
3.5.2	Conservation de la quantité de mouvement linéaire	49
3.5.3	Onde cinématique	52
3.5.4	Ecoulement de surface laminaire	56
3.5.5	Ecoulement de surface turbulent	57
3.5.6	Remarques	58
3.6	Infiltration	59
3.6.1	Capacité d'infiltration	59
3.6.2	Pénétration de l'eau à travers la surface du sol	60
3.6.3	Distribution de l'eau dans le sol	61
3.6.4	Percolation de l'eau dans la zone d'aération	62
3.6.5	Evaluation de l'eau disponible pour le ruissellement ..	63
3.6.6	Ecoulement dans un milieu poreux	64
3.6.7	Conductivité hydraulique	65
3.6.8	Equation de Richards	66
3.6.9	Equations algébriques	70
3.6.10	Remarques	72
3.7	Types d'érosion	74
3.7.1	Erosion de surface	74
3.7.2	L'érosion due à un torrent	77
3.7.3	L'érosion dans un cours d'eau permanent	78

3.8	Facteurs influençant l'érosion hydrique	80
3.8.1	Erosion de surface	80
3.8.2	Erosion dans un cours d'eau	83
3.9	Conclusion	84
4	EQUATION UNIVERSELLE DE L'EROSION	
4.1	Introduction	107
4.2	Indice d'érosivité potentielle de la pluie (R)	108
4.2.1	Introduction	108
4.2.2	La méthode EI_{30}	108
4.2.3	Méthode approximative	110
4.2.4	Remarques	111
4.3	Indice de susceptibilité des sols (k)	111
4.4	Facteurs topographiques (LS)	112
4.4.1	Pour une pente régulière	112
4.4.2	Pour une pente irrégulière	115
4.5	Facteur de contrôle de l'érosion VM	116
4.6	Utilités et limites de l'équation universelle de l'érosion ...	117
4.7	Extension à un bassin de drainage	118
4.7.1	Taux d'exportation T_x	119
4.7.2	Débit de délavage	121
4.7.3	Indice d'érosivité du ruissellement	124
4.7.4	Fonction de transport des sédiments	126
4.7.5	Base probabiliste	127
4.7.6	Autres simplifications	128
4.7.7	Discussion	129
4.8	Conclusion	130
5	SIMULATION DU PROCESSUS D'EROSION	
5.1	Introduction	141

5.2	Equations de continuité	141
5.2.1	Conservation de la masse de sédiments	142
5.2.2	Conservation de la masse du mélange eau-sédiments	147
5.2.3	Conservation de la quantité de mouvement linéaire	150
5.2.4	Résumé	160
5.3	Mécanismes provoquant l'érosion	162
5.3.1	Erosion et transport dus aux précipitations	162
5.3.2	La force d'arrachement de l'écoulement	165
5.3.3	Transport des sédiments	170
5.3.4	Transport des sédiments en suspension	170
5.3.5	Transport des sédiments par charriage	175
5.3.6	Erosion des berges	181
5.3.7	Effet de la température de l'eau	182
5.3.8	Remarques	183
5.3.9	Résumé	184
5.4	Conclusion	185
6	EVALUATION DU POTENTIEL D'EROSION DU SOL	
6.1	Introduction	197
6.2	Données de base et solution préconisée	197
6.2.1	Est-ce nécessaire?	198
6.2.2	Détermination des objectifs	199
6.2.3	Procédure de décision	201
6.2.4	Définition du modèle	203
6.2.5	Discussion sur le modèle proposé	207
6.2.6	Conclusion	210
6.3	Ebauche de solution	210
6.3.1	Eléments du système	210
6.3.2	Limites du modèle	215
6.3.3	Continuité du processus	220
6.3.4	Structure du système	220
6.3.5	Le temps	223

6.4	Ce qui reste à régler	224
6.5	Etapas et échéancier	226
6.6	Conclusion	227
ANNEXES		236
BIBLIOGRAPHIE		242

CHAPITRE 1

SIMULATION

1.1 Introduction:

Il est de notoriété publique que la construction ainsi que l'entretien des routes et autoroutes affectent le milieu naturel et la qualité de la vie. On a qu'à penser à la poussière, au bruit, au calcium ... Malheureusement, il est rare qu'on puisse évaluer exactement l'impact de ces travaux sur l'environnement. Dans le but de remédier partiellement à cette lacune, le ministère des Transports du Québec a décidé de se doter d'un outil lui permettant d'évaluer le taux d'érosion hydrique des sols lors de la construction des routes et autoroutes. Un tel outil devrait permettre à ses utilisateurs:

- 1- d'esquisser le tracé de la route ainsi que ses abords,
- 2- de localiser les endroits sensibles à l'érosion hydrique,
- 3- d'évaluer les pertes de sols,
- 4- d'évaluer l'impact de ces sédiments à l'extérieur du chantier,
- 5- d'apprécier l'effet de certaines mesures correctives.

Pour être utiles, ces informations devront être disponibles lors de la conception de la route et de la planification des travaux. Ainsi, tenant compte de la complexité des phénomènes d'érosion, des données existantes, il a été envisagé de simuler les processus de construction de la route et d'érosion des sols.

1.2 Modèles et simulation:

Dans ce rapport, on considère que le processus d'érosion des sols englobe les phénomènes d'ablation accélérée du relief, de transport des sédiments et de leur accumulation. Si on définit un système comme un ensemble d'éléments en interactions dynamiques organisés en fonction d'un but, on peut considérer que les variables impliquées dans le processus d'érosion constituent un système dynamique complexe dont le but ultime est l'aplanissement de tout relief. Pour évaluer tous les aspects impliqués par l'érosion survenant sur un chantier de construction, on doit posséder des données sur lesquelles on peut baser nos prédictions. Malheureusement, aucune banque de données ne contient toute l'information pertinente. Cependant, à partir des renseignements existants et en se servant d'un modèle approprié, on peut simuler le processus d'érosion pour obtenir l'information suffisante aux prises de décisions.

D'une façon générale, on dit qu'on simule un phénomène administratif, physique ou social lorsqu'on en évoque l'apparence sans le représenter dans sa réalité dans le but de le comprendre, de prédire ses effets et de le contrôler. C'est ainsi qu'on peut à l'aide d'un modèle mathématique approprié représenter le comportement d'une file d'attente à un guichet celui du trafic dans une ville, de l'énergie dans un écosystème... Vu sous cet angle, la simulation regroupe l'ensemble des techniques nécessaires pour:

- 1- construire un modèle d'une situation donnée;
- 2- utiliser ce modèle pour effectuer une expérience. Ainsi, pour simuler un processus, on doit:
 - . définir un système;
 - . construire un modèle;
 - . utiliser ce modèle pour effectuer une expérience.

1.3 Définition d'un système dynamique:

Un système est un ensemble d'éléments réels ou abstraits structurés de manière à répondre (output) à un stimulus (input) d'une façon donnée. Ainsi, un système dynamique réel est caractérisé par:

- 1- ses éléments;
- 2- ses limites (domaine de définition);
- 3- sa structure (relations entre ses éléments);
- 4- le transport et le stockage de certains éléments (comptabilité);
- 5- le temps.

1.3.1 Eléments d'un système:

Les éléments d'un système physique sont les quantités de matière, d'énergie et d'information qui entrent, constituent et ressortent du système. Ces éléments peuvent être représentés par des variables numériques (débit, intensité, vitesse...) ou relatives (concentration, albédo, ...).

Parmi les variables qui traversent le système, on qualifie d'exogènes celles qui sont indépendantes du système et d'endogènes celles qui dépendent du système.

1.3.2 Limites du système:

Les limites d'un système déterminent son domaine de définition et son applicabilité. Elles sont de deux types:

- 1- abstraites: on inclut ou non certaines variables ou certaines relations entre les variables;
- 2- physiques: on définit la région de l'espace représenté par le modèle.

Dans le cas d'un système réel, les limites sont souvent déterminées par notre connaissance du phénomène étudié et par l'imprécision de nos moyens d'observation. Dans le cas d'un système abstrait (modèle) aux connaissances du concepteur s'ajoutent son intuition et les contraintes de réalisations (temps calcul, mémoire...).

1.3.3 Structure du système:

La structure du système est définie par les différentes relations qui existent entre ses composantes. Ces relations sont de trois (3) types:

- d'indépendance qui dénote l'absence de relation entre deux éléments;
- de corrélation qui expriment une coïncidence de comportement entre plusieurs variables sans qu'il y ait nécessairement de liens entre elles (coefficient de corrélation).
- de fonction où les éléments impliqués exercent une certaine influence les uns sur les autres. Cette dernière peut être unidirectionnelle (de cause à effets) ou bidirectionnelle (rétroaction). Dans ce dernier cas, les éléments exercent un contrôle les uns sur les autres (voir la figure 5-14).

D'une façon qualitative, on exprime la structure du système à l'aide d'un organigramme. D'une façon quantitative, on exprime les différentes relations à l'aide d'équations d'origine:

- théorique qui sont dérivées à l'aide d'un raisonnement inductif à partir d'hypothèses basées sur l'observation du phénomène.
Exemple: la loi de Stokes pour la traînée d'une sphère.
- empirique qui sont obtenues grâce à un raisonnement déductif basé uniquement sur l'observation. Ordinairement, ces relations sont de nature statistique. Exemple: l'équation universelle de pertes des sols.

- heuristique (qui aide à la connaissance) qui proviennent d'un processus inductif partiellement incompris élaboré à partir des faits observés et de l'intuition de son auteur. La relation de Du Boys (5-90) pour le débit par charriage est un exemple de relation heuristique.

En pratique, la marge entre les relations empiriques et heuristiques est souvent très faible.

Souvent les équations utilisées sont spécifiques aux hypothèses de départ ainsi qu'aux conditions d'observation. Ainsi, lorsqu'on quantifie un processus à l'aide d'une équation donnée, on doit vérifier son applicabilité et connaître ses limites.

En plus des équations, on peut quantifier une relation à l'aide d'une table (table 3-2), d'un graphique (figure 3-13) ou d'un nomogramme (figure 4-5).

1.3.4 Comptabilité des éléments:

Le transfert ainsi que le stockage des quantités de matière et d'énergie à l'intérieur du système sont régis par sa structure. Cependant, on peut appliquer le principe de conservation à l'ensemble ou aux parties du système de manière à comptabiliser ces quantités. Ce dernier stipule que les quantités de matière (masse), de mouvement et d'énergie sont conservées sauf si le processus est nucléaire. Dans ce dernier cas, on observe des échanges entre ces quantités. En utilisant ce principe, on obtient un système (ensemble) d'équations différentielles ou aux différences qui décrivent le comportement globale du système.

1.3.5 Le temps:

C'est le temps qui donne une signification aux transports de matière et aux transformations d'énergie. En simulant le processus, on peut l'accélérer, le ralentir ou l'arrêter pour permettre de meilleures conditions d'observation du processus.

1.4 Elaboration du modèle:

Il n'existe pas de démarche rigoureuse permettant l'élaboration d'un modèle d'une façon sûre. En se basant sur ses connaissances et son induction, on doit:

- 1- définir les éléments du système;
- 2- déterminer ses limites physiques et abstraites;
- 3- spécifier sa structure;
- 4- décider de la manière de représenter les relations entre les composantes du système;
- 5- choisir un critère de performance du modèle;
- 6- réaliser le modèle (le programmer);
- 7- calibrer les paramètres qui définissent les différents processus;
- 8- vérifier les performances du système;
- 9- selon les résultats obtenus, on recommence à une des étapes citées plus haut.

L'emphase qui doit être mise sur chacune de ces étapes dépend de la justification et de l'utilisation future du modèle et des données et ressources disponibles aussi bien lors de son élaboration que de son utilisation. En fait le modèle est construit dans un contexte particulier dans le but de répondre à une question donnée.

Le modèle ainsi élaboré sera dit:

- 1- déterministe si les relations utilisées pour définir sa structure permettent de prédire exactement son comportement,

- 2- stochastique (aléatoire) si elles ne décrivent le phénomène que d'une manière approximative. Cependant, en pratique la présence d'erreurs de mesures dans les observations, de corrélations entre les éléments du système et des limites du modèle (hypothèses et domaine de définition) font qu'il n'existe pas de modèle exclusivement déterministe ou aléatoire.

D'une manière générale, les modèles mathématiques sont limités par:

- les hypothèses servant de base à l'élaboration du modèle,
- le manque de correspondance entre les relations utilisées et la réalité qu'elles représentent,
- les données utilisées pour corroborer les résultats (manques et erreurs de mesures),
- les capacités des moyens de calculs employés (hardware et logiciel),
- les mesures de calibration utilisées.

1.5 Conclusion:

Ainsi, l'utilisation d'un modèle mathématique pour étudier un processus physique se calque sur la méthode scientifique. En effet, pour simuler l'érosion des sols, on doit (voir la figure 1-1):

- 1- observer le phénomène sur le terrain de manière à connaître ses éléments et ses limites (description du système);
- 2- élaborer un modèle pour en reproduire la structure, c'est-à-dire poser un certain nombre d'hypothèses et construire un modèle à l'aide d'un processus déductif basé sur ces dernières;
- 3- effectuer une expérience avec le modèle retenu, c'est-à-dire simuler le processus;

- 4- tester le modèle, c'est-à-dire comparer les résultats obtenus par simulation avec des données provenant du terrain (nouvelles et anciennes);
- 5- conclure sur la validité des hypothèses retenues et du modèle utilisé. Si les résultats sont insatisfaisants, on doit recommencer le processus. Lors de l'utilisation du modèle dans un processus de décision, seules les étapes 3 et 5 sont reprises. Cependant, l'utilisateur doit connaître la définition du modèle s'il veut être en mesure d'interpréter correctement ses résultats.

Dans ce rapport, nous nous proposons d'esquisser la définition des processus d'érosion des sols et des voies d'eau. Pour ce faire, nous passerons en revue les principaux éléments impliqués dans ces processus, les relations qui les relient et les équations de continuité qui les gouvernent. Enfin, nous élaborerons un modèle capable de simuler ces processus dans le cas d'un chantier de construction d'une route.

Dans le but de rendre accessible ce rapport au plus grand nombre de lecteurs potentiels, nous y avons sciemment inclus plusieurs concepts et démonstrations qui paraîtront à certain superflus. Enfin nous nous excusons de la division arbitraire des différents chapitres. Elle est une conséquence de la simultanéité des opérations de recherche et de rédaction qui sont à la base de ce rapport.

1

On observe le
monde réel

Définition

2

On construit le
modèle

Raisonnements inductifs

3

On simule le
processus

Expérience:

- raisonnements déductifs
- calculs

4

On compare les
résultats avec
les données

Calibration

Non

Les
résultats
sont
satisfaisants
?

- Critères de comparaison
- Observations

Oui

5

Conclusion!

Décisions → actions

Figure 1.1: Elaboration d'un modèle:

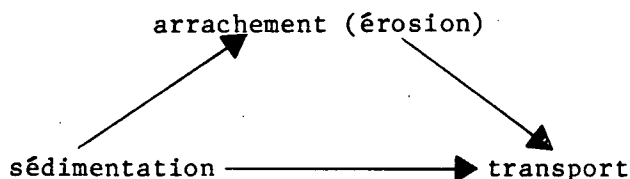
CHAPITRE 2

L'EROSION HYDRIQUE

La fonte des neiges et les pluies diluviennes provoquent parfois des phénomènes spectaculaires d'érosion. C'est ainsi qu'on peut observer l'apparition de ravins, le sectionnement d'une route, l'affouillement d'un pont ou un glissement de terrain. Généralement, l'eau érode d'une façon régulière et presque imperceptible. A la longue, son action n'en est pas moins dévastatrice.

2.1 Processus de l'érosion:

L'érosion est un processus selon lequel les particules de matériel sont arrachées de leur milieu, transportées par un fluide et déposées plus loin. C'est ainsi qu'on peut définir un cycle de l'érosion:



L'érosion comme telle, est un processus dynamique qui se produit lorsque les forces d'arrachement en présence sur les particules dépassent celles d'inertie. Ces forces érosives peuvent être dues à l'action de la gravité, du vent, de la pluie ou de l'écoulement de l'eau sur la surface érodée. Le phénomène est d'autant plus important que le déséquilibre est grand. Par ailleurs, il y aura sédimentation lorsque les forces de transport deviendront plus faibles que la résistance ou le poids des particules (inertie).

D'une manière générale, on identifie deux (2) types d'érosion:

- a) l'érosion géologique qu'on définit comme étant le processus normal de dégradation de la roche mère, de formation des sols ou de leur destruction sous les conditions environnantes tant climatiques que biologiques;

- b) l'érosion accélérée due aux activités des hommes ou à certains événements naturels rares. Cette dernière s'additionne à l'érosion géologique pour provoquer des pertes de matériaux beaucoup plus importantes. Habituellement, elle est suivie de changements dans la végétation et les conditions physiques de la surface du sol.

Classification des types d'érosion par lieu d'application:

NOM	ORIGINE	TYPES
1. <u>de masse</u> :	gravité	- éboulement (fall) - glissement (slide) - avalanche (flow)
2. <u>de surface</u> :	- vent - précipitations (hydriques)	- par éclaboussures - en nappes - en rigoles - par ravinement
3. <u>de cours d'eau</u> :	- écoulement de l'eau - gravité + écoulement	- aggradation du lit - effondrement des berges

Dans les lignes qui suivent, nous parlerons surtout de l'érosion accélérée due aux précipitations hydriques.

Eclaboussures + écoulement de surface = érosion

2.2 Sources de sédiments:

D'après Guy et Jones (1972), les principales sources de sédiments sont par ordre décroissant:

A) Sources naturelles:

- glissement de terrain,
- érosion de surface sur des sols nus,
- les inondations,
- érosion de rives et du lit des cours d'eau,
- formation des ravins.

B) Sources humaines:

- l'agriculture,
- la construction urbaine,
- la construction de routes et d'autoroutes,
- l'exploitation forestière,
- les talus non protégés des routes,
- les modifications des voies d'eau (creusement et rectification),
- le dragage des cours d'eau (sable et graviers),
- les résidus miniers,
- les effluents municipaux et industriels.

2.3 Les conséquences de l'érosion:

Les effets de l'érosion hydrique des sols et des voies d'eau se font sentir sur le milieu d'origine comme sur celui qui reçoit les sédiments. Ces effets sont d'ordre physique et chimique.

Au niveau du milieu d'origine, l'érosion de surface est responsable de la perte de sol et de substances nutritives. Dans le cas d'un terrain boisé ou agricole, les pertes de sol sont d'autant plus néfastes qu'elles sont plus importantes que le taux de formation des couches de sol. Par ailleurs, les processus de ruissellement et d'érosion affectent la quantité d'éléments nutritifs disponibles pour la végétation en appauvrissant le sol de certains éléments (nitrates et phosphates) et en diminuant la quantité d'eau disponible.

D'une manière générale, les nitrates étant très solubles se dissolvent facilement dans les eaux de ruissellement et de percolation alors que les phosphates quittent le terrain, liés aux sédiments. Par ailleurs, en scellant les pores du sol, les sédiments réduisent le taux d'infiltration et par le fait même la quantité d'eau emmagasinée dans le sol.

Au niveau des cours d'eau, les phénomènes d'érosion sont responsables de la perte de matériaux et du dépôt de sédiments. Ces deux processus affectent la stabilité de berges et du lit des cours d'eau.

Comme milieu de réception des sédiments, les plans d'eau (réservoirs, lacs, étangs) et les cours d'eau s'ensavent et se combent. Ces processus entraînent des nettoyages plus fréquents et nécessairement des coûts. De plus, ces sédiments colmatent le lit des fraies et y étouffent les oeufs et les alevins encore enfouis dans le gravier.

Au niveau de la qualité de l'eau, la présence de sédiments augmente la turbidité de l'eau ainsi que la concentration des éléments nutritifs. Ces deux facteurs influencent la productivité végétale et animale d'une façon antagoniste. En effet, l'augmentation de la turbidité de l'eau réduit la profondeur de pénétration de la lumière et ainsi contribue à la diminution du taux de photosynthèse des plantes et chez les poissons, la vision pour la prédation. Par contre, la productivité végétale suit l'augmentation de la concentration d'éléments nutritifs limitants, ce qui favorise l'eutrophisation des plans et cours d'eau. De plus, comme le ruissellement entraîne avec lui certaines substances épandues à des fins particulières (herbicides, insecticides, fumier, sels de déglacage...) ou renversées accidentellement (huiles, essence...), les processus d'érosion peuvent entraîner leur concentration à des taux toxiques ou les retirer de la circulation (stockage dans les vases). Tous ces facteurs tendent à rompre l'équilibre établi.

L'érosion peut aussi avoir des effets bénéfiques. Ainsi, en ensavant le lit des fossés, elle contribue à la diminution des pertes d'eau par percolation. En armant le lit des cours d'eau, c'est-à-dire en laissant une couche de matériaux stables sur le lit, elle contribue à leur stabilisation.

En augmentant la turbidité de l'eau, elle empêche la prolifération de certaines algues dans les réservoirs. Enfin elle distribue les éléments nutritifs nécessaires à la vie et est ainsi responsable du taux de production élevé des estuaires et des plaines d'inondation.

Comme le processus d'érosion est un processus naturel dynamique ayant des effets bénéfiques et néfastes, il est assez difficile d'en évaluer le coût. D'ailleurs, ces derniers peuvent être d'ordre monétaire direct:

- coût de dragage des cours d'eau,
- coût de nettoyage des réservoirs et cours d'eau,
- coût d'épuration des eaux de consommation,
- coût d'épandage supplémentaire d'engrais,
- etc.

d'ordre indirect:

- pertes de matériaux servant à des fins particulières (sol, sable...)
- modifications des écosystèmes terrestres et aquatiques,
- destruction de l'environnement,
- pertes de jouissance d'un lieu,
- diminution de la productivité agricole,
- etc.

2.4 Conclusion:

Le processus d'érosion hydrique est donc un phénomène naturel qu'il est impossible de réduire à zéro. Comme ce processus dynamique est très complexe, il est difficile d'en prévoir les coûts et les conséquences. On peut cependant essayer de le décrire à l'aide d'un modèle mathématique mettant en jeu des éléments hydrologiques, pédologiques et géologiques.

CHAPITRE 3

ÉCOULEMENT ET ÉROSION HYDRIQUE

3.1 Introduction:

Pour un bassin de drainage donné, on distingue deux phases dans le processus de l'érosion hydrique. La première est associée à l'érosion des terres (upland phase) et la seconde, à l'érosion dans un cours d'eau (lowland stream or in-channel phase). D'une manière générale, l'érosion des terres dépend directement des précipitations individuelles alors que celle observée dans les cours d'eau dépend surtout de la quantité d'eau disponible ainsi que la distribution des débits dans le temps.

Dans un cas comme dans l'autre, avant d'évaluer les pertes de matériaux résultant de l'érosion hydrique, on doit connaître la quantité et le type de précipitations ainsi que le mouvement de l'eau.

Dans ce chapitre, nous nous proposons de passer rapidement en revue les principes physiques importants pour simuler le ruissellement de l'eau ainsi que l'érosion subséquente.

3.2 Précipitations sur une surface irrégulière:

Comme en général, pour un bassin de drainage donné, la surface occupée par les cours d'eau est beaucoup plus petite que celle occupée par les terres, on peut s'attendre à ce qu'une grande proportion des précipitations tombent sur ces dernières.

Dans le cas de précipitations liquides, une partie de la pluie pourra être interceptée par la végétation ou d'autres objets et éventuellement s'évaporer. Si la pluie atteint le sol et que ce dernier n'est ni gelé, ni saturé, l'eau pourra s'infiltrer. Au début, le taux d'infiltration est rapide puis diminue pour atteindre une limite définie comme étant la capacité d'infiltration du sol. Si l'intensité de pluie dépasse le taux d'infiltration, l'eau va remplir les dépressions du sol. On dit qu'il y

a emmagasinage dans les dépressions. Ces dernières remplies, l'eau commence à former une couche à la surface du sol. Cette eau de retenue est en transition. Pour que l'écoulement puisse débiter, il faut que cette couche possède une épaisseur minimale.

Selon Horton (1945), la hauteur de rétention augmente si l'on se dirige vers le bas de la pente (distance à l'exutoire). Dans le cas d'un écoulement turbulent, la hauteur de rétention "d" est donnée par la relation: (voir figure 3-1)

$$d_x \approx \left(\frac{rx}{\rho_n} \right)^{3/5} \quad (3-1)$$

où r est l'apport en eau (po/hre),

l est la longueur du terrain (pi),

n est un coefficient de rugosité,

x est la distance depuis le haut de la crête (pi).

En première approximation, on peut évaluer que l'apport en eau est égal à l'intensité de la pluie moins le taux d'infiltration:

$$r \approx i_o - i_f \quad (3-2)$$

Comme les principaux mécanismes provoquant l'érosion de surface sont liés à l'impact de la pluie et à l'écoulement de l'eau, on peut s'attendre à ce que la capacité érosive de ces éléments dépende:

- 1) de l'intensité de la pluie "i_o",
- 2) de la capacité d'infiltration du sol "i_f",
- 3) de la longueur de l'écoulement "l",
- 4) de la pente du terrain "S",
- 5) de la rugosité du terrain "n",
- 6) du type d'écoulement (laminaire ou turbulent).

Mise à part l'action directe de la pluie, ce sont les mêmes mécanismes que l'on rencontre dans les cours d'eau. Seuls les ordres de grandeurs changent. Par exemple, au niveau du sol, la hauteur d'eau du ruissellement se mesure en mm, non en mètres. De plus, la présence d'un microrelief

très irrégulier, de végétation, de débris et de roches rend improbable la présence d'un écoulement de surface uniforme et permanent. Il s'apparente plutôt à un train d'ondes irrégulières se déplaçant aléatoirement vers le bas de la pente. Cependant, les divers obstacles ont tôt fait de stabiliser le ruissellement en le concentrant en rigoles. Ce faisant, ils augmentent la force érosive de l'écoulement.

Une fois rendu au bas de la pente, les eaux de ruissellement se joignent à celles provenant de l'amont, des précipitations et de la résurgence de la nappe phréatique pour former un cours d'eau. Ce dernier peut être éphémère ou permanent.

Lorsque la pluie cesse, l'eau qui reste sur le sol (rétention superficielle) quitte progressivement la surface du terrain sous l'action combinée des processus de ruissellement, d'infiltration et d'évaporation.

3.3 Ecoulement de surface sans pertes d'énergie:

3.3.1 Concepts utilisés:

Pour analyser l'écoulement de l'eau, que ce soit à la surface du sol ou dans un cours d'eau, on peut soit suivre un système c'est-à-dire une masse de matière déterminée (approche de Lagrange) ou soit, analyser un volume de contrôle i.e. une région arbitraire de l'espace définie pour les fins de l'étude (approche d'Euler). C'est cette dernière approche que nous allons surtout utiliser. De plus, on peut utiliser un certain nombre de relations de conservation qui sont:

1. Conservation de masse: pour un système donné, la masse (m) reste constante:

$$\frac{dm}{dt} = 0 \quad (3-3)$$

où t est le temps.

2. Conservation des moments linéaires ou deuxième loi de Newton appliquée au volume de contrôle:

$$\sum_i \vec{F}_i = \frac{d(m\vec{v})}{dt} \quad (3-5)$$

où $\vec{F}_i$ sont les forces extérieures et $m\vec{v}$ la quantité de mouvement.

3. Conservation de l'énergie ou première loi de la thermodynamique:

$$Q_H - W = E_2 - E_1$$

où Q_H est la quantité de chaleur,

W est le travail,

E_1 et E_2 sont les énergies internes du système.

Cependant, pour être en mesure d'utiliser ces relations, on doit connaître:

1. les conditions aux limites ainsi que les conditions initiales de l'écoulement,
2. les forces en présence ainsi que les relations qui les définissent.

Ordinairement, ces forces résultent de l'action de la gravité, de la pression hydrostatique et de la résistance à l'écoulement (cisaillement). De plus, dans le cas d'un mélange eau-sédiments, on doit connaître la relation reliant le taux de transport des sédiments aux paramètres de l'écoulement.

Dans le cas d'un écoulement de surface, comme la masse volumique de l'air est négligeable par rapport à celle de l'eau, on considère que la pression s'exerçant sur la surface du liquide au contact de l'atmosphère est constante et égale à la pression atmosphérique.

On parle alors d' "écoulements en surface libre" contrairement aux "écoulements en charge" où le fluide reste partout au contact de parois solides contre lesquelles il peut exercer des pressions.

3.3.2 Conservation de la masse:

Si l'on utilise l'approche d'Euler, la loi de conservation de masse stipule que le taux de variations de la quantité de matière emmagasinée dans le volume de contrôle (v.c.) est égal à la différence entre les débits entrant et sortant à travers la surface de contrôle (s.c.):

$$\frac{dS}{dt} = Q_i - Q_o \quad (3-6)$$

où S est la quantité de matière à l'intérieur du v.c.,

Q_i est le débit de matière qui rentre à travers la s.c.,

Q_o est le débit de matière qui sort à travers la s.c..

Dans le cas d'un écoulement de surface, le débit unitaire ($t=1$) à l'entrée égale: (voir figure 3-2)

$$Q_i = \rho A \bar{v}$$

où ρ est la densité du fluide (M/L^3),

A est la surface de la section droite (L^2),

$\bar{v}$ est la vitesse moyenne à l'entrée (L/T) i.e.:

$$\bar{v} = \frac{1}{A} \int_A v \, dA$$

Le débit unitaire à la sortie égale:

$$Q_o = \rho \left(\bar{v} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} \Delta x \right) \left(A + \frac{\partial A}{\partial x} \Delta x \right)$$

et la quantité de matière emmagasinée est donnée par la relation:

$$\frac{ds}{dt} = \rho \frac{\partial A}{\partial t} \Delta x$$

En remplaçant dans (3-6), on trouve, après simplification:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + A \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial A}{\partial x} = 0 \quad (3-6)$$

3.3.3 Equation d'Euler:

Pour obtenir l'équation d'Euler, nous allons considérer un volume de contrôle infinitésimal δV soumis aux hypothèses suivantes:

H-1: le volume de contrôle est orienté suivant une ligne de courant c'est-à-dire une ligne imaginaire qui suit la direction de l'écoulement;

H-2: l'écoulement est permanent, c'est-à-dire que $\frac{\partial \vec{v}}{\partial t} = 0$

où $\vec{v}$ est la vitesse de l'écoulement;

H-3: le fluide est idéal c'est-à-dire sans friction et incompressible;

H-4: l'écoulement s'effectue en une dimension.

Dans un tel cas, la deuxième loi de Newton stipule que la variation du moment linéaire du système pour un intervalle dt est égale à la résultante des forces agissant sur ce dernier pendant le même intervalle:

$$\frac{\partial m \vec{v}}{\partial t} = \sum_i \vec{F}_i$$

où $\vec{F}_1$ sont les forces et $m\vec{v}$ le moment linéaire. Cette dernière valeur égale:

$$\frac{d(m\vec{v})}{dt} = \rho \delta s \delta A \frac{d\vec{v}}{dt} \quad (3-7)$$

où ρ est la densité du fluide. Comme l'accélération dv/dt se décompose en une composante représentant l'accélération locale et une seconde représentant l'accélération convective c'est-à-dire celle due au déplacement du fluide:

$$\begin{aligned} \frac{d\vec{v}}{dt} &= \frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \frac{\partial \vec{v}}{\partial s} \frac{\partial s}{\partial t} \\ &= \frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \vec{v} \frac{\partial \vec{v}}{\partial s} \end{aligned} \quad (3-8)$$

la relation (3-7) devient:

$$\begin{aligned} \frac{d(m\vec{v})}{dt} &= \rho \delta s \delta A \left\{ \frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \vec{v} \frac{\partial \vec{v}}{\partial s} \right\} \\ &= \rho \delta s \delta A \vec{v} \frac{\partial \vec{v}}{\partial s} \end{aligned} \quad (3-9)$$

Par ailleurs, les forces en présence sont:

1) la gravité dont la composante suivant la direction de l'écoulement sera: $\rho g \delta A \delta s \cos \theta$

Comme: $\cos \theta = \frac{\delta z}{\delta s} \approx \frac{\partial z}{\partial s}$ lorsque $\delta s \rightarrow 0$

$$\text{On trouve: } \rho g \delta A \delta s \frac{\partial z}{\partial s} = |\vec{F}_g| \quad (3-10a)$$

2) la pression s'exerçant sur les faces du volume de contrôle:

$$p \delta A - \left(p + \frac{\partial p}{\partial z} \delta z \right) \delta A = - \frac{\partial p}{\partial z} \delta z \delta A = | \vec{F}_p | \quad (3-10b)$$

Si on remplace dans (3-4), on trouve, après simplification:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(p + \rho g z \right) + \rho v \frac{\partial v}{\partial z} = 0 \quad (3-11)$$

où p est la pression au sein du volume de contrôle (M/LT^2),

z est la hauteur du centre de masse (L),

et v est la vitesse du système (L/T).

3.3.4 Equation de Bernouilli:

Si on intègre cette relation sur une ligne de courant, on obtient l'équation de Bernouilli:

$$g z + \frac{v^2}{2} + \frac{p}{\rho} = H \quad (3-12)$$

où H est une constante d'intégration qui varie d'une ligne de courant à l'autre.

Comme cette formule n'est valable que pour le mouvement d'une particule (système infinitésimal) le long de sa trajectoire, on doit la modifier si l'on veut l'appliquer à l'ensemble du liquide. Dans un tel cas, on peut utiliser les valeurs moyennes des variables z , p et v . Cependant, comme la moyenne des carrés des vitesses n'est pas égale au carré de la moyenne de ses valeurs, on doit introduire un coefficient de répartition des vitesses (hauteur de vitesse):

$$\alpha = \frac{1}{A} \int_A \left(\frac{v}{\bar{v}} \right)^3 dA \quad (3-13)$$

où A est l'aire de la section droite de l'écoulement (L^2),
 v est la vitesse de chaque tranche de l'écoulement (L/T),
 $\bar{v}$ la vitesse moyenne (L/T).

Ainsi, la relation (3-12) devient:

$$g\bar{z} + \alpha \frac{\bar{v}^2}{2} + \frac{\bar{p}}{\rho} = H \quad (3-14)$$

Dans un tel cas, on dit que:

- H : représente la ligne de charge de l'écoulement (energy grade line)
- $h : \bar{z} + \frac{\bar{p}}{\rho}$ sa ligne piézométrique (hydraulic grade line), où:
 γ est son poids spécifique:

$$\gamma = \rho g$$

- $\alpha \frac{\bar{v}^2}{2g}$: représente sa hauteur de vitesse.

Dans le cas d'un écoulement à surface libre, la ligne piézométrique coïncide avec la surface libre du fluide (voir la figure 3-5). De plus, si l'écoulement est permanent, la charge H est constante partout.

Comme l'équation de Bernouilli a été obtenue en intégrant des forces par rapport à une distance, elle exprime le principe de conservation de l'énergie. Ainsi:

$g\bar{z}$ - représente l'énergie potentielle de l'écoulement par unité de masse (L^2/T^2),

$\frac{\bar{p}}{\rho}$ - l'énergie due à l'écoulement (torque) par unité de masse (L^2/T^2),

$\alpha \frac{\bar{v}^2}{2g}$ - l'énergie cinétique par unité de masse (L^2/T^2).

3.3.5 Écoulement graduellement varié:

On dit qu'un écoulement est uniforme si, en tout point du liquide, sa vitesse demeure constante.

$$\frac{\partial \vec{v}}{\partial x} + \frac{\partial \vec{v}}{\partial y} = 0 \quad (3-15)$$

où $\vec{v} = \vec{v}(x, y, t)$.

Lorsqu'un écoulement uniforme rencontre une transition c'est-à-dire un changement dans la section et/ou du niveau du lit du canal où il s'écoule (étranglement, seuil, changement de pente...) il est perturbé sur une distance plus ou moins grande soit à l'amont, soit à l'aval. Si cette variation s'effectue sans pertes appréciables d'énergie, c'est-à-dire de façon lente et progressive, on peut appliquer l'équation de Bernouille:

$$\frac{v_1^2}{2g} + y_1 + z_{o1} = \frac{v_2^2}{2g} + y_2 + z_{o2} = H \quad (3-16)$$

où $\frac{v_i^2}{2g}$ est la hauteur de vitesse (L),

$y_i = \frac{p_i}{\gamma}$ la hauteur de pression (L),

z_{oi} la côte verticale du lit du canal (L),

et où les indices 1 et 2 dénotent des abscisses situées en amont et en aval de la transition (figure 3-7).

On peut éliminer la vitesse à l'aide de l'équation de continuité:

$$Q = v_1 A_1 = v_2 A_2 \quad (3-17)$$

d'où on obtient:

$$\frac{Q^2}{2g A_1^3} + y_2 + z_{o1} = \frac{Q^2}{2g A_2^3} + y_2 + z_{o2} = H \quad (3-18)$$

Cette relation suffit pour relier les écoulements en amont et en aval de n'importe quelle transition pourvue que:

- 1) l'écoulement soit uniforme pour les sections 1 et 2,
- 2) les pertes d'énergie soient négligeables.

Bien que cette équation permette la solution numérique d'un problème particulier, elle ne s'adapte pas facilement à une étude générale. A cette fin, il convient de définir l'énergie spécifique (charge intrinsèque) E_0 de l'écoulement:

$$E_0 = H - z_0 = h + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (3-19a)$$

Pour comprendre les conséquences de cette relation, nous allons étudier l'effet de l'élévation du niveau du lit du canal sur un écoulement uniforme de largeur unitaire (figure 3-7). Dans un tel cas, si on exprime y_1 en fonction de E_0 , on trouve:

$$E_0 = y_1 + \frac{q^2}{2gy_1} \quad (3-19b)$$

C'est-à-dire une équation du troisième ordre. Ainsi, pour un débit unitaire q donné, si on trace l'énergie spécifique E_0 en fonction de la hauteur du niveau d'eau y (figure 3-8), on trouve:

- 1) qu'il existe une énergie spécifique minimale E_{0c} au-dessous de laquelle le débit q n'est plus possible. A cette dernière correspond une profondeur critique y_c donnée par:

$$\frac{\partial E_0}{\partial y} = 0 = 1 - \frac{q^2}{gy^3}$$

ainsi: $y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ (3-20)

comme: $q = \sqrt{g} y_c$

on obtient:

$$v_c = \sqrt{g \cdot y} \quad (3-21)$$

Soit, la vitesse de propagation d'une onde de pesanteur c'est-à-dire une onde de faible amplitude se propageant d'elle-même dans y "mètres" d'eau sans pertes appréciables d'énergie.

- 2) que pour toute énergie spécifique au-dessus de E_{oc} , deux profondeurs alternatives admettent un débit q (la troisième solution de l'équation 3-19 étant négative, elle est donc physiquement impossible).

Si on définit le nombre de Froude comme étant le rapport entre la vitesse de l'écoulement et la vitesse critique:

$$F_r = v / \sqrt{g y} \quad (3-22a)$$

on peut donc définir deux types d'écoulements (régime):

- 1) si $Fr < 1$, on parle d'un écoulement de rivière ou subcritique.
- 2) si $Fr > 1$, on parle d'un écoulement de torrent ou supercritique.

Ainsi, si l'écoulement est subcritique et que le fond du canal remonte, le niveau d'eau s'abaissera et la vitesse du fluide augmentera. En effet, comme tout système physique tend vers un état de moindre énergie, l'écoulement se déplacera d'un point A à B sur la courbe 3-8. Dans un tel cas, la vitesse moyenne augmente de manière à accommoder le débit qui reste constant. Par ailleurs, si l'écoulement est supercritique, le phénomène est inversé: le niveau d'eau augmente et la vitesse diminue (de A^1 à B^1).

On peut vérifier que ce comportement est conforme avec la relation de Bernouilli. En effet, si on la dérive par rapport à l'abscisse x , on trouve:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(z_0 + y + \frac{q^2}{2gy} \right) = \frac{\partial H}{\partial x} = 0$$

$$\Rightarrow - \frac{\partial z_0}{\partial x} = \left(1 - \frac{q^2}{gy^3} \right) \frac{\partial y}{\partial x}$$

$$= \left(1 - \frac{v^2}{gy} \right) \frac{\partial y}{\partial x} \quad (3-22b)$$

Remarques:

Dans le cas d'un régime subcritique (de rivière), une perturbation dans l'écoulement se propagera aussi bien vers l'amont que vers l'aval du canal. Ainsi, l'écoulement sera influencé par les transitions qu'il a rencontrées et qu'il rencontrera (conditions aux limites amont et aval). Cependant, dans le cas d'un régime supercritique (de torrent), une perturbation de l'écoulement ne se déplacera que vers l'aval. Ainsi, il ne dépend que des conditions aux limites situées à l'amont.

On peut utiliser certaines transitions (déversoir, barrage) comme débitmètre. Dans un tel cas, on doit connaître la relation entre la hauteur du niveau d'eau y et le débit Q pour une énergie spécifique donnée E_0 (figure 3-9).

On observe un ressaut lorsque le régime passe de supercritique à subcritique.

3.4 Ecoulement avec pertes d'énergie:

Jusqu'à présent, dans notre analyse de l'écoulement d'un liquide, nous avons négligé la viscosité du fluide. C'est cette propriété qui est responsable des efforts de cisaillement observé dans un fluide en mouvement et des pertes d'énergie qui en découlent.

Si on considère les forces qui agissent sur un élément δV de liquide, on peut distinguer:

- 1- les forces de volume qui agissent en tout point de δV et qui sont attribuables aux interactions physiques: gravité...
- 2- les forces superficielles qui agissent en tout point des surfaces δS de δV et qui représentent l'action à travers δS de la matière extérieure sur la matière intérieure à δV .

Si le liquide est en équilibre, ces forces superficielles ne développent que des efforts normaux aux surfaces δS . Ordinairement, ce sont des pressions. Cependant, si le volume δV est en mouvement par rapport au reste du fluide, elles développeront des composantes tangentielles aux surfaces δV . Ce sont ces efforts de cisaillement qui cherchent à uniformiser la quantité de mouvement au sein du liquide.

On doit donc modifier l'équation de Bernouilli pour tenir compte du travail effectuer contre ces forces de viscosité:

$$g\bar{z} + \alpha \frac{\bar{v}^2}{2} + \frac{\bar{p}}{\rho} + E_\tau = H \quad (3-23)$$

où E_τ est la perte de charge (énergie) par unité de masse.

3.4.1 Ecoulements laminaires et turbulents:

Ordinairement, on distingue deux types d'écoulement permanent pour un fluide réel:

- 1- l'écoulement laminaire où les différentes couches de liquide glissent les unes sur les autres sans se mélanger,
- 2- l'écoulement turbulent où les particules de fluide possèdent des trajectoires instables plus ou moins tourbillonnaires et des vitesses qui varient d'une façon désordonnée.

Dans le cas d'un fluide Newtonien et d'un écoulement laminaire permanent, les forces de cisaillement sont proportionnelles au gradient de la vitesse (loi de Newton):

$$\tau_{yx} = \mu \frac{du_x}{dy} \quad (3-24)$$

où τ_{yx} est la force de viscosité par unité de surface s'exerçant suivant l'axe x (en dyne/cm²),

u_x est la vitesse de l'écoulement (cm/sec),

$\frac{du_x}{dy}$ est le gradient local de vitesse selon la direction y (sec⁻¹),

μ est la viscosité dynamique du fluide (poise = gr cm⁻¹ sec⁻¹).

Si l'écoulement devient turbulent, à cette force s'ajoute une seconde qui est proportionnelle au carré de la vitesse (loi de Prandtl, 1925):

$$\tau_r = \rho l^2 \left(\frac{du_x}{dy} \right)^2 \quad (3-25)$$

où τ_r est l'effort de Reynolds,

et l est la longueur de mélange de Prandtl. Cette dernière variable représente la distance moyenne d'interaction des particules d'un filet à un autre. En général, elle dépend de la viscosité μ du fluide et de la position y des particules. Se basant sur des considérations de similitudes, Von Karman (1934) a suggéré que:

$$\rho = k \frac{du/dy}{d^2u/dy^2} \quad (3-26)$$

où k est une constante universelle fonction du nombre de Reynolds (voir 3-29) et des conditions aux limites ($k \approx 4$). Ainsi, si on définit le coefficient de mélange turbulent (eddy viscosity) par:

$$\eta = \rho \rho^2 \frac{du}{dy} \quad (3-27)$$

les efforts de cisaillement s'exerçant au sein d'un écoulement turbulent d'un fluide Newtonien seront:

$$\tau_{xy} = (\mu + \eta) \frac{du}{dy} \quad (3-28)$$

Ordinairement, on considère que la transition d'un écoulement laminaire à turbulent s'effectue lorsque le nombre de Reynolds défini par la relation:

$$Re = \frac{\rho D \bar{v}}{\mu} \quad (3-29)$$

où D est une dimension linéaire caractéristique de l'écoulement et $\bar{v}$ est sa vitesse moyenne, atteint une certaine valeur.

Pour un écoulement de surface, on prend comme dimension caractéristique le rayon hydraulique:

$$R = \frac{A}{P} \quad (3-30)$$

où A est l'aire de la section droite (L^2),

P est le périmètre humide c'est-à-dire la portion du périmètre de la section où le liquide est en contact avec la surface solide (L).

De plus, on a observé que la transition s'effectue pour un nombre de Reynolds compris entre 500 et 2000. Ainsi, aux faibles vitesses, ($Re < 500$) l'écoulement est laminaire et aux grandes vitesses, il est turbulent ($Re > 2000$). Cette dernière valeur est cependant très arbitraire.

On peut interpréter la relation (3-28) en disant qu'elle représente le taux de transfert de la quantité de mouvement selon x dans la direction y .

3.4.2 Couche limite:

Comme au voisinage immédiat d'une surface solide, les efforts de cisaillement maintiennent le liquide immobile, on observe une zone de transition ou couche limite dans laquelle les vitesses passent d'une valeur nulle contre la paroi à des valeurs de l'ordre de grandeur de la vitesse moyenne, plus loin (voir la figure 3-10). Il existe donc une distribution des vitesses au sein de l'écoulement.

Dans le cas d'un écoulement turbulent sur une surface plane lisse, on peut considérer que les efforts de cisaillement égalent une constante τ_0 donnée par la relation (3-38) (hypothèse 1). Comme la longueur de mélange " l " est proportionnelle à la hauteur y (hypothèse 2), il existe, au voisinage de la paroi ($y=0$) une couche d'épaisseur δ_L où le coefficient de mélange η est négligeable. Dans cette zone d'écoulement laminaire, on a:

$$\frac{\tau_0}{\rho} = \frac{\mu}{\rho} \frac{u}{y} = \nu \frac{u}{y} \quad y \leq \delta_L \quad (3-31)$$

Comme le rapport $\sqrt{\tau_0/\rho}$ possède les dimensions d'une vitesse, on le désigne sous le nom de vitesse étoilée ou vitesse de tension tangentielle u_* . Ainsi, pour $y \leq \delta_L$:

$$\frac{u}{u_*} = u_* \frac{y}{\nu}$$

où " ν " est la viscosité cinématique du liquide ($\nu = \mu/\rho$). A l'extérieur de cette zone d'écoulement laminaire, la viscosité μ est négligeable par rapport à τ_0 . Ainsi, en supposant que (H-2):

$$\tau = k y \quad (3-33a)$$

la relation (3-25) se réécrit:

$$\frac{du}{u_*} = \frac{1}{k} \frac{dy}{y} \quad (3-33b)$$

On trouve, en intégrant (3-33b) comme une intégrale indéfinie que:

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{k} \ln y + \text{cte} \quad (3-32)$$

En tenant compte des conditions aux limites;

$$\frac{u}{u_*} = u_* \frac{y}{\nu} \quad \text{à } y = \delta_L$$

on obtient:

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{k} \ln y \frac{u_*}{\nu} + A \quad (3-33)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{où } K = 0.417 \\ A = 5.84 \end{array} \right\} \text{ pour une surface plane.}$$

La détermination de l'épaisseur δ de la couche limite est très arbitraire. Ordinairement, elle est d'autant plus mince que la viscosité cinématique du fluide ν est faible et que la vitesse de l'écoulement est grande. Comme définition de δ , on peut poser:

1) que $\delta = y$ lorsque $\frac{u}{u_0} \rightarrow 1$, $\left(\frac{u}{u_0} \approx .9999.. \right)$

où u_0 est la vitesse maximale de l'écoulement,

2) que $\delta = 3\zeta_1$ pour un écoulement laminaire
 $= 8\zeta_1$ pour un écoulement turbulent

où ζ_1 est la hauteur de déplacement, c'est-à-dire la distance sur laquelle la couche limite déplace le patron d'écoulement de la paroi solide:

$$\delta_1 = \frac{1}{u_0} \int_0^{\delta} (u_0 - u) dy \quad (3-34)$$

Ainsi, pour un écoulement de surface, ζ_1 représente la hausse du niveau d'eau due à la distribution des vitesses par rapport au niveau d'eau d'un écoulement de vitesse constante u_0 ayant le même débit.

Si la viscosité du fluide μ est petite, la plupart des pertes d'énergie surviendront dans la couche limite. En effet, c'est dans cette zone que le gradient de vitesse est le plus important.

Un fluide en mouvement exerce sur un corps immergé deux types de forces:

1- la traînée qui est la composante parallèle à l'écoulement de la résultante des forces exercées par le fluide sur le corps.

Ordinairement, cette force est donnée par la relation:

$$F_T = C_D \rho A \frac{\bar{V}^2}{2} \quad (3-35a)$$

où F_T est la force de traînée (MLT^{-2}),

C_D est le coefficient de traînée (sans dimension),

ρ est la densité du fluide (ML^{-3}),

où A est l'aire caractéristique de l'objet, c'est-à-dire la surface protégée sur un plan perpendiculaire au mouvement relatif du fluide (L^2),

$\bar{v}$ est la vitesse moyenne du fluide par rapport au corps (LT^{-1}).

Cette force est due aux efforts de cisaillement (traînée de frottement) ainsi qu'aux pressions (traînée de pression) exercées sur le corps par le fluide.

2- la portance qui est la composante perpendiculaire à l'écoulement de la résultante des forces exercées par le fluide sur le corps:

$$F_p = C_L \rho A \frac{\bar{v}^2}{2} \quad (3-35b)$$

où F_p est la force de portance (MLT^{-2}),

C_L est le coefficient de sustentation (sans dimension).

Ordinairement, les coefficients de traînée et de sustentation sont fonction du nombre de Reynolds (vitesse faible et moyenne), de la forme du corps et du nombre de Froude (liquide à grande vitesse).

Ainsi, lorsqu'un corps tombe en chute libre au sein d'un fluide homogène au repos, il atteint une vitesse de chute w qui est finie. En fait, cette vitesse est atteinte lorsque les forces de traînée et hydrostatique équilibrent son poids. Ainsi, dans le cas d'une sphère de rayon a , la vitesse de chute sera déterminée à l'aide de la relation:

$$\frac{4}{3} \pi a^3 (\gamma_0 - \gamma) = F_T(w) \quad (3-35c)$$

où le terme de gauche est le poids apparent de la particule i.e.:
poids réel - poussée hydrostatique

et celui de droite, la résistance exercée par le fluide. Si le nombre de Reynolds de la particule est plus petit que 1:

$$Re = \frac{2aw}{\gamma} < 1 \quad (3-35d)$$

la traînée est donnée par la loi de Stokes (1851):

$$F_T(w) = 6\pi a\mu w \quad (3-35e)$$

et la vitesse de chute égale:

$$w = \frac{2}{9} \frac{a^2}{\mu} (\gamma_s - \gamma) \quad (3-35f)$$

Dans le cas contraire ($Re > 1$), la traînée est donnée par la relation (3-34a) et la vitesse de chute devient:

$$w = \sqrt{\frac{8}{3} \frac{a g}{c_b} \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)} \quad (3-35g)$$

En pratique, les particules de sédiment ne sont pas sphériques. On peut cependant utiliser les équations (3-35e) et (3-35g) en introduisant un facteur de correction tenant compte de la forme des particules (voir Rubey, 1935).

3.4.3 Écoulement de surface laminaire:

Pour un écoulement laminaire uniforme et permanent sur une surface libre faiblement inclinée (voir la figure 3-12), on trouve facilement que la distribution des vitesses est parabolique:

$$u = \frac{g S}{\gamma} \left(y b_n - \frac{1}{2} b^2 \right) \quad (3-35h)$$

où S est la pente de la surface,
 s est la hauteur par rapport à la surface,
 s_n est la hauteur du niveau d'eau.

Pour un même débit, la vitesse moyenne sera:

$$\bar{u} = \frac{g S s_n^2}{3\nu} \quad (3-36)$$

Comme les efforts de cisaillement varient linéairement en fonction de la hauteur s :

$$\tau = g S \rho (s_n - s) \quad (3-37)$$

elles exercent sur chaque élément de fluide une torque qui leur communique un mouvement de rotation par rapport aux axes "l" et "s". L'écoulement de surface est donc rotationnel qu'il soit laminaire ou turbulent.

3.4.4 Résistance à un écoulement turbulent:

Pour un écoulement turbulent uniforme et stationnaire dans une conduite circulaire de section uniforme, les efforts de cisaillement au contact de la paroi sont proportionnelles au carré de la vitesse moyenne :

$$\tau_0 = \lambda \frac{\rho}{2} \bar{u}^2 \quad (3-38)$$

où λ est un coefficient adimensionnel.

On peut appliquer cette relation à un écoulement à ciel ouvert. Dans un tel cas, la présence d'une surface libre, d'un chenal de forme variable et de courants secondaires font que les efforts de cisaillement ne se distribuent pas uniformément à la surface de l'écoulement. Ainsi, τ_0 représente alors la valeur moyenne des efforts de cisaillement (voir le tableau 3-1).

Si on applique la loi de conservation des quantités de mouvement du volume de contrôle de la figure 3-12, on obtient:

$$(p_1 - p_2)A + \gamma A \delta l \sin \theta - \tau_0 \delta l P = \rho A \delta l \frac{du}{dt} \quad (3-38)$$

où $(p_1 - p_2)A$ représente la résultante des efforts de pression, A étant la section droite du volume de contrôle,

$A \delta l \sin \theta$ est la composante des forces de gravités suivant la direction de l'écoulement,

$\tau_0 \delta l P$ représente la résultante des efforts de cisaillement contre les parois du canal, P étant le périmètre humide,

et $\rho A \delta l \frac{du}{dt}$ est la variation de la quantité de mouvement.

$$\text{Or:} \quad \frac{d(mu)}{dt} = \rho A \delta l \frac{du}{dt} = 0 \quad (3-39)$$

puisque l'écoulement est uniforme et stationnaire.

Comme

$$\sin \theta = \frac{\delta z}{\delta l}$$

On trouve:

$$\frac{\delta p}{\delta l} + \frac{\gamma \delta z}{\delta l} = \frac{\tau_0}{R} = \frac{\lambda \rho \bar{u}^2}{2R} \quad (3-41)$$

où R est le rayon hydraulique: $R = A/P$. Ainsi, si les pertes par unité de longueur sont données par:

$$h_f = \frac{\delta p + \gamma \delta z}{\gamma} \quad (3-42)$$

on trouve:

$$\frac{h_f}{S_f} = \frac{\lambda \bar{u}^2}{R \cdot 2g} \quad (3-43)$$

Si on résoud pour la vitesse, on trouve la formule de Chezy:

$$\bar{u} = \sqrt{\frac{2g}{\lambda}} \sqrt{R S_f} = C \sqrt{R S_f} \quad (3-44)$$

Cette relation est similaire à celle obtenue par Darcy-Weisbach pour une conduite circulaire:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{u^2}{2g} \quad (3-45)$$

où L est la longueur du tuyau,

D est son diamètre,

f est un coefficient de frottement sans dimension déterminée à partir d'expériences.

Si on calcule le rayon hydraulique d'un tuyau et qu'on compare les relations (3-45) et (3-44), on trouve:

$$\bar{u} = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{R S_f} \quad (3-46)$$

3.4.5 Coefficient de Darcy-Weisbach:

Comme le facteur f est fonction de la vitesse $\bar{u}$, du diamètre D , de la densité ρ , de la viscosité ν et de la rugosité de la paroi soit ϵ, ϵ' une mesure de leur répartition et m un facteur de forme:

$$f = f\left(\frac{\bar{u} D \rho}{\mu}, \frac{\epsilon}{D}, \frac{\epsilon'}{D}, m\right) \quad (3-47)$$

on peut s'attendre à ce que le coefficient de Chezy dépende des mêmes valeurs. En fait, on a trouvé expérimentalement que pour un écoulement de surface, l'influence du facteur de forme est faible mais que l'intensité de la pluie est parfois non négligeable (Shen et Li 1973). On peut donc utiliser un diagramme de Moody (1944) modifié pour évaluer la valeur de C (voir la figure 3-13). Il faut cependant se rappeler que ce diagramme a été obtenu à partir des travaux de Nikuradse (1932-35) et de Colebrook et White (1937-39) sur le comportement du coefficient f dans un tuyau.

Selon l'importance des rugosités, il existe trois types d'écoulement turbulent: lisse, transitoire et très rugueux. Pour un écoulement lisse, les projections des aspérités sont entièrement noyées dans la couche limite laminaire. Cependant, si la vitesse de l'écoulement augmente, la couche limite diminue et l'influence des projections devient plus importante. A la limite, les aspérités traversent la couche limite. L'écoulement est alors très rugueux. Pour un écoulement très lisse, on peut utiliser la formule de Blasius:

$$f = 0.316 / Re^{1/4} \quad (3-48a)$$

$$\text{c'est-à-dire:} \quad C = 28.6 Re^{1/8} \quad (3-48b)$$

où Re est le nombre de Reynolds de l'écoulement:

$$Re = \frac{\bar{u} R}{\nu}$$

Si $Re < 10^5$ et

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.0 \log_{10} \left(\frac{Re \sqrt{f}}{2.51} \right)$$

c'est-à-dire:

$$c = 4 \sqrt{2g} \log_{10} \left(\frac{Re \sqrt{2g}}{2.51 c} \right) \quad (3.49)$$

Si $Re > 10^5$. Dans la zone de transition définie approximativement par l'inégalité:

$$4 < Re^* < 100$$

où Re^* est le nombre de Reynolds des aspérités:

$$Re^* = \frac{u_* k_d}{\nu} \quad (3.50)$$

u_* étant la vitesse étoilée de l'écoulement,

k_d étant une dimension caractéristique des aspérités.

(voir le tableau 3-6)

On peut utiliser une version modifiée de la formule de Colebrook:

$$\frac{c}{\sqrt{2g}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k_d}{12R} + \frac{2.5 c}{Re \sqrt{2g}} \right) \quad (3-51)$$

Si l'écoulement est très rugueux, on peut employer la relation de Nikuradse:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{c}{\sqrt{2g}} = 2 \log_{10} \left(\frac{12 Re}{k_d} \right) \quad (3-52)$$

Dans le cas d'un écoulement de surface peu profond soumis à des précipitations, l'impact des gouttes de pluies cause des pertes d'énergie qui s'ajoutent à celles de la paroi. Dans le cas d'un écoulement lisse, Shen et Lie (1973), se basant sur une analyse statistique, ont trouvé que le coefficient de friction f est fonction du nombre de Reynolds et de l'intensité de la pluie lorsque le nombre de Reynolds est plus petit que 900:

$$f = \frac{k_0 + k_r i_p^{0.41}}{R_e} \quad (3-53)$$

où k_0 est la valeur du coefficient f sans la pluie,

k_r est un coefficient qui est fonction de la vitesse d'impact des gouttes de pluie, $k_r = 27$ si la pluie tombe de 8 pieds,

i_p est l'intensité de la pluie en po/hre.

Lorsque le nombre de Reynolds est plus grand que 2000, l'influence de la pluie est négligeable. Dans la zone de transition, on peut utiliser une relation obtenue en interpolant entre l'équation (3-53) et la formule de Blasius (3-48a):

$$f = \frac{(k_0 + k_r i_p^{0.41}) 900^{a-7.14}}{R_e^{a-6.14}} \quad (3-54)$$

$$\text{où: } a = 1.25 \ln \left[\frac{(k_0 + k_r i_p^{0.41})}{0.316} \right]$$

On peut aussi consulter les articles de Threadgill et al. (1969) et de Yen et al. (1972).

Remarques:

- 1) Pour un écoulement de surface laminaire, on peut quand même utiliser la formule de Darcy-Weisbach (3-46). Dans un tel cas, la valeur du coefficient f est donnée par:

$$\frac{f}{Re} = \frac{64}{Re} \quad Re < 500 \quad (3-55)$$

2) Si on considère que la constante de la distribution des vitesses (3-32) est logarithmique, on peut écrire:

$$u = \frac{u^*}{k_0} \ln y_0 \quad (3-32b)$$

où y_0 est une variable qui est fonction de la rugosité de la paroi. Cette dernière supposition permet de réécrire la relation (3-32) sous la forme:

$$u = \frac{u^*}{k_0} \ln \frac{z}{z_0} \quad (3-32c)$$

Cette dernière relation est connue comme étant la "loi universelle des vitesses de Prandtl-von-Karman". Si la surface est lisse, la variable y_0 est proportionnelle au rapport entre la viscosité cinématique et la vitesse étoilée:

$$y_0 = \frac{m \nu}{u^*} \quad (3-32d)$$

où $m \approx 1/9$ pour un tuyau lisse (Nikuradse, 1932-1935). Pour une surface rugueuse, la variable y_0 dépend uniquement de la hauteur k_s des aspérités:

$$y_0 = m k_s \quad (3-32e)$$

où $m \approx 1/30$. En substituant ces relations dans l'équation (3-32-C), on trouve, pour une paroi lisse:

$$u = 2.5 u^* \ln \frac{y u^*}{\nu} \quad (3-32f)$$

et pour une paroi rugueuse:

$$u = 2.5 u^* \ln \frac{y u^*}{k_s} \quad (3-32g)$$

3.4.6 Equation de Manning-Strickler:

Dans la deuxième partie du dix-neuvième siècle, Gauckler (1868) et Hagen (1881) se basant sur des données provenant de l'observation de cours d'eaux importants (rivières et canaux) ont proposé les relations:

$$\bar{u} = \frac{k}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (3-56a)$$

$$q_b = \frac{k}{n} R^{5/3} S^{1/2} \quad (3-56b)$$

où $\bar{u}$ est la vitesse moyenne de l'écoulement,

k est un coefficient qui dépend du système de mesure utilisé:
 $k = 1$ (S.I.) ou 1.486 (système anglais),

n est un coefficient qui dépend uniquement de la rugosité de la paroi,

R est le rayon hydraulique,

S est la pente,

et q est le débit unitaire.

En 1891, le Français Fléman a faussement attribué cette relation à l'Irlandais Manning, d'où son nom.

Comme cette relation n'est valable que pour un écoulement permanent et stationnaire s'effectuant dans un canal très rugueux, on peut la comparer avec la relation de Nikuradse (3-52). Si on porte cette relation sur du papier logarithmique, on remarque que: (figure 3-14):

$$\frac{f}{8} \propto \left(\frac{k_s}{R} \right) \Rightarrow C \propto \left(\frac{R}{k_s} \right)^{1/6} \quad (3-57)$$

Selon Williamson (1951), la constante de proportionnalité est de l'ordre de 0.113. En remplaçant k_s par d_{75} , c'est-à-dire la dimension des particules dont 75 pourcent des particules formant le lit sont plus petites, on trouve:

$$c = \sqrt{\frac{\tau_0}{0.113}} \left(\frac{R}{d_{75}} \right)^{1/6}$$

ainsi:

$$c = \frac{k R^{1/6}}{0.031 d_{75}^{1/6}} \quad (3-59b)$$

et:

$$n = 0.031 d_{75}^{1/6} \quad (3-60a)$$

Cette relation se compare bien avec celle de Strickler (1923):

$$n = 0.034 d_m^{1/6} \quad (3-60b)$$

où d_m est la dimension moyenne des particules formant le lit du canal. Ordinairement, les valeurs du coefficient n sont déterminées à partir d'expériences utilisant uniquement de l'eau. Dans le tableau 3-2, on retrouve quelques-unes de ces valeurs.

La formule de Manning n'est valable que pour un canal très rugueux, c'est-à-dire si: (3-50c) + (3-60)

$$n^6 \sqrt{R S_b} \geq 1.9 \times 10^{-13} \quad (3-61)$$

où S_f est la pente de la ligne de charge. Si cette inégalité n'est pas satisfaite, la valeur du coefficient de rugosité n est fonction de la vitesse de l'écoulement.

Lorsque l'écoulement s'effectue sur une surface recouverte de végétations et de débris, les forces de traînée augmentent la turbulence, perturbent la surface libre (sillage) ainsi que la distribution des vitesses et retardent l'écoulement. Dans un tel cas, le coefficient de rugosité n n'est plus constant. Il devient fonction des nombres de Reynolds définis par rapport aux dimensions du canal (Re_c) et par rapport aux dimensions des obstacles (Re_o) ainsi que de la répartition des obstacles. A notre connaissance, peu d'études ont été effectuées sur ce sujet. Dans le cas d'une voie d'eau enherbée, le service de Conservation des sols des Etats-Unis (U.S. Soil Conservation Service, 1954) a préparé un abaque donnant la valeur de n en fonction du produit de la vitesse de l'écoulement, du rayon hydraulique et de l'implantation de la végétation (taille et répartition de la végétation) (voir la figure 3-15). On peut aussi consulter l'article de Li et Shen (1973).

3.4.7 Equation de Navier-Stokes:

Si on applique la loi de conservation des moments linéaires à un élément de volume d'un fluide homogène incompressible en tenant compte de sa viscosité, on obtient la relation de Navier-Stokes:

$$\rho \frac{D\vec{v}}{Dt} = -\nabla p + \mu \nabla^2 \vec{v} + \rho \vec{g} \quad (3-62a)$$

où $\frac{D\vec{v}}{Dt}$ est le dérivé de la vitesse par rapport au mouvement:

$$\frac{D\vec{v}}{Dt} = \frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \vec{v} \cdot \nabla \vec{v}$$

$\vec{v}$ est le vecteur vitesse,

$$\vec{v} = v_x \vec{i} + v_y \vec{j} + v_z \vec{k}$$

où $\vec{i}$, $\vec{j}$, $\vec{k}$ sont les vecteurs unitaires selon les axes x , y et z ,

∇p est le gradient des forces de pression,

$$\nabla p = \frac{\partial p}{\partial x} \vec{i} + \frac{\partial p}{\partial y} \vec{j} + \frac{\partial p}{\partial z} \vec{k}$$

μ est la viscosité dynamique (que l'on considère constante),

$\mu \nabla^2 \vec{v}$ est le taux de transfert des moments dû aux efforts de viscosité,

$\rho \vec{g}$ est le poids de l'élément de volume.

Remarques:

- 1) En fait, cette relation en cache trois: une pour chaque axe du système de référence considéré.
- 2) Si les efforts de viscosité sont nuls, on obtient l'équation d'Euler dans l'espace:

$$\rho \frac{D\vec{v}}{Dt} = -\nabla p + \rho \vec{g} \quad (3-62b)$$

- 3) Pour plus d'information, on peut consulter les livres de Bird et al. (1960), Streeter (1948).

3.4.8 Remarques:

Compte tenu du temps mis à notre disposition, il nous a été impossible d'effectuer une étude exhaustive des écoulements de surface avec pertes d'énergie. En effet, plusieurs facteurs ayant une influence non négligeable sur la résistance à l'écoulement ont été négligés. Les principaux sont:

- 1- la présence de glace,
- 2- la présence d'un écoulement non permanent,
- 3- la présence de tributaires,
- 4- la présence de sédiments en suspension...

3.5 Analyse du ruissellement sur une surface inclinée:

Comme nous l'avons déjà mentionné, lorsque la pluie atteint la surface du sol, elle commence par s'infiltrer, puis s'accumule dans les dépressions de surface, forme une mince couche et ruisselle vers le bas de la pente. Pour étudier cet écoulement non permanent, nous allons considérer le cas idéal suivant:

- H-1: l'écoulement s'effectue en une dimension sur une surface plane, uniforme,
- H-2: la pente de la surface étant faible, les accélérations selon la verticale sont négligeables,
- H-3: pour une section donnée, la vitesse de l'écoulement est uniforme,
- H-4: la distribution des pressions est hydrostatique,
- H-5: le taux d'infiltration est uniforme et stationnaire,
- H-6: le taux d'érosion est négligeable.

3.5.1 Equation de continuité:

Pour obtenir l'équation de continuité, on considère un volume de contrôle de largeur unitaire pris sur une surface inclinée uniforme soumise à une averse. Si l'intensité de la précipitation est supérieure au taux d'infiltration, l'eau peut s'écouler vers le bas de la pente. Dans un tel cas, le débit d'eau pénétrant dans le volume de contrôle égale:

$$\bar{u} y \Delta t + \int_t^{t+\Delta t} i(t) dt \Delta x$$

et celui qui le quitte égale:

$$\left(\bar{v} y + \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} y \Delta x \right) \Delta t + \int_t^{t+\Delta t} f(t) dt \Delta x$$

où $\bar{v}$ est la vitesse moyenne de l'écoulement,

y est la hauteur du niveau d'eau,

$i(t)$ est l'intensité de la pluie,

$f(t)$ est le taux d'infiltration,

Δt est l'intervalle de temps considéré. Par contre, le volume d'eau emmagasinée pendant le même intervalle est donné par la relation:

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{\partial y}{\partial t} \Delta x \Delta t$$

Ainsi, si on applique la loi de conservation de la quantité de matière, on obtient, après simplification:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \bar{v} \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} = \int_t^{t+\Delta t} [i(t) - f(t)] dt \quad (3-63)$$

Ce qui peut se réécrire:

$$\frac{Dy}{Dt} + y \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} = r(t) \quad (3-64)$$

où

$$\frac{D}{Dt} = \frac{\partial}{\partial t} + \bar{v} \frac{\partial}{\partial x}$$

$r(t)$ est la quantité d'eau disponible pour le ruissellement:

$$r(t) = \int_t^{t+\Delta t} [i(t) - f(t)] dt \quad (3-65)$$

3.5.2 Conservation de la quantité de mouvement linéaire:

Pour le système emprisonné dans le volume de contrôle de la figure 3-4, le taux de variation de la quantité de mouvement est égale à la différence entre les quantités de mouvement entrant et sortant du volume de contrôle auquel s'additionne le taux de changement de la quantité qui est emmagasinée à l'intérieur:

$$\frac{d\vec{p}}{dt} = \int_{s.c.} \rho \vec{v} \cdot \vec{n} dA + \frac{\partial}{\partial t} \int_{v.c.} \rho \vec{v} d\mathcal{V}$$

où p est la quantité de mouvement,
 A est la surface du v.c.,
 v est la vitesse de l'écoulement,
 $\mathcal{V}$ est le volume du v.c.

Ainsi, comme les quantités de mouvement traversant les différentes faces du volume de contrôle valent:

$$\begin{aligned} - \text{pour la face } x=x: & \quad \rho \bar{v} \bar{v}_y \\ - \text{pour la face } x=x+\Delta x: & \quad \rho \bar{v} \bar{v}_y + \frac{\partial}{\partial x} (\rho \bar{v} \bar{v}_y) \Delta x \end{aligned}$$

et que le taux de changement dans la quantité de mouvement emmagasiné à l'intérieur est donné par:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho \bar{v} \bar{v}_y) \Delta x = \rho \bar{v}_y \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \rho \bar{v} \frac{\partial \bar{v}_y}{\partial t}$$

on trouve:

$$\left| \frac{d\vec{p}}{dt} \right| = \left[\rho \frac{\partial}{\partial t} (\bar{v} \bar{v}_y) + \rho \frac{\partial}{\partial x} (\bar{v} \bar{v}_y) \right] \Delta x \quad (3-66a)$$

ce qui peut se réécrire:

$$\frac{d\vec{p}}{dt} = \left[\rho \bar{v}_y \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \rho \bar{v} \frac{\partial \bar{v}_y}{\partial t} + \rho \frac{\partial}{\partial x} (\bar{v} \bar{v}_y) \right] \Delta x \quad (3-66b)$$

Par contre, les forces qui agissent sur ce système sont:

1- la gravité dont la composante suivant l'écoulement égale:

$$\rho g y \Delta x \sin \theta = |\vec{F}_g|$$

Comme la pente de la surface est faible, l'angle θ est petit et:

$$\sin \theta \approx \tan \theta = S_x$$

où S_x est la pente du lit de l'écoulement.

$$\text{Donc } |\vec{F}_g| = \rho g y S_x \Delta x \quad (3-67)$$

2- la pression exercée par le fluide aux extrémités du volume de contrôle. Comme la distribution des pressions est hydrostatique, on a:

$$p = \rho g (y - \eta) \quad (3-68)$$

où p est la pression s'exerçant au sein du fluide à une hauteur η du lit. Ainsi, la force de pression s'exerçant sur l'extrémité gauche vaut:

$$|\vec{F}_p| = \int_0^y \rho g [y - \eta] d\eta$$

et celle s'exerçant sur l'extrémité droite égale:

$$- \left[|\vec{F}_p| + \frac{\partial |\vec{F}_p|}{\partial x} \Delta x \right]_{x = x + \Delta x}$$

Ce qui donne comme force résultante:

$$- \frac{\partial |\vec{F}_p|}{\partial x} \Delta x = - \frac{\partial}{\partial x} \left(\int_0^y \rho g [y - \eta] d\eta \right) \Delta x \Big|_{x = x + \Delta x}$$

Comme la règle de Leibnitz permet de changer l'ordre des opérateurs:

$$\frac{\partial}{\partial x} \quad \text{et} \quad \int$$

On obtient:

$$- \frac{\partial |\vec{F}_p|}{\partial x} \Delta x = - \rho g y \frac{\partial y}{\partial x} \Delta x = |\vec{F}_{Rp}| \quad (3-69)$$

3- la force de résistance à l'écoulement qui résulte de l'action des efforts de cisaillement s'exerçant entre le fluide en mouvement et les parties solides du volume de contrôle:

$$|\vec{F}_\tau| = - \tau_{yx} \Delta x$$

où τ_{yx} est l'effort de cisaillement. Si on remplace τ_{yx} par:

$$\tau_{yx} \leftarrow \gamma S_f y$$

où S_f est la pente de la ligne de charge, on obtient:

$$|\vec{F}_\tau| = - \gamma S_f y \Delta x \quad (3-70)$$

Si on considère que ces forces agissent sur le centre de masse du système et qu'on applique la deuxième loi de Newton, on trouve, après simplification:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\bar{v} y) + \frac{\partial}{\partial x} (\bar{v}^2 y) = g y (s_x - s_f) - g y \frac{\partial y}{\partial x} \quad (3-71)$$

Si on multiplie la relation (3-64) par v et qu'on la soustrait de la précédente, on obtient:

$$g y \frac{\partial y}{\partial x} + g y (s_f - s_x) + \bar{v} g \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + y \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \bar{v} r(t) = 0 \quad (3-72a)$$

Ce qui peut se réécrire:

$$S_f = S_x - \left(\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\bar{v}}{g} \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \frac{r(t)\bar{v}}{g y} \right) \quad (3-72b)$$

Cette équation dynamique dite de Saint-Venant décrit un écoulement de surface non uniforme et non permanente de largeur unitaire. Si l'écoulement devient permanent, elle se simplifie pour donner:

$$S_f = S_x - \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\bar{v}}{g} \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} \quad (3-72c)$$

De plus, s'il devient uniforme, on obtient:

$$S_f = S_x \quad (3-72d)$$

3.5.3 Onde cinématique:

Ainsi, pour décrire l'écoulement de l'eau sur une surface inclinée ou une voie d'eau soumise à une averse, on a deux équations:

1- équation de continuité:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \bar{v} \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} = r(t) \quad (3-64)$$

2- équation de conservation de la quantité de mouvement:

$$S_f = S_x - \left(\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\bar{v}}{g} \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \frac{r(t)\bar{v}}{g y} \right) \quad (3-72)$$

Ces équations représentent le comportement dynamique d'un écoulement non permanent. On peut cependant simplifier les calculs en négligeant les composantes entre parenthèses de l'équation 3-72:

$$S_f \approx S_x$$

On obtient ainsi une onde cinématique où le débit q est uniquement fonction de la hauteur du niveau d'eau y :

$$q = \alpha y^m \quad (3-74)$$

où α représente les coefficients et paramètres de l'équation de la vitesse et

m est un exposant.

Par exemple, si l'écoulement est turbulent et que la relation de Manning (3-56) s'applique, on trouve:

$$q = \frac{k}{n} S_x^{1/2} y^{5/3} \quad (3-56b)$$

Ainsi, si on exprime l'équation de continuité en fonction du débit q , on trouve:

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = r(t) \quad (3-76)$$

où $q = \bar{v}y$.

Comme:

$$\frac{\partial q}{\partial x} = \frac{\partial q}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial x} = m \alpha y^{m-1} \frac{\partial y}{\partial x}$$

on obtient:

$$m \alpha y^{m-1} \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = r(t) \quad (3-78)$$

Si c est la vitesse de l'onde cinématique:

$$c = \frac{dx}{dt} = \frac{\partial q}{\partial y} = m \alpha y^{m-1} \quad (3-79a)$$

la relation (3-78) devient:

$$\left(\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} \right) = \frac{Dy}{Dt} = r(t) \quad (3-79b)$$

Ainsi, pour un observateur se déplaçant à une vitesse c , la hauteur du niveau d'eau augmente à un taux $r(t)$:

$$\frac{dy}{dt} = r(t) \quad (3-80a)$$

ce qui donne:

$$y = \int_0^t r(t) dt + C_A \quad (3-80b)$$

où C_A est une constante d'intégration dépendant des conditions initiales du ruissellement.

Si la quantité d'eau disponible est constante ($r(t)=r_0$) et que la surface du sol est sèche ($y=0 \forall x$ à $t=0$), cette relation devient:

$$y = r_0 t \quad (3-80c)$$

Ainsi, suivant le parcours xt , le niveau d'eau augmente linéairement (voir les figures 3-16 et 3-17). En remplaçant y dans (3-79a), on trouve:

$$\frac{dx}{dt} = m \alpha (r_0 t)^{m-1} \quad (3-81a)$$

ce qui s'intègre pour donner:

$$x = x_0 + \alpha r_0^{m-1} t^m \quad (3-81b)$$

où x_0 est abscisse de la crête à $t=0$. Si $x_0=0$, on peut déterminer l'abscisse de l'écoulement permanent:

$$x_0 = \alpha r_0^{m-1} t^m = \frac{\alpha (r_0 t)^m}{r_0} = \frac{\alpha y_0^m}{r_0} \quad (3-82)$$

Au point $x=L$, le régime permanent est atteint après un temps:

$$t_0 = \left(\frac{L}{\alpha r_0^{m-1}} \right)^{1/m}$$

Donc, le débit est donné par les relations:

$$q_{x=L} = \begin{cases} \alpha y_0^m = \alpha (r_0 t)^m & 0 \leq t \leq t_0 \\ L r_0 = \alpha (r_0 t_0)^m & t \geq t_0 \end{cases} \quad (3-84)$$

En effet, une fois le régime permanent atteint, la hauteur du niveau d'eau est maximale et constante. A la cessation de la pluie, il y a subsistance du ruissellement pendant un certain temps. Si on se déplace dans la direction de l'écoulement (le mouvement s'effectue alors sur le parcours caractéristique xt de l'onde), la hauteur du niveau d'eau est constante:

$$\frac{dx}{dt} = \alpha m y_0^{m-1} \quad (3-85)$$

ce qui donne après intégration:

$$x = x_0 + \alpha m y_0^{m-1} (t - t_0) \quad (3-86)$$

où x_0 est l'abscisse de l'écoulement stationnaire de niveau d'eau y_0 . En utilisant la relation (3-82), on trouve:

$$x = \frac{\alpha y_0^m}{r_0} + \alpha m y_0^{m-1} (t - t_0) \quad (3-87)$$

Comme $q = \alpha y_0^m$

on peut déterminer la décharge en tout point x :

$$x = \frac{q}{\alpha} + \alpha m \left(\frac{q}{\alpha} \right)^{(m-1)/m} (t - t_0) \quad r > t_0 \quad (3-88)$$

3.5.4 Ecoulement de surface laminaire:

Si la surface est relativement lisse, on peut utiliser la formule de Darcy-Weisbach (3-46):

$$q = \sqrt{\frac{8 g S}{f}} y^{3/2} \quad (3-89)$$

où f est le coefficient de frottement. Dans le cas d'un écoulement laminaire, ce coefficient est inversement proportionnelle au nombre de Reynolds (3-55):

$$f = \frac{k}{Re} \quad Re = \frac{q}{\nu} < 500$$

où $k \approx 64$. Ainsi,

$$q = \frac{8 S_x}{k \rho} y^3 \quad Re < 500 \quad (3-90)$$

Comme le temps de réponse au point $x=L$ égale:

$$\begin{aligned} t_0 &= \left(\frac{L}{\frac{8 S_x}{k \rho} y^3} \right)^{1/3} \\ &= \left(\frac{k}{8} \frac{L}{S_x} \frac{\rho}{y^3} \right)^{1/3} \end{aligned} \quad (3-91)$$

le débit est donné par les relations:

$$\begin{aligned}
 q_{x=L} &= \frac{8 S_x}{k \rho} (r_0 t)^3 & t_0 \leq t \leq t_b \\
 q_{x=L} &= r_0 L & t_b < t \leq t_f \\
 q_{x=L} &= r_0 L - \frac{6 r_0 S_x^{1/3} q^{1/3} (t-t_f)}{k^{1/3} \rho^{1/3}} & t > t_f
 \end{aligned} \quad (3-92)$$

où t_0 : début de la pluie,

t_f : fin de la pluie.

3.5.5 Ecoulement de surface turbulent:

Si l'écoulement a lieu sur une surface très rugueuse, on peut utiliser la formule de Manning (3-56):

$$q = \frac{k}{n} S^{1/2} y^{5/3}$$

Dans un tel cas, le temps de réponse au point $x=L$ égale:

$$t_b = \left(\frac{n L}{S^{1/2} r_0^{2/3}} \right)^{3/5} \quad (3-93a)$$

et le débit est donné par les relations:

$$\begin{aligned}
 q_{x=L} &= \frac{k}{n} S^{1/2} (r_0 t)^{5/3} & t_0 \leq t \leq t_b \\
 q_{x=L} &= r_0 L & t_b < t \leq t_f \\
 q_{x=L} &= r_0 L - \frac{5}{3} \left(\frac{k}{n} \right)^{3/5} S^{1/10} q^{2/5} (t-t_f) & t > t_f
 \end{aligned} \quad (3-93b)$$

3.5.6 Remarques:

- 1- Pour plus d'informations sur les ondes cinématiques, on peut consulter les papiers de Lighthill et Whitham (1955), Henderson et Wooding (1964), Ishihara (1963), Morgali (1970), Li, Simons et Stevens (1975), Wooding (1965, 1966), Woolhiser et Liggett (1967), Woolhiser (1969).
- 2- Pour décrire le ruissellement de l'eau sur une surface soumise à une averse, on peut résoudre les équations (3-64) et (3-72) soit à l'aide d'une méthode explicite ou la méthode des caractéristiques. La solution de ces équations dynamiques a été étudiée par Henderson (1966) Strelkoff (1969, 1970), Viessman, Harbaugh et Knapp (1972), Krishnappan et Snider (1977).
- 3- Selon Woolhiser et Liggett (1967), l'approximation du ruissellement à l'aide d'une onde cinématique est valable si le nombre k est plus grand que 10. Cette nouvelle variable sans dimension est définie par la relation:

$$k = \frac{S_x L}{F_r^3 h} \quad (3-94)$$

où h est la hauteur du niveau d'eau à l'exutoire ($x=L$). Ainsi une onde cinématique décrit bien un écoulement s'effectuant sur une pente escarpée et rugueuse alimenté par des affluents latéraux peu importants. Lorsque k est plus petit que 10, la partie ascendante de l'hydrographe n'est pas unique. En effet, des complications sont introduites par les possibilités d'observer des écoulements subcritiques et supercritiques.

3.6 Infiltration:

Si on veut évaluer adéquatement la quantité d'eau disponible pour le ruissellement, on doit tenir compte de l'infiltration, c'est-à-dire du mouvement de l'eau à travers la surface du sol vers le sous-sol.

C'est Horton (1933) qui le premier a fait la distinction entre l'infiltration de l'eau et sa percolation dans le sol, c'est-à-dire de son mouvement descendant à travers la zone d'aération du sol vers la table d'eau. En fait, ces deux processus sont interdépendants et suivent les mêmes lois. Ainsi, le taux d'infiltration dépend de l'état de la surface et des taux d'évacuation et de rétention de l'eau par le sol. Par ailleurs, c'est le taux d'infiltration qui détermine les quantités d'eau disponibles pour le stockage et la percolation de l'eau dans le sol.

3.6.1 Capacité d'infiltration:

Horton (1933) a défini la capacité d'infiltration comme étant le taux maximal d'absorption de l'eau que possède un sol dans des circonstances particulières.

L'utilité de ce concept est discutable. En effet, le taux d'infiltration égale la capacité d'infiltration lorsque cette dernière est inférieure ou égale à l'intensité de la pluie (compte tenu de la quantité d'eau interceptée). Dans tous les autres cas, le taux d'infiltration est donné par l'intensité de la pluie. C'est pourquoi, comme le concept de capacité d'infiltration est redondant, nous n'utiliserons que le taux d'infiltration.

Ainsi, dépendant de l'intensité de la pluie, ou du taux de fonte du couvert nival, relativement au taux d'infiltration, l'eau peut être complètement absorbée par le sol ou peut s'accumuler et ruisseler en surface. Dans ce dernier cas, il peut y avoir érosion et transport de sédiments.

D'une manière générale, au cours d'une même précipitation, le taux d'infiltration diminue d'une façon exponentielle avec le temps

pour atteindre une valeur limite (voir la figure 3-20). Ce comportement peut s'expliquer par la diminution:

- 1- de la perméabilité de la surface du sol,
- 2- de sa capacité de stockage de l'eau,
- 3- de son habileté à l'évacuer.

Ainsi, le taux d'infiltration sera fonction:

- 1- des précipitations:
 - . intensité,
 - . nature;
- 2- des conditions de la surface du sol:
 - . densité,
 - . couvert végétal...;
- 3- des propriétés physiques du sol:
 - . porosité,
 - . dimensions des grains,
 - . dimensions des pores,
 - . degré d'humidité,
 - . conductivité hydraulique intrinsèque...;
- 4- des propriétés physiques de l'eau:
 - . température,
 - . composition chimique.

3.6.2 Pénétration de l'eau à travers la surface du sol:

Souvent le taux d'infiltration est limité par la capacité de l'eau de traverser la surface du sol. Cette capacité dépend de la porosité totale de la surface et des dimensions moyennes des pores. Celle-ci influence la résistance à l'écoulement.

En général, la perméabilité de la surface est réduite par:

- 1- la compaction du sol sous l'effet de l'impact des gouttes de pluie ou du travail du sol;
- 2- de l'engorgement des pores par les sédiments arrachés au sol;
- 3- le gonflement du sol au fur et à mesure où il s'imbibe;

- 4- la formation de cristaux de glace qui obstruent plus ou moins les pores.

Ainsi, la présence d'une couche de végétation qui réduit la force érosive et de compaction de la pluie tend à augmenter la capacité d'infiltration. De plus, dans le cas d'un sol à forte teneur en argile colloïdale, la présence de fissures profondes consécutives à une période de sécheresse, peut accroître cette capacité jusqu'à ce que les fissures soient remplies d'eau.

3.6.3 Distribution de l'eau dans le sol:

En général, selon que le sol est saturé ou non, on distingue deux zones (voir la figure 3-18):

- 1° une zone d'aération où les pores du sol sont remplis d'un mélange d'air et d'eau. Dans cette zone de transition, les forces capillaires sont importantes et la pression d'eau est moindre que la pression atmosphérique.
- 2° la nappe phréatique où les pores sont complètement imbibés d'eau. Dans cette zone, la pression d'eau égale ou dépasse la pression atmosphérique.

Ces deux zones sont séparées par la table d'eau. En fait l'eau pénètre dans la zone d'aération en s'infiltrant à partir de la surface ou sous l'action des forces capillaires à partir de la nappe phréatique. Cependant, le mouvement ascendant de l'eau sous l'action des forces capillaires n'est important que dans frange capillaire qui recouvre la table d'eau. En général, l'eau quitte la zone d'aération par évapotranspiration ou à la suite de son écoulement latéral ou vers la nappe phréatique. On peut donc subdiviser la zone d'aération en trois sous-zones:

- 1-a: le sol où les pertes par évapotranspiration sont importantes,

1-b: une zone intermédiaire où le mouvement de l'eau se fait surtout vers le bas,

1-c: la frange capillaire.

L'importance de la zone d'aération dépend de la profondeur de la table d'eau. Ainsi, lorsque la nappe phréatique affleure à la surface, elle est inexistante. Dans un tel cas, l'eau émerge à la surface du sol.

3.6.4 Percolation de l'eau dans la zone d'aération:

Lorsque l'eau "percole" à travers la zone d'aération à partir d'une surface submergée, on observe une distribution de l'humidité du sol. Selon Bodman et Coleman (1943), on distingue quatre zones distinctes d'humidité (figure 3-19):

- 1- une zone de saturation et de transition où le sol est saturé d'eau,
- 2- une zone de transmission non saturée (de 60 à 80% de saturation pour des tills glacières lourds de Saskatchewan). La profondeur de cette zone est variable. Comme son degré d'humidité est pratiquement uniforme, la gravité domine,
- 3- une zone de mouillage où s'effectue la transition entre le front mouillant et la zone précédente,
- 4- le front mouillant qui détermine la démarcation entre le sol humide et sec.

Comme l'eau ne peut être absorbée par le sol plus vite qu'il ne peut le transmettre, le taux d'infiltration sera gouverné par la vitesse de transmission de l'eau à travers la couche la moins perméable traversée par le front mouillant (Hank et Bowers, 1962) (voir la figure 3-20-D).

3.6.5 Evaluation de l'eau disponible pour le ruissellement:

Ainsi, si on connaît la capacité de stockage de l'eau et son taux de transmission par le sol, on peut évaluer la quantité d'eau disponible au ruissellement.

Selon Ayers (1959), la capacité d'emmagasinement du sol résulte d'un apport initial de la précipitation. Par la suite, c'est le taux de transmission de l'humidité qui détermine l'importance du ruissellement. Ainsi, le phénomène est décrit par la relation:

$$r(t) = i_p(t) - A_i - f_v t \quad (3-95)$$

où A_i est l'apport initial (L),
 f_v est le taux de transmission (L/t).

L'apport initial sert à combler le déficit d'humidité du sol (capacité du terrain - teneur en eau du sol) et à établir le profil d'humidité du premier pied du sol.

Selon Holtan (1961), le taux d'infiltration du sol est fonction de l'épuisement de la capacité de stockage de l'eau dans le sol:

$$f = a (S - M_f)^n + f_c \quad (3-96a)$$

où S est le potentiel d'emménagement de l'eau,

M_f est la masse d'eau infiltrée,

f_c est la capacité d'infiltration finale,

a et n sont des constantes qui sont propres à un sol dans des conditions particulières (selon Philip, $n = \frac{1}{2}$).

Le potentiel d'emménagement est donné par la différence volumétrique entre la saturation des pores et le pourcentage d'humidité à 15-bar (flétrissement permanent) dans la zone située au-dessus

de la couche de contrôle. Par ailleurs, la capacité d'infiltration finale dépend de la nature du sol et des conditions du couvert (voir le tableau 3-3).

Malheureusement, cette dernière relation n'est valable que si:

$$0 \leq m_f \leq S$$

En effet, lorsque $M_f > S$, la capacité d'infiltration du sol serait dépassée. Dans ce cas, on pose:

$$f = f_c \quad (3-96b)$$

3.6.6 Ecoulement dans un milieu poreux:

Comme nous l'avons signalé précédemment, ce sont les mêmes mécanismes qui régissent l'infiltration de l'eau à travers la surface et son écoulement dans le sol. Ces mouvements sont dus à l'action des forces de gravité et capillaires et à des gradients de pression et de température. Comme la gravité n'est pas nécessairement la force dominante, l'écoulement peut se faire dans toutes les directions. Cependant, la percolation vers le bas domine dans la zone d'aération.

Ainsi, si Φ représente la ligne piézométrique de l'écoulement, c'est-à-dire l'énergie potentielle due aux forces de succion ψ et gravitationnelle z :

$$\Phi = \psi - z \quad (3-97)$$

où

$$\psi = \frac{p}{\gamma} + c$$

"C" étant une constante, on peut décrire l'écoulement de l'eau dans un milieu poreux non saturé à l'aide de la loi de Darcy (1856):

$$v_z = -k \frac{\partial \Phi}{\partial z} \quad (3-98)$$

où v est la vitesse observée de l'écoulement selon l'axe z (L/t),
 K est la conductivité hydraulique du milieu (L/t).

En fait, cette relation a été établie pour un écoulement dans un milieu poreux saturé. De plus, elle n'est valide que si le nombre de Reynolds est plus petit que 1 (10 en pratique):

$$Re = \frac{\rho q d}{\mu} < 1$$

où q est le débit de l'écoulement,
 d est le diamètre moyen des grains.

3.6.7 Conductivité hydraulique:

Comme la conductivité hydraulique (ou coefficient de perméabilité) du milieu est fonction du sol et des propriétés du fluide, il est d'usage courant de le séparer en deux composantes. Ainsi, on définit la perméabilité intrinsèque du milieu par le produit:

$$k' = c d^2 \quad (3-99a)$$

où d est le diamètre moyen des particules,

C est un facteur constant associé à l'organisation du milieu (compactage, distribution et répartition des pores, ...)

Comme les valeurs de k sont ordinairement très faibles, on les exprime en darcy:

$$\begin{aligned} 1 \text{ darcy} &= 0.987 \times 10^{-8} \text{ cm}^2 \\ &= 1.062 \times 10^{-11} \text{ pi}^2 \end{aligned}$$

Donc, la conductivité hydraulique est donnée par la relation:

$$K = \frac{k' \gamma}{\mu} \quad (3-99b)$$

L'utilité de cette définition est cependant restreinte. En effet, il est illusoire de penser qu'une valeur spécifique de k attribuée à un sol sera représentative de toutes les conditions. De plus, au cours de la percolation de l'eau, les caractéristiques physiques du milieu peuvent changer: le sol peut gonfler, ses pores peuvent s'obstruer, C'est donc sur place qu'il faut évaluer la conductivité hydraulique du sol. A titre indicatif, on donne quelques-unes de ses valeurs dans le tableau 3-4.

3.6.8 Equation de Richards:

Si on applique le principe de conservation de masse à l'écoulement traversant le volume de contrôle de la figure 3-20, on trouve:

$$\begin{aligned} \rho v_z \delta x \delta y &= \left[\rho v_z \delta x \delta y + \frac{\partial}{\partial z} (\rho v_z) \delta x \delta y \delta z \right] \\ &= \frac{\partial}{\partial t} (\rho \theta) \delta x \delta y \delta z \end{aligned}$$

où $\rho v_z \delta x \delta y$ est la masse d'eau qui pénètre dans le v.c.,
 $-\left[\rho v_z + \frac{\partial (\rho v_z)}{\partial z} \delta z \right] \delta x \delta y$, celle qui en sort,

$\frac{\partial}{\partial t} (\rho \theta) \delta x \delta y \delta z$ est le taux de variation de la quantité d'eau emmagasinée à l'intérieur du v.c., θ étant le pourcentage volumique d'humidité.

En simplifiant, on obtient l'équation de continuité:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho \theta) + \frac{\partial}{\partial z} (\rho v_z) = 0 \quad (3-100)$$

Si le fluide est incompressible (on néglige la vapeur d'eau), on trouve:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (3-101)$$

De plus, si on remplace par la relation de Darcy, on obtient la relation de Richards:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \Phi}{\partial z} \right) = 0 \quad (3-102)$$

Si l'énergie potentiel de succion ainsi que la conductivité hydraulique du milieu sont uniquement fonction du pourcentage d'humidité θ : $\psi(\theta)$ et $K(\theta)$, on trouve:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \Phi}{\partial z} \right) &= \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial [\psi - z]}{\partial z} \right) \\ &= \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) - \frac{\partial k}{\partial z} \\ &= \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) - \frac{\partial k}{\partial z} \\ &= \frac{\partial}{\partial z} \left(D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) - \frac{\partial k}{\partial z} \end{aligned}$$

Ce qui permet de réécrire la relation de Richards (1931):

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial k}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left(D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) \quad (3-103)$$

où $D(\theta) = -k \frac{\partial \psi}{\partial z}$ est la diffusibilité de l'eau dans le sol.

Dans l'espace (R^3), les relations (3-101), (3-102) deviennent pour un milieu homogène:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \nabla \cdot \vec{V} = 0 \quad (3-104)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \nabla \cdot (k \nabla \Phi) = 0 \quad (3-105)$$

où ∇ est l'opérateur gradient:

$$\nabla = \frac{\partial}{\partial x} \vec{i} + \frac{\partial}{\partial y} \vec{j} + \frac{\partial}{\partial z} \vec{k}$$

où $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$ sont les vecteurs unitaires selon les axes x, y et z,

$\vec{v}$ est le vecteur vitesse:

$$\vec{v} = v_x \vec{i} + v_y \vec{j} + v_z \vec{k}$$

Ainsi, pour déterminer le taux d'infiltration de l'eau et son écoulement dans le sol, on peut résoudre l'équation différentielle non linéaire (3-105). Pour ce faire, on doit connaître la structure ainsi que les conditions initiales et aux limites du sol. Même si ces conditions sont remplies, on ne peut trouver de solutions analytiques que pour les cas simples. Ainsi, dans le cas d'un sol semi-infini possédant une distribution d'humidité initiale uniforme et une surface submergée, Philip (1957) a proposé pour un écoulement vertical une solution qui se présente sous la forme d'une série de puissance:

$$z(\theta, t) = at^{\frac{1}{2}} + bt + ct^{\frac{3}{2}} + n_m(\theta)t^{\frac{m}{2}} + \dots$$

où $z(\theta, t)$ est la profondeur à partir de la surface du sol,

a, b, c, ..., n_m des coefficients qui sont fonctions de θ .

A partir de la relation (3-104), on peut déterminer la quantité d'eau qui s'est infiltrée au temps t.

En effet, comme:

$$\int_{\theta_0}^{\theta_t} z(\theta) d\theta = i_t(t) - k(\theta_0)t \quad (3-108)$$

où $i_T(t)$ est la quantité d'eau qui s'est infiltrée au temps T, on trouve:

$$i_T(t) = St^{\frac{1}{2}} + (A_2 + K_0)t + A_3t^{3/2} + A_4t^2 + \dots \quad (3-109)$$

où S est la "sortivité" (sortivity) du sol qui mesure la capacité de forces capillaires comme agent de mouvement de l'eau. Ainsi, le taux d'infiltration en fonction du temps égale:

$$i_f(t) = \frac{1}{2} \frac{S}{\sqrt{t}} + A_2 + K_0 + \frac{3}{2} A_3 \sqrt{t} + \dots \quad (3-110)$$

Si dans les deux dernières relations, on ne retient que les deux derniers termes, on trouve:

$$i_t(t) = S\sqrt{t} + A_2t \quad (3-111a)$$

$$i_f(t) = \frac{1}{2} \frac{S}{\sqrt{t}} + A_2 \quad (3-111b)$$

Remarques:

- 1) Pour plus de détails sur la solution de l'équation de Richards, on peut consulter les travaux de Philip (1969), Swartzendruber et Hillel (1973), Parlange (1971, a et b), Mein et Larson (1973), Gray et al (1972) et Ward (1975).

- 2) Si l'écoulement s'effectue dans un milieu homogène saturé, la relation (3-105) se simplifie pour donner une relation de Laplace:

$$\nabla^2 \bar{\phi} = 0 \quad (3-112)$$

où $\bar{\phi}$ peut être interprété comme un potentiel de vitesse:

$$\bar{v} = \nabla \bar{\phi} \quad (3-113)$$

Si on connaît les conditions aux limites et initiales de l'écoulement, on peut résoudre l'équation de Laplace à l'aide des méthodes de la théorie des potentiels (Viessman et al. (1972)).

- 3) Comme le taux d'infiltration dépend de la conductivité hydraulique et du gradient de potentiel du sol, on peut s'attendre à ce que tout facteur qui influence l'une ou l'autre de ces variables affecte le taux d'infiltration. Ainsi, on a représenté dans le tableau 3-5 quelques-unes de ces relations.
- 4) L'équation de Richards ne tient pas compte des mouvements de l'air et de la vapeur d'eau dans le sol, ni des variations de sa perméabilité. Ces facteurs sont parfois non négligeables.

3.6.9 Equations algébriques:

Se basant sur l'observation du comportement du taux d'infiltration en fonction du temps, plusieurs auteurs ont proposé des formules empiriques pour décrire ce phénomène. Ainsi Kostiaikov (1932) et Lewis (1937) ont proposé une relation de la forme:

$$f(t) = c n t^{n-1} \quad (3-114)$$

où f est le taux d'infiltration (L/t),
 t est le temps écoulé depuis le début de l'orage (t),
 c et n sont des coefficients.

En général, le coefficient n est de l'ordre de 0.5 pour un sol sec de texture fine et de l'ordre de 1.0 pour du sable. Comme, lorsque

$n = 1.0$, le taux d'infiltration tend vers zéro lorsque t tend vers l'infini:

$$\lim_{t \rightarrow \infty} f(t) = 0$$

$n = 1.0$

la relation (3-114) n'est valable que pour des temps très courts. Ainsi, le volume total d'eau infiltrée au temps t est égal:

$$Q(t) = \int_0^t f(t) dt = ct^n \quad (3-116)$$

Par ailleurs, en associant le taux d'infiltration à un processus exhaustif, Gardner et Widstoe (1921) et Horton (1940) ont trouvé une relation de la forme:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt} \quad (3-117)$$

où f_c est la capacité d'infiltration finale,
 f_0 est le taux d'infiltration au début de la précipitation,
 k est une constante de proportionnalité,
 e la base des logarithmes naturels ($e \approx 2.7182818...$).

En effet, pour un processus exhaustif, le taux de travail est proportionnel à la quantité de travail à accomplir. Ainsi, dans le cas du processus d'infiltration, le travail à effectuer au temps T est celui qui est requis pour modifier le taux d'infiltration de sa valeur actuelle f à sa valeur finale f_c :

$$- \frac{df}{dt} = k(f - f_c) \quad (3-118)$$

où $\frac{df}{dt}$ est le taux de variation du taux d'infiltration.

En résolvant, on trouve:

$$\ln(f - f_c) = -kt + c$$

Si $f = f_0$ lorsque $t = 0$, on trouve la relation (3-117). Cette relation n'est valable que si l'intensité de la pluie dépasse le taux d'infiltration ($i(t) > f(t)$).

L'intégration de l'équation (3-117) de 0 à t donne le volume d'eau absorbé depuis le début de l'orage:

$$Q_t = f_c t + \frac{1}{k} (f_0 - f_c) (1 - e^{-kt}) \quad (3-119)$$

comme $\lim_{t \rightarrow \infty} f(t) = f_c$

la relation d'Horton est préférable à celle de Kostiaikov.

3.6.10 Remarques:

1) Quelle que soit la relation utilisée, il est nécessaire d'effectuer des mesures en laboratoire ou sur le terrain. Comme le phénomène d'infiltration est complexe et que plusieurs facteurs influencent le processus, il est préférable de procéder à ces mesures sur le terrain. Dans un tel cas, on peut utiliser deux approches:

- 1- analyser les hydrogrammes de ruissellement produit par les précipitations naturelles,
- 2- utiliser un infiltromètre.

Pour plus de renseignements, on peut consulter les travaux de Gray et al. (1972), Papadakis et al. (1973) et Swartgendruber et Hillel (1975).

2) Si le sol est gelé, son taux d'infiltration sera fonction de sa teneur en eau au moment du gel. En effet, c'est de cette quantité que dépend le nombre et les dimensions des pores libres de glace.

Ainsi, si au moment du gel, le sol est saturé d'eau, son taux d'infiltration sera négligeable (Gray et autres, 1972). Cependant, si sa température est près ou supérieure au point de congélation, l'eau de fonte dégage les pores. On observe alors une légère augmentation du taux d'infiltration (figure 3-20c).

- 3) Il ne faudrait surtout pas négliger l'importance de la circulation latérale de l'eau dans les premières couches non saturées du sol (écoulement hypodermique). Par exemple, pour certains bassins forestiers du sud des Appalaches, Hursh et Hewlett ont observé qu'une partie importante des débits immédiatement évacués par les voies d'eau lors d'une pluie provient de ces écoulements. En fait, dans cette région montagneuse, la plus grande partie des précipitations interceptées au haut des pentes s'infiltre. Il se produit alors un "effet de piston" qui expulse l'eau au pied des pentes. Ainsi, l'eau ne ruisselle à la surface du sol que sur les terrains plats situés au fond des vallées, c'est-à-dire, lorsque la table d'eau est proche de la surface du sol. En fait, ce ruissellement peut être considéré comme une extension des voies d'eau permanentes dans les zones de faibles capacités de stockage. Ainsi, l'eau qui est directement évacuée lors d'une précipitation (quick flow) provient des précipitations dans les cours d'eau et des écoulements hypodermiques. Pour plus de détails, voir: Hewlett et Hilbert (1963, 1967), Ward (1975) et Kirkby (1978).

3.7 Types d'érosion:

Pour fins de calcul, on peut considérer qu'il existe trois formes principales d'érosion:

- 1) l'érosion de surface qui inclut l'érosion due à l'impact des gouttes de pluie, à l'écoulement de l'eau en nappes et en rigoles sur le sol ainsi que l'érosion subséquente au dégel et à la fonte de la neige;
- 2) l'érosion due à un torrent qui regroupe les formes d'érosions occasionnées par un écoulement intermittent que ce soit dans un ravin ou un fossé;
- 3) l'érosion dans les cours d'eau qui inclut les formes d'érosions résultant d'un écoulement permanent que ce soit dans un ruisseau ou une rivière.

3.7.1 Erosion de surface:

A) Erosion par éclaboussure (splash erosion)

C'est le processus d'impact des gouttes de pluie qui est responsable de ce type d'érosion. Souvent, c'est l'une des formes d'érosion les plus importantes en terme de dégradation du sol. Selon Schwab et al. (1966), le sol éclaboussé est de 50 à 90 fois plus important que celui emporté par l'écoulement. En fait, l'effet de la pluie se fait ressentir de deux façons:

- 1° elle détache les particules de sol, les rendant ainsi plus aptes à être entraînées par l'écoulement de l'eau de surface;
- 2° elle diminue l'infiltration de l'eau, augmentant ainsi le débit de l'écoulement;

En fait, l'impact des gouttes de pluie n'est pas négligeable.

Il peut projeter une particule de sol à 1,5 mètre de son point d'origine.

B) Erosion en nappes (sheet erosion):

L'eau qui ruisselle en une mince lame à la surface du terrain arrache les particules de sol en une mince couche uniforme (une nappe) et les entraîne. C'est un concept plutôt idéalisé car l'eau se concentre rapidement dans les microdépressions pour provoquer l'érosion en rigoles.

C) Erosion en rigoles (rill erosion):

Sous l'influence des microdépressions du terrain, l'eau de ruissellement se concentre en minces filets indénombrables. Ce faisant, la vitesse, le débit et les forces d'arrachement de l'écoulement augmentent. Avec l'arrachement du sol, les microdépressions s'accroissent pour former des rigoles.

On considère que l'érosion s'effectue en rigoles tant que ces dernières peuvent être comblées par des opérations normales de travail du sol.

D) Erosion due au dégel et à la fonte de la neige: érosion nivale:

En hiver, les conditions de température rigoureuses qu'on observe sous nos latitudes font que le sol est gelé et souvent recouvert d'une couche de neige et de glace. De tels conditions empêchent aussi bien l'infiltration de l'eau que l'érosion du sol. Il n'en est pas de même durant les périodes de dégel subies en hiver ou de fonte de la neige du printemps.

Pendant ces périodes, l'eau de fonte comme l'eau de précipitation commence par imbiber la couverture de neige restante puis, une fois sa capacité de rétention dépassée, atteint le sol. Une fois rendue à l'interface sol-neige, l'eau peut soit

former de la boue (slush), soit s'infiltrer dans le sol ou ruisseller. Dans un tel cas, l'écoulement peut éroder le sol de la même manière qu'il le ferait en période estivale. Cependant, l'érosion est accentuée lorsque le dégel ne se produit que dans les quelques premiers centimètres du sol, laissant ainsi les couches sous-jacentes imperméables. Dans un tel cas, il se forme une couche de boue qui est facilement érodable.

Généralement, les pertes annuelles de sol occasionnées par la fonte des neiges sont moins importantes que celles dues à la pluie. A titre d'exemple, Pesant, Mehuys et Dubé (1979) ont observé que sur une période de dix ans pour un sol loam graveleux Charlevoix, l'érosion nivale était responsable de 40 pourcent des pertes sur sol nu et de 23 pourcent sur une prairie permanente, soit environ 11,240 kg/ha et 13,8 kg/ha.

En fait, l'érosion de surface regroupe les formes d'érosion dues aux précipitations hydriques (pluie et neige) sur le sol. Un tel regroupement est moins restrictif qu'il ne paraît au premier abord. Ainsi, l'érosion provoquée par l'impact des gouttes de pluie est plus importante que celle due à l'écoulement du film d'eau. Selon Schwab et al. (1966) au moment de son impact avec le sol, une goutte d'eau possède une vitesse de 6 à 10 m/s alors que la vitesse de ruissellement est de l'ordre de .3 à 5m/s. De plus, une partie de l'eau s'infiltré dans le sol ou est emmagasinée dans ses microdépressions, réduisant d'autant le débit de l'écoulement. Pour ce qui est de l'importance relative de l'érosion en nappes et par rigoles, il semble que la première ne se produise presque jamais. En pratique, vue la présence des microdépressions, l'écoulement cherche à se concentrer si bien que les rigoles apparaissent dès le début du ruissellement.

Pour ce qui est de l'érosion nivale, on peut considérer qu'elle résulte principalement du ruissellement des eaux de fonte. Cette hypothèse reste à vérifier.

3.7.2 L'érosion due à un torrent:

Que ce soit dans un ravin ou un fossé, les pertes de matériaux sont dues à l'érosion de leur lit par l'action de l'écoulement de l'eau et à l'effondrement de leurs talus dû à l'instabilité mécanique résultant de l'érosion de leur assise. Ainsi, ces formes d'érosion ne dépendent qu'indirectement des précipitations. Ces dernières sont responsables du débit de l'écoulement sans participer à l'érosion comme telle.

A) Le ravinement (gully erosion):

D'une manière générale, il y a formation de ravine lorsque l'eau des rigoles se concentre dans une plus grande dépression topographique. Ce faisant, la vitesse ainsi que le débit de l'écoulement augmente et la rigole se transforme en ravine puis en ravin. On distingue trois étapes dans ce processus:

- 1) une modification dans l'environnement (déboisement, changement de culture) et des pluies importantes occasionnent des vitesses et des débits plus grands que normalement qui arrachent l'horizon de surface du sol;
- 2) comme les horizons inférieurs possèdent généralement une résistance plus faible, l'érosion s'accélère. Ordinairement, ce phénomène s'amorce en un point où la pente s'accroît. L'érosion s'effectue alors de manière régressive (c'est-à-dire en remontant la pente à partir d'un niveau de base) et par effondrement des berges.
- 3) après un certain temps, le ravin tend vers un profil d'équilibre concave, tangent vers le bas au niveau de base. En se stabilisant, il permet à la végétation de le coloniser et par le fait même, de le consolider.

B) L'érosion dans un canal:

Quoique l'écoulement soit intermittent, on retrouve les mêmes mécanismes d'érosion que dans un ruisseau soit:

- 1) l'action des forces d'arrachement qui nettoie le lit du canal,
- 2) l'action de la gravité qui est responsable de l'effondrement des talus rendus instables suite à l'érosion de leur assise.

D'une manière générale, on considère que le tracé du canal est stable et connu alors que celui du ravin possède une origine aléatoire et progresse vers l'amont. De plus, les berges d'un canal sont souvent recouvertes de végétation ou empierrées alors que celles d'un ravin sont dénudées aussi longtemps qu'il ne s'est pas stabilisé. Dans un tel cas, on peut considérer qu'on a affaire à un canal.

3.7.3 L'érosion dans un cours d'eau permanent:

Vu les objectifs de ce rapport, nous nous attarderons très peu sur ce sujet. Nous nous contenterons de faire quelques remarques:

- 1° Que ce soit dans un cours d'eau permanent ou intermittent, ce sont les mêmes mécanismes qui produisent l'érosion soit:
 - a) l'action des forces de traction dues à l'écoulement qui grugent aussi bien le lit que les berges du canal,
 - b) l'action de la gravité qui conduit à l'effondrement des berges rendues instables par l'érosion de leur base.
- 2° On observe la formation de caractéristiques physiques qui dénotent une action non uniforme des forces d'érosion: soit, au niveau du lit de la rivière, l'apparition de rides et de dunes et, soit au niveau de leur morphologie, la formation de méandres, de plaines d'inondation, etc...

- 3° Vu l'ordre de grandeur des vitesses et débits de ces écoulements, il n'est pas surprenant que leur compétence soit plus grande que celle des écoulements temporaires.
- 4° Il ne faudrait pas oublier qu'une grande partie des sédiments qu'ils transportent provient de l'érosion de surface des sols de leur bassin d'irrigation.

3.8 Facteurs influençant l'érosion hydrique:

Comme les mécanismes qui interviennent dans le processus de l'érosion de surface sont reliés à l'impact des gouttes de pluie et au ruissellement de l'eau, on distingue trois types de facteurs:

- 1° ceux qui affectent la force érosive de la pluie,
- 2° ceux qui déterminent la résistance du sol,
- 3° ceux qui influencent le ruissellement.

Ces facteurs sont:

- 1° la nature et les propriétés du sol,
- 2° les conditions climatiques du milieu,
- 3° la topographie du terrain,
- 4° la couverture du sol,
- 5° l'influence humaine.

Par contre, les facteurs qui influencent l'érosion dans un cours d'eau, intermittents ou permanents sont:

- 1° ceux qui caractérisent les matériaux du lit et des berges du cours d'eau,
- 2° ceux qui déterminent l'écoulement.

3.8.1 Erosion de surface:

A) La nature du sol:

D'une manière générale, on a remarqué que la stabilité du sol est influencée positivement par la présence d'agents liants tels que l'argile, la matière organique et le calcium. C'est ce qui explique pourquoi les sols de texture limoneuse sont plus susceptibles d'être érodés que les sols argileux. Cependant, c'est la matière organique qui est le meilleur liant.

Le deuxième facteur important est la dimension des agrégats; plus ils sont gros, plus ils sont difficiles à briser et à transporter.

Les facteurs qui réduisent le ruissellement sont:

- 1° une bonne porosité favorisant une infiltration importante,
- 2° une grande capacité de rétention de l'eau ce qui retarde le début du ruissellement. Cette capacité dépend de l'épaisseur de la couche arable, de l'humidité initiale du sol et de sa capacité de stockage intrinsèque.

En retardant le début du ruissellement et en diminuant son débit, ces facteurs diminuent l'érosion. C'est ce qui explique pourquoi les sables qui ont une perméabilité élevée, ne sont pas aussi exposés à l'érosion que les sols qui contiennent plus d'argile.

B) Les conditions météorologiques et climatiques:

Pour un orage donné, l'impact des gouttes de pluie provoque la désagrégation de la couche superficielle du sol et la diminution de sa capacité d'infiltration. Ainsi, la force érosive de la précipitation sera fonction de l'énergie cinétique de la pluie et de son intensité. A un degré moindre, cette force dépendra de la température (sol gelé ou non) et de la quantité totale d'eau reçue. En effet, ces deux facteurs influencent le taux de ruissellement. De plus, comme les conditions météorologiques antérieures affectent la capacité d'infiltration du sol, elles jouent un rôle important sur le potentiel d'érosion de l'orage. Par exemple, une longue période de sécheresse augmente les capacités de stockage du sol et d'absorption de la pluie ce qui retarde le ruissellement et réduit l'érosion.

Si on veut estimer l'érosion sur une longue période de temps, il faut tenir compte de la distribution des précipitations, de leur type et des variations de température durant cette période.

Dans la partie habitée du Québec, les précipitations annuelles varient entre 840 et 1000 mm. Environ 35% de cette quantité est sous forme de neige.

C) La topographie du terrain:

Comme le potentiel d'érosion du ruissellement est relié à la vitesse de l'écoulement, la pente et la longueur du terrain sont les deux principaux facteurs topographiques. En effet, plus la pente est prononcée, plus grands sont la vitesse et le débit de l'écoulement. Cependant, à partir d'une certaine valeur, la capacité d'infiltration du sol augmente et l'érosion diminue. Selon Zingg (1940) et Musgrave (1947), la relation entre la pente "s" et la quantité de sol érodé par unité de surface "E" est de la forme:

$$E \propto s^{\alpha} \quad (3-120)$$

où α est un coefficient numérique que Zingg évalue à 1.49 et Musgrave à 1.35. Le rôle de la longueur du terrain est similaire. En effet, comme le débit et la vitesse de l'écoulement augmentent avec la longueur " ρ " du terrain, on trouve:

$$E \propto \rho^b \quad (3-121)$$

où b est un coefficient numérique de l'ordre de 0.6.

En concentrant l'écoulement pour former des rigoles, les micro-dépressions du terrain augmentent le potentiel érosif de l'écoulement. Cependant par leur capacité de stockage de l'eau et de retardement du ruissellement, elles permettent une certaine sédimentation des particules et diminuent la vitesse de l'écoulement.

D) La couverture du sol:

Le sol est moins vulnérable à l'érosion hydrique lorsqu'il est sous une couverture forestière ou herbacée naturelle. En effet, par sa capacité d'interception des précipitations, elle diminue la force de frappe de la pluie, par son système racinaire, elle accroît la stabilité structurale du sol et augmente sa porosité ce qui accroît sa capacité d'infiltration et diminue le ruissellement, par ses parties aériennes, elle augmente la résistance à l'écoulement, ce qui en diminue la vitesse. De plus, comme sa présence augmente le taux d'évapotranspiration du sol ce qui accroît sa capacité de stockage de l'eau, elle diminue le potentiel de ruissellement. Cette protection est fonction de la densité de la végétation; ainsi, la prairie permanente offre une meilleure protection que le foin, puis des céréales.

En hiver, la présence d'un couvert nivale et d'une couche de glace à la surface du sol protège le sol contre l'érosion. Cependant, cette couverture se change en agent érosif en période de dégel. Ce potentiel érosif sera fonction des conditions météorologiques au moment du gel et du dégel du sol.

E) L'influence humaine:

Par son action, l'homme influence la résistance du sol, sa capacité d'infiltration et la vitesse de ruissellement. Ainsi le travail de la machinerie lourde (camions, bulldozers...) augmente la résistance du sol en le compactant, diminue le taux d'infiltration et accroît les possibilités d'érosion par ravinement...

3.8.2 Erosion dans un cours d'eau:

Potentiel d'érosion et de transport d'un cours d'eau:

En général, le potentiel d'érosion et de transport d'un cours d'eau intermittent ou permanent dépend:

1. des caractéristiques de l'écoulement:

- . vitesse ($\bar{v}$),
- . hauteur du niveau d'eau (h),
- . pertes de charges (S_f),
- . débit (q),
- . régime,

2. des caractéristiques du mélange eau-sédiments:

- . densité (ρ),
- . viscosité (ν),
- . température (T),

3. des caractéristiques du lit et des berges:

- . topographie: aire de la section droite (A),
périmètre humide (P),
rayons hydrauliques (R),
pente du lit (S_x),
- . dimension et distribution des matériaux,
- . capacité d'infiltration ($f(t)$),
- . coefficient de rugosité du lit (n).

Tous ces facteurs sont interdépendants les uns avec les autres. De plus, l'influence des précipitations se fait moins sentir que pour l'écoulement de surface. En fait, elle n'agit que sur la quantité d'eau disponible et sur sa distribution dans le temps.

3.9 Conclusion:

Dans ce chapitre, nous nous sommes attardés:

- 1° à l'étude de l'écoulement de surface subséquent aux précipitations ou à la fonte du couvert nival,
- 2° au calcul du taux d'infiltration de l'eau dans le sol,
- 3° à la description des processus d'érosion due aux précipitations hydriques.

Ainsi, nous sommes maintenant en mesure d'apprécier la complexité des phénomènes de ruissellement et d'érosion des terres. Cependant, cette description est incomplète. En effet, les phénomènes suivants ont été négligés, soit:

- 1° les précipitations comme telles,
- 2° l'interception des précipitations,
- 3° les processus d'évaporation et de transpiration,
- 4° les processus de fonte du couvert nival,
- 5° les écoulements hypodermiques et souterrains.

Pour plus d'information sur ces différents processus, on peut consulter les ouvrages suivants: Gray (1972), Viessman et al. (1972), Ward (1975) et Kirkby (1978).

Dans les deux prochains chapitres, nous analyserons successivement deux approches servant à prédire l'érosion hydrique. Soit:

- 1° l'équation universelle de l'érosion qui est une approche empirique basée sur la corrélation observée entre le taux d'érosion et les facteurs qui l'affectent.
- 2° une approche analytique basée sur les équations de conservation (masse et quantité de mouvement) et les mécanismes responsables de l'érosion.

TABLEAU 3-1:

Différence entre des écoulements se produisant dans une conduite circulaire fermée et dans un canal à ciel ouvert:

	TUYAU CIRCULAIRE PLEIN	CANAL OUVERT
Force propulsive	gradient de pression poids du liquide	poids du liquide
Force de retardement	cisaillement	cisaillement
Conditions aux limites	uniformes sur les parois	non uniformes présence d'une surface libre forme très variable
Ecoulement	selon le sens du tuyau	selon le sens du canal courants secondaires
Vitesse maximale	au centre du tuyau	au centre du canal, un peu sous la surface de l'eau
Pertes de charges par unité de longueur h_f	$h_f = f \frac{L}{D} \frac{\bar{u}^2}{2g}$	$h_f = \frac{\lambda}{R} L \frac{\bar{u}^2}{2g}$
Ecoulement laminaire	$Re \leq 2000$	$Re \leq 500$
turbulent	$Re \geq 4000$	$Re \geq 2000$

TABLEAU 3-2 VALEURS DU COEFFICIENT DE RUGOSITÉ, "n"

Type de cours d'eau et description		Minimum	Normal	Maximum
A	Excavé ou dragué			
	a) En terre, droit et section uniforme			
	1) propre, récemment travaillé	0.016	0.018	0.020
	2) propre, après érosion par les intempéries	0.018	0.022	0.025
	3) en gravier, propre, section uniforme	0.022	0.025	0.030
	4) avec herbes courtes et quelques mauvaises herbes	0.022	0.027	0.033
	b) En terre, sinueux et paresseux			
	1) absence de végétation	0.023	0.025	0.030
	2) herbes et quelques mauvaises herbes	0.025	0.030	0.033
	3) présence de mauvaises herbes ou de plantes aquatiques en grande quantité dans les cours d'eaux profonds	0.030	0.035	0.040
	4) terre dans le fond et rocaillies sur les rives	0.028	0.030	0.035
	5) fond rocheux et berges envahies de mauvaises herbes	0.025	0.035	0.040
	6) fond de galets ronds et berges propres	0.030	0.040	0.050
	c) Excavé avec pelle mécanique ou dragué			
	1) absence de végétation	0.025	0.028	0.033
	2) buissons clairsemés sur les rives	0.035	0.050	0.060
	d) Taillé dans le roc			
	1) section unie et uniforme	0.025	0.035	0.040
	2) rocs déchiquetés et section irrégulière	0.035	0.040	0.050
	e) Canaux non entretenus, mauvaises herbes et buissons non coupés			
	1) beaucoup de mauvaises herbes, dont la hauteur égale la profondeur d'écoulement	0.050	0.080	0.120
	2) fond propre, buissons sur les rives	0.040	0.050	0.080
	3) idem, à la hauteur d'écoulement la plus élevée	0.045	0.070	0.110
	4) buissons denses, hauteur d'eau élevée	0.080	0.100	0.140
B	Cours d'eau naturels			
B-1)	Petits cours d'eau (largeur maximum de 100' en périodes de crue)			
	a) Cours d'eau dans les plaines			
	1) propre, droit, hauteur d'eau égale dans la section transversale, pas de fissures ou de réservoirs (mares) profonds	0.025	0.030	0.033
	2) idem, mais plus de pierres et de mauvaises herbes	0.030	0.035	0.040

TABLEAU 3-2 (Suite)

Type de cours d'eau et description	Minimum	Normal	Maximum
3) propre, sinueux, quelques mares et bas-fonds	0.033	0.040	0.045
4) idem à (3), un peu de mauvaises herbes et de cailloux	0.035	0.045	0.050
5) idem à (4), mais hauteurs d'eau plus faibles, plus de pentes et de sections inefficaces	0.040	0.048	0.055
6) idem à (4), mais plus de cailloux	0.045	0.050	0.060
7) tronçons paresseux, pleins de mauvaises herbes, mares profondes	0.050	0.070	0.080
8) tronçons très embarrassés par les mauvaises herbes, mares profondes ou canaux de crue avec peuplement denses de bois et sous-bois très dense	0.075	0.100	0.150
b) Cours d'eau de montagne, absence de végétation dans le lit, berges habituellement escarpées, arbres et buissons submergés en période de hautes eaux			
1) fond = gravier, galets arrondis et cailloux épais	0.030	0.040	0.050
2) fond = galets arrondis avec gros cailloux	0.040	0.050	0.070
B-2) Plaines d'inondation ou terres basses			
a) Pâturage, absence de broussailles			
1) herbes courtes	0.025	0.030	0.035
2) herbes longues	0.030	0.035	0.050
b) Superficies en culture			
1) pas de récolte	0.020	0.030	0.040
2) cultures en rangée à la période de maturité	0.025	0.035	0.045
3) cultures de céréale à période de maturité	0.030	0.040	0.050
c) Broussailles			
1) broussailles disséminées, beaucoup de mauvaises herbes	0.035	0.050	0.070
2) broussailles claires et arbres, en hiver	0.035	0.050	0.060
3) broussailles claires et arbres, en été	0.040	0.060	0.080
4) broussailles, densité moyenne à élevée, en hiver	0.045	0.070	0.110
5) broussailles, densité moyenne à élevée, en été	0.070	0.100	0.160
d) Arbres			
1) peuplements denses de saules, été, droits	0.110	0.150	0.200
2) terres défrichées, avec souches d'arbres, absence de pousses	0.030	0.040	0.050
3) idem à (2), mais avec croissance intense de pousses	0.050	0.060	0.080

Type de cours d'eau et description	Minimum Normal Maximum		
4) peuplements très denses de bois, quelques arbres sur le sol, un peu de broussailles, hauteur d'eau en période de crue inférieure à la hauteur des branches	0.080	0.100	0.120
5) idem à (4), mais hauteur d'eau en période de crue atteignant les branches	0.100	0.120	0.160
B-3) Gros cours d'eau (Largeur supérieure à 100' en période de crue.) La valeur de "n" est inférieure à celle des petits cours d'eau ayant des caractéristiques semblables, car la résistance effective des berges est moindre			
a) section régulière et absence de cailloux ou de buissons	0.025	...	0.060
b) section irrégulière et raboteuse	0.035	...	0.100

Source: Gray 1972 pp. 8.78 à 8.80

Catégorie de profils de sol	Condition du couvert					
	Sol nu	Cultures en rangée	Pâturage médiocre	Céréales	Bon pâturage	Boisés
I	0.3	0.5	0.6	0.7	1.0	3.0
II	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
III	0.05	0.07	0.10	0.15	0.20	0.25
IV	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

Catégorie I

Sols à texture grossière ou moyenne reposant sur des matériaux glaciaires de délavage, tels que les sables et graviers, ou du till grossier lâche ou sur des dépôts alluvionnaires grossiers.

Catégorie II

Sols à texture moyenne sur till à texture moyenne.

Catégorie III

Sols à texture moyenne et fine sur till argileux à texture fine.

Catégorie IV

Sol sur roc à faible profondeur (deux pieds ou moins).

Tableau 3-3: Taux d'infiltration net des sols non gelés
 f_c en po/hr. (Source: Gray 1972)

Coefficients de perméabilité (m/s)		10 ¹	10	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹¹
Granulométries	homogène	gravier pur			sable pur		sable très fin			silt		argile	
	hétérogène	gravier gros et moyen	gravier + sable			sable et argile-limons							
degrés de permeabilité		TRÈS BONNE			BONNE		MAUVAISE					NULLE	
Types de formation		perméable					semi-perméable					impermeable	

limites conventionnelles

Tableau 3-4: Valeurs du coefficient de perméabilité
 (Source: Castany 1980)

Tableau 3-5: Facteurs affectant le taux d'infiltration dans les sols non gelés
(Source: Gray et autres 1972)

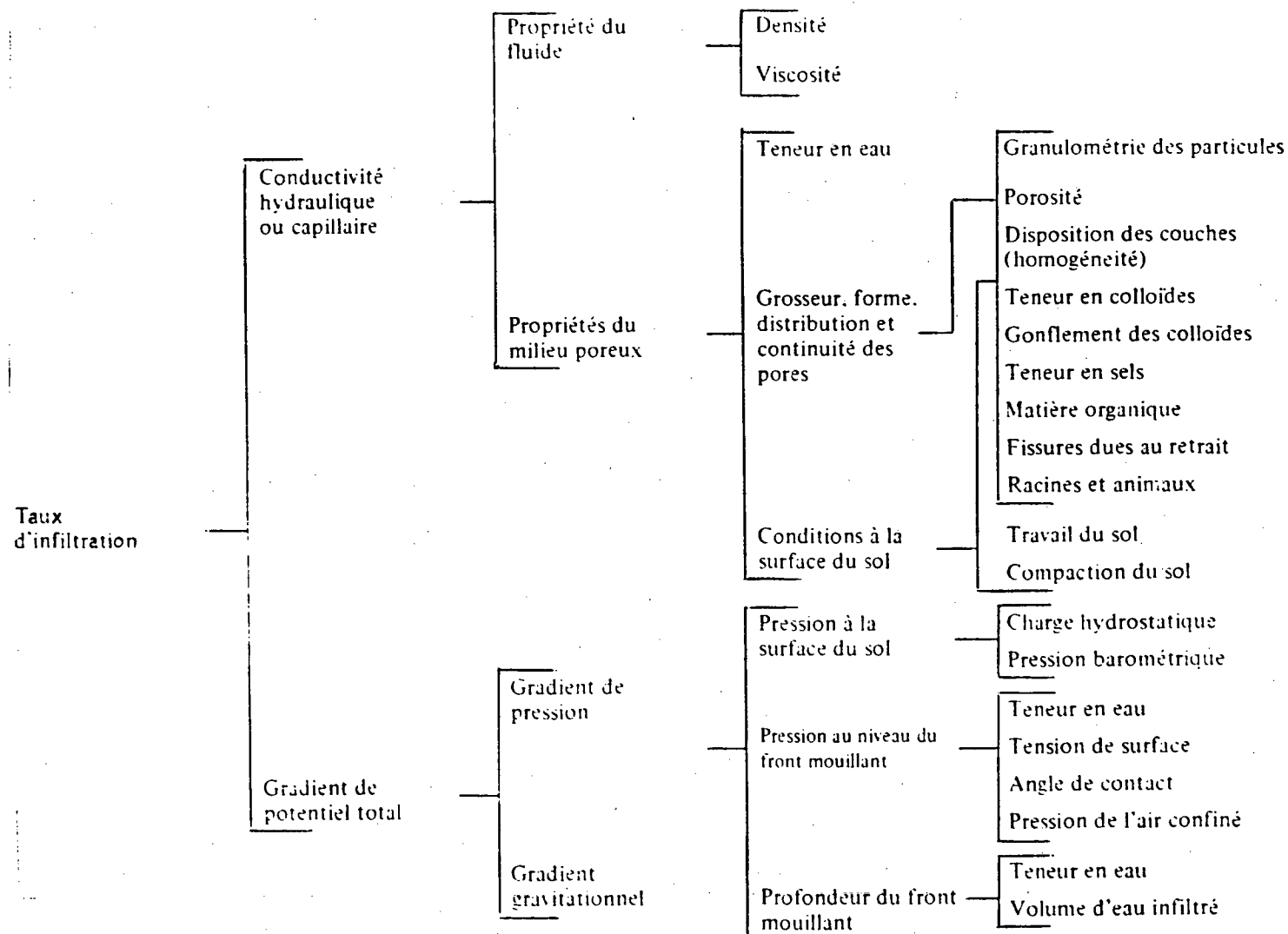


TABLEAU 3-6:

Hauteur caractéristique des aspérités:

Matériaux	Ks en pieds
Bronze, cuivre, plomb et verre	0.0001 - 0.0030
Fer forgé, acier	0.0002 - 0.0080
Fonte asphaltée	0.0004 - 0.0070
Fer galvanisé	0.0005 - 0.0150
Fonte	0.0008 - 0.0180
Douve de bois	0.0006 - 0.0030
Ciment	0.0013 - 0.0040
Béton	0.0015 - 0.0100
Tuile de drain	0.0020 - 0.010
Acier riveté	0.0030 - 0.0300
Canal uniforme en terre	0.01
Canal recouvert de fragments de maçonnerie	0.02
Lit d'un cours d'eau naturel	0.1000 - 3,0000

(Sources: Chow, 1959, Henderson, 1966)

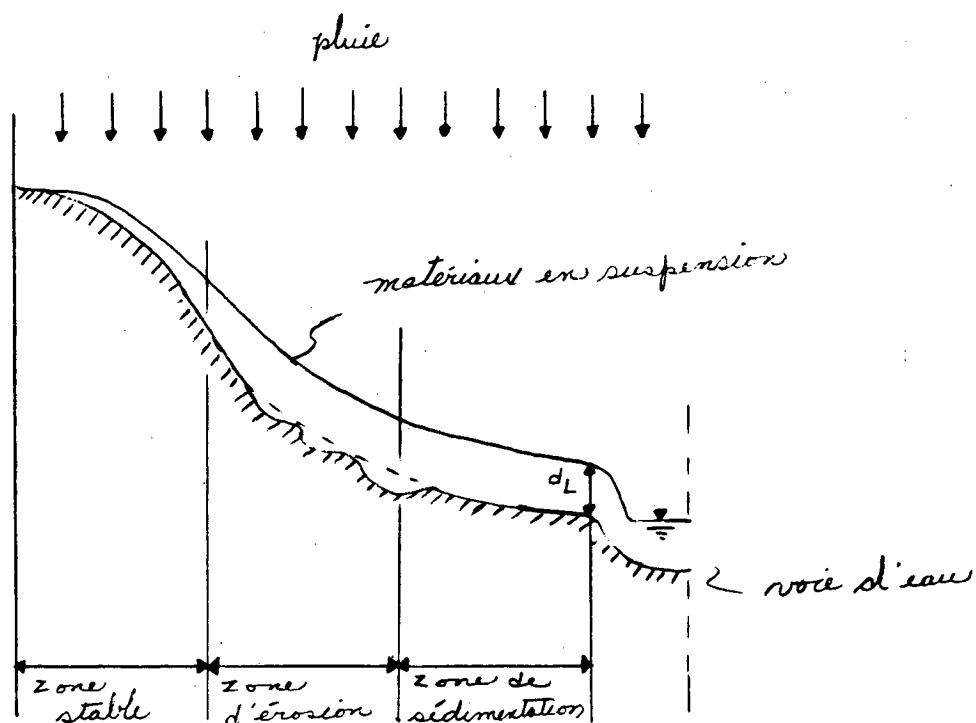


Figure 3-1:
Ecoulement de surface tel que décrit par Horton (1945).

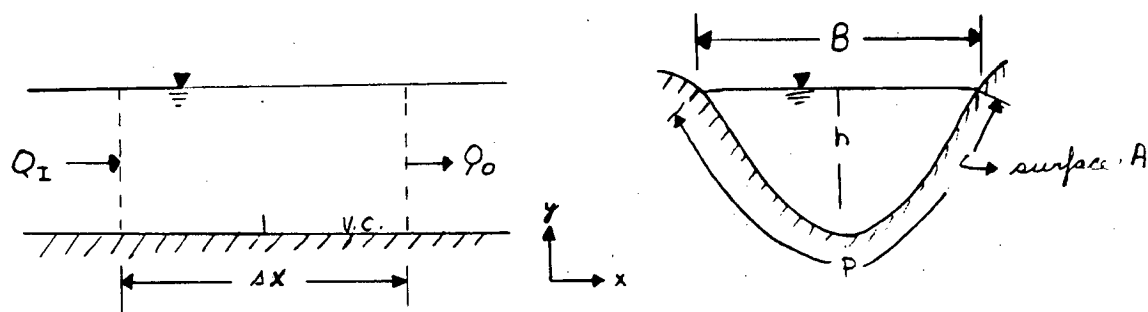


Figure 3-2: Ecoulement en une dimension.

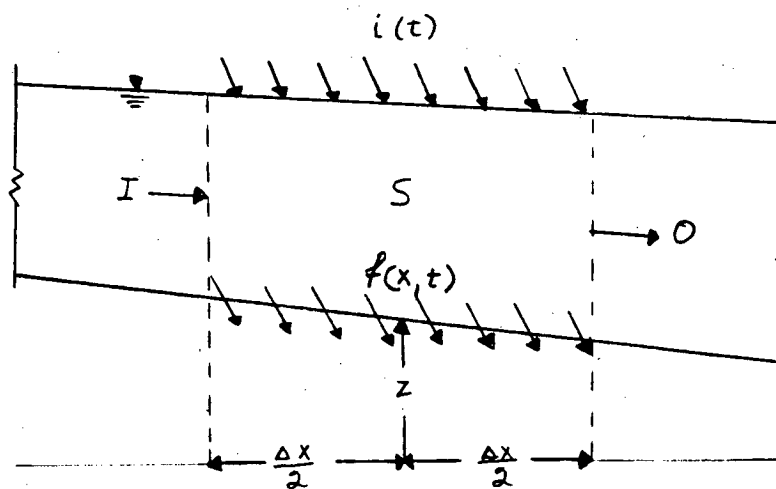


Figure 3-3: Débits en présence.

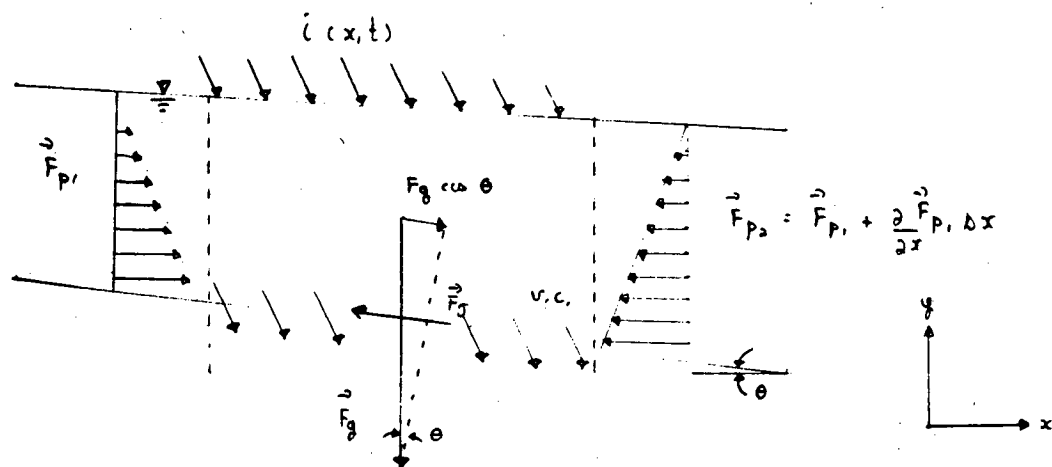


Figure 3-4: Forces en présence

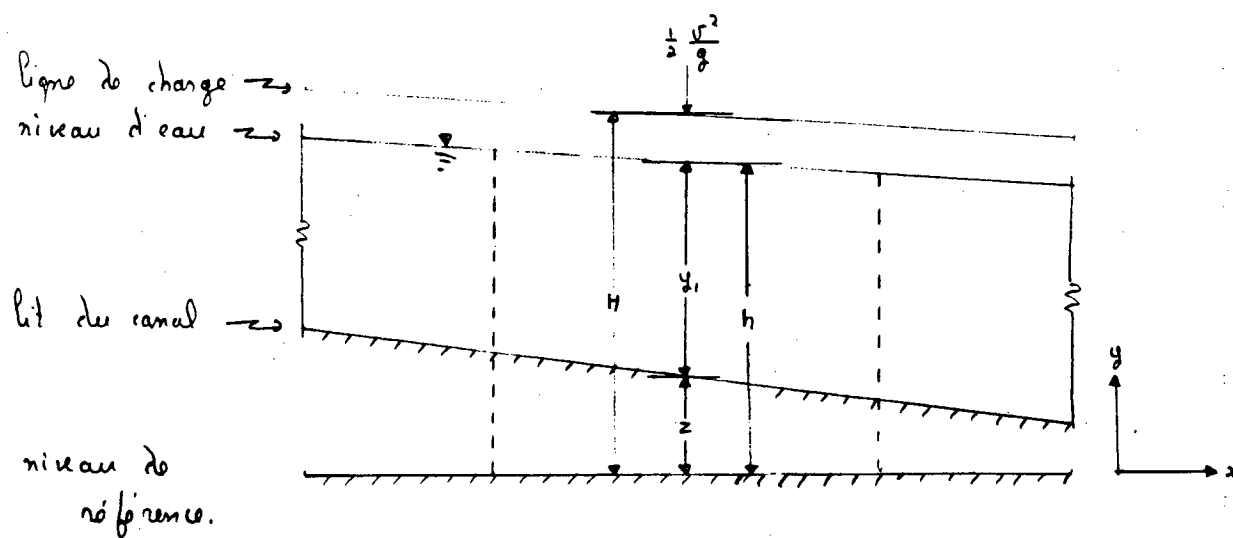


Figure 3-5: Symboles utilisés

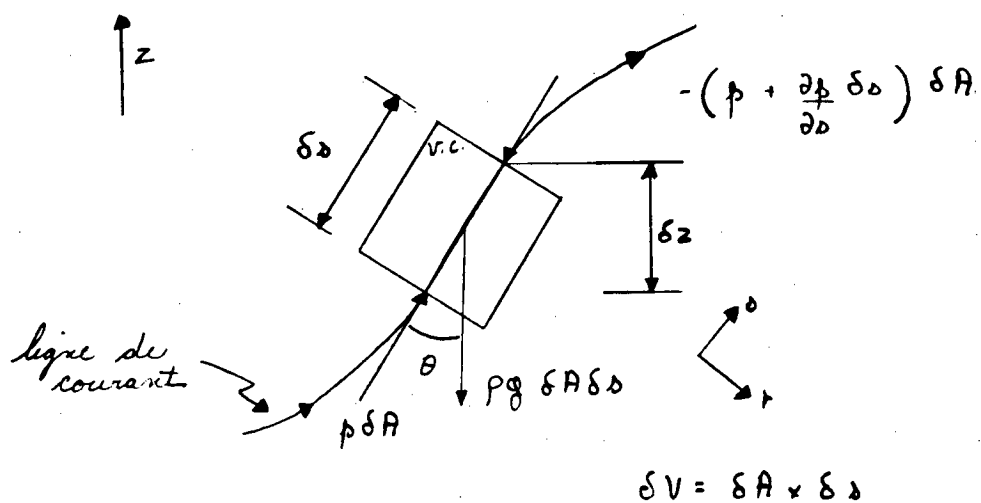


Figure 3-6: Volume de contrôle d'épaisseur unitaire.

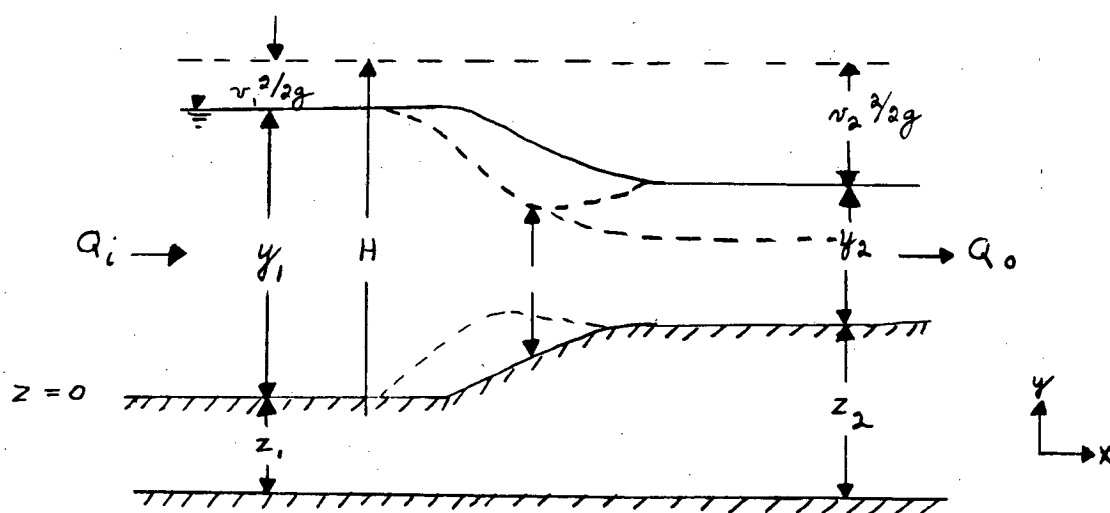
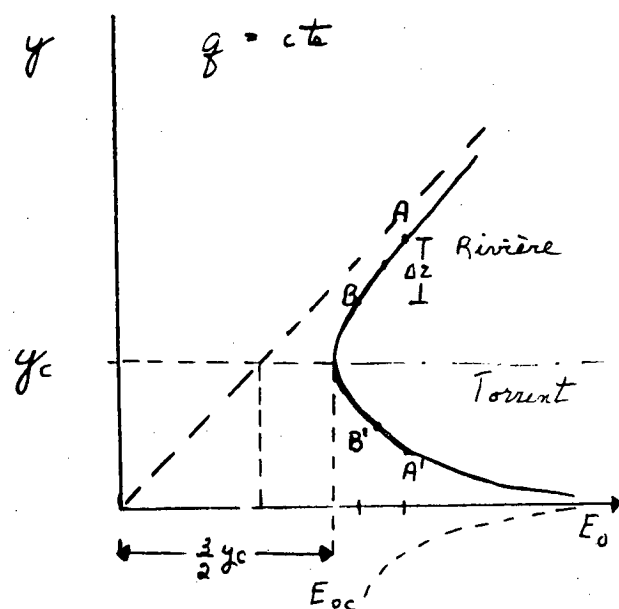
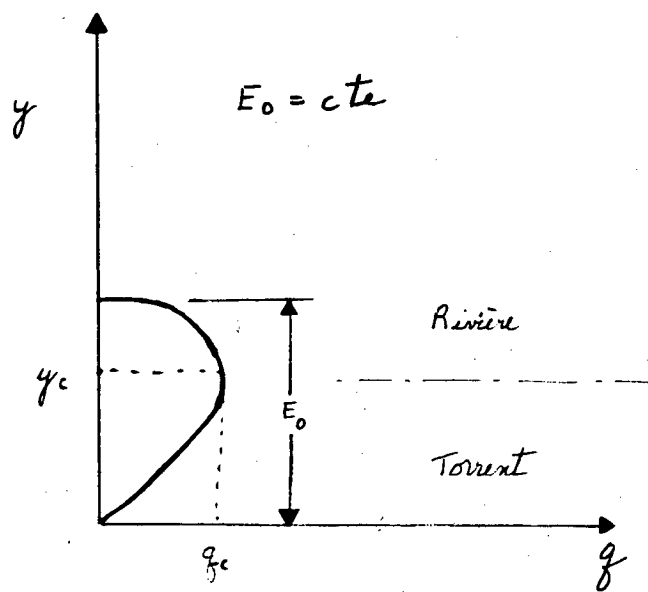


Figure 3-7:

Ecoulement graduellement varié en fonction de la profondeur du canal (z):

Figure 3-8: y vs E_0 Figure 3-9: q vs y

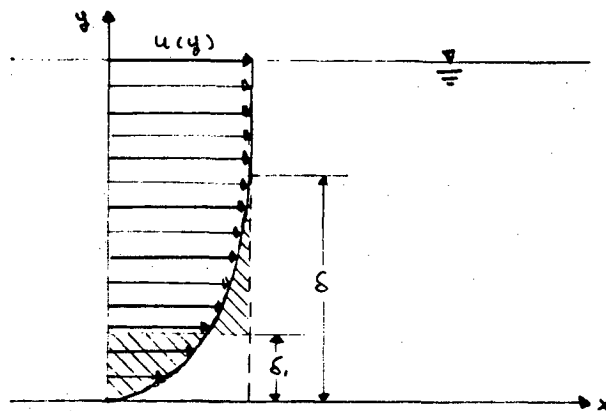


Figure 3-10: Couche limite

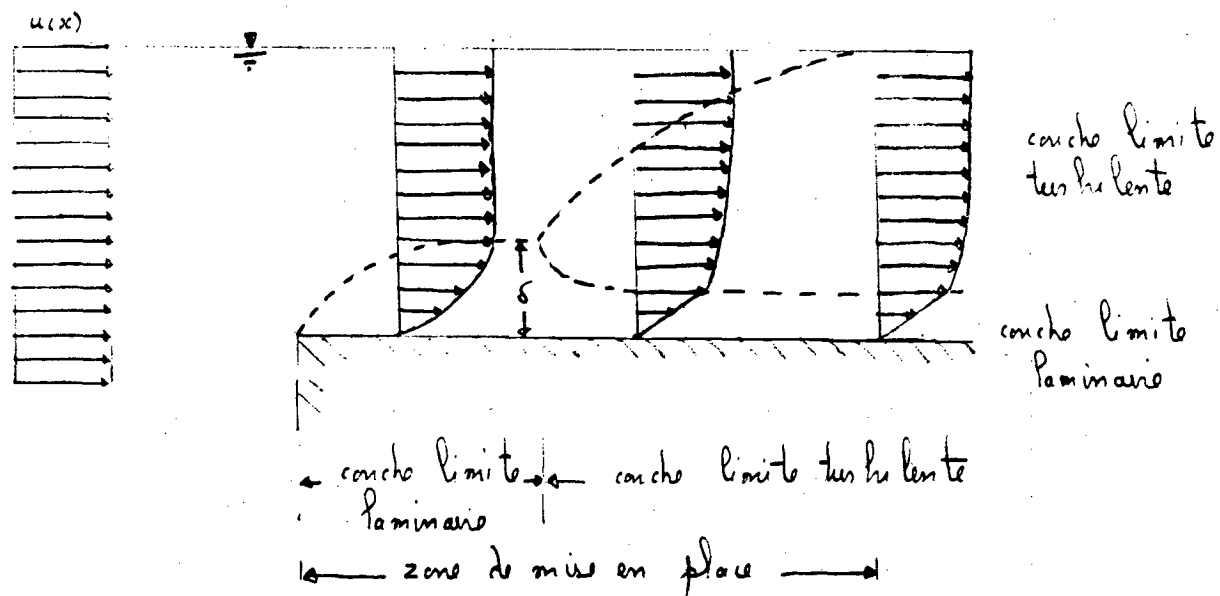


Figure 3-11: Volume de contrôle pour l'étude de la couche limite

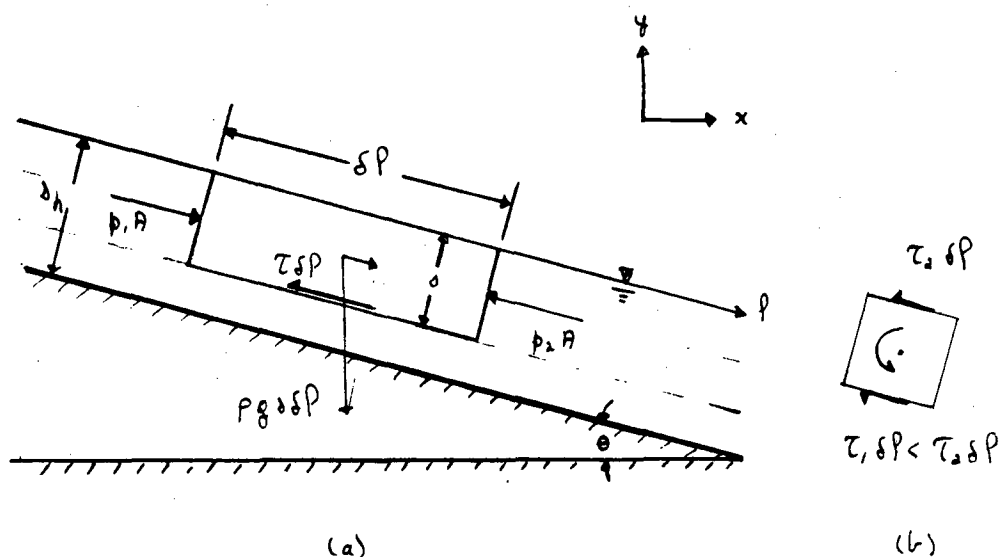


Figure 3-12: Ecoulement de surface laminaire

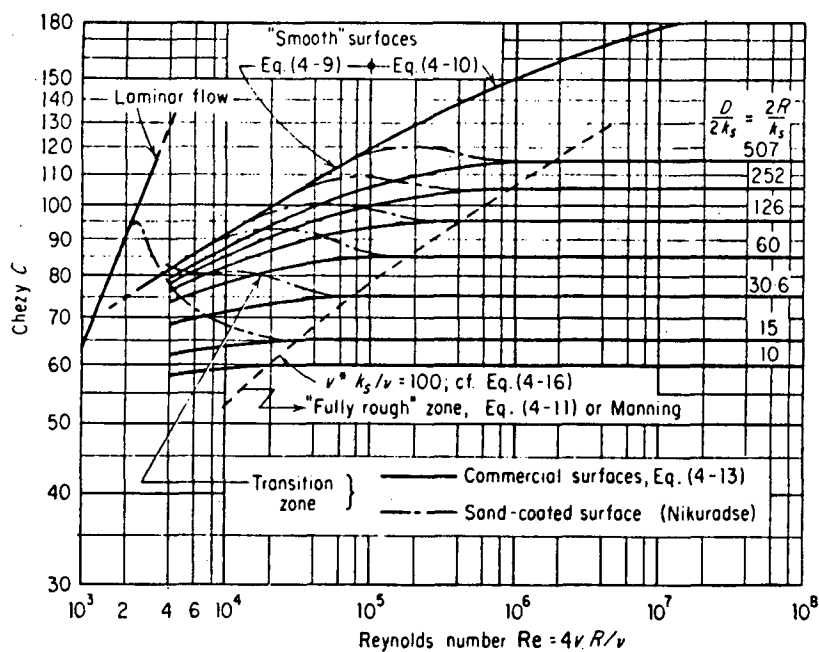


Figure 3-13:

Diagramme de Moody modifié donnant la relation entre le coefficient C et le nombre de Reynolds Re (tiré de Henderson, 1966).

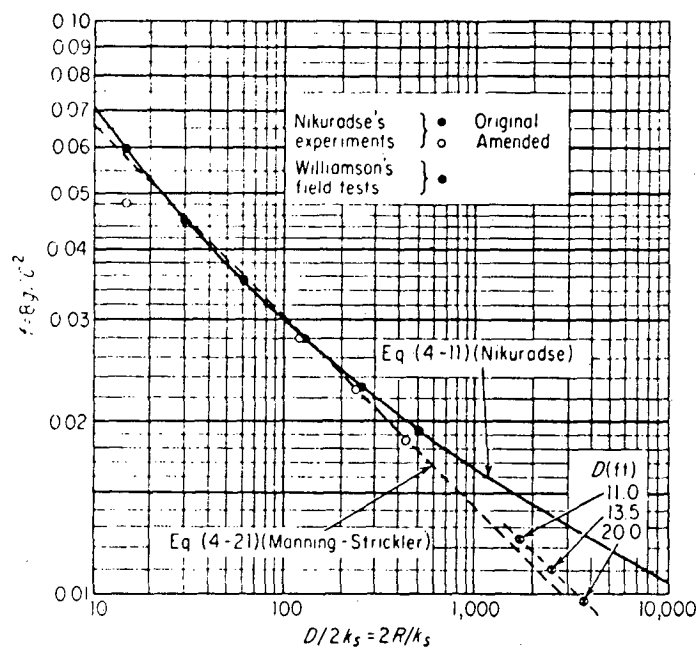
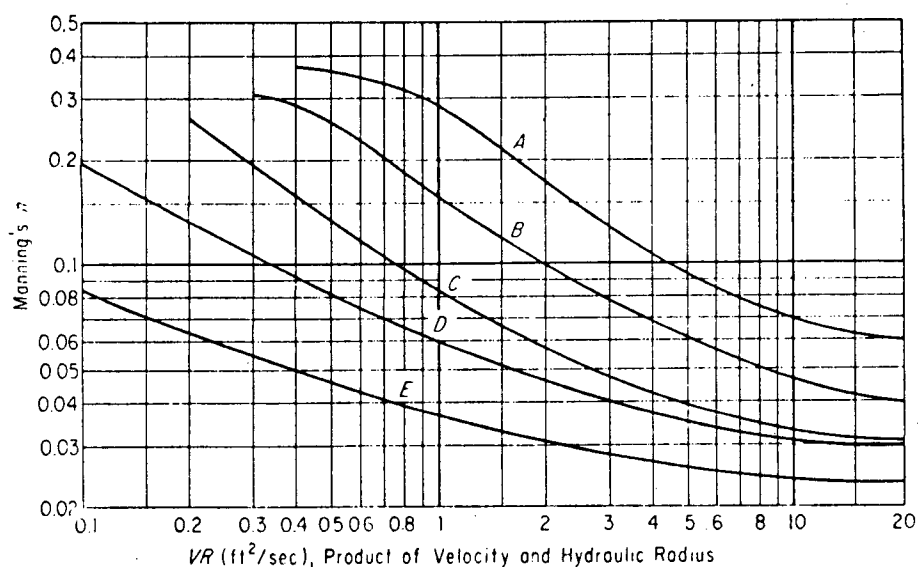


Figure 3-14:

Le comportement du coefficient de résistance f pour un écoulement très rugueux (Henderson, 1966).



Implantation	Longueur moyenne (cm)	Type de résistance
Bonne	90	A très élevée
	30 - 60	B élevée
	15 - 25	C moyenne
	5 - 15	D faible
	5	E très faible
Satisfaisante	90	B élevée
	30 - 60	C moyenne
	15 - 25	D faible
	5 - 15	D faible
	5	E très faible

Figure 3-15:

Comportement du coefficient de rugosité de Manning pour une voie d'eau enherbée: (source: Henderson, 1966).

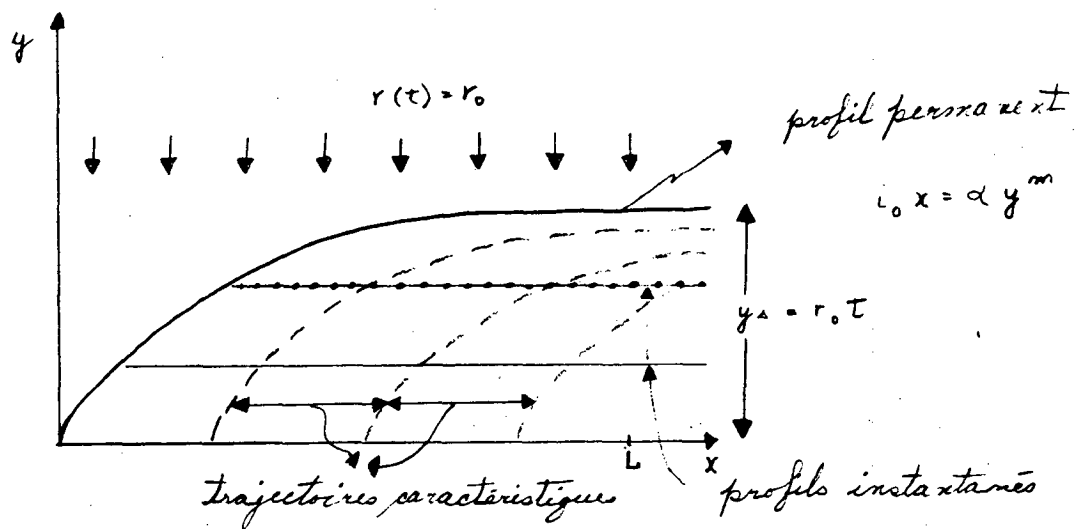


Figure 3-16:

Niveau d'eau sur une surface plane soumise à une averse
 trajectoire caractéristique: profil observé par un observateur
 se déplaçant à une vitesse c vers x^+
 profil instantané: niveau observé par un observateur stationnaire

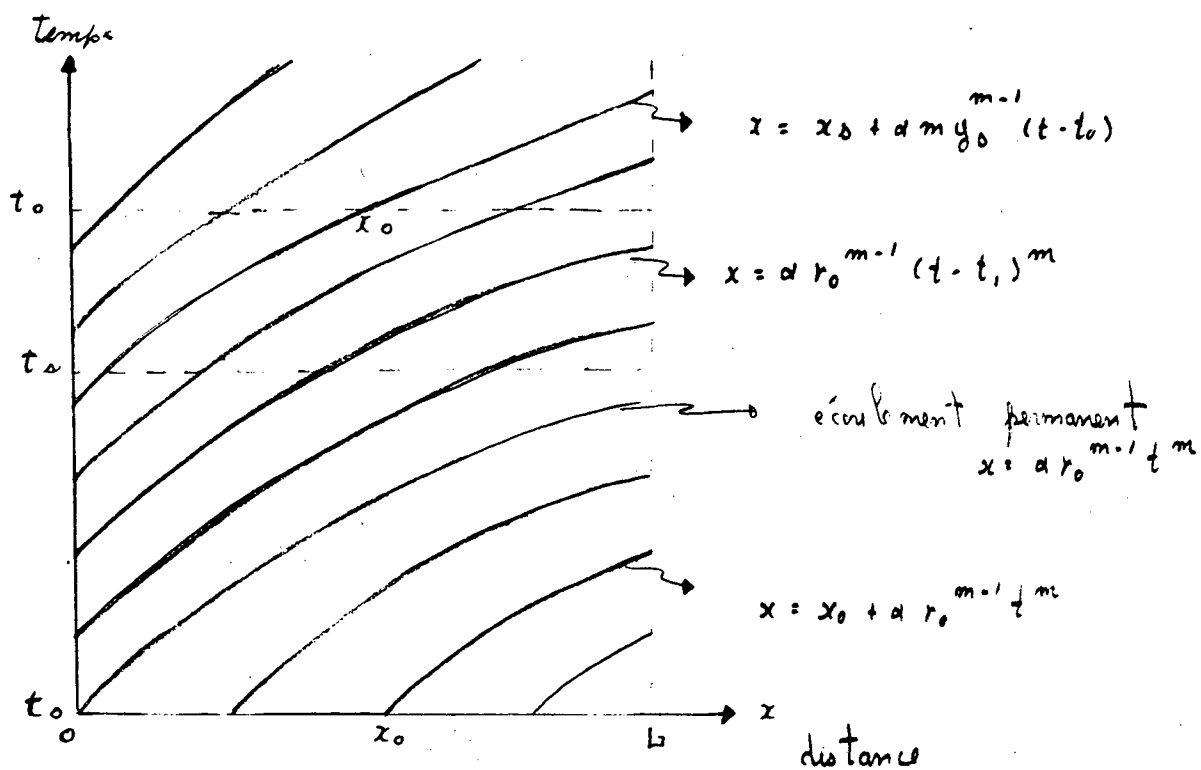


Figure 3-17: Plan caractéristique de l'écoulement.

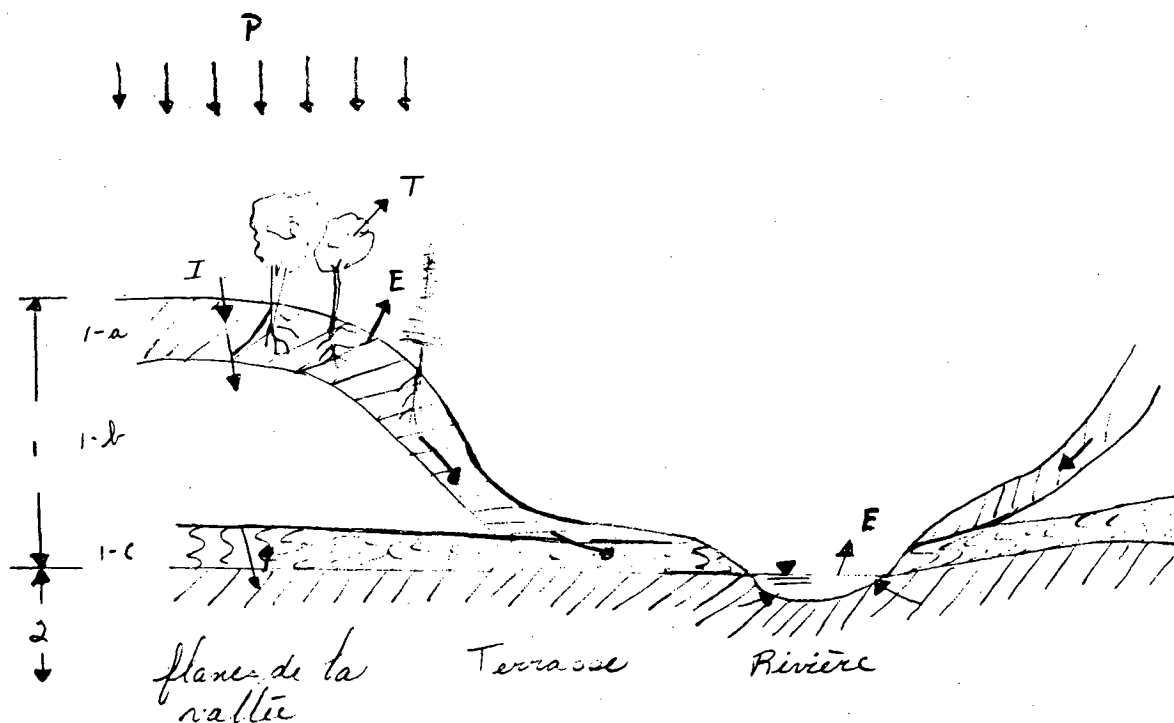


Figure 3-18: Distribution de l'eau dans le sol:

Symboles:

1- Zone d'aération	l-a: sol,
	l-b: zone intermédiaire
	l-c: frange capillaire

2- Nappe phréatique

P- Précipitations

I- Infiltration

T- Transpiration

E- Evaporation

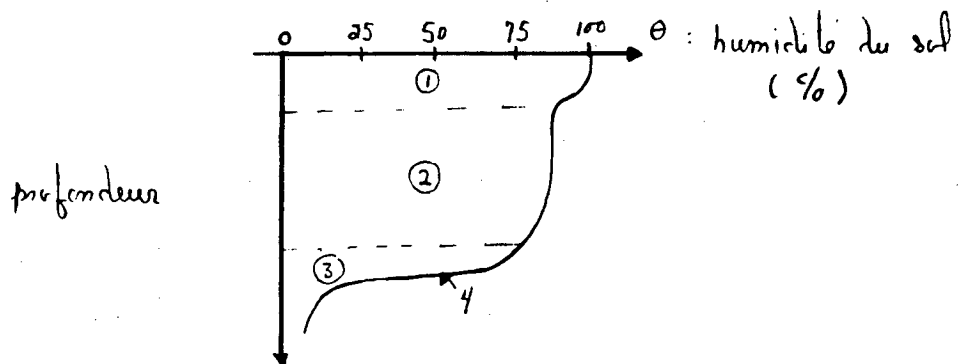
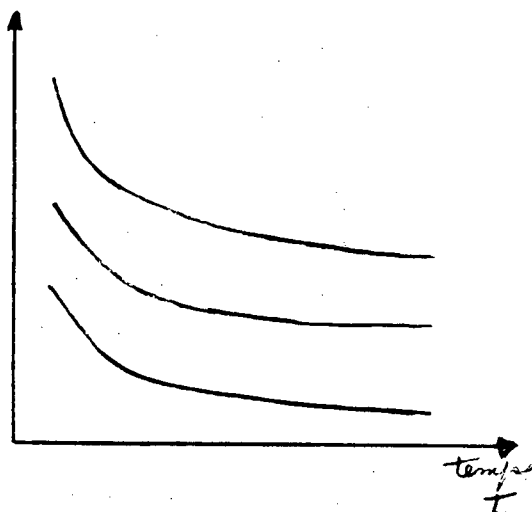


Figure 3-19: Distribution de l'humidité dans le sol.

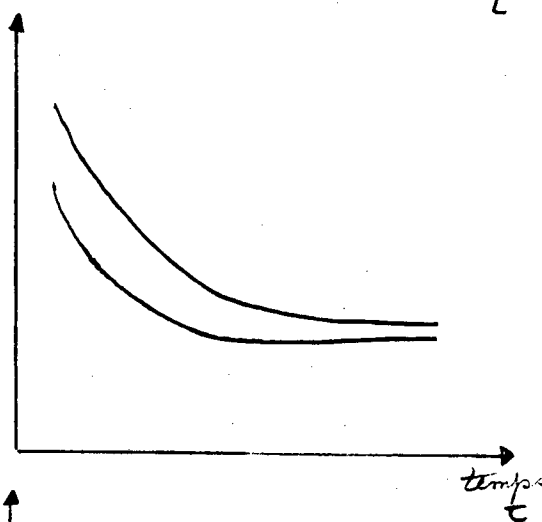
Taux
d'infiltration
 f



A

Bonne couverture et sable
Bonne couverture et argile
Argile dénudé

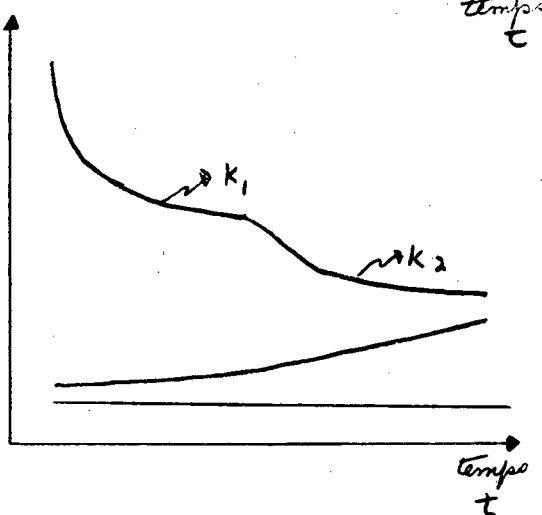
Taux
d'infiltration
 f



B

Sol initialement sec
Sol initialement humide

Taux
d'infiltration
 f



C

Sol non homogène $k_1 > k_2$
Sol gelé en période de fonte
 $T \approx 0^\circ\text{C}$
Sol gelé
 $T < 0^\circ\text{C}$

Figure 3-20: Taux d'infiltration en fonction du temps.

A- pour des sols différents

B- pour des degrés d'humidité initiale différents

C- pour des sols gelés ou non homogènes

CHAPITRE 4

EQUATION UNIVERSELLE DE L'EROSION

4.1 Introduction:

Pour évaluer le potentiel d'érosion d'une surface, on peut utiliser un modèle mathématique développé aux Etats-Unis par Wischmeir et Smith dans les années 60. *Ce modèle* Cette relation connue sous le nom d'équation universelle des pertes de sol (USLE - Universal Soil-Loss Equation) permet d'estimer les pertes annuelles moyennes de terre agricole d'un champ soumis à l'érosion pluviale. Se basant sur des données provenant de l'observation de champs standards, Wischmeir et Smith (1965) ont isolé six facteurs majeurs pour obtenir la relation:

$$X_a = R \times k \times LS \times C \times P \quad (4-1)$$

- où X_a sont les pertes annuelles moyennes de sol (t/ha),
 R est l'indice d'érosivité potentielle de la précipitation (s.d.)¹,
 k est l'indice de susceptibilité des sols à l'érosion pluviale (t/ha),
 LS est le facteur topographique qui est fonction de la pente et de la longueur du champ (s.d.),
 C est le facteur de culture, incluant la régie des cultures, des sols et des méthodes culturales (s.d.),
 P est le facteur de conservation et d'aménagement (s.d.).

En 1973, cette équation a été modifiée par le Bureau de recherche sur les autoroutes des Etats-Unis (Highway Research Board) de manière à pouvoir l'appliquer sur un chantier de construction de routes:

$$X_a = R \times k \times LS \times VM \quad (4-2)$$

où VM est un facteur de contrôle de l'érosion (s.d.).

C'est sous cette dernière forme que nous l'utiliserons.

¹ s.d.: sans dimension

4.2 Indice d'érosivité potentielle de la pluie (R):

4.2.1 L'indice d'érosivité potentielle de la pluie évalue l'habileté potentielle des pluies annuelles comme agent d'érosion. Pour déterminer ce facteur, Wischmeir et al. (1958) ont mesuré la corrélation entre l'érosion observée sur trente-cinq parcelles standards nues et cultivées dans le sens de la pente et plus de quarante variables climatiques ou météorologiques. C'est ainsi que, pour un orage donné, les pertes de sol semblent peu corrélées avec la quantité de pluie, faiblement avec les précipitations maximales observées pour des intervalles de 5, 15 et 30 minutes. Cependant la relation est meilleure avec la quantité de mouvement de la pluie et son énergie cinétique. Par ailleurs, la plus grande corrélation ($r = 0.90$) a été obtenue en utilisant le produit de l'énergie cinétique de la pluie (E) et son intensité maximale pour une période de trente minutes (I_{30}). Cette nouvelle variable (EI_{30}) s'avérait indépendante de la nature du sol, de sa topographie, de sa végétation et des mesures de conservation prises. De plus, l'introduction de nouvelles variables météorologiques n'augmentait la précision que faiblement. En fait, cet indice peut être estimé de deux façons:

4.2.2 La méthode EI_{30} :

Premièrement, on évalue le produit EI_{30} : cette valeur est obtenue à partir des relevés pluviométriques correspondant aux orages où il est tombé plus de 0.5 pouces de pluie. De plus, on considère que les averses séparées par moins de 6 heures font partie du même orage. A partir de ces données, on évalue l'énergie totale de l'orage. Cette dernière est obtenue en calculant, pour des intensités I_1 maximales de durées croissantes $\Delta T = \{5, 10, 15, \dots\}$ (en minutes) la somme des produits des énergies E_1 par la hauteur de pluie correspondante. Cette quantité s'évalue en retranchant de la hauteur totale de pluie tombée dans l'intervalle considérée, la hauteur due à l'intervalle précédent (voir la figure 4-1). Ainsi:

$$E_o = \sum_{i \in \Delta T} (h_i - h_{i-1}) \frac{E_i}{C} \quad (4-3)$$

où E_o est l'énergie totale de l'orage, (pieds/tonnes/acres ou en joules/m²),

h_i la hauteur totale de la pluie pour la durée considérée (en po ou mm),

C une constante d'unités,
 $= 100$ (système anglais),
 $= 10^4$ (système SI),

E_i l'énergie cinétique correspondant à l'intensité de la pluie pour l'intervalle i .

Cette énergie est évaluée à l'aide d'une des relations suivantes:

$$E_i = 916 + 331 \log_{10} I_i \text{ (pieds/tonnes/acres par po.)} \quad (4-4)$$

dans le système anglais, I_i est en po où

$$E_i = 70 + 22,3 \log_{10} I_i \text{ (joules/m}^2 \text{ par mm)} \quad (4-5)$$

dans le système SI, I_i est en mm.

Pour un orage isolé, on multiplie son énergie cinétique totale par l'intensité maximale observée pour une durée de 30 minutes, c'est-à-dire, le I_{30} de l'orage:

$$EI_{30} = I_{30} \times E_o \quad (4-6)$$

Pour le calcul de l'indice d'érosivité pour une saison ou une année, on calcule le produit de la somme des énergies dues aux orages individuels par la valeur du I_{30} maximale observée au cours de la période:

$$EI_{30} = I_{30} \sum_{j=1}^n E_{oj} \quad (4-7)$$

où E_{oj} est l'énergie d'un orage isolé,

n le nombre d'orages,

EI_{30} est en pieds/tonnes/acres ou en joules/m².

Deuxièmement, on évalue le facteur d'érosivité R à partir de l'analyse de la fréquence de récurrence de la variable aléatoire EI_{30} : pour ce faire, on détermine la fonction de répartition des fréquences cumulées des valeurs EI_{30} annuelles observées pour une période minimale de 22 ans (Wischmeir 1962), c'est-à-dire:

- 1- on ordonne les valeurs EI_{30} par ordre décroissant,
- 2- on les porte sur du papier de probabilité log-normale, leur abscisse étant donnée par:

$$x = 100 \frac{M}{N + 1} \quad (4-8)$$

où M est le rang de EI_{30} ,

N est le nombre d'années de la série des données.

Comme par définition, l'indice d'érosivité R correspond à la valeur du EI_{30} possédant une récurrence de 2 ans, il sera donné par le EI_{30} moyen. Cependant, pour tenir compte de conditions climatiques extrêmes, on peut prendre un intervalle de récurrence de cinq (5) ou dix (10) ans.

4.2.3 Méthode approximative :

En comparant la valeur du EI_{30} moyen avec plusieurs facteurs climatiques. Wischmeir (1962) observa dans le cas de données provenant des régions situées à l'est du Mississippi, une corrélation significative ($r^2 = 0.95$) entre le EI_{30} moyen et le produit des précipitations moyennes annuelles (P_a), les précipitations d'une heure et de vingt-quatre heures pour une récurrence de 2 ans ($P_{1h-2ans}$ et $P_{24h-2ans}$). Ainsi:

$$R = C \times P_a \times P_{1h-2ans} \times P_{24h-2ans} \quad (4-9)$$

où C est un coefficient d'unités = 6.1×10^5 (SI)
1 (anglais)

4.2.4 Remarques:

- 1- L'indice d'érosivité R calculé par la méthode EI_{30} n'est pas une prédiction mais seulement une indication de la probabilité que la force érosive des précipitations liquides prenne une certaine valeur dans le futur.
- 2- Cet indice ne tient pas compte de l'érosion due au ruissellement de l'eau occasionné par la fonte des neiges ou par les précipitations de faible intensité mais de longue durée sur un sol saturé. Pour le Québec, ces sources d'érosion sont importantes.
- 3- A la figure 4.2, on retrouve une carte de l'indice d'érosivité présentée au 8ième colloque de génie rural par Robert Lagacé (1980). Elle a été obtenue en appliquant la formule approximative (4.9) sur des données publiées par Ferland et Gagnon (1967 et 1974).
- 4- La valeur de l'indice d'érosivité pour une période d'observation moindre qu'un an doit être pondérée à l'aide de sa fonction de répartition annuelle. Ce calcul permet de tenir compte de la distribution des précipitations au cours d'une année. On retrouve au tableau 4.1 la répartition mensuelle de l'indice d'érosivité pour le Québec.

4.3 Indice de susceptibilité des sols (k):

Le facteur k mesure la vulnérabilité du sol à l'érosion hydrique. Il est indépendant de la pente du terrain mais dépend des propriétés physiques et chimiques du sol (granulométrie, agrégation, porosité...).

Cet indice représente, pour une unité d'érosivité de la pluie, les pertes de sol d'une parcelle standard de 22,1 m (72,6 pi.) de long possédant une pente de 9%, labourée suivant le sens de la pente et maintenue en jachère. Il peut être déterminé expérimentalement ou à l'aide d'un nomogramme dû à Wischmeir et al (1971). Ce dernier a été établi à la suite de l'analyse d'observations provenant de nombreuses parcelles de terrain.

Pour l'utiliser, on doit déterminer les pourcentages de silt, de sable et de matières organiques du sol, évaluer sa structure et sa perméabilité.

Même si aux Etats-Unis, il fait preuve d'une précision acceptable ($\approx 0.02t/ha$), sa validité au Québec peut être grandement affectée par les différences que présentent nos sols. Une adaptation du nomogramme de Wischmeir est donnée à la figure 4-4.

4.4 Facteurs topographiques (LS):

Ce sont des facteurs subsidiaires de l'équation de base qui comparent la pente et la longueur du champ observées aux conditions topographiques standards. Ce sont:

- L :** le facteur de longueur qui établit un rapport entre les pertes de sol observées dans un champ de longueur donnée et celles d'un champ de longueur standard (72,5 pieds ou 22,1 mètres),
- S :** le facteur de raideur qui établit un rapport entre l'érosion observée dans un champ de pente donnée et celle d'un champ de pente standard (9 pourcent).

4.4.1 Pour une pente régulière:

Se basant sur l'analyse des calculs de régression effectuées sur des données provenant de l'observation de parcelles de sols soumis à l'érosion, Smith et Wischmeir (1957) ont établi les rapports suivants:

1° Pour le facteur "L":

$$L = \left(\frac{p}{p_{st}} \right)^m \quad (4-10)$$

où **L** est le facteur de longueur de la pente,

l est la longueur de la pente,

$\frac{l_{st}}{AE}$ est la longueur standard soit 72,6 pieds ou 22,1 m,

m est un exposant qui dépend des caractéristiques du sol de l'ampleur des tempêtes et de la pente.

Pour fins de calcul, on prend:

$$m = \begin{cases} 0,3 \leq s & ,5\% \\ 0,5 < s & s \leq 10\% \\ 0,6 > s & 10\% \end{cases} \quad (4-11)$$

où s est la pente. La longueur de la pente l est définie comme étant la longueur du trajet que peut effectuer l'écoulement depuis le haut du champ jusqu'à une structure d'interception. Cette relation a été établie pour des longueurs variant de 22,1 m à 192 m, mais où seulement deux cas sur quinze possédaient des longueurs plus grandes que 44,2 m (145 pieds) (82 et 192 m).

2° Pour le facteur "S":

$$S = \frac{0,43 + 0,30s + 0,043s^2}{6,613} \quad (4-12)$$

où S est le facteur d'inclinaison de la pente,
 s est l'inclinaison de la pente (%).

$$s = 100 \times \frac{\text{hauteur}}{\text{longueur}} \quad (4-13)$$

Cette relation provient de l'analyse de données observées pour des pentes variant de 3 à 22%. Elle a été modifiée par Calvin et al. (1978) pour tenir compte des pentes allant jusqu'à 50%:

$$S = \frac{650 + 454s + 65s^2}{104 + s^2} \quad (4-14)$$

A la figure 4-5, on retrouve un nomogramme préparé par J.L. Daigle (1980) pour calculer le facteur "LS".

4.4.2 Pour une pente irrégulière:

Dans le cas où une surface présente plusieurs tronçons de pentes différentes, on doit modifier les relations (4-10) et (4-14). En effet, l'équation universelle étant basée sur l'hypothèse que le débit solide est limité uniquement par la quantité de matériel détachable du sol et non par la compétence du ruissellement, on doit, pour un tronçon donné, tenir compte du débit solide provenant des tronçons amonts. Ce facteur LS complexe est évalué à l'aide de la relation:

$$LS = \frac{1}{kn} \sum_{i=1}^n \left\{ (L_i S_i) k_i - (L_{i-1} S_i) k_{i-1} \right\} \quad (4-15)$$

où LS est le facteur topographique complexe,

L_i est le facteur de longueur du tronçon i donné par l'équation (4-10) où " l " égale " k_i " i.e. la longueur depuis le haut de la pente,

S_i est le facteur de raideur pour le tronçon i calculé à l'aide de la relation (4-14),

k_i est la longueur de la pente du haut du champ jusqu'à la fin du tronçon i ;

$$k_i = \sum_{j=1}^i l_j \quad (4-16)$$

n est le nombre de tronçons,

l_j la longueur de chaque tronçon.

La relation (4-14) obtenue en premier par Foster et Wischmeir (1974) et modifiée par Calvin et al. (1978) permet d'identifier quels tronçons sont plus susceptibles d'être érodés (voir figure 4-6). On retrouve au tableau 4-3 un programme APL calculant le facteur LS pour une pente simple ou complexe.

4.5 Facteur de contrôle de l'érosion VM:

Ce dernier facteur subsidiaire permet de pondérer notre estimation de l'érosion en tenant compte:

- a) du travail de la terre: labourage, compactage...,
- b) de la présence de végétation,
- c) de l'application de mesures de conservation.

La valeur du coefficient associé à chacune de ces mesures est empirique et basée sur l'expérience. On en a regroupé quelques-uns dans le tableau 4-2.

D'une façon générale, la présence d'une couche végétale diminue l'érosion. En effet, par son couvert, elle intercepte la pluie, ce qui absorbe une partie de l'énergie des gouttes d'eau et diminue le ruissellement, par ses troncs, elle augmente la résistance à l'écoulement ce qui en diminue la vitesse et par ses racines, elle structure le sol.

Pour ce qui est des mesures de conservation, elles modifient l'érodabilité du sol soit, en réduisant l'impact des gouttes de pluie i.e. en absorbant une partie de leur énergie cinétique, soit en consolidant la structure du sol, c'est-à-dire en liant fortement les particules qui le constituent. On voit donc que la présence d'un couvert végétal constitue une bonne mesure de conservation. Il est à remarquer que les mesures peuvent être temporaires, ce qui permet d'éviter une trop grande érosion lors d'une courte période de temps (exemple: l'application d'un paillis), ou permanentes (exemple: couvert végétal, empierrement...). Ainsi, lors de l'évaluation des pertes annuelles de sol, on doit tenir compte de la période de l'année où les mesures sont appliquées et de la proportion des précipitations totales qui s'y rapporte. Dans un tel cas, le facteur VM devient:

$$VS = \sum_{i=1}^{12} k_i (VM)_i \quad (4-16)$$

où VM est le facteur de conservation annuelle,

i est l'indice du mois où la mesure $(VM)_i$ est appliquée,

k_i est le pourcentage de la contribution du i ème mois à l'indice annuel de l'érosivité de la pluie (tableau 4-1),

$(VM)_i$ est le coefficient de la mesure prise au i ème mois.

Par défaut, $(VM)_i$ est égal à un (1).

4.6 Utilités et limites de l'équation universelle de l'érosion:

L'équation universelle des pertes de sol permet d'estimer sur un terrain homogène l'érosion normale moyenne à long terme due aux pluies et au ruissellement qui les accompagne (érosion en nappe et par rigoles). Elle est simple, facile d'utilisation et fiable. En effet, on s'en est servi pour prédire les pertes annuelles moyennes sur des parcelles expérimentales américaines avec une déviation standard de 15% (0 à 40%) (Wischmeir, 1976). Ainsi, ses prédictions sont valables pour des années identiques (R), pour des saisons où des orages semblables (EI_{30}). En fait, la période d'observation doit être à l'ordre de 20 à 22 ans. Sur des périodes plus courtes, de nombreuses variables secondaires (saison sèche ou pluvieuse, température sur ou sous la normale, sol labouré ou piétiné, ...) peuvent influencer les pertes de sol à court terme. A long terme, leurs effets tendent à s'annuler.

Même si elle a été établie aux Etats-Unis à partir de données provenant de parcelles de sol agricole, elle a été appliquée ailleurs dans le monde (Hudson, 1971) et utilisée dans des domaines non agricoles (Farmer et al. 1976, Vanoni, 1970).

Ainsi, le problème de son utilisation au Québec n'est pas dans son adaptation aux conditions locales, mais dans l'obtention des facteurs locaux représentatifs des différentes conditions pédologiques et climatiques qui s'y retrouvent. Ainsi, on devra modifier l'indice d'érosivité de la pluie de manière à tenir compte du gel du sol et de l'érosion nivale.

De plus, on devra déterminer de nouveaux facteurs de contrôle pour tenir compte du couvert nival et de glace. Comme cette équation est empirique, elle nous apporte aucune information sur les mécanismes de l'érosion. On est donc restreint à l'utiliser comme une boîte noire. De plus, elle ne tient pas compte du ravinement, de l'érosion nivale et de la sédimentation de particules dans les dépressions, les baises, les fossés ou les bordures du terrain. Ce dernier phénomène est important puisqu'ainsi, une grande partie du sol érodé peut rester sur le terrain et ne jamais atteindre un cours d'eau permanent. On a observé que cette proportion peut aller jusqu'à 90% du sol arraché (Vanoni, 1970). De plus, cette équation n'a pas été conçue pour prédire les pertes de sol hors des champs (fossé, ravin, forêt, marécage...) ni les pertes de sol d'une année donnée, d'une saison particulière ou d'un orage.

4.7 Extension à un bassin de drainage:

L'équation universelle de pertes des sols a été établie sur la base d'un terrain individuel. En effet, ceux qui l'ont conçue, cherchaient un outil spécifique et sûr pour aider au choix de mesures de conservation de l'eau et des sols sur les terres agricoles. On peut cependant l'utiliser pour évaluer les pertes de sols totales dues aux processus d'érosion de surface observés sur l'ensemble d'un bassin de drainage. La procédure paraît relativement simple. Elle peut se résumer ainsi:

- 1° on subdivise le bassin en surfaces A_i de caractéristiques topographiques et pédologiques uniformes,
- 2° on évalue les pertes de sol pour chacune des surfaces,
- 3° on estime ces pertes pour l'ensemble du bassin.

Malheureusement, cette extension des calculs sur la base d'un bassin de drainage n'est pas si simple. En effet, pour obtenir une estimation variable, on doit tenir compte des faits suivants:

- 1° qu'une partie des matériaux érodés ne quitte pas immédiatement le bassin,

- 2° qu'une partie des matériaux exportés à l'extérieur du bassin proviennent des ravins et de l'érosion du lit et des berges des cours d'eau qui le drainent,
- 3° que la plus grande partie des sédiments transportés en suspension dans les cours d'eau proviennent des eaux de ruissellement,
- 4° que la capacité de transport des cours d'eau dépend principalement de l'intensité du ruissellement,
- 5° qu'en période de crue, une grande partie du ruissellement provient de la fonte du couvert nival,
- 6° que les précipitations sont réparties d'une façon non uniforme dans une année et d'une année à l'autre,
- 7° etc.

Dans le but de concilier les calculs avec les observations effectuées sur le terrain, on a proposé les solutions suivantes:

4.7.1 Taux d'exportation T_x :

Si on additionne les pertes de sol calculées pour chaque surface individuelles du bassin, on estime les quantités de matériaux déplacés de leur position originale. Cependant, si on veut évaluer la quantité de matériaux exportés à l'extérieur du bassin, on doit pondérer cette somme pour tenir compte de la sédimentation des colluvions (dépôts de particules fines au bas des pentes, des dépressions du terrain et à ses extrémités) et des alluvions (dépôts dans les plans et cours d'eau). De plus, à cette somme, on doit rajouter les quantités de sédiments provenant des ravins et de l'érosion du lit et des berges des cours d'eau.

Malheureusement, à notre connaissance, il n'existe pas de relations sûres permettant d'évaluer le taux de déposition des sédiments et la capacité d'érosion des ravins. Pour pallier à ces

manques, on peut pondérer la somme des pertes individuelles à l'aide du taux de transport ou d'exportation des sédiments (sediment delivery). Cette dernière variable mesure la capacité des eaux de drainage (ruissellement et écoulement dans les cours d'eau) comme agent de transport des sédiments de leur source à tout lieu situé en aval. Ainsi:

$$T_x = \frac{Q_{sa}}{X_T} \quad (4-17)$$

où Q_{sa} : est le débit solide annuel (sediment yield) mesuré en un point aval du cours d'eau principal drainant le bassin,

X_T : sont les pertes de sol calculées du bassin en amont du point d'observation.

Ordinairement, ces pertes sont évaluées en additionnant les pertes de sol X_i calculées pour chaque surface individuelles du bassin:

$$X_T = \sum_{i=1}^n X_i \quad (4-18)$$

où n est le nombre de surfaces élémentaires du bassin.

A cette somme, on peut rajouter les quantités de sédiments dues au ravinement et à l'érosion du lit et des berges des cours d'eau.

Malheureusement, cette procédure n'est valable que si l'on désire estimer les pertes de sol d'un bassin particulier, dans des conditions données et sur une longue période de temps. En fait, on ne peut utiliser ni les pertes de sol calculées, ni le taux de transport du bassin pour faire des prédictions sur la base d'un événement météorologique particulier (orage ou période de fonte) ou d'une courte période de temps (moins d'un an). De plus, on ne peut évaluer le taux de transport d'un bassin donné que si l'on possède des données sur les débits solides annuels pour un grand nombre d'années.

Pour plus d'information, on peut consulter les articles de Vanoni et al. (1970), Williams et Berndt (1972) et Wischmeier (1976).

4.7.2 Débit de délavage:

Généralement, on considère que les sédiments sont transportés dans un cours d'eau de deux manières principales:

- 1° en suspension s'ils sont relativement fins par rapport à la compétence de l'écoulement,
- 2° par charriage s'ils sont plus gros (voir 5.3.3). Ainsi, le débit solide du cours d'eau sera donné par la somme des débits solides en suspension (Q_{ss}) et par charriage (Q_{sc}).
Or, on peut supposer que les sédiments transportés en suspension dans un cours d'eau proviennent principalement des processus d'érosion de surface. Dans un tel cas, la concentration de ces particules dépend essentiellement des quantités de sédiments amenées aux cours d'eau et non de leur capacité à les transporter. Ainsi, le débit solide en suspension est égal aux charges (débits) de délavage du bassin, c'est-à-dire aux quantités de sédiments entraînés vers les différents cours d'eau du bassin par les eaux de ruissellement. D'après Vanoni et al. (1970), cette charge de délavage (wash load) est proportionnelle à la puissance m du débit liquide:

$$Q_w = B Q^m \quad (4-19a)$$

où B est une variable qui dépend des pertes de sol des surfaces émergées du bassin ($B \approx X_T$),

et m est une constante voisine de l'unité.

Dans de telles conditions, la concentration des sédiments en suspension est donnée par X_T . En effet:

$$C_w = \frac{Q_w}{Q} = B Q^{m-1} = B = X_T \quad (4-19b)$$

puisque $m \approx 1$.

Par ailleurs, le débit par charriage des sédiments est déterminé par le produit de la vitesse de l'écoulement et de sa compétence, c'est-à-dire de sa capacité d'entraîner des matériaux d'un certain poids compte tenu de sa vitesse. En fait, cette dernière variable est égale aux efforts de cisaillement qu'exerce l'écoulement sur son lit et ses berges. Ces derniers étant proportionnels au carré de la vitesse moyenne (voir 3-38), on obtient:

$$Q_{dc} \propto \bar{v}^3 \quad (4-20)$$

De plus, si l'écoulement est décrit par une onde cinématique, on trouve: $Q_L \propto y^n$ et $\bar{v} \propto y^{n-1}$ où y est la hauteur de l'écoulement. En remplaçant dans (4-20), on obtient:

$$Q_{dc} = k Q^{3\left(\frac{n-1}{n}\right)} \quad (4-21a)$$

où k est une variable qui dépend du cours d'eau considéré.

Ainsi, dans le cas d'un écoulement turbulent où l'équation de Manning-Stricker s'applique, la relation (4-22) se réécrit:

$$Q_{dc} = k Q^{1.2} \quad (4-21b)$$

puisque $n = 5/2$.

En additionnant les débits solides en suspension et par charriage, on trouve la charge totale transportée par l'écoulement:

$$Q_{dt} = B Q^m + k Q^{3\left(\frac{n-1}{n}\right)} \quad (4-22)$$

Remarques:

- 1- Les variables B, K, m et n doivent être déterminées à partir de mesures effectuées sur le terrain.
- 2- Il existe une certaine ambiguïté concernant l'origine de la charge de délavage. En effet, certains auteurs l'attribuent à l'écoulement direct (quickflow) des eaux de précipitation ou de fonte, c'est-à-dire aux quantités d'eau qui atteignent directement les cours d'eau du bassin. Or, cet écoulement est donné par la somme des quantités d'eau tombant directement sur les plans et cours d'eau, au ruissellement de surface et au ruissellement hypodermique (ruissellement s'effectuant juste sous la surface du sol). Ainsi, même si cet écoulement direct est responsable d'une grande partie des débits de crues observés au printemps ou à la suite d'un orage, on ne peut le prendre comme un synonyme de l'écoulement de surface (voir Ward, 1975).
- 3- Si un plan d'eau (étang, bassin de sédimentation ou de retenu, lac,...) se trouve en amont du point d'observation, la relation (4-22) cesse d'être valable. En effet, une fraction plus ou moins importante des sédiments transportés depuis leur source jusqu'au plan d'eau peuvent s'y déposer. Cette fraction dépend des capacités de transport des écoulements qui traversent le plan d'eau et du temps de séjour du mélange eau-sédiments. Ainsi, il faut corriger les relations (4-19a et b) pour tenir compte des alluvions déposés au fond du plan d'eau.
- 4- La relation (4-22) peut être utilisée pour évaluer le débit solide annuel Q_{sa} dans le cas où ces données manqueraient.

4.7.3 Indice d'érosivité du ruissellement:

Comme il a été dit précédemment, l'équation universelle de l'érosion a été établie pour prédire les pertes de sol moyennes annuelles. Or, l'indice d'érosivité potentielle des précipitations R utilisé pour les calculs, représente la valeur moyenne locale de cet indice sur une période de 22 ans (ou moins selon le nombre d'années disponibles lors de son estimation). Ainsi, la valeur observée de l'indice pour une année particulière sera habituellement comprise dans un intervalle allant de la moitié au double de sa valeur estimée (Wischmeier, 1976). Cette grande variance de l'estimateur R provient principalement de la répartition non uniforme des orages à l'intérieur d'une même année et d'une année à l'autre.

Pour pallier à cet inconvénient, certains auteurs (Vanoni et al., 1970; Williams et Berndt, 1972; Wigham et Stolte, 1973; Fogel et al., 1976...) ont suggéré:

- a) d'effectuer les calculs sur la base d'un orage individuel,
- b) de remplacer l'indice d'érosivité potentielle de la pluie par celui du ruissellement.

Dans un tel cas, l'équation universelle des pertes de sol devient:

$$X_0 = 95 \left(Q P_n \right)^{0.56} k \times L S \times C \times P \quad (4-23)$$

où X_0 sont les pertes moyennes dues à un orage, (tonnes),

Q est le débit de pointe de l'hydrogramme unitaire (pi^3/s),
(voir l'annexe I),

P_n est l'averse nette (po),

les variables k, LS, C et P ont été définies précédemment. Ainsi, la variable:

$$R_i = 95 (Q P_n)^{0.56} \quad (4-24)$$

définit l'indice d'érosivité potentielle du ruissellement (Williams et Hann, 1973).

En fait, l'introduction de l'indice d'érosivité potentielle du ruissellement permet:

- a) de tenir compte de la répartition non uniforme des orages dans une année et d'une année à l'autre,
- b) de tenir compte des pertes de sol dues au ruissellement subséquent à la fonte du couvert nival,
- c) de tenir compte des précipitations de faible intensité mais de longue durée sur un sol saturé,
- d) d'évaluer les pertes de sol pour des durées moindres qu'un an.

Par ailleurs, l'introduction de cet indice soulève plusieurs points d'interrogation:

- a) qu'elles sont les relations entre le débit solide à l'exutoire d'un terrain individuel et le ruissellement qu'on y observe?
- b) jusqu'à quel point l'orage considéré est-il représentatif?
- c) est-ce que cet indice est indépendant des conditions initiales observées sur le terrain?
- d) etc.

Cependant, l'analyse des quelques mesures d'érosion disponibles (Dubé et Mailloux, 1969; Dubé, 1975; Mehuys, 1979) devrait nous permettre de préciser ce concept.

4.7.4 Fonction de transport des sédiments:

On peut aussi évaluer le débit solide total pour une période donnée en se basant sur les débits observés ou attendus en aval du bassin durant cette période. Dans un tel cas, on doit connaître la fonction de transport de sédiments (sediment transport curve) du bassin. Cette fonction exprime la relation qui existe entre le débit liquide Q de l'écoulement en un point du cours d'eau et son débit solide:

$$Q_s = h(Q(t))$$

Par exemple, la relation (4-22) représente une fonction de transport théorique. En fait, cette fonction remplace, sur la base des orages individuels, le taux d'exportation des sédiments tel que définit en 4.7.1. De plus, elle permet de tenir compte des différences entre les orages rencontrés au cours d'une même année. Une fois cette courbe connue, on peut estimer les quantités de matériaux exportées à l'extérieur du bassin à partir de l'évaluation des débits attendue durant la période d'intérêt:

$$Q_{s,T} = \int_0^T h(Q(t)) dt \quad (4-25)$$

Ce calcul peut s'effectuer sur la base d'un orage, d'une journée, d'un mois... En effet, Guy (1964) a observé que les caractéristiques des fonctions de transport obtenues à partir d'échantillons individuels sont les mêmes que celles qui sont tracées à partir de données compilées sur des bases journalières, mensuelles, annuelles ou d'un événement météorologique.

Par ailleurs, on peut supposer que le bassin est un système linéaire invariant dont l'entrée est donnée par les précipitations $ip(t)$ et la sortie par le débit solide Q_s subséquent. Dans un tel cas, la fonction de transport des sédiments représente la réponse impulsionnelle du système et le débit solide est donné par l'intégrale de convolution suivant:

$$Q_s(t) = \int_{-\infty}^{\infty} h(\eta) P_o(\eta-t) dt \quad (4-26)$$

où $P_o(t)$ est la quantité d'eau interceptée par le bassin:

$$P_o(t) = \int_S i_p(t) dS \quad (4-27)$$

S étant la surface du bassin.

Cette approche est analogue à celle de hydrographe unitaire en hydrologie.

4.7.5 Base probabiliste:

En pratique, on peut considérer que le nombre, la distribution, la durée et l'intensité des différents orages observés dans une année sont des variables aléatoires. Il en est de même pour le ruissellement, les pertes de sol et les quantités de sédiments exportés à l'extérieur du bassin. En effet, ces variables aléatoires sont, en dernier recours, fonction des caractéristiques des précipitations; nombre, distribution... C'est l'aspect probalistique de l'estimation des pertes de sol. Donc, à partir des fonctions de répartition des différentes variables aléatoires qui définissent les orages ou le ruissellement et connaissant la fonction de transfert du sous-bassin, on peut calculer:

1° celle des pertes moyennes dues aux orages,

2° celle des pertes mensuelles ou annuelles dues à une succession d'orages.

Par exemple, selon Duckstein et al. (1972), on peut évaluer les pertes de sol annuelles en additionnant les pertes de chaque orage attendu:

$$Q_s = \sum_{i=1}^n x_{oi} \quad (4-28)$$

où n est le nombre d'orage. En fait, on peut caractériser cet estimateur à l'aide:

- a) d'une valeur attendue (moyenne),
- b) d'une variance,
- c) d'un intervalle de confiance,
- d) d'une période de récurrence...

Remarques:

- 1) Par exemple, la période de retour d'un ruissellement de volume V par rapport à la fonction de répartition du volume de ruissellement $F_V(v)$ est donnée par:

$$T(v) = \frac{1}{1 - F_V(v)} \quad (4-29)$$

- 2) L'aspect statistique de chacune de ces simplifications est à préciser.

4.7.6 Autres simplifications:

Plusieurs autres simplifications peuvent être utilisées lors du calcul des pertes de sol d'un bassin. Selon les circonstances, on peut les qualifier d'opportunes, d'acceptables ou de douteuses. C'est ainsi qu'on peut:

- A) ne tenir compte que des surfaces qui sont des sources importantes de sédiments. Ce sont principalement:
 - les terres mises en culture,
 - les terrains sujets au ravinement,
 - les terrains dénudés dus à la présence d'un chantier d'exploitation forestière, de construction...
 - etc.;
- B) ne tenir compte que des sources qui sont au voisinage d'un cours d'eau;
- C) d'utiliser les valeurs moyennes de l'indice de susceptibilité des sols k ou des facteurs topographiques LS , de culture C et de conservation P . Ces valeurs peuvent être calculées sur

l'ensemble ou une partie du bassin. En fait, cette simplification n'est valable que si elle respecte les relations qui existent sur le terrain entre les variables k , L , S , C et P .

4.7.7 Discussion:

En définitive, on ne pourra considérer ces différentes simplifications comme valables que si on peut les corroborer avec des données obtenues sur le terrain. Cependant, on doit s'assurer qu'elles respectent les principes physiques connus qui sont à la base des processus d'érosion, de transport et de dépôts des particules de sédiments. En effet, il peut exister, dans des conditions particulières, des relations de corrélation entre deux variables ou deux processus sans qu'il y ait des relations de causes à effets. Par exemple, il existe une relation entre les pertes de sol d'un bassin et ses caractéristiques topographiques moyennes (longueur et pente). Cependant, il serait probablement erroné d'utiliser ces caractéristiques moyennes pour prédire les pertes de sol.

Ces simplifications sont difficilement applicables directement au calcul des pertes de sol sur un chantier de construction d'une route. En effet,

- a) toutes reposent sur une suite de données amassées sur une période plus ou moins grande de temps (10 ans et plus),
- b) les variables estimées à partir de ces données sont souvent spécifiques au bassin étudié,
- c) elles ne peuvent tenir compte de l'aspect dynamique de la construction de la route,

On peut cependant s'en inspirer pour concevoir le programme ERØSØL.

4.8 Conclusion:

L'équation universelle des pertes de sol reste, malgré ses faiblesses, un outil valable en autant qu'on ne dépasse pas ses limites d'applicabilité. Or, sur un chantier de construction d'une route, ses limites sont souvent atteintes et dépassées. Etant donné que:

- 1° les périodes d'observation sont très courtes, souvent moins d'un an;
- 2° les conditions pédologiques ne sont pas tout à fait celles d'une terre agricole dues à la présence de matériaux grossiers comme des sables et des graviers qui possèdent une bonne porosité et peu d'agents liants;
- 3° les conditions pédologiques et topographiques varient énormément dans le temps (on construit la route);
- 4° le travail de la machinerie lourde (camions, bulldozers...) rendant la surface du sol très rugueuse ce qui augmente les possibilités d'érosion par ravinement (en canalisant l'écoulement) d'une part et augmente la déposition des particules dans les dépressions d'autre part;
- 5° le comportement du ruissellement dans les fossés n'est pas décrit par cette équation;
- 6° et qu'elle ignore l'érosion nivale.

On peut envisager l'utilisation d'un autre modèle pour prédire les pertes sur un tel chantier.

TABLEAU NO 4-1

Répartition de l'érosion potentielle
sur les douze (12) mois de l'année

<u>MOIS</u>	<u>%</u>	<u>% CUMULATIF</u>
Janvier	1.5	1.5
Février	2.0	3.5
Mars	2.5	6.0
Avril	4.0	10.0
Mai	7.0	17.0
Juin	14.5	31.5
Juillet	20.5	52.0
Août	16.5	68.5
Septembre	12.5	81.0
Octobre	8.0	89.0
Novembre	6.5	95.5
Décembre	4.5	100.0

(Source: St-Onge et autres (1980))

TABLEAU NO 4-2
Facteur de contrôle de l'érosion (VM)

Facteur de contrôle	Valeur
A- <u>Sol nu:</u>	
- fraîchement hersé de 6 à 8 po.	1.00
- après une pluie	0.89
- avec 12 po. de sol grossièrement effrité	0.80
- avec 12 po. de sol finement effrité	0.90
- avec des empreintes grossières et irrégulières au hasard	0.90
- tassé à l'aide d'un bulldozer se déplaçant:	
. dans le sens de la pente	1.30
. même, les racines étant ratissées	1.20
. perpendiculairement à la pente	1.20
. même, les racines étant ratissées	0.90
- fraîchement ensemené et fertilisé	0.64
. même, après six (6) mois	0.54
- ensemené, fertilisé avec 12 mois d'épandage chimique	0.38
- si la couche d'algues n'est pas labourée	0.01
- si la couche d'algues est labourée	0.02
- tassé, les pores étant obstrués	1.24-1.71
- non perturbé mais ratissé	0.66-1.30
- uniquement ameubli	0.76-1.31
- 2 pouces de sciure de bois mélangé (hersé)	0.61
B- <u>Emulsion d'asphalte sur le sol nu:</u>	
- 1250 gallons/acre	0.02
- 1210 gallons/acre	0.01-0.019
- 605 gallons/acre	0.14-0.57
- 302 gallons/acre	0.28-0.60
- 151 gallons/acre	0.65-0.70

TABLEAU NO 4-2 (suite)C- Rabat poussière:

- 605 gallons/acre	1.05
- 1210 gallons/acre	0.29-0.78

D- Autres produits chimiques:

- 1000 lbs de fibres de glasse avec de 60 à 150 gallons/acre d'émulsion d'asphalte	0.01-0.05
- Aquatain	0.68
- Aerospray 70, 10% de couverture	0.94
- Curasol AE	0.30-0.48
- Petroset SB	0.40-0.66
- PVA	0.71-0.91
- Terra-tack	0.66
- Ependage de fibres de bois (hydromulch)	
. 1000 lbs/acre	0.05
. 1400 lbs/acre	0.01-0.02
. 3500 lbs/acre	0.10

E- Semences (sans-paillis):

- temporaire 0 à 60 jours	0.40
après 60 jours	0.05
- permanent 0 à 60 jours	0.40
2 à 12 mois	0.05
après 12 mois	0.01

F- Broussailles:

0.75

G- Couverture de protection (Excelsior blanchet)
avec un filet de plastique:

0.04-0.10

H- Paillis:

0.01

I- Recouvrement rigide sans infiltration

0.00

▽USLE[0]▽

134-

▽ USLE

```

[1]  IRENTREZ LES PENTES : I
[2]  S+0
[3]  IRENTREZ LES LONGUEURS : I
[4]  L+0
[5]  INOMBRE DE SEGMENTS : I
[6]  M+0.6
[7]  DD+(PS),1
[8]  Q+DD+DD[1]
[9]  SS+SXS
[10]  A CALCUL DU FACTEUR S:
[11]  SF+((65XS)+(454X5)+650)/(10000+SS)
[12]  +(DD=1)/E
[13]  A CALCUL DE LA LONGUEUR DEPUIS LE HAUT :
[14]  TAB+DDP\DD
[15]  TAB+TAB0.4TAB
[16]  K+L+.XTAB
[17]  →F
[18]  E:K+L
[19]  F:LT++/L
[20]  SF+SF,0
[21]  A CALCUL DU FACTEUR L:
[22]  LF+(K+SYS)*M
[23]  OL+0,LF
[24]  LO+LF,0
[25]  OK+0,K
[26]  KO+K,0
[27]  DLS+SF*((LOXKO)-OLXOK)
[28]  A CALCUL DES PERTES TOTALES :
[29]  LS+(+/DLS)/LT
[30]  NO+\DD
[31]  LPS+DD+DLS/LT
[32]  I NO PENTES LONGUEURS FACTEUR S FACTEUR L K[I] PERTES I
[33]  SF+DD+SF
[34]  IX3,I2,X3,6F10.5'□FMT(NO;S;L;SF;LF;K;LPS)
[35]  IX55,□TOTAL :□,F10.5'□FMT(LS)

```

▽

▽TOPOG[0]▽

▽ TOPOG

```

[1]  DX+(PX),1
[2]  DX+DX[1]
[3]  OX+0,X
[4]  OY+0,Y
[5]  YO+Y,0
[6]  XO+X,0
[7]  CX+1+DX+XO-OX
[8]  CY+1+DX+YO-OY
[9]  L+((CXXCX)+CYCY)*0.5
[10]  S+100XCY/CX
[11]  NO+\DX-1
[12]  I NO CX CY L S I
[13]  IX3,I2,4F10.5'□FMT(NO;CX;CY;L;S)

```

▽

TABLEAU 4-3: Programme APL pour calculer le facteur LS.

Hauteur de
pluie
(po ou mm)

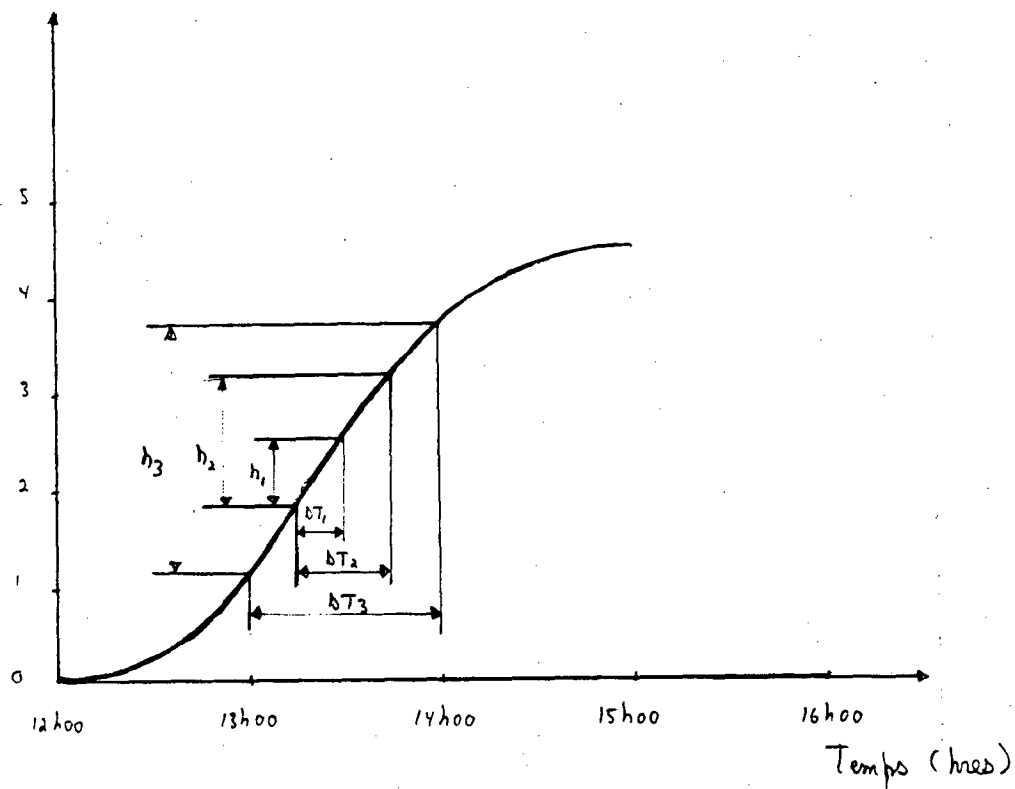


TABLEAU 4-1: Exemple d'un relevé pluviométrique.

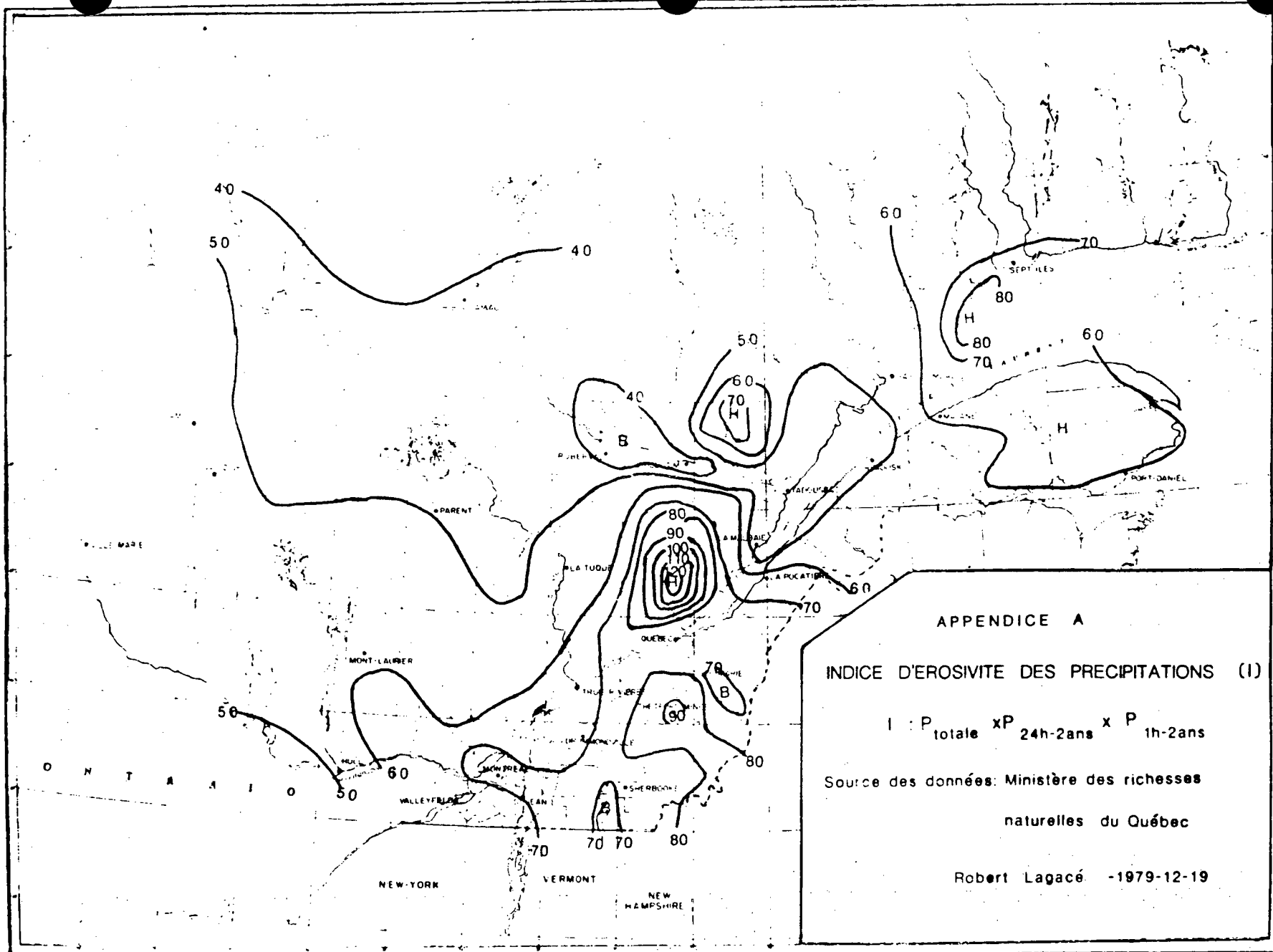


FIGURE 4-2: Indice d'érosivité pour le Québec. Source: Robert Lagacé (1980).

EXEMPLE DE CALCUL DE EI_{30} Pour un orage

ΔT	Heures	k_i Hauteur de pluie (mm)	$k_i - k_{i-1}$ (mm)	Intensité (mm/h)	E	$(k_i - k_{i-1}) \frac{E}{C}$
5 mn	3h45 - 4h00	1,8	1,8	21,6	139	,0249
15 mn	3h45 - 4h00	3,6	1,8	14,4	129	,0233
30 mn	3h45 - 4h15	4,1	0,5	8,2	117	,0058
1 h	3h15 - 4h15	5,1	5,1	5,1	106	,0106
2 h	2h30 - 4h30	5,6	5,6	2,8	93	,0046
6 h	2h00 - 8h00	10,4	10,4	1,7	65	,0393

= ,1085

$$EI_{30} = 8,2 \times 0,1085 = 0,89$$

Pour un mois

$$\sum \left(\sum (k_i - k_{i-1}) \frac{E}{C} \right) = 0,52$$

$$I_{30 \text{ max}} = 10,2 \text{ mm/h}$$

$$EI_{30} = 0,52 \times 10,2 = 5,30$$

Pour une année

$$\sum \left(\sum (k_i - k_{i-1}) \frac{E}{C} \right) = 7,6$$

$$I_{30 \text{ max}} = 12,1 \text{ mm/h}$$

$$EI_{30} = 7,6 \times 12,1 = 92$$

FIGURE 4-3

INDICE DE SUSCEPTIBILITÉ DES SOLS À L'ÉROSION K (Adapté de Wischmeier et al., 1971)

138-

% LIMON - SABLE TRÈS FIN

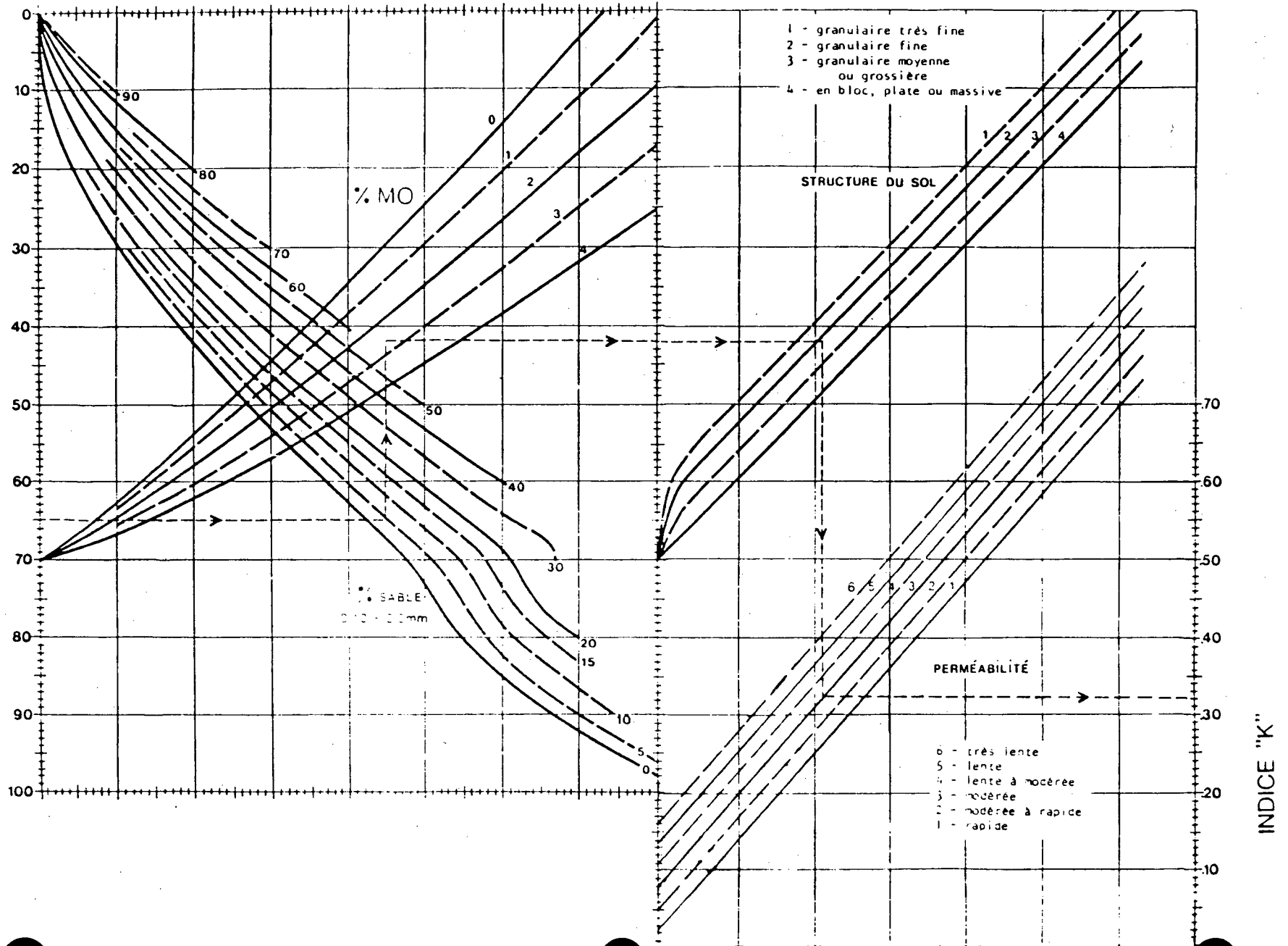


FIGURE 4-4

ANNEXE - 4

CHART:

RELATION ENTRE LA PENTE ET LONGUEUR DE PENTE

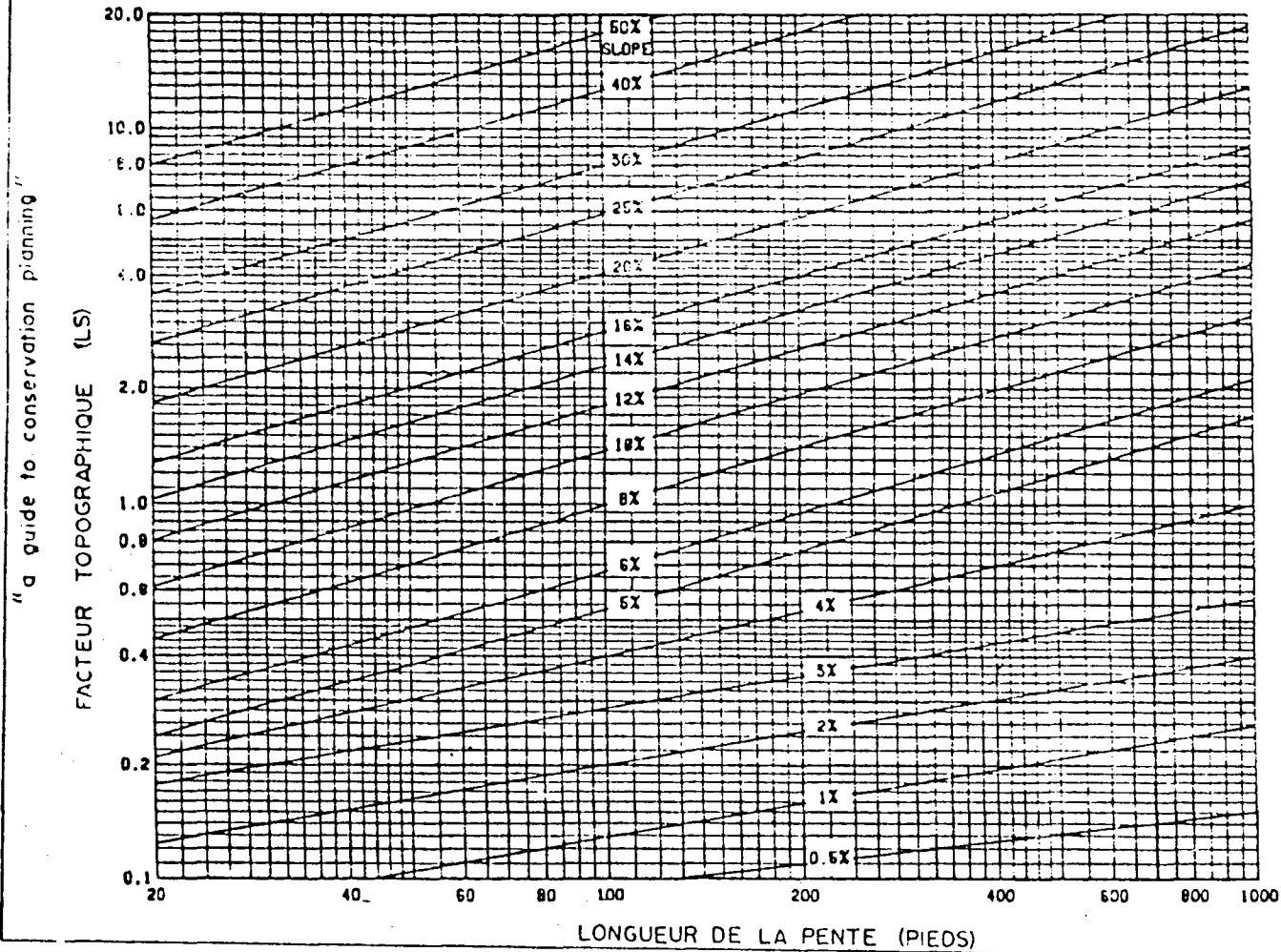
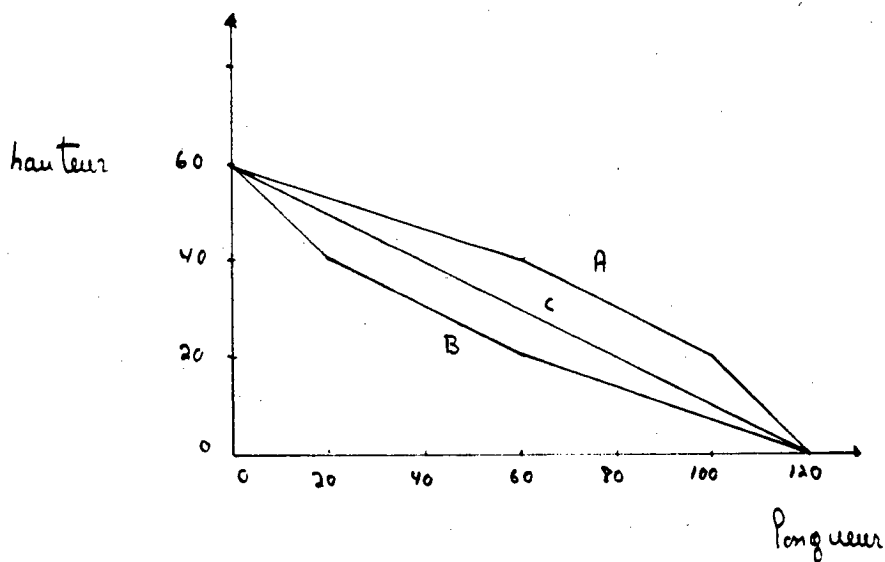


FIGURE 4-5



Courbe	Segment	Pentes	Longueurs	Facteur S	Facteur L	Pertes
A	1	33.33	63.25	7.92	1.87	6.90
	2	50.00	44.72	14.87	2.59	17.54
	3	100.00	28.28	34.80	2.97	<u>32.22</u>
					TOTAL:	56.67
B	1	100.00	28.28	34.80	1.16	8.38
	2	50.00	44.72	14.86	2.05	12.74
	3	33.33	63.24	7.92	2.98	<u>14.90</u>
					TOTAL:	36.01
C	1	50.00	134.16	14.87	2.95	<u>43.87</u>
					TOTAL:	43.87

FIGURE 4-6: Calcul du facteur LS pour une pente irrégulière.

CHAPITRE 5
SIMULATION DU PROCESSUS D'EROSION

5.1 Introduction:

Dans ce chapitre, nous allons donner une description mathématique des processus d'érosion de surface et dans les cours d'eau. Cette dernière fait appel aux équations de continuité pour les sédiments et l'eau ainsi qu'aux équations constitutives décrivant l'érosion ainsi que le transport des sédiments.

Une fois ces équations posées, nous serons en mesure de donner les grandes lignes du modèle retenu ainsi que ses caractéristiques.

5.2 Equations de continuité:

Dans cette section, nous allons établir les équations de continuité servant à décrire l'écoulement d'un mélange eau-sédiments à la surface du sol ou dans une voie d'eau. Pour faciliter les calculs, nous allons faire certaines hypothèses, soit:

- H-1: l'écoulement s'effectue en deux dimensions,
- H-2: on utilise les valeurs moyennes des vitesses de l'écoulement,
- H-3: la distribution de pressions est hydrostatique,
- H-4: la distribution des précipitations est uniforme,
- H-5: la vitesse moyenne d'impact des gouttes de pluie est perpendiculaire à l'horizontale,
- H-6: la densité des sédiments est uniforme,
- H-7: le taux d'infiltration est uniforme,
- H-8: l'eau s'infiltre perpendiculairement à l'horizontale,
- H-9: au contact avec le lit de l'écoulement, la vitesse de sédimentation des particules est égale au taux d'infiltration de l'eau.

5.2.1 Conservation de la masse des sédiments:

Pour obtenir l'équation de continuité pour les sédiments transportés par un écoulement de surface ou dans une voie d'eau, nous allons appliquer la loi de conservation de masse aux sédiments se trouvant dans le volume de contrôle représenté à la figure 5-1. Cette loi stipule que le taux de variation dans la quantité de matière emmagasinée dans le volume de contrôle est égal à la différence entre les débits de matière entrant et sortant à travers la surface de contrôle:

$$\frac{dm_s}{dt} = m_{sI} - m_{s\phi} \quad (3-6)$$

où m_s est la masse de sédiments à l'intérieur du v.c.,

m_{sI} est la quantité qui pénètre dans le v.c.,

$m_{s\phi}$ est celle qui quitte.

Pour un intervalle de temps Δt , le taux de variation de la quantité de sédiments emmagasinés dans le volume de contrôle dépend:

- 1- des changements dans la concentration des sédiments en suspension,
- 2- des variations du niveau du lit de l'écoulement dues aux phénomènes d'érosion et de sédimentation.

Le changement de masse dû aux variations dans la concentration des sédiments est donné par la relation:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho_s c_s h) dx dy dz \quad (5-1a)$$

où ρ_s est la densité des sédiments (ML_s^{-3}),

c_s est la concentration volumique des sédiments (sans dimension),

h est la hauteur du niveau de l'eau (L).

Par contre, si les taux de sédimentation et d'érosion sont uniformes sur le lit du volume de contrôle, la masse des sédiments enlevée ou déposée en une couche d'épaisseur Δz égale:

$$(1 - \lambda) \rho_s \Delta x \Delta y \Delta z$$

où λ est la porosité des sédiments déposés (sans dimension).

Si:

$$\Delta z = \frac{\partial z}{\partial t} \Delta t$$

on obtient:

$$(1 - \lambda) \rho_s \frac{\partial z}{\partial t} \Delta x \Delta y \Delta t \quad (5-1b)$$

Ainsi, le changement total dans la masse des sédiments emmagasinée dans le volume de contrôle est donné par:

$$\frac{\partial m_s}{\partial t} = \left[(1 - \lambda) \rho_s \frac{\partial z}{\partial t} + \rho_s \frac{\partial}{\partial t} (h c_s) \right] \Delta x \Delta y \Delta t \quad (5-2)$$

Cependant, les sédiments peuvent entrer ou sortir du volume de contrôle à la suite du déplacement du mélange eau-sédiments ou en diffusant à travers la surface de contrôle. Ainsi, dans l'intervalle Δt , la masse de sédiments entrant dans le v.c. due au mouvement du mélange eau-sédiments est égale à:

$$c_0 \rho_0 \bar{v}_{sx} h \Delta y \Delta t \Big|_{x=x} + c_0 \rho_0 \bar{v}_{sy} h \Delta x \Delta t \Big|_{y=y} \quad (5-3)$$

où $\bar{v}_{sx}$ est la vitesse moyenne des sédiments selon l'axe x (L/T),
 $\bar{v}_{sy}$ est la vitesse moyenne selon l'axe y (L/T),

et la masse sortant égale:

$$\begin{aligned} & c_0 \rho_0 \bar{v}_{sx} h \Delta y \Delta t \Big|_{x=x+\Delta x} + c_0 \rho_0 \bar{v}_{sy} h \Delta x \Delta t \Big|_{y=y+\Delta y} \\ &= \rho_0 \left[c_0 \bar{v}_{sx} h + \frac{\partial}{\partial x} (c_0 \bar{v}_{sx} h) \Delta x \right] \Delta y \Delta t + \\ &+ \rho_0 \left[c_0 \bar{v}_{sy} h + \frac{\partial}{\partial y} (c_0 \bar{v}_{sy} h) \Delta y \right] \Delta x \Delta t \end{aligned} \quad (5-4)$$

Dans le même intervalle de temps, la masse de sédiments diffusant vers l'intérieur du v.c. est donnée par la loi de Fick:

$$- \rho_0 \epsilon_0 \frac{\partial c_0}{\partial x} h \Delta y \Delta t \Big|_{x=x} - \rho_0 \epsilon_0 \frac{\partial c_0}{\partial y} h \Delta x \Delta t \Big|_{y=y} \quad (5-5)$$

où ϵ_0 est le coefficient de diffusion des sédiments (L²/T).

Par contre, la masse diffusant vers l'extérieur est donnée par:

$$\begin{aligned} & - \rho_0 \left[\epsilon_0 h \frac{\partial c_0}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon_0 h \frac{\partial c_0}{\partial x} \right) \Delta x \right] \Delta y \Delta t - \\ & - \rho_0 \left[\epsilon_0 h \frac{\partial c_0}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_0 h \frac{\partial c_0}{\partial y} \right) \Delta y \right] \Delta x \Delta t \end{aligned} \quad (5-6)$$

Ainsi, la différence entre les débits de matière entrant et sortant à travers la surface de contrôle égale:

$$\begin{aligned} & \rho_s \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon_s h \frac{\partial c_s}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_s h \frac{\partial c_s}{\partial y} \right) \right] \Delta x \Delta y \Delta t - \\ & - \rho_s \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(c_s \bar{v}_{sx} h \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(c_s \bar{v}_{sy} h \right) \right] \Delta x \Delta y \Delta t \quad (5-8) \end{aligned}$$

En remplaçant (5-2) et (5-8) dans (3-6), on trouve, après simplification:

$$\frac{\partial}{\partial t} (h c_s) + (1-\lambda) \frac{\partial z}{\partial t} + \nabla \cdot (c_s \vec{v}_s) h = \nabla \cdot (\epsilon_s h \nabla c_s) \quad (5-9)$$

où ∇ est l'opérateur vectoriel gradient:

$$\nabla = \frac{\partial}{\partial x} \vec{i} + \frac{\partial}{\partial y} \vec{j} \quad (5-10a)$$

$\vec{i}, \vec{j}$ sont les vecteurs unitaires suivant les axes x et y ,

$\vec{v}_s$ est le vecteur vitesse moyen:

$$\vec{v}_s = \bar{v}_{sx} \vec{i} + \bar{v}_{sy} \vec{j} \quad (5-10b)$$

Remarques:

1° Si on exprime les débits massiques (5-3) à (5-7) en fonction de la fraction massique w_s :

$$w_s = \frac{\rho_s^*}{\rho_s^* + \rho_e^*}$$

où ρ_s^* est la concentration massique des sédiments (ML^{-3})

ρ_e^* est la concentration massique de l'eau (ML^{-3})

On trouve:

$$\begin{aligned} & \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(\rho \epsilon_s h \frac{\partial w_s}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\rho \epsilon_s h \frac{\partial w_s}{\partial y} \right) \right] \Delta x \Delta y \Delta t - \\ & - \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(w_s [\rho_s^* \bar{v}_{sx} + \rho_e^* \bar{v}_{ex}] h \right) + \right. \\ & \left. + \frac{\partial}{\partial y} \left(w_s [\rho_s^* \bar{v}_{sy} + \rho_e^* \bar{v}_{ey}] h \right) \right] \Delta x \Delta y \Delta t \end{aligned} \quad (5-13)$$

où ρ est la densité moyenne du mélange (ML^{-3}):

$$\rho = \rho_s^* + \rho_e^* \quad (5-14)$$

Si on définit la vitesse massique moyenne du mélange eau-sédiments suivant l'axe i , $i=x, y$, par:

$$\bar{v}_i^* = \frac{1}{\rho} [\rho_s^* \bar{v}_{si} + \rho_e^* \bar{v}_{ei}] \quad (5-15)$$

La relation (5-13) devient:

$$\begin{aligned} & \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(\rho \epsilon_s h \frac{\partial w_s}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\rho \epsilon_s h \frac{\partial w_s}{\partial y} \right) \right] \Delta x \Delta y \Delta t - \\ & - \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(\rho_s^* \bar{v}_x^* h \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\rho_s^* \bar{v}_y^* h \right) \right] \Delta x \Delta y \Delta t \end{aligned} \quad (5-16)$$

Ainsi, la relation (5-9) peut se réécrire:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho_o^* h) + (1-\lambda) \rho_o \frac{\partial z}{\partial t} + \nabla \cdot \rho_o^* \vec{v}^* h = \nabla \cdot \rho_o^* \epsilon_o h \nabla w_o \quad (5-17)$$

$$\text{où } \vec{v}^* = \bar{v}_x^* \vec{i} + \bar{v}_y^* \vec{j}$$

Contrairement à la relation (5-9) qui n'est valable que pour une substance en suspension dans le mélange, la relation (5-17) peut être utilisée pour des substances dissoutes ou en suspension.

2° Si l'écoulement s'effectue en une dimension, les relations (5-9) et (5-17) deviennent:

$$\frac{\partial}{\partial t} (h c_o) + (1-\lambda) \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (c_o \bar{v}_{ox} h) = \frac{\partial}{\partial x} \epsilon_o h \frac{\partial c_o}{\partial x} \quad (5-18)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (f_o^* h) + (1-\lambda) \rho_o \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\rho_o^* \bar{v}_{ox} h) = \frac{\partial}{\partial x} \rho_o^* \epsilon_o h \frac{\partial w_o}{\partial x} \quad (5-19)$$

3° Pour plus d'information, on peut consulter le livre de Bird et al. (1960) ainsi que les articles de Holley (1969), Sagre (1969), Chen (1971, 1972) et de Jobson et Sagre (1970).

5.2.2 Conservation de la masse du mélange eau-sédiments:

En appliquant la loi de conservation de masse à l'eau se trouvant dans le volume de contrôle de la figure 5-1, on retrouve des relations similaires aux relations (5-9) et (5-17). Ainsi, dans le cas d'un écoulement non permanent sur une surface inclinée soumise à une averse d'intensité uniforme $i_p(t)$ et à un taux d'infiltration uniforme $i_f(t)$, la relation (5-9) devient:

$$\frac{\partial}{\partial t} (h c_o) + \lambda \frac{\partial z}{\partial t} + \nabla \cdot (c_o \vec{v}_o^* h) = \nabla \cdot \epsilon_o h \nabla c_o + q_f(t) \quad (5-20)$$

où $\frac{\partial(hc_e)}{\partial t}$ est due au changement de masse résultant des variations de concentration et de hauteur du niveau d'eau,

$\lambda \partial z / \partial t$ est la quantité d'eau emprisonnée dans les sédiments,

$v_e c_e \vec{v}_e h$ est le débit massique de l'eau résultant du déplacement du mélange eau-sédiments,

$v_e \epsilon_e h \nabla c_e$ est le débit massique dû à la diffusion de l'eau,

$q_z(t)$ est la quantité d'eau disponible pour le ruissellement.

$$q_z(t) = [i_p(t) - i_f(t)] \cos \theta_x \cos \theta_y \quad (5-21)$$

En additionnant les relations (5-9) et (5-20), on obtient l'équation de continuité pour le mélange eau-sédiments:

$$\frac{\partial}{\partial t} (h [c_e + c_s]) + \frac{\partial z}{\partial t} + v_e h [c_e \vec{v}_e + c_s \vec{v}_s] =$$

$$= v_e \epsilon_e h [\nabla c_e + \nabla c_s] + q_z(t) \quad (5-22)$$

Si on définit la vitesse volumique moyenne du mélange par la relation:

$$\vec{v} = \frac{1}{\phi} [\vec{v}_e c_e + \vec{v}_s c_s] \quad (5-23a)$$

$$= c_e \vec{v}_e + c_s \vec{v}_s \quad (5-23b)$$

où $\mathcal{V}$ est le volume total du mélange,

$\mathcal{V}_s$, $\mathcal{V}_e$ sont les volumes occupés respectivement par les sédiments et l'eau, on trouve:

$$\frac{\partial}{\partial t} (h + z) + v \cdot h \vec{v} = q(t) \quad (5-24)$$

En effet,

$$C_s + C_e = 1$$

et

$$v \cdot \epsilon_0 h \nabla 1 = 0$$

Par contre, si on utilise la concentration massique w_e à la place de la concentration volumique C_s , on trouve pour l'eau:

$$\frac{\partial (\rho_e^* h)}{\partial t} + \lambda \rho_e \frac{\partial z}{\partial t} + v \cdot \rho_e \vec{v}^* h = v \cdot \rho_e \epsilon_0 h \nabla w_e + q(t) \quad (5-25)$$

L'équation de continuité du mélange eau-sédiments devient:

$$\frac{\partial (\rho h)}{\partial t} + \rho_d \frac{\partial z}{\partial t} + v \cdot \rho \vec{v}^* h = q(t) \quad (5-26)$$

où ρ_d est la densité des dépôts (eau comprise):

$$\rho_d = \lambda \rho_e + (1 - \lambda) \rho_s \quad (5-27)$$

Si l'écoulement s'effectue en une dimension, les relations (5-24) et (5-26) se réécrivent:

$$\frac{\partial}{\partial t} (h + z) + \frac{\partial}{\partial x} h \bar{v}_x = q(t) \quad (5-28)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho h) + \rho_d \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\rho \bar{v}^* h) = q(t) \quad (5-29)$$

5.2.3 Conservation de la quantité de mouvement linéaire:

Pour le mélange eau-sédiments compris à l'intérieur du volume de contrôle à l'instant t , la deuxième loi de Newton stipule que la variation du moment linéaire du système pour un intervalle de temps dt est égale à la résultante des forces agissant sur ce dernier pendant le même intervalle:

$$\frac{d\vec{p}}{dt} = \sum_i \vec{F}_i$$

où $\vec{p}$ est la quantité de mouvement linéaire,
 $\vec{F}_i$ sont les forces...

Pour le système emprisonné dans le volume de contrôle de la figure 5-2, le taux de variation de la quantité de mouvement est donné par la somme du taux de changement de la quantité de mouvement stockée à l'intérieur et de la résultante des quantités qui traversent la surface de contrôle:

$$\frac{d\vec{p}}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{V.C} \rho \vec{U} dV + \int_{A.C} \rho \vec{U} \cdot \vec{n} dA \quad (5-30)$$

Si on considère la composante selon l'axe x de la quantité de mouvement, les quantités de mouvement traversant les différentes faces du volume de contrôle sont égales à:

- pour la face $x = x$: $\rho_{xx} \rho \bar{u}_x \bar{u}_x d \Delta y \Delta t$
- pour la face $x = x + \Delta x$: $\rho_{xx} \left[\rho \bar{u}_x \bar{u}_x d + \frac{\partial}{\partial x} (\rho \bar{u}_x \bar{u}_x d) \Delta x \right] \Delta y \Delta t$
- pour la face $y = y$: $\rho_{xy} \rho \bar{u}_y \bar{u}_x d \Delta x \Delta t$
- pour la face $y = y + \Delta y$: $\rho_{xy} \left[\rho \bar{u}_y \bar{u}_x d + \frac{\partial}{\partial y} (\rho \bar{u}_y \bar{u}_x d) \Delta y \right] \Delta x \Delta t$
- pour la face $z = 0$: $\rho_{xz} \rho \bar{u}_z \bar{u}_x \sin \theta_x \Delta x \Delta y \Delta t$

- pour la face $z = d$: $\beta_p \rho i_p \vec{v}_p \sin \theta_x \Delta x \Delta y \Delta t$

où β_{ij} ; $i, j = x, y, z, p$, est le facteur de correction des moments:

$$\beta_{ij} = \frac{1}{d \bar{v}_i \bar{v}_j} \int_0^d v_i v_j dz \quad (5-31a)$$

$\bar{v}_h$; $h = x, y$ est la vitesse moyenne observée du mélange (LT^{-1}),

ρ est la densité du mélange (ML^{-3}),

d est la hauteur du niveau d'eau (L),

$$d = d(x, y, t)$$

i_f est la valeur moyenne des taux d'infiltration de l'eau et de sédimentation des particules,

$\bar{v}_f$ est la vitesse moyenne des vitesses d'infiltration et de sédimentation,

$\hat{\theta}_x$ est l'angle entre l'axe normale au lit du v.c. et la perpendiculaire à l'horizontale,

i_p est l'intensité de la pluie, (LT^{-1}),

$\bar{v}_p$ est la vitesse moyenne des précipitations (LT^{-1}) que l'on considère perpendiculaire à l'horizontale,

Par contre, comme le taux de changement de la quantité de mouvement emmagasinée à l'intérieur du volume de contrôle est donné par:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho \bar{v}_x h) \Delta x \Delta y \Delta t$$

On obtient :

$$\frac{\partial \vec{p}}{\partial t} = \left[\frac{\partial}{\partial t} (\rho \vec{v}_x d) + \frac{\partial}{\partial x} (\rho_{xx} \rho \vec{v}_x \vec{v}_x d) + \frac{\partial}{\partial y} (\rho_{yx} \rho \vec{v}_y \vec{v}_x d) - \right. \\ \left. - \rho_p \rho_e i_p \vec{v}_p \sin \hat{\theta}_x - \rho_f \rho i_f \vec{v}_f \sin \hat{\theta}_x \right] \Delta x \Delta y \Delta t \quad (5-31)$$

Par ailleurs, les forces en présence sont :

1. la gravité, dont la composante suivant l'axe x égale :

$$\rho g d \sin \theta_x \Delta x \Delta y = | \vec{F}_{gx} |$$

Si $\sin \theta_x = S_x$, cette relation revient :

$$\rho g d S_x \Delta x \Delta y = | \vec{F}_{gx} | \quad (5-32)$$

2. la pression exercée par le mélange eau-sédiments sur les parois du volume de contrôle. Cette dernière est due à la pression hydrostatique du mélange et à l'impact des gouttes de pluie.

$$\text{Ainsi : } p = \rho g [d - \eta] \cos \hat{\theta}_z + \rho_e g h^* \sin \hat{\theta}_z \quad (5-33)$$

où p est la pression s'exerçant au sein du fluide à une hauteur η du lit,

h^* est la pression due aux précipitations.

$$h^* = h^*(i_p, v_p, t)$$

Sur la paroi $z = d(x, y, t)$ qui correspond à la surface libre de l'écoulement, en négligeant la tension de surface, on obtient :

$$\vec{p}(x, y, t) = 0 \quad (5-34a)$$

Ainsi :

$$h^*(x, y, t) = 0 \quad \Big|_{z=d} \quad (5-34b)$$

Malheureusement, on ne connaît pas exactement l'effet de la pluie sur la distribution des pressions. C'est pourquoi, on fait l'hypothèse que " $h(x, y, z, t)$ " est uniformément distribué sur toute la hauteur " $h(x, y, z, t)$ " de l'écoulement.

La force de pression s'exerçant sur l'extrémité $x=x$ du volume de contrôle égale:

$$\vec{F}_p = \int_0^d (\rho g [d - \eta] \cos \hat{\theta}_2 + \rho g h^* \sin \hat{\theta}_2) dy d\eta \vec{i} \quad (5-35)$$

et sur la paroi située à $x=x+\Delta x$, elle égale:

$$- \left[\vec{F}_p + \frac{\partial \vec{F}_p}{\partial x} \Delta x \right]_{x=x+\Delta x} \vec{i}$$

Ainsi, la résultante des forces de pression égale:

$$- \frac{\partial \vec{F}_p}{\partial x} \Delta x = - \frac{\partial}{\partial x} \left(\int_0^d (\rho g [d - \eta] \cos \hat{\theta}_2 + \rho g h^* \sin \hat{\theta}_2) dy d\eta \vec{i} \right) \Delta x \quad (5-36)$$

Si on applique la règle de Leibnitz pour permuter l'ordre des opérateurs " $\frac{\partial}{\partial x}$ " et " $\int$ ", on obtient:

$$\begin{aligned} - \frac{\partial \vec{F}_p}{\partial x} \Delta x &= - \left[\rho g d \cos \hat{\theta}_2 \frac{\partial d}{\partial x} + \rho g h^* \sin \hat{\theta}_2 \frac{\partial d}{\partial x} \right] \Delta x dy \vec{i} \\ &= -g [\rho d \cos \hat{\theta}_2 + \rho h^* \sin \hat{\theta}_2] \frac{\partial d}{\partial x} \Delta x dy \vec{i} \end{aligned} \quad (5-37)$$

3. Les forces de résistance à l'écoulement qui résultent de l'action des efforts de cisaillement s'exerçant au sein du mélange en mouvement ou au contact des parois solides du volume de contrôle.

En fait, ces efforts correspondent au taux de transfert de la quantité de mouvement au niveau moléculaire et des particules. Ainsi, pour les différentes parois du volume de contrôle, on a:

- sur la face $x = x$: $\tau_{xx} d\delta y$
- sur la face $x = x + \delta x$: $-\left[\tau_{xx} d + \frac{\partial \tau_{xx} d}{\partial x} \delta x \right] \delta y$
- sur la face $y = y$: $\tau_{yx} d\delta x$
- sur la face $y = y + \delta y$: $-\left[\tau_{yx} d + \frac{\partial \tau_{yx} d}{\partial y} \delta y \right] \delta x$
- sur la face $z = z$: $\tau_{zx} \delta x \delta y$
- sur la face $z = z + \delta z$: $-\left[\tau_{zx} + \frac{\partial \tau_{zx} d}{\partial z} \right] \delta x \delta y$

où τ_{ij} ; $i = x, y, z$; $j = x$; sont les efforts de cisaillement dans le plan perpendiculaire à l'axe x qui s'exercent suivant ce même axe. Ainsi:

$$\vec{F}_x = - \left[\frac{\partial \tau_{xx} d}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx} d}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx} d}{\partial z} \right] \delta x \delta y \vec{e}_x \quad (5-38)$$

Si on considère que ces forces agissent sur le centre de masse du système et si on applique la deuxième loi de Newton, on obtient:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} (\rho \bar{v}_x d) + \frac{\partial}{\partial x} (\beta_{xx} \rho \bar{v}_x \bar{v}_x d) + \frac{\partial}{\partial y} (\beta_{xy} \rho \bar{v}_y \bar{v}_x d) + \\ & + \left[\beta_f \rho \bar{v}_f \bar{v}_f \sin \hat{\theta}_x - \beta_p \rho \bar{v}_p \bar{v}_p \sin \theta_x \right] = \\ & \rho g d \sin \hat{\theta}_2 - g \left[\rho d \cos \hat{\theta}_2 + \rho_e h^* \sin \hat{\theta}_2 \right] \frac{\partial d}{\partial x} - \\ & - \left[\frac{\partial (\tau_{xx} d)}{\partial x} + \frac{\partial (\tau_{yx} d)}{\partial y} + \frac{\partial (\tau_{zx} d)}{\partial z} \right] \end{aligned} \quad (5-39)$$

Comme les forces de résistance sont plus importantes au contact d'une paroi solide qu'au contact d'une paroi fluide, on peut considérer que les seules forces de résistance importantes sont celles qui s'exercent sur les surfaces solides du volume de contrôle. Dans le cas d'un écoulement turbulent uniforme et stationnaire, la résultante de ces forces est donnée par:

$$\tau_{0x} = \rho g R_x S_{fx} \quad (5-40)$$

où τ_{0x} est la valeur moyenne des forces de résistance selon l'axe x,
 R_x est le rayon hydraulique perpendiculaire à l'axe x,
 S_{fx} est la pente de la ligne piézométrique selon l'axe x.

Dans le cas d'un écoulement de surface, le rayon hydraulique égale:

$$R_x = \frac{d \, dx}{dx} = d = \frac{h}{\cos \theta_z} \quad (5-41)$$

Comme les précipitations ont tendance à retarder l'écoulement, on peut regrouper la pente de la ligne piézométrique avec la résultante de la pression exercée sur la pluie:

$$S_{fx}^* = S_{fx} + \frac{h^*}{\rho} \rho_0 \frac{\partial d}{\partial x} \quad (5-42)$$

Si la concentration des sédiments en suspension est faible, on peut faire l'hypothèse que la densité du mélange eau-sédiments est voisine de celle de l'eau: $\rho \approx \rho_e$

Comme la vitesse moyenne d'infiltration et de sédimentation $\bar{v}_f$ est habituellement négligeable en comparaison de la vitesse moyenne des gouttes de pluie à l'impact, on peut ignorer la quantité de mouvement:

$$\rho_i \bar{v}_f \cos \theta_x$$

De plus, en se basant sur les surfaces efficaces présentées aux précipitations, c'est-à-dire la surface effective de l'écoulement interceptant la pluie, on trouve:

$$\cos \theta_z = \cos \theta_x \cos \theta_y \quad (5-43)$$

A la suite de ces approximations, la relation (3-39) devient:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} (\bar{v}_x d) + \frac{\partial}{\partial x} (\beta_{xx} \bar{v}_x \bar{v}_x d) + \frac{\partial}{\partial y} (\beta_{xy} \bar{v}_y \bar{v}_x d) = \\ & = \beta_p i_p \bar{v}_p \sin \hat{\theta}_x + g d (s_x - s_{fx}^*) - g d \cos \hat{\theta}_x \cos \hat{\theta}_y \frac{\partial d}{\partial x} \end{aligned} \quad (5-44)$$

Si on exprime cette relation en fonction de la hauteur h du niveau de l'eau, on trouve:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} (\bar{v}_x h) + \frac{\partial}{\partial x} (\beta_{xx} \bar{v}_x \bar{v}_x h) + \frac{\partial}{\partial y} (\beta_{xy} \bar{v}_y \bar{v}_x h) = \\ & \frac{\beta_p}{2} i_p \bar{v}_p \sin 2 \hat{\theta}_x \cos \theta_y + g h (s_x - s_{fx}^*) - \\ & - \frac{g h}{\cos \theta_x \cos \theta_y} \frac{\partial h}{\partial x} \end{aligned} \quad (5-45)$$

Si on considère la composante selon y de la quantité de mouvement, on obtient une relation semblable:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} (\bar{v}_y h) + \frac{\partial}{\partial y} (\beta_{yy} \bar{v}_y \bar{v}_y h) + \frac{\partial}{\partial x} (\beta_{xy} \bar{v}_x \bar{v}_y h) = \\ & \frac{\beta_p}{2} i_p \bar{v}_p \cos \hat{\theta}_x \sin 2 \hat{\theta}_y + g h (s_y - s_{fy}^*) - \\ & - \frac{g h}{\cos \hat{\theta}_x \cos \hat{\theta}_y} \frac{\partial h}{\partial y} \end{aligned} \quad (5-46)$$

Si l'écoulement s'effectue en une dimension, soit dans la direction de l'axe x , les parois latérales du volume de contrôle varient en fonction de l'abscisse x et du temps t :

$$y = \eta_1(x, t) \quad \text{et} \quad y = \eta_2(x, t) \quad (\text{voir figure 6-2})$$

De plus, si l'écoulement s'effectue dans un canal alimenté par du ruissellement de surface, une proportion plus ou moins importante des surfaces η_1 et η_2 permet le contact entre deux écoulements. On parle alors de paroi interne. Ainsi, en intégrant la relation (3-45) selon y , de η_1 à η_2 , on obtient:

$$\begin{aligned} & \int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{2}{2t} (\bar{u}_x h) dy + \int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{2}{2x} (\beta_{xx} \bar{u}_x \bar{u}_x h) dy + \int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{2}{2y} (\beta_{yy} \bar{u}_y \bar{u}_y h) dy \\ &= \beta_p (\rho \bar{u}_p \sin 2\hat{\theta}_2 \int_{\eta_1}^{\eta_2} dy + g (S_x - S_{fx}^*) \int_{\eta_1}^{\eta_2} h dy - \\ & \quad - \frac{g}{2 \cos \hat{\theta}_x} \int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{2h^2}{2x} dy \end{aligned} \quad (5-47)$$

$$\text{où } \hat{\theta}_y = 0 \Rightarrow \cos \hat{\theta}_y = 1$$

Comme les quantités de mouvement traversant les parois internes η_1 et η_2 égalent:

$$\begin{aligned} & \left. \beta_1 q_1 \bar{u}_{D1} \sin \hat{\psi}_1 \right|_{y=\eta_1} \\ & \left. \beta_2 q_2 \bar{u}_{D2} \sin \hat{\psi}_2 \right|_{y=\eta_2} \end{aligned}$$

où q_i ; $i=1,2$, sont les débits des écoulements de surface,

$\bar{u}_{Di}$ sont les vitesses moyennes des écoulements de surface,

ψ_i sont les angles entre la direction de l'écoulement de surface et l'axe y .

Le troisième terme de gauche devient:

$$\begin{aligned} \int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{2}{2y} (\bar{v}_y \bar{v}_x h) dy &= \bar{v}_y \bar{v}_x h \Big|_{\eta_1} - \bar{v}_y \bar{v}_x h \Big|_{\eta_2} \\ &= \beta_1 g_1 \bar{v}_{01} \sin \psi_1 + \beta_2 g_2 \bar{v}_{02} \sin \psi_2 \end{aligned} \quad (5-48)$$

Par ailleurs, en appliquant la règle de Leibnitz au dernier terme de droite, on trouve:

$$\frac{g}{2 \cos \theta_x} \frac{2}{2x} \int_{\eta_1}^{\eta_2} h^2 dy = \frac{g}{2 \cos \theta_x} \frac{2}{2x} \int_{\eta_1}^{\eta_2} h \int_0^h dz dy$$

Cette intégrale est en fait le moment d'inertie de la section droite de l'écoulement par rapport à sa surface:

$$\int_{\eta_1}^{\eta_2} \int_0^h h dz dy = \int_A h dA = \bar{h} A \quad (5-49)$$

Ainsi, en appliquant la règle de Leibnitz à chaque terme de la relation (3-47), on obtient:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} (\bar{v}_x h) + \frac{\partial}{\partial x} (\beta_{xx} \bar{v}_x^2 h) + \beta_1 g_1 \bar{v}_{01} \sin \psi_1 \\ + \beta_2 g_2 \bar{v}_{02} \sin \psi_2 &= \frac{\beta_p}{2} (\beta \bar{v}_p \sin 2\theta_x L + g (S_x - S_b^*) L \\ &- \frac{g}{2 \cos \theta_x} \frac{2}{2x} (\bar{h} A) \end{aligned} \quad (5-50)$$

où A est l'aire de la section droite:

$$A = \int_{\eta_1}^{\eta_2} h(x, y, t) dy \quad (5-51)$$

L est la largeur de l'écoulement:

$$L = \int_{\eta_1}^{\eta_2} dy = \eta_2 - \eta_1 \quad (5-52)$$

Dans le cas d'un écoulement de surface, la relation (5-50) devient:

$$\begin{aligned} \frac{2}{2t} (\bar{v}_x A) + \frac{2}{2x} (\beta_{xx} \bar{v}_x^2 A) &= \beta_p i_p \bar{v}_p \sin 2\theta_x L + \\ &+ g (s_x - s_{fx}^*) L - \frac{g}{2 \cos \theta_x} \frac{2}{2x} (\bar{h} A) \end{aligned} \quad (5-53)$$

Remarques:

1° Pour simplifier la notation, on peut réécrire les relations (3-45) et (3-46) sous forme vectorielle:

$$\frac{2}{2t} (\vec{v} h) + \nabla \cdot \beta_{ij} \vec{v} \vec{v} h = \beta_p i_p \vec{v}_p \cdot \vec{n} + \vec{g} h (s - s_f) - \vec{g} \frac{h \Delta h}{\vec{k} \cdot \vec{k}'} \quad (5-54)$$

où $\vec{v}$ est la vitesse moyenne de l'écoulement,

$$\vec{v} = \bar{v}_x \vec{i} + \bar{v}_y \vec{j} \quad (5-23a)$$

i_p est l'intensité de la pluie,

$$\vec{i}_p = i_p \vec{k}' \quad (5-55)$$

$\vec{v}_p$ est la vitesse terminale moyenne de la pluie,

$$\vec{v}_p = \bar{v}_p \vec{k}' \quad (5-56)$$

$\vec{n}$ est le vecteur normal à la section droite de l'écoulement,

S est la pente du lit de l'écoulement,

$$S = \nabla z \quad (5-57)$$

S_f^* sont les pertes de charge,

$$S_f^* = \nabla h \quad (5-58)$$

- 2° Plusieurs auteurs ont obtenu des relations identiques aux relations (5-53) et (5-54) en simplifiant l'équation de Navier-Stokes. Pour plus d'information, on peut consulter les articles de Strefkoff (1969, 1970), Chen (1971) et Chow (1973).

5.2.4 Résumé:

Ainsi, pour décrire l'écoulement d'un mélange eau-sédiments sur une surface inclinée ou une voie d'eau soumise aux averses ainsi qu'aux processus d'érosion, on possède quatre équations:

- 1- l'équation de continuité pour les sédiments:

$$\frac{\partial}{\partial t} (h c_s) + (1-\lambda) \frac{\partial z}{\partial t} + v \cdot c_s \vec{v}_0 h = v \cdot \epsilon_s h v c_s \quad (5-9)$$

- 2- l'équation de continuité pour le mélange eau-sédiments:

$$\frac{\partial}{\partial t} (h+z) + v \cdot h \vec{v} = i_p - i_f \quad (5-24)$$

- 3- deux équations de mouvement, une pour chaque direction de l'écoulement:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} (\vec{v} h) + v \cdot \rho_{ij} \vec{v} \vec{v} h &= \rho_p c_p \vec{v}_p \cdot \vec{n} + g h (\vec{S} - \vec{S}_f) \\ &- \frac{1}{h_{c,k}} g h v h \end{aligned} \quad (5-54)$$

Ce système d'équations contient sept (7) inconnus, soit:

- 1- la vitesse de l'écoulement "v",
- 2- la hauteur du niveau de l'eau "h",
- 3- la concentration des sédiments "C_s",
- 4- la hauteur du lit "z",
- 5- la vitesse des sédiments "v_s",
- 6- la pente de la ligne piézométrique "S_f^{*}",
- 7- le taux d'infiltration "i_f".

Ainsi, pour résoudre l'indétermination de ce système, on doit rajouter:

- 1- une relation décrivant l'érosion et le transport des sédiments:

$$\vec{v}_b = f(\omega, \vec{v}, \vec{s}, \vec{s}_f, \dots), \quad \vec{c}_b = f(\vec{v}_b, \vec{v}, \vec{s}, \vec{s}_f, \dots)$$

- 2- une relation décrivant la pente de la ligne piézométrique:

$$\vec{s}_f^* = f(R_e, \epsilon, \epsilon', m, i(t), \omega, \dots)$$

- 3- une relation décrivant le taux d'infiltration:

$$\vec{i}_f = f(\epsilon, \lambda, \theta, h, t, \dots)$$

De plus, on doit connaître les conditions aux limites ainsi que les conditions initiales de l'écoulement. Si l'écoulement est subcritique, on doit donner les conditions initiales à l'amont comme à l'aval de l'écoulement. Cependant s'il est supercritique, seules les conditions à l'aval sont nécessaires. De plus, si on distingue les écoulements de surface et dans une voie d'eau, on doit être en mesure de déterminer le lieu des parois internes η_1 et η_2 .

Cependant, si on veut être en mesure d'effectuer ces calculs dans des temps raisonnables, nous devons formuler certaines hypothèses simplificatrices. Ces dernières dépendront de la nature et de la précision des données servant à calibrer le modèle ainsi que la nature et de la précision demandée aux résultats des calculs.

5.3 Mécanismes provoquant l'érosion:

Les mécanismes provoquant l'érosion d'un sol sont liés à l'impact des gouttes de pluie et au ruissellement de surface. Ces deux phénomènes sont responsables de l'arrachement des particules du sol et de leur transport sur une distance plus ou moins grande. Ainsi, les pertes de sol seront fonction de la quantité de matière disponible et des capacités de transport de la pluie et du ruissellement.

5.3.1 Erosion et transport dus aux précipitations:

Une goutte de pluie qui arrive au sol entre en collision avec un ou des agrégats de sol. Sous l'effet de l'impact, ces derniers peuvent être déformés, fractionnés et projetés. Dans ce dernier cas, leur dispersion laisse des éclaboussures. Ce phénomène est facilement observable après la pluie au bas d'un mur ou sous un arbre.

Comme l'effritement et la dispersion des agrégats de sol nécessitent un transfert d'énergie des gouttes de pluie aux particules de sol, on peut supposer que ces deux phénomènes sont fonction soit de l'énergie cinétique, soit de la quantité de mouvement de la pluie:

$$E_c = \frac{1}{2} m \vec{v}_p \cdot \vec{v}_p \quad (5-59)$$

$$\vec{p} = m \vec{v}_p \quad (5-60)$$

où E_c est l'énergie cinétique d'une goutte de pluie (ML^2/T^2),
 m est sa masse (M),
 $\vec{v}_p$ est sa vitesse (LT^{-1})
 $\vec{p}$ est sa quantité de mouvement (MLT^{-1})

Cependant, pour une précipitation donnée, ces quantités sont difficiles à évaluer. En effet, les gouttes de pluie possèdent une distribution de grosseur qui dépend de l'intensité de la pluie. De plus, comme les gouttes tombent en chute libre, elles atteignent une vitesse limite qui est d'autant plus élevée qu'elles sont grosses.

Par contre, pour une pluie naturelle, on observe que les relations entre l'intensité de la pluie et sa quantité de mouvement d'une part et son énergie cinétique d'autre part, sont voisines et de même forme. On peut donc utiliser l'une ou l'autre de ces quantités pour estimer l'érosivité des précipitations.

Pour un orage d'intensité modérée à forte, l'énergie cinétique par unité de précipitation et de surface varie approximativement comme la puissance 0.14 de son intensité (Meyer et Wischmeier, 1969). Comme en régime permanent, la quantité de pluie tombée est proportionnelle à son intensité, on a:

$$E_c \propto i_p^{0.14} \times i_p \Rightarrow E_c \propto i_p^{1.14} \quad (5-61)$$

Ainsi, si on suppose que le taux d'érosion dû à l'impact des gouttes de pluie est proportionnel au produit de son intensité par son énergie cinétique moyenne (Frée, 1960), on trouve:

$$E_p = k i_p^{2.14} \quad (5-62)$$

où k est une constante qui est fonction de la nature du sol et de son couvert.

Selon Wischmeier et Smith (1958), l'énergie cinétique et l'intensité de la pluie sont reliées par la relation:

$$E_c = a + b P_{0.10} i_p \quad (4-4)$$

où a et b sont des constantes qui dépendent du système utilisé (voir le tableau 5-1). Dans un tel cas, la relation (5-62) devient:

$$E_p = k' (a + b P_{0.10} i_p) i_p \quad (5-63)$$

où k' est la constante de proportionnalité.

Par ailleurs, la capacité de transport de la pluie est fonction de son intensité, de la nature du sol et de son couvert, du vent, de son angle d'attaque avec le sol, du microrelief du terrain...

En première approximation, on peut exprimer cette capacité à l'aide d'une relation de la forme:

$$T_p = S_p S i_p \quad (5-64)$$

où S_p est une variable regroupant la contribution des termes non exprimés,

S est la pente du terrain.

Par contre, comme les relations (5-61) à (5-64) ne sont qu'approximatives, on peut utiliser certaines relations empiriques. Les principales sont:

1° la relation d'Ellison (1945) qui donne le poids de particules déplacées par l'impact des gouttes de pluie:

$$q_s = k \bar{v}_p^{4.33} d^{1.07} i_p^{0.65} \quad (5-65)$$

où q_s est le poids des particules déplacées durant une période de 30 minutes (grammes),

d est le diamètre des gouttes de pluie (mm),

$\bar{v}_p$ est leur vitesse (pi/sec),

i_p est l'intensité de la pluie (po/hre),

k est une constante.

Cette relation n'est valable que pour des sols dénudés de même type.

2° Musgrave (1947) a déterminé les pertes de sol à partir d'une série de petites parcelles de terres agricoles soumises à un nombre important de précipitations:

$$E_d = I_d C S^{1.35} L^{0.35} P_{0.5}^{1.75} \quad (5-66)$$

- où E_s sont les pertes de sol (acre-po),
 I_s est l'indice d'érosion inhérent au sol (po),
 C est un facteur de couverture (s.d.),
 S est la pente du terrain (en pourcent),
 L est sa longueur (pi.),
 $P_{0.5}$ est la hauteur maximale de la pluie de 30 minutes
 ayant une période de récurrence de deux ans (po).

Cette équation prédit, à long terme, les volumes moyens bruts d'érosion de surface due à l'impact des gouttes de pluie et au ruissellement de l'eau. Son utilité est donc très restreinte d'autant plus que les variables I_s et C sont difficiles à évaluer.

3° L'équation universelle de pertes des sols qu'on a déjà étudiée au chapitre 4.

Une fois pulvérisées, les particules entrent facilement en suspension dans la lame d'eau de surface. Si l'eau s'infiltre, elles seront immédiatement déposées à la surface du sol. Il se forme ainsi une croûte (phénomène de battance) qui deviendra peu perméable lors de la prochaine précipitation. Si l'eau ruisselle, elles seront pour un grand nombre, emportées par l'écoulement. Tout ce matériel ne quitte pas nécessairement le terrain. Une partie peut se déposer dans les microdépressions du sol ou au bas de la pente (colluvions).

5.3.2 La force d'arrachement de l'écoulement:

L'eau qui ruisselle sur une surface exerce une force de traction qui tente d'arracher les particules de sol se trouvant sur son chemin. Dans le cas d'un fluide Newtonien et d'un écoulement laminaire permanent, cette force de cisaillement est proportionnelle au gradient de la vitesse de l'écoulement:

$$\vec{\tau}_{yx} = \mu \frac{d u_x}{d y} \vec{t} \quad (3-24)$$

où $\vec{\tau}_{yx}$ est la force de traction s'exerçant suivant l'axe x (MLT^{-2}),

u_x est la vitesse de l'écoulement (LT^{-1}),

μ est la viscosité du mélange eau-sédiments ($ML^{-1}T^{-1}$),

$\frac{du_x}{dy}$ est le gradient local de vitesse selon l'axe y (T^{-1}),

En pratique, on évalue cette force de cisaillement à l'aide de la relation de Du Boys (1879):

$$\tau_0 = s_f R_H \gamma \quad (5-67)$$

où s_f est la pente de la ligne d'énergie,

R_H est le rayon hydraulique,

γ est le poids volumique du liquide.

Par contre, on a observé que les matériaux ne commencent à bouger d'une façon appréciable qu'au-delà d'une certaine force "tractrice" critique. Cette dernière dépend:

- de la dimension moyenne des granulats,
- de leur forme géométrique,
- de leur poids volumique apparent dans le liquide,
- de la proportion des grains de différents diamètres.

A partir de résultats expérimentaux et de l'analyse dimensionnelle*, on a trouvé que les six (6) paramètres importants, soit:

- 1) τ_0 = la force de cisaillement sur le lit,
- 2) ρ_s = la densité des sédiments,
- 3) ρ_f = la densité du fluide,
- 4) d = le diamètre des grains,
- 5) g = accélération due à la gravité,
- 6) μ = la viscosité du fluide,

* L'analyse dimensionnelle est une procédure d'analyse des phénomènes physiques qui, en se basant sur les dimensions des paramètres impliqués, permet d'obtenir une relation décrivant le phénomène. Voir Bird et al. (1960) et Streeter et Wylie (1976).

pouvaient se combiner de manière à donner trois (3) nombres sans dimension, soit:

1) $\frac{v^*{}^2}{g d}$ une sorte de nombre de Froude

où $v^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_b}}$ i.e. la vitesse étoilée,

2) $\delta_s = \rho_s / \rho_b$ la densité spécifique des sédiments,

3) $\frac{v^* d}{\mu} = \frac{\rho_b v^* d}{\mu}$ le nombre de Reynolds des particules.

A partir de ces nombres, Shields (1936) ainsi que d'autres chercheurs ont remarqué que la fonction d'entraînement F_g définie par la relation:

$$F_g = \frac{v^*{}^2}{g d (\delta_s - 1)} = \frac{\tau_0}{\gamma d (\delta_s - 1)} \quad (5-68)$$

tracée en fonction du nombre de Reynolds $v^* d / \mu$ donnait une courbe unique (voir figure 5-3).

D'un autre côté, White (1940) a analysé les conditions d'équilibre pour des grains sphériques de même diamètre. Ses hypothèses de base étaient que:

- 1° la force tractrice moyenne τ_0 de l'écoulement est la résultante des forces de traînée τ_τ s'exerçant sur chaque grain individuellement;
- 2° les seuls grains qui sont susceptibles d'être entraînés sont ceux qui font saillie dans l'écoulement.

En fait, le nombre "n" de ces particules par unité de surface est donné par r/d^2 où r est le facteur de compaction (packing factor) du lit et d le diamètre des grains. Ainsi, si chaque particule s'ac-capare la n^e partie de τ_0 , les forces de traînée tangentielles τ_τ seront données par:

$$T_r = \frac{\tau_0}{n} = \frac{\tau_0 d^2}{r} \quad (5-69a)$$

où r/d^2 représente la zone d'influence d'un grain. Or, juste avant le début du mouvement d'une particule (conditions critiques), ces forces équilibrent son poids apparent:

$$T_w = \frac{\pi}{6} \gamma (\lambda_0 - 1) d^3 \quad (5-69b)$$

Malheureusement, ces conditions aux limites dépendent de la façon dont ces efforts sont appliqués. Ainsi, selon la valeur du nombre de Reynolds de la particules, on observe:

- 1° si les vitesses sont élevées i.e. si $\frac{v^* d}{\nu} > 3,5$ que les composantes tangentielles (cisaillement) de l'effort exerce sur la particule sont négligeables vis-à-vis de ses composantes normales (pression). De plus, même si les pressions appliquées sur la partie aval sont inférieures de moitié à celles appliquées sur la partie amont, la résultante des forces passe par le centre de gravité de la particule (puisque les forces sont centrales). Ainsi, pour qu'il y ait équilibre, il est nécessaire et suffisant que la résultante des forces de masse et de traînée se trouve à l'intérieur à l'angle ϕ du talus naturel (voir la figure 5-14). Ces conditions sont alors définies par:

$$t_g \phi = \frac{\tau_c d^2 / r}{\frac{\pi}{6} \gamma (\lambda_0 - 1) d^3}$$

Ce qui donne:

$$\tau_c = \frac{\pi}{6} r \gamma d (\lambda_0 - 1) t_g \phi \quad (5-70a)$$

- 2° Cependant, si les vitesses sont faibles i.e. si $\frac{v^* d}{\nu} < 3,5$, ce sont les pressions exercées sur les particules qui sont négligeables vis-à-vis des efforts de cisaillement. De plus, comme la face

supérieure du grain est libre et, par conséquent, entièrement soumise aux effets de la vitesse alors que sa face inférieure est protégée par les autres grains, la résultante des forces s'exerce en un point situé au-dessus du centre de gravité. Pour tenir compte de l'écart entre le point d'application de la force hydraulique $\vec{T}_r$ et le centre de gravité de la particule, on introduit un coefficient α dans la relation (5-70a) qui se réécrit:

$$\tau_c = \alpha \frac{\pi}{6} r \gamma d (\lambda_b - 1) \tan \phi \quad (5-70b)$$

Selon White, ce coefficient varie de 0.3 à 0.4.

Remarques:

- 1° En fait, les efforts tangentiels qui sont responsables de la traînée de surface (surface drag) apparaissent principalement dans un écoulement à ligne de courant i.e. à faible vitesse alors que les efforts normaux qu'on peut associer à des pressions, correspondent à la traînée de forme (form drag). C'est ce qui explique que ces efforts sont plus importants à vitesse élevée.
- 2° L'analyse de White ne tient pas compte des fluctuations locales de vitesse dues à la turbulence et des forces d'arrachement dues à la présence du lit et des gradients de vitesse.
- 3° A cette force "tractrice" critique correspond une vitesse d'écoulement critique:

$$|\vec{v}_c| = \sqrt{\frac{\tau_c}{\gamma}} \quad (5-71)$$

Dans le tableau 5-2, on retrouve quelques valeurs pour la force "tractrice" critique ainsi que la vitesse d'écoulement critique.

5.3.3 Transport des sédiments:

Une fois arrachés du sol, les sédiments peuvent être transportés de trois manières par l'écoulement:

- 1) en suspension: l'écoulement ou l'impact des gouttes de pluie sur la lame d'eau provoquent une turbulence qui maintient les particules fines en suspension. Elles peuvent alors être transportées sur de grandes distances.
- 2) par charriage: lorsque l'écoulement devient plus important, il peut arracher de plus grosses particules sans être capable de les mettre en suspension. Dans un tel cas, ces matériaux progressent vers l'aval en glissant et roulant sur le fond.
- 3) par saltation: lorsque les matériaux sont de grosseur moyenne, elles peuvent se déplacer vers l'aval par bonds successifs plus ou moins prolongés. Ce phénomène est surtout important avec le vent.

5.3.4 Transport des sédiments en suspension:

Une fois érodés, les sédiments peuvent être transportés en suspension si:

- le débit de l'écoulement est suffisant,
- la masse des sédiments n'est pas trop importante.

Se basant sur les travaux de Prandtl et de Von Karman sur la turbulence, Vanoni (1946) a suggéré que le mécanisme responsable du maintien et de la distribution des sédiments au sein de l'écoulement est analogue au mécanisme responsable du transfert de moments entre les couches adjacentes de fluide. Dans ce mécanisme d'échange turbulent, les gradients de vitesse sont remplacés par des gradients de concentration des sédiments. Ainsi, comme le taux de transfert des moments dû au mélange turbulent est donné par la relation de Von Karman:

$$\tau_{xy} = \beta \rho \bar{u} \rho \frac{dv}{dy} = \rho \epsilon_m \frac{dv}{dy} \quad (3-38)$$

où τ_{xy} est la force de cisaillement sur un plan horizontal dans le liquide,

ρ est un coefficient de corrélation (moment),

$\bar{u}$ est la valeur moyenne des variations de vitesse dans une direction perpendiculaire à l'écoulement principal,

$\frac{dv}{dy}$ est le gradient de vitesse dans la direction perpendiculaire à l'écoulement.

Le taux de transfert de la masse des particules en suspension par unité de surface peut s'écrire:

$$-\rho \bar{u} \rho \frac{dc_s}{dy} = -\epsilon \frac{dc_s}{dy}$$

où C_s est la concentration volumique des sédiments,

ϵ est le coefficient d'échange cinématique que l'on suppose égal à celui des moments:

$$\epsilon = \rho \bar{u} \rho$$

En régime permanent, le transport des matériaux vers le haut par turbulence est contrebalancé par leur déposition sur le lit sous l'effet de la gravité. Ainsi:

$$-\epsilon \frac{dc_s}{dy} = w c_s \quad (5-73a)$$

où w est la vitesse de sédimentation des particules. Si on intègre cette relation, on obtient:

$$\ln \left(\frac{c_s(y)}{c_s(a)} \right) = -w \int_a^y \frac{dy}{\epsilon} \quad (5-73b)$$

où $C_s(a)$ est la concentration à un niveau de référence arbitraire $y=a$.

Si le coefficient d'échange est constant, on trouve:

$$\frac{C_b(y)}{C_b(a)} = \exp \left[-\frac{w}{\epsilon} (y-a) \right] \quad (5-74)$$

Cette formule ne peut servir à prédire la concentration absolue des sédiments à moins de connaître C_a .

On peut évaluer le coefficient d'échange ϵ à l'aide de la formule de Prandtl (1925):

$$\epsilon = \rho^2 \frac{d\bar{v}_x}{dy} \quad (5-75)$$

où ρ est la longueur de mélange. Cette dernière variable évalue l'influence de la turbulence. Elle représente la distance moyenne de pénétration d'un élément de fluide au sein d'une couche de fluide adjacente. Au voisinage du lit de l'écoulement, cette longueur est proportionnelle à la distance à la surface:

$$\rho = ky \quad (3-33)$$

où k est la constante universelle de Von Karman. Pour un fluide homogène $K \approx 0.4$. En remplaçant dans (3-28), on trouve:

$$\tau_{yx} = \rho k^2 y^2 \left(\frac{d\bar{v}_x}{dy} \right)^2 \quad (5-76)$$

Ce qui peut se réécrire, après simplification:

$$\frac{d\bar{v}_x}{dy} = \frac{v^*}{ky} \quad (5-77)$$

où v^* est la vitesse étoilée de l'écoulement:

$$v^* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$$

En intégrant, on obtient une distribution logarithmique pour la vitesse:

$$v = \frac{v^*}{k} \ln y + c_1 \quad (3-32)$$

Pour un écoulement uniforme dans un canal ouvert beaucoup plus large que profond, la force de cisaillement varie linéairement d'une valeur maximale, au contact du lit, à une valeur nulle en surface:

$$\tau = \tau_0 (1 - y/h) \quad (5-79)$$

où h est la hauteur du niveau d'eau,

τ_0 est la force de cisaillement au niveau du lit du canal.

Ainsi, lorsqu'on s'éloigne du lit du canal,

$$\rho = k y \sqrt{1 - \frac{y}{h}} \quad (5-80)$$

et:

$$\epsilon = k v^* y \left(1 - \frac{y}{h} \right) \quad (5-81)$$

En remplaçant dans (5-73), on obtient:

$$k v^* y \left(1 - \frac{y}{h} \right) \frac{2c_0}{2y} = w(a)$$

ce qui donne:

$$\frac{c_0(y)}{c_0(a)} = \left[\frac{a}{y} \frac{(h-y)}{(h-a)} \right]^{w/kv^*} \quad (5-82)$$

Cette relation décrit très bien la distribution des sédiments en laboratoire ou dans une voie d'eau naturelle. Cependant, elle ne saurait s'appliquer au niveau du lit du canal ($a=0$), car la concentration des sédiments y serait infinie. Pour $y=0$, $C=0$. Cependant, les observations sur le terrain montre une certaine concentration de sédiments à la surface. Elle est peut-être due aux remous et aux courants secondaires.

Remarques:

- 1° La présence des sédiments change la valeur des variables ρ , ϵ et k . Ainsi, la présence d'une traînée à l'arrière des particules diminue leur longueur de mélange ρ et, par le fait même, la valeur du coefficient d'échange cinématique:

$$\epsilon_s = \rho \epsilon_e \quad \rho < 1 \quad (5-83)$$

où ϵ_e est le coefficient d'échange pour l'eau claire. Donc, la résistance à l'écoulement d'un mélange eau-sédiments sera moindre que celle de l'eau claire, toutes les autres variables étant les mêmes.

- 2° Dans le cas d'une voie d'eau naturelle, c'est la formation de rides et de dunes qui est responsable de l'augmentation de la résistance observée sur le terrain.
- 3° Normalement, la valeur de "a" utilisée est égale à $2D$, où D est une dimension représentative des particules de la charge de fond. Par exemple, on peut utiliser d_{65} , c'est-à-dire le diamètre des particules dont 65% sont plus petites et 35% sont plus grosses.
- 4° Pour évaluer le débit des sédiments transportés par suspension, on doit intégrer le produit de la concentration par la vitesse des particules sur l'aire de la section droite de l'écoulement. Si ce dernier s'effectue en une dimension:

$$Q_s = \int_{\eta_1(x,t)}^{\eta_2(x,t)} \int_a^h \vec{c} \cdot \vec{v}_s \, dy \, dz \quad (5-84)$$

5° Ordinairement, il y a un retard dans la prise en charge des sédiments par l'écoulement. Ainsi, la vitesse d'une particule prend un certain temps avant de s'ajuster à celle du fluide. Ordinairement, on mesure cette liberté des sédiments à l'aide de la longueur de pénétration de Bagnold (1951). En effet, si on projette des particules sur un fluide au repos, on définit leur longueur de pénétration comme étant la distance qu'il parcourt avant de voir leur vitesse réduite de moitié par la traînée.

5.3.5 Transport des sédiments par charriage:

Il y a transport de sédiments par charriage lorsque la vitesse de l'écoulement (qui définit le débit liquide) ou plus exactement la force tractive dépasse une valeur critique. Il n'est donc pas surprenant que plusieurs relations utilisées pour évaluer le débit solide par charriage font plus ou moins explicitement appel au groupe " $q-q_0$ " ou au groupe " $\tau-\tau_0$ ", où q_0 et τ_0 sont les valeurs critiques convenables du débit liquide q et de la force tractive τ .

C'est Du Boys (1879) qui le premier a énoncé la théorie de la force tractive et qui a proposé une relation qui porte son nom. Pour obtenir cette relation, il a supposé que le mouvement de translation des matériaux varie linéairement à partir d'un maximum à la surface du lit pour s'annuler à une profondeur inconnue h_g . Entre ces deux niveaux, on divise la couche mobile de matériaux en n couches de même épaisseur " d " (voir la figure 5-7): $d_g = h_g/n$. Dans la couche inférieure, où le mouvement est nul, le frottement équilibre la force tractive. Ainsi si le frottement entre les couches est égal au poids des couches qui la recouvre, on obtient:

$$\varphi n d_0 w \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_s} \right) = \tau_0 \quad (5-86)$$

où φ est un coefficient de frottement,

w est le poids volumique des sédiments du lit en tenant compte de l'eau remplissant les vides,

γ_s est le poids spécifique des sédiments,

γ est le poids spécifique de l'eau.

Soit $v_s, 2v_s, 3v_s, \dots, (n-1)v_s$ les vitesses des autres couches en commençant par la seconde et en terminant par la couche supérieure, le débit solide total par unité de largeur égale:

$$q_s = d \sum_{i=1}^n v_i = d v_s \frac{(n-1)n}{2} \quad (5-86)$$

Lorsque $n=1$, la couche supérieure est sur le point de se mettre en mouvement. Dans ces conditions critiques, on obtient:

$$\tau_c = \tau_0 = \varphi d w \left(1 - \gamma / \gamma_s \right) \quad (5-87)$$

Ainsi: $\tau = n \tau_c \quad (5-88)$

En remplaçant la valeur de n dans l'équation du débit solide, on trouve:

$$q_s = \frac{d_0 v_0}{2} \frac{\tau}{\tau_c} \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right) \quad (5-89)$$

$$q_s = c_s \tau (\tau - \tau_c) \quad (5-90)$$

où c_s est une constante caractéristique des propriétés physiques des matériaux du lit.

$$c_s = \frac{d_0 v_0}{2 \tau_c^2} \quad (5-91)$$

Les valeurs de " c_s " et " τ_c " ont été déterminées expérimentalement par Straub (1935) (voir le tableau 5-3). Ainsi:

$$c_s \approx \frac{0.173}{d^{3/4}}$$

où d est le diamètre moyen des particules en mm:

$$0.125 \leq d \leq 4 \text{ mm.}$$

Parmi les formules empiriques de même forme que la relation de Du Boys, citons celle de Shields (1936):

$$q_b = \frac{10 g_s S (\tau_o - \tau_c)}{\gamma (s_s - 1) s_s d} \quad (5-92b)$$

où τ_c est la force de cisaillement critique du lit telle que donnée par la figure 5-3,

s_s est la gravité spécifique des sédiments,

d est leur dimension moyenne.

Cette équation a l'avantage d'être homogène au point de vue dimensionnel et peut être utilisée dans tout système d'unités cohérent.

Une des formules les plus connues est celle d'Einstein (1942). Selon lui, les particules de sédiments, une fois détachées du lit, voyagent par bonds de longueur moyenne L , proportionnelle à leur dimension d_s : $L \propto d_s$. Si on considère un élément de volume de largeur unitaire et de longueur L , prise dans le sens de l'écoulement, chaque particule détachée du lit traversera la section AB avant de sédimenter (voir la figure 5-8). Si p_s est la probabilité qu'un grain soit arraché par unité de temps et $A_1 d^2$ la surface du lit qu'il occupe,

$$L p_s / A_1 d^2$$

représentera le nombre de grains arrachés du lit en une seconde. Ainsi, si $A_2 d^3$ est le volume de chaque grain, le débit solide à travers la section AB égale:

$$q_b = \frac{L p_s A_2 d^3}{A_1 d^2} = \frac{A_2 \lambda p_s d^2}{A_1}$$

où $L = \lambda d$.

Comme les variables A_1 et A_2 sont fonction de la géométrie des particules, on peut assumer que le coefficient est constant. De plus, comme on peut relier la longueur moyenne de bonds à la longueur de pénétration des particules, il nous reste à évaluer la probabilité " P_s ". Cette dernière est fonction du rapport entre la force de traction s'exerçant sur le grain et son poids submergé. Comme la force de traction F_t à la limite de la sous-couche laminaire est proportionnelle au produit $f v^2 d^2$, où v est la vitesse du fluide au voisinage du grain et son poids submergé F_w égale $\rho f (\Delta_s - 1) g A_2 d^3$, on obtient:

$$\frac{F_t}{F_w} \propto \frac{v^2}{g (\Delta_s - 1) A_2 d}$$

" v^2 " étant proportionnelle à τ_0 , on trouve que ce rapport est proportionnel à la fonction d'entraînement de Shields (5-68):

$$\frac{F_t}{F_w} \propto \frac{\tau_0}{\gamma (\Delta_s - 1) A_2 d} \propto \frac{\tau_0}{A_2} \quad (5-95)$$

Comme P_s a les dimensions de (temps) $^{-1}$ et que F_s est sans dimension, on doit avoir:

$$P_s = \frac{1}{t} f(F_s) \quad (5-96)$$

où t est un intervalle de temps caractéristique du processus d'entraînement. Si cet intervalle " t " est le temps pris par le grain pour se déplacer d'une distance égale à son propre diamètre lorsqu'il tombe à une vitesse w , on trouve:

$$\frac{P_s d}{w} = f(F_s) \quad (5-97)$$

où la vitesse de chute donnée par Ruky (1933):

$$w = F \sqrt{g d (\Delta_s - 1)} \quad (5-98)$$

$$\text{où } F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \nu^2}{g d^3 (D_0 - 1)}} + \sqrt{\frac{36 \nu^2}{g d^3 (D_0 - 1)}} \quad (5-99)$$

$$= \frac{2}{3} \text{ lorsque } d \geq \frac{1}{16} \text{ ft et } D_0 \approx 2.6$$

En incorporant les variables A_1 , A_2 et λ dans l'opérateur fonction, on trouve:

$$\phi = \frac{g_b}{w c l} = f(F_0) = f\left(\frac{1}{\psi}\right) \quad (5-100)$$

où ϕ est la fonction de la charge du lit (bed load function) (sans dimension),

ψ est la réciproque de la fonction d'entraînement (sans dimension).

Pour des sédiments de granulométrie uniforme dont le diamètre moyen varie de 0.3 mm à 28.0 mm, Einstein a proposé la relation empirique suivante entre ϕ et ψ :

$$0.465 \phi = \exp[-0.391 \psi] \quad (5-101)$$

pour $\psi > 6$. A partir des mêmes données (voir la figure 5-9), Brown (1950) a ajusté la courbe (figure 5-11):

$$\phi = 40 \left(\frac{1}{\psi}\right)^3 \quad \psi > 10^{-4}, \quad \phi > 10^{-2} \quad (5-102)$$

$$\frac{1}{\psi} = 0.056 \quad \phi < 10^{-2}$$

Pour des sédiments de diamètre variés, Einstein a suggéré de partitionner les matériaux en plusieurs fractions. Pour chaque fraction, on utilise un "diamètre effectif" tel que 35 à 45% des grains ont une dimension inférieure à ce dernier et 55 à 65% ont une dimension supérieure. Malheureusement, cette procédure est laborieuse et les résultats obtenus peu sûrs. Un des facteurs qui contribue à l'augmentation de la variance observée est la formation de rides et de dunes à la surface du lit.

Si on remplace les fonctions ϕ et ψ de la relation de Brown par les variables qui les définissent, on trouve:

$$\frac{q_b}{F d^{3/2} (d_b - 1)^{1/2} g} = 40 \left(\frac{\tau_0}{\gamma (d_b - 1) d} \right)^3$$

Comme la force tractive sur le lit est donnée par la formule de Du Boys (5-67), cette relation se réécrit:

$$q_b = 40 \frac{R^3 S^3 F \sqrt{g}}{d^{3/2} (d_b - 1)^{5/2}} \quad (5-103)$$

Ainsi, pour des sédiments de dimensions et de gravité spécifique donnée, on peut écrire:

$$q_b \propto \frac{R^3 S^3}{d^{3/2}} \quad (5-104)$$

Comme dans le cas d'un écoulement de surface ou dans une voie d'eau large, on a: (voir la section 3.4.4)

$$q_b \propto R^{3/2} S^{1/3} \quad (5-105)$$

où le coefficient de Chézy est considéré constant, on obtient:

$$q_b \propto \frac{C^2 S^2}{d^{3/2}} \quad (5-106)$$

Ainsi, la concentration des sédiments augmente avec le débit liquide et la pente de la ligne piézométrique que l'on peut considérer comme égale à celle du lit de l'écoulement.

5.3.6 Erosion des berges:

Sur les berges d'un cours d'eau, la stabilité des sédiments est affectée par les efforts de cisaillement exercé par l'écoulement des berges et le poids des sédiments. Ainsi, la force tractive minimale nécessaire pour déplacer une particule est moindre sur les berges que sur le lit de l'écoulement. Dans le cas d'un canal trapézoïdal (voir la figure 5-13), si w est le poids apparent d'un certain volume de matériaux, situé à la surface de la berge de pente θ . La force w peut se décomposer suivant la ligne de la plus grande pente ($T = w \sin \theta$) et la normale au talus ($N = w \cos \theta$). Comme à l'équilibre, la force suivant la normale doit être égale à la résultante des efforts tangentiels de masse (poids) et de cisaillement, on obtient:

$$w \cos \theta = \sqrt{\lambda^2 \tau_c^2 + w^2 \sin^2 \theta}$$

où λ est une constante de proportionnalité pour une section donnée. D'après White (1940), la force tractive critique τ_c est proportionnelle au produit du poids par la tangente de l'angle de repos:

$$\tau_c \propto w \tan \phi \quad (5-70)$$

où ϕ est l'angle de dépôt des particules. Cette variable dépend des dimensions des particules et de l'état de leur surface: anguleuse ou arrondie (voir la figure 5-6).

Ainsi:

$$\tau_c^2 \cos^2 \theta = \tau_c^2 + \frac{\tau_c^2 \sin^2 \theta}{\tan^2 \phi}$$

ce qui donne:

$$\frac{\tau_0}{\tau_c} = \cos \theta \sqrt{1 - \frac{t_g^2 \theta}{t_g^2 \phi}} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}} \quad (5-107)$$

où τ_0 représente une force de cisaillement moyenne. Ainsi, d'après le Bureau Américain des Réclamations (U.S. Bureau of Reclamation), on a:

- sur le lit du canal: $\tau_0 = 0.97 \gamma h s$
- sur les berges: $\tau_0 = 0.75 \gamma h s$

5.3.7 Effet de la température de l'eau:

Les variations de la température de l'eau influence le débit solide des sédiments en affectant la vitesse de chute des particules et en modifiant le lit de l'écoulement.

En effet, comme la vitesse de chute d'une particule diminue lorsque la viscosité du fluide augmente et que cette dernière croît lorsque la température décroît, une baisse de température s'accompagnera d'une baisse de vitesse. Ainsi, dans la partie supérieure de l'écoulement, on observera une augmentation dans la concentration des sédiments en suspension par rapport au voisinage du lit ce qui accroît le débit solide.

Par ailleurs, on a observé qu'une baisse de température de l'eau s'accompagne d'une modification du lit du cours d'eau. Selon les dimensions de l'écoulement et la forme du lit, ces variations occasionnent une diminution ou une augmentation de la résistance. Ainsi, dans le cas d'une canalisation dont le lit est recouvert de rides formées de sable fin, la résistance à l'écoulement s'accroît avec une baisse de température ce qui occasionne une baisse du débit solide. Par contre, on a observé que, pour certaines rivières, une baisse de température s'accompagne d'une baisse du coefficient de Manning due à une diminution de la hauteur et du nombre des dunes. Cette baisse s'accompagne d'une augmentation de la vitesse et du pouvoir érosif de l'écoulement.

5.3.8 Remarques:

On peut obtenir une estimation du débit solide d'un écoulement en utilisant d'autres relations que celles dérivées précédemment. Parmi les auteurs qui se sont intéressés au problème du transport des sédiments, citons: Schoklitsch (1914), Meyer-Peter et autres (1934), Kalinske (1947), Laursen (1958), Ackers et White (1973)... Toutes ces relations ont chacune leurs mérites ainsi que leur domaine d'application qu'il est bon de connaître avant de les utiliser. En effet, ce sont les différentes hypothèses de départ (relations théoriques) ou les conditions particulières d'obtention des données (relations empiriques) qui sont responsables des écarts observés entre les estimations obtenues à partir de ces relations et les observations effectuées sur le terrain. Cependant, toutes supposent l'existence d'un "lit saturé" de matériaux non cohérent dans lequel le liquide peut arracher indéfiniment des matériaux pour les remplacer immédiatement par d'autres provenant de l'amont.

Ordinairement, on considère que les transports par saltation contribuent aux transports effectués en suspension et par charriage. De plus, le passage d'un mode à l'autre s'effectue toujours d'une façon très progressive.

Il existe une relation entre la vitesse de l'écoulement et la morphologie de son lit. Ainsi, d'après la valeur du nombre de Froude (3-22), on aura un lit plat, recouvert de rides ou de dunes. Vu l'importance de ces structures dans le calcul de la force de résistance à l'écoulement et sur le débit solide, il serait bon d'analyser l'opportunité de tenir compte de ces formations dans le modèle proposé (voir figure 5-15).

5.3.9 Résumé:

Ainsi, les principaux concepts décrits précédemment peuvent se résumer comme suit:

- 1° l'impact des gouttes de pluie érode et déplace des particules de sol de petites dimensions lorsqu'elles sont maintenues en place par des forces cohésives faibles,
- 2° le ruissellement de surface, qu'il soit en nappes ou en rigoles ainsi que l'écoulement dans les cours d'eau transportent ces particules,
- 3° lorsque les quantités de sédiments disponibles ne limitent pas l'érosion, la capacité de transport d'un écoulement dépend de sa vitesse et de sa profondeur,
- 4° les sédiments se déposent lorsque la vitesse de l'écoulement décroît.

En fait, il faut replacer ces processus d'érosion, de transport et de sédimentation des particules dans le cycle de la matière lithographique, c'est-à-dire l'émergence des roches, leur désagrégation, leur transport ainsi que leur dépôt dans les bassins de sédimentation. Cependant, à l'échelle des interventions humaines, ce sont les événements météorologiques qui gouvernent ces processus. Ces événements sont responsables de la désagrégation des roches, de l'élaboration des sols, de leur érosion et du transport des sédiments. Ce sont ces interactions que nous avons résumées à la figure 5-16.

5.4 Conclusion:

Ayant passé en revue les principales variables impliquées dans les processus d'érosion ainsi que certaines relations qui existent entre elles, nous sommes maintenant en mesure d'établir un modèle mathématique nous permettant de simuler ces processus.

En fait, nous devons simuler deux processus principaux:

- 1° celui de l'écoulement de l'eau à la surface du sol et dans les voies d'eau,
- 2° ceux de l'érosion des sols et du lit des voies d'eau, du transport et du dépôt des alluvions.

Pour atteindre ces objectifs, on peut utiliser deux approches:

- 1° une approche empirique basée sur les données disponibles et sur l'équation universelle de perte des sols. Cette méthode est simple et facile d'application. Cependant, elle est:
 - a) spécifique à un chantier (difficilement reproductible),
 - b) elle nécessite un grand nombre d'années d'observation (22 ans),
 - c) elle néglige l'aspect dynamique des variations de la topologie du chantier.
- 2° Une approche analytique basée sur nos connaissances des processus physiques impliqués. Même si cet approche est beaucoup plus complexe que la précédente, elle a l'avantage:
 - a) de permettre de comprendre le phénomène,
 - b) de nécessiter un nombre moins important de données de calibration,
 - c) de tenir compte des spécificités de chaque chantier (plus souple),
 - d) de permettre d'autres applications (ex.: sel de déglacage...).

Malheureusement, plusieurs problèmes restent à régler avant d'être en mesure d'obtenir un modèle complet de ces processus. Cependant, nous sommes présentement capable d'élaborer et de réaliser un modèle mathématique qui nous permet d'estimer la quantité de matériaux qui quittent un terrain à la suite des précipitations et du ruissellement des eaux.

Ces étapes franchies, nous pourrons effectuer certaines expériences qui nous permettront de mieux comprendre le phénomène d'érosion, de prédire ses effets et d'apprécier la pertinence de certaines mesures de contrôle. Naturellement, les résultats obtenus devront être comparés avec des observations effectuées sur le terrain. Ce faisant, nous pourrons calibrer notre modèle et, si nécessaire, le modifier. Il va sans dire que la justesse de ces résultats dépendra de la pertinence du modèle et du soin apporté à le calibrer.

Tableau 5-1: Unités et valeurs pour le calcul de l'énergie cinétique moyenne d'une précipitation.

Système	Unités		Valeurs	
	Ec	ip	a	b
Anglais	pi-tonnes/acre-po.	po	916	331
International	joules/m ² -mm	mm	70	22.3

Tableau 5-2: Forces tractives critiques et vitesse d'écoulement critique dans l'eau claire.

Particules	Vitesse critique	Force trative critique	
	cm/s	kgr/m ³	pascal
Sable fin	25	0.1	0.98
Sable grossier	50	0.4	3.92
Gravillon	75	1.0	9.80
Gravier	100	3.0	29.40
Galets	200	5.0	49.00

Tableau 5-3: Valeurs de "C_s" et " " pour l'équation de Du Boys:

dmm	C _s ft ⁶ /lb ² .s	C _s m ⁶ /kg ² .s	τ _c lb/ft ²	τ _c kg/m ²
0,125	0,81	3,17.10 ⁻³	0,016	0,078
0,250	0,48	1,88.10 ⁻³	0,017	0,083
0,500	0,29	1,14.10 ⁻³	0,022	0,107
1	0,17	0,66.10 ⁻³	0,032	0,156
2	0,10	0,39.10 ⁻³	0,051	0,249
4	0,06	0,23.10 ⁻³	0,09	0,439

(Source, Leliavsky, 1961)

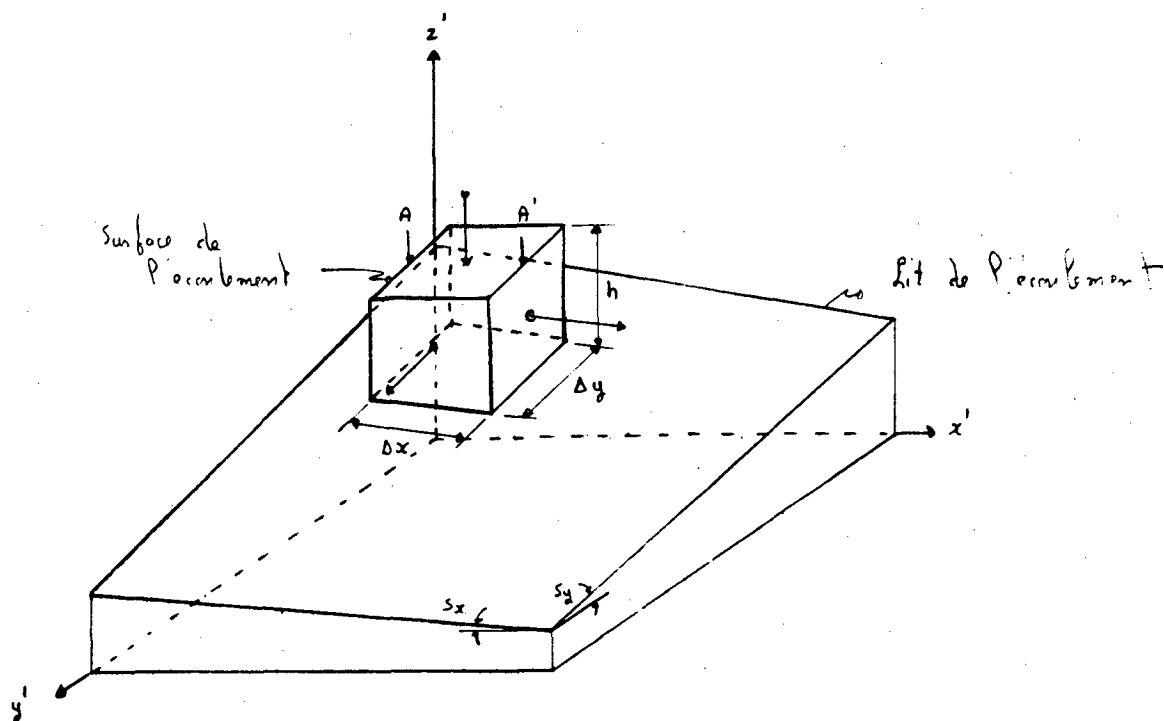


Figure 5-1: Volume de contrôle pour un écoulement de surface en deux dimensions.

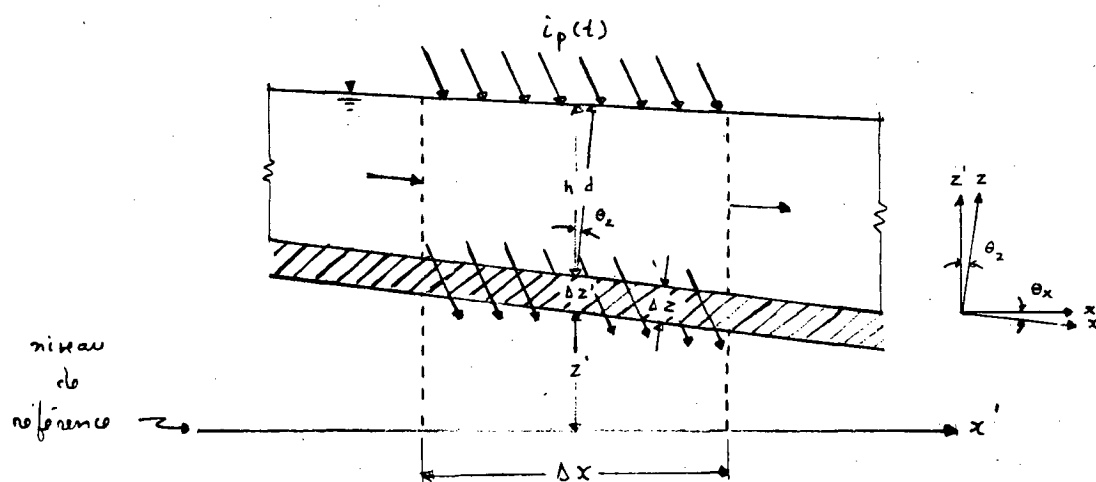


Figure 5-1-b: Coupe selon le plan AA'.

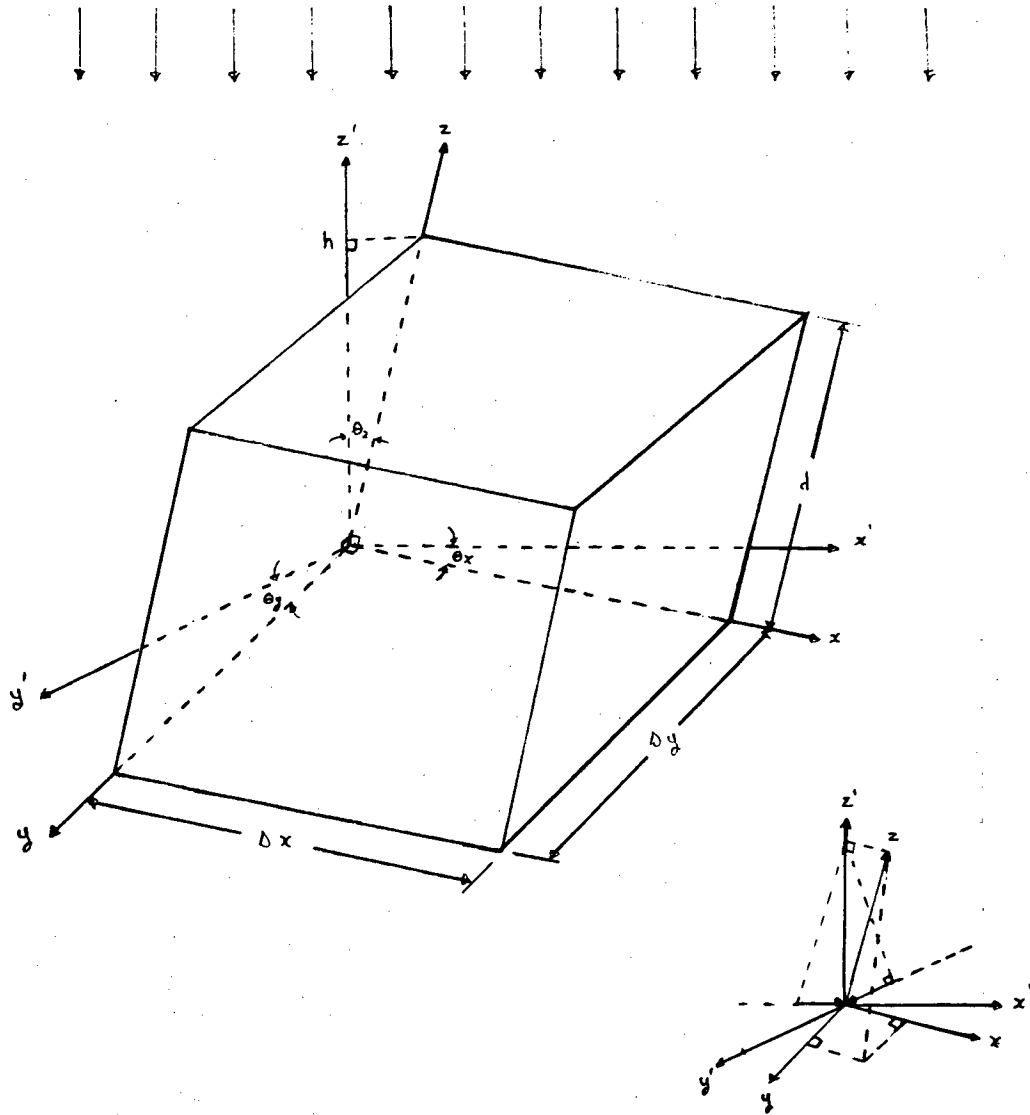


Figure 5-2: Volume de contrôle pour un écoulement en deux dimensions.

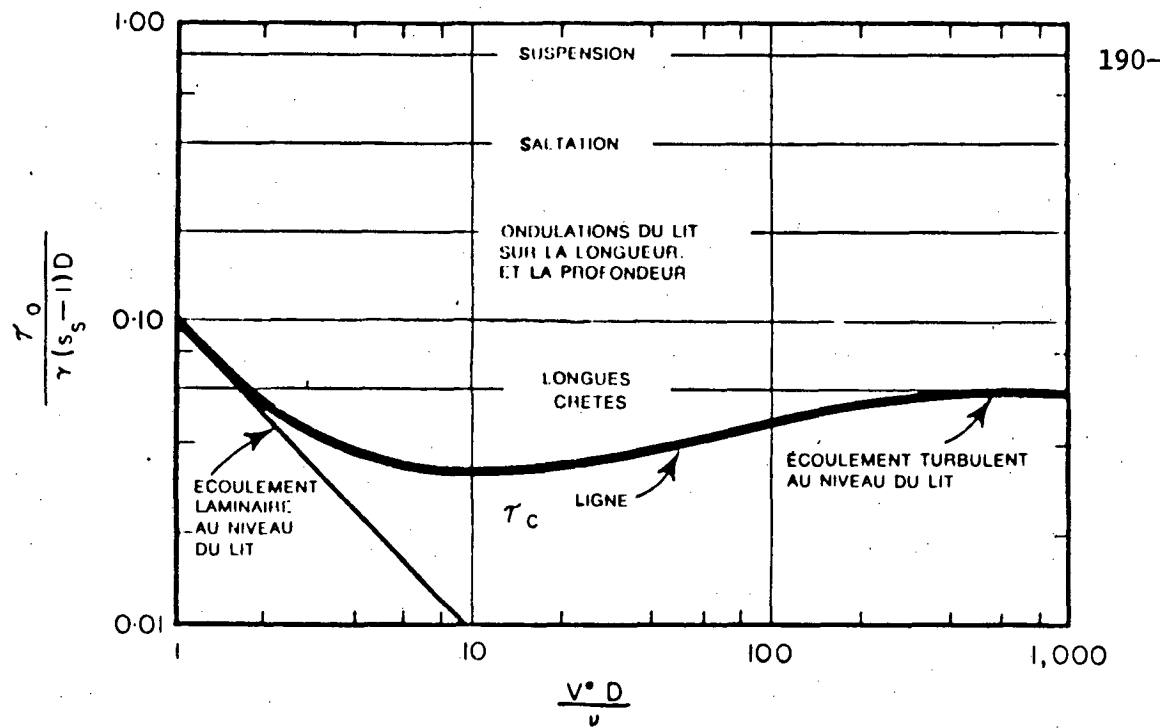


Figure 5-3: Graphique définissant la force de cisaillement critique du lit.
(Source: Gray, 1972)

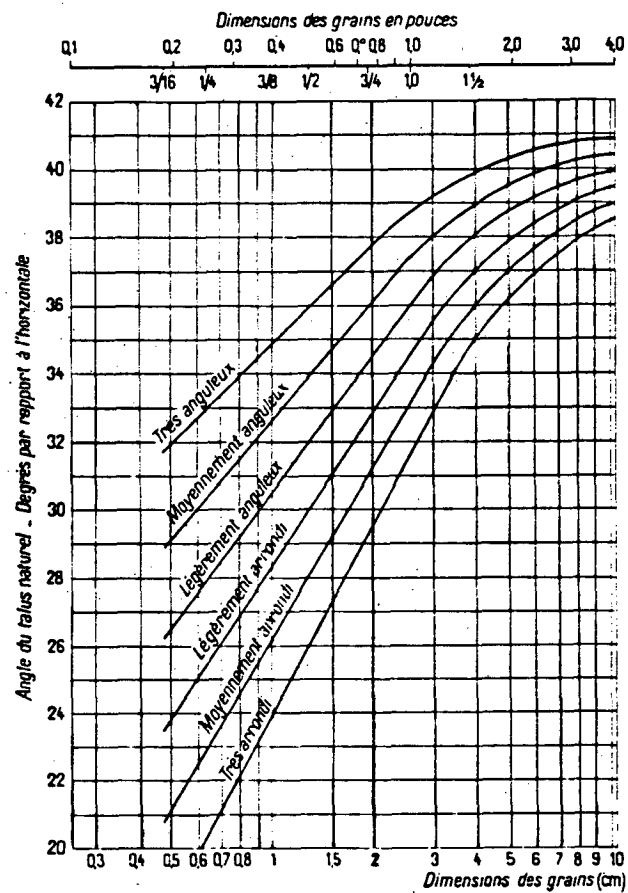


Figure 5-4: Diagramme de LANE pour la stabilité des talus des canaux
(Cas de matériaux sans cohésion)
(Source: Leliavsky, 1961)

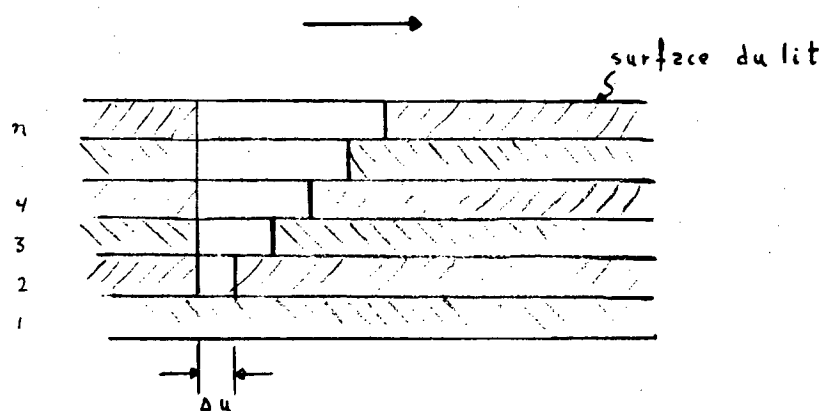


Figure 5-7: Couches de sédiments telles que conçues par Du Boys.

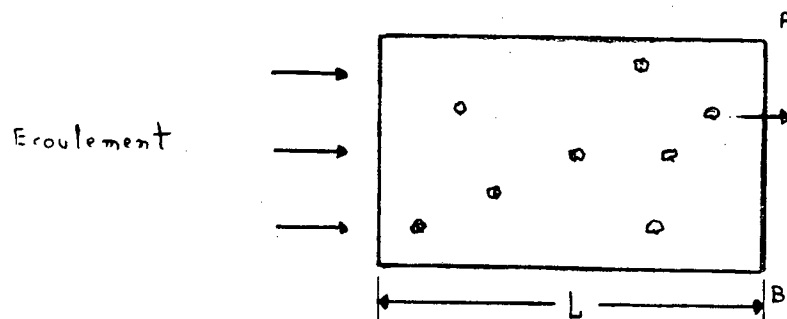


Figure 5-8: Esquisse utilisée par Einstein.

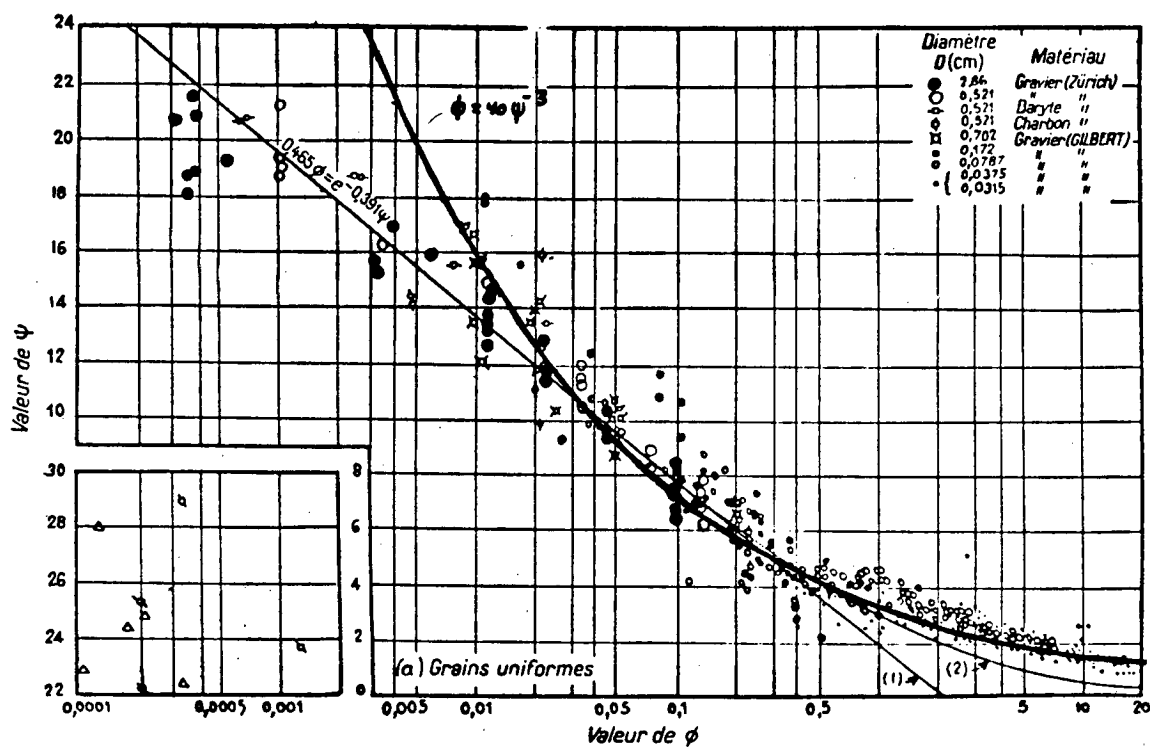


Figure 5-9: Reproduction de la fonction de transport solide par charriage d'EINSTEIN pour une granulométrie uniforme.

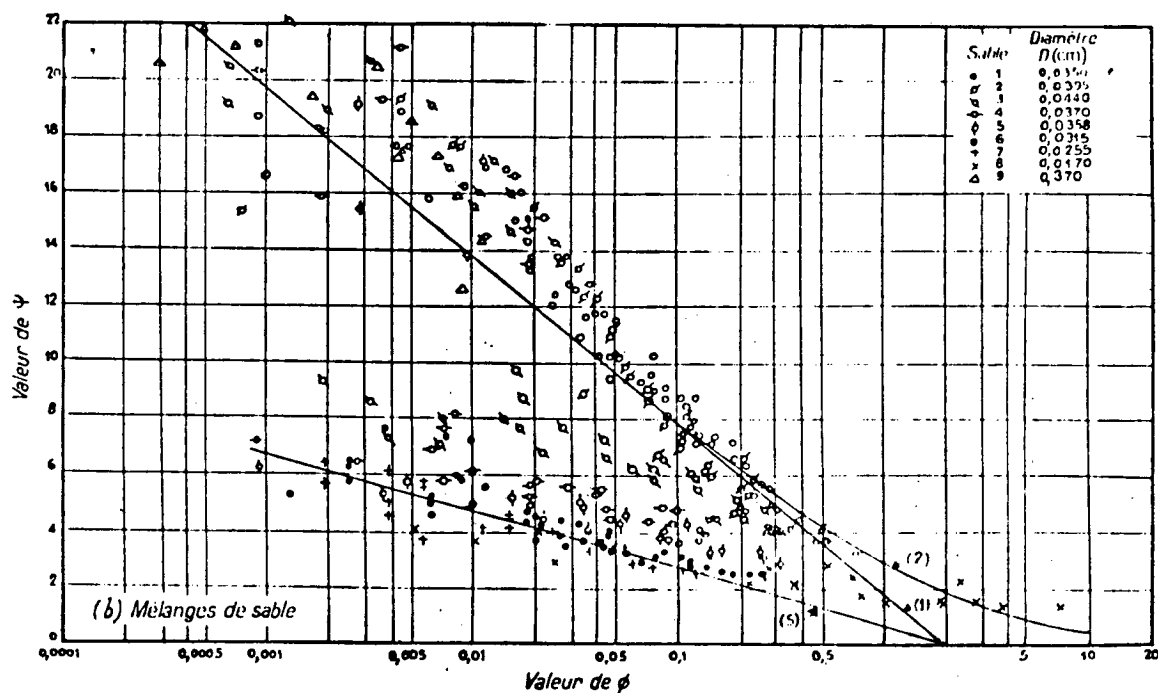


Figure 5-10: Second diagramme d'Einstein pour le transport solide par charriage dans le cas d'un matériau d'une granulométrie étendue (d_{40}). (Source, Leliavsky, 1961).

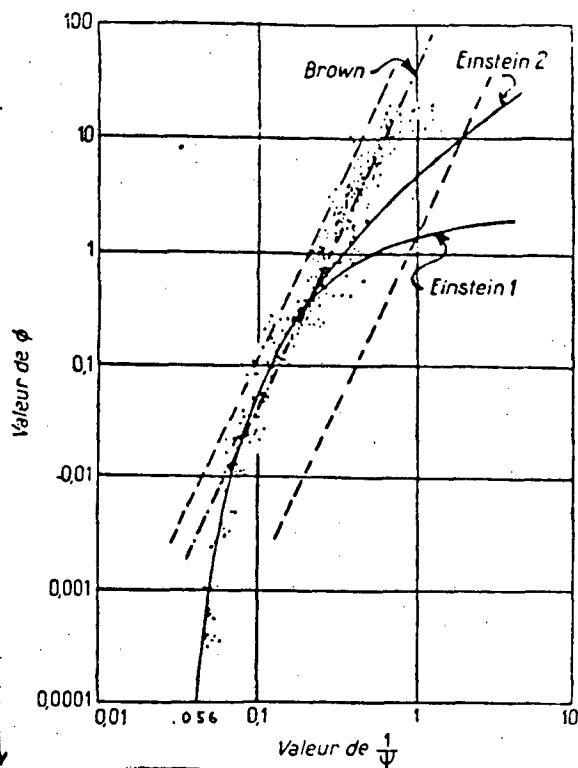
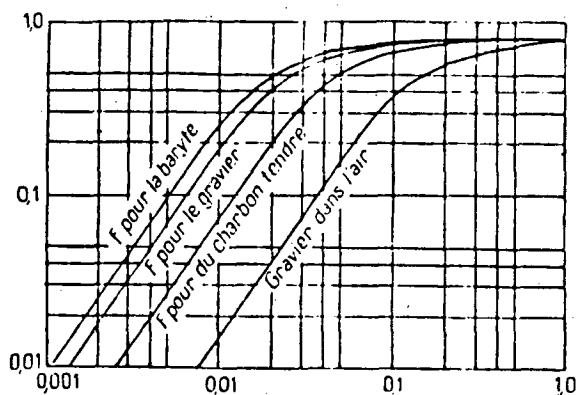


Figure 5-11: Diagramme de BROWN, comparant la fonction de transport de BROWN et celle D'EINSTEIN aux points expérimentaux.



Dimension du grain d (cm)

Figure 5-12: Diagramme auxiliaire d'EINSTEIN donnant le coefficient F de sa formule.

(Source, Leliavsky, 1961)

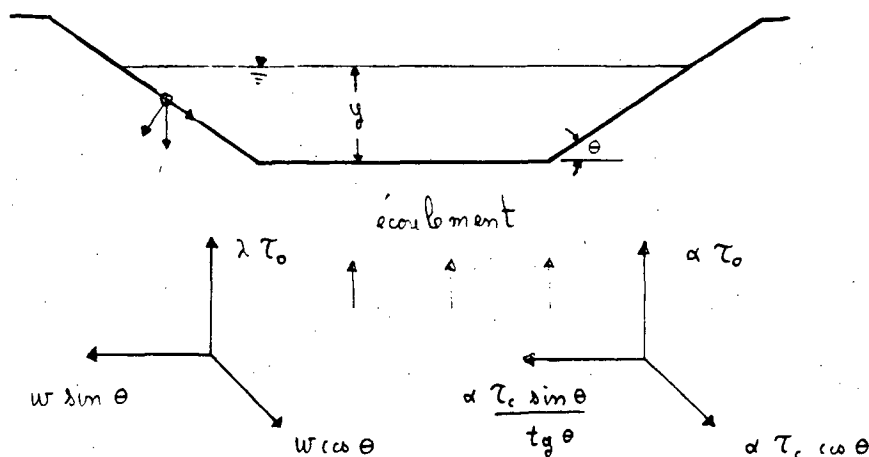
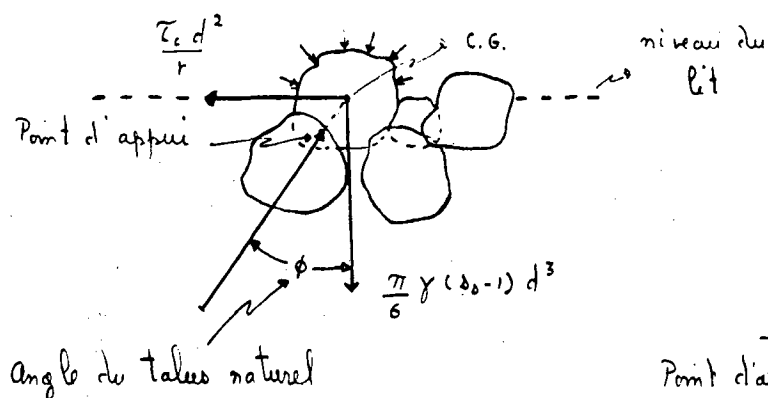


Figure 5-13: Représentation des forces pour le calcul de l'angle d'un talus naturel.

a) $\frac{v_* d}{\nu} > 3.5$:

nombre de grains: $n = r \frac{\sin \theta}{d^2}$



b) $\frac{v_* d}{\nu} < 3.5$:

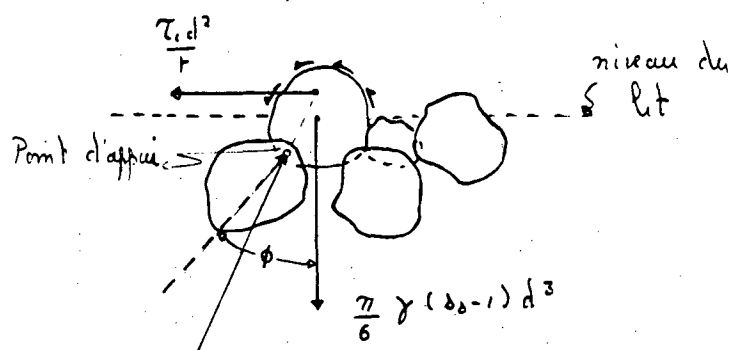
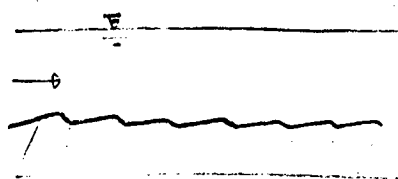
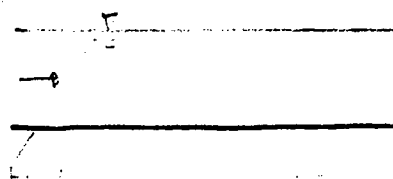


Figure 5-14: Diagramme de White montrant l'application de l'angle de talus naturel ϕ à la stabilité du fond horizontal du lit d'un canal.



a) rides, $Fr \ll 1$
 $0.016 < n < 0.020$



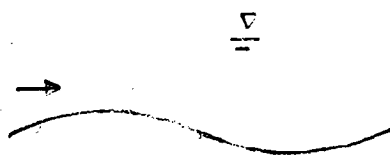
d) lit plat, $Fr < 1$
 $n \approx 0.011$



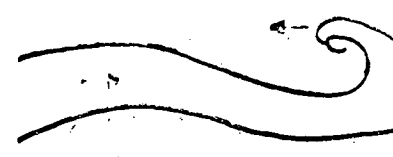
b) dunes et rides, $Fr \approx 1$
 $n \rightarrow 0.028$



e) onde stationnaire, $Fr \approx 1$
 $0.011 < n < 0.015$

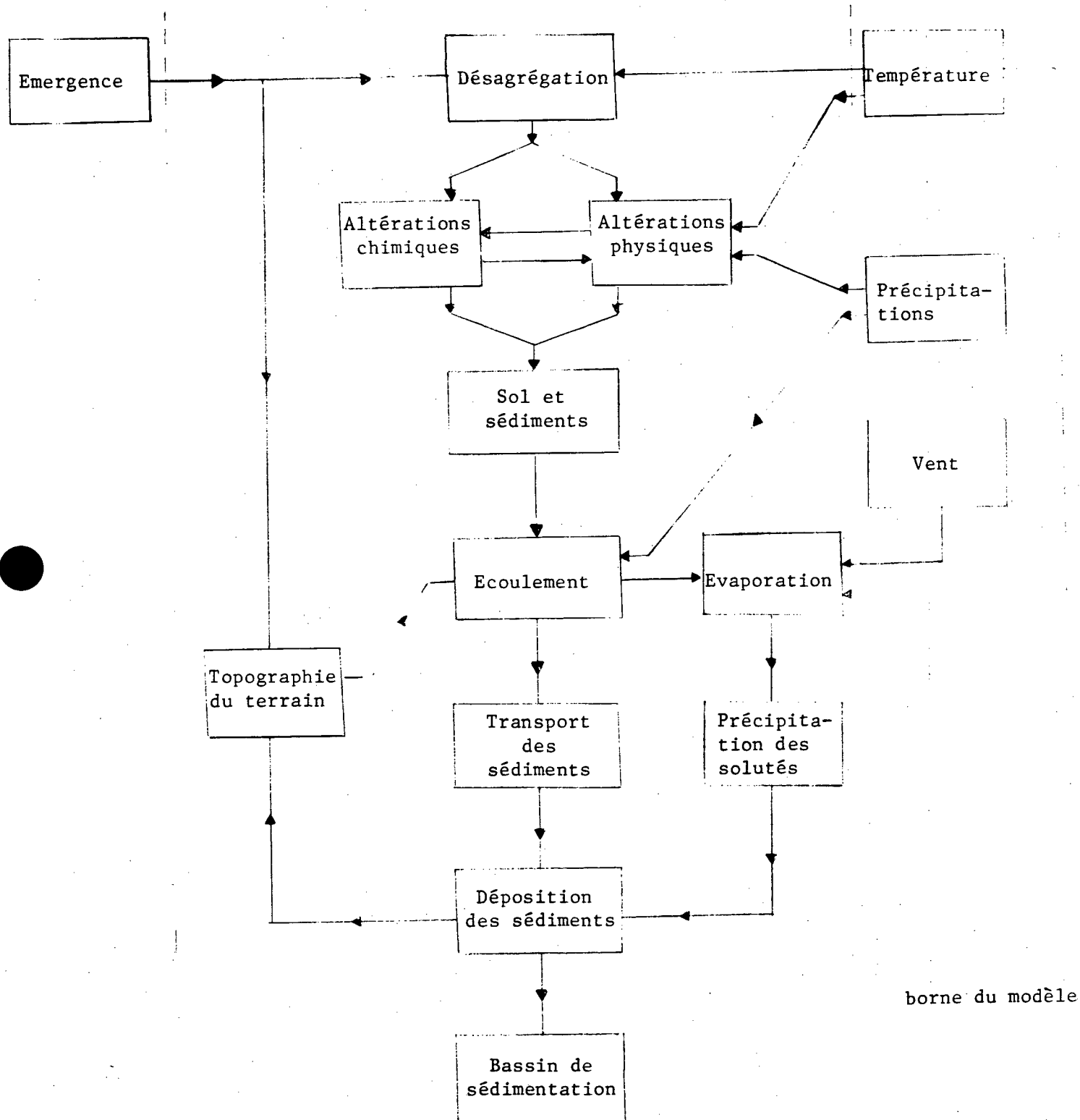


c) dunes, $Fr \approx 1$
 $0.16 < n < 0.022$



f) antidune, $Fr \approx 1$
 $0.012 < n < 0.014$

Figure 5-15: Topologie du lit d'un canal
 d'après Simons et Richardson (1961)



borne du modèle

Figure 5-16: Système représentant le cycle de l'érosion hydrique. Modifié d'après Harbaugh et Bonham-Carter (1970).

CHAPITRE 6
EVALUATION DU POTENTIEL D'EROSION DU SOL
(programme ERØSØL)

6.1 Introduction:

Dans ce chapitre, nous allons restreindre le domaine d'analyse des processus d'érosion hydrique à un chantier de construction d'une route. Ordinairement, sur un tel chantier, on peut observer des phénomènes d'érosion de surface et d'érosion due à des écoulements d'eau dans les fossés. Ces processus sont relativement bien connus et peuvent être simulés avec plus ou moins de succès. Malheureusement, l'aspect dynamique du processus de construction de la route rajoute des contraintes non insolubles. Ainsi, avant de présenter une ébauche de solution, nous passerons en revue les données de base du problème et la solution envisagée par mes prédécesseurs.

6.2 Données de base et solution préconisée:

Afin d'être en mesure d'élaborer un modèle mathématique répondant le plus adéquatement possible aux besoins de ses utilisateurs futurs, il est nécessaire que ces derniers fournissent certaines précisions concernant:

- 1- la nécessité de simuler le processus d'érosion hydrique,
- 2- les objectifs précis des expériences effectuées à l'aide du modèle,
- 3- les procédures d'analyse et/ou de décisions utilisant ce modèle,
- 4- les moyens mis à la disposition de ses concepteurs comme de ses utilisateurs, soit par exemple:
 - recherches préliminaires
 - modèles existants,
 - données de calibration,
 - etc...

Or, il me semble que la qualité et la quantité des informations fournies aux concepteurs ne permettent pas de répondre précisément à ces questions.

6.2.1 Est-ce nécessaire?

Avant de statuer sur l'opportunité d'utiliser un modèle mathématique pour simuler les processus de l'érosion hydrique sur un chantier de construction d'une route, on doit s'assurer qu'on a en main toutes les informations suffisantes et pertinentes concernant ces processus. Pour résumer, sur un tel chantier on a observé:

- 1- des phénomènes d'érosion dus aux précipitations et aux ruissellement des eaux de pluie et de fonte,
- 2- une accélération de ces phénomènes due au déboisement et au travail du sol,
- 3- une augmentation des quantités de matériaux transportés par les eaux de ruissellement et de drainage,
- 4- et l'exportation de ces matériaux dans les cours d'eau et les plans d'eau situés en aval du chantier.

De plus, comme la présence de ces sédiments dans l'eau s'accompagne:

- 1- d'une intensification de sa turbidité,
- 2- d'une augmentation de la concentration de certains éléments nutritifs limitants,
- 3- de l'envasement du lit des cours d'eau et des plans d'eau,
- 4- et de l'introduction de substances polluantes (huiles, insecticides, ...),

ils peuvent être considérés comme une source potentielle de pollution.

A la lumière de ces informations, il semble qu'il soit relativement important de se doter d'un outil pour évaluer, lors de la conception de la route ou de la planification des travaux, l'impact de ces sédiments sur les écosystèmes aquatiques situés en aval du chantier.

Malheureusement, nous manquons de données qualitatives et surtout quantitatives pour:

- 1- justifier la construction d'un modèle mathématique pour simuler l'érosion hydrique des sols sur un chantier d'une route,
- 2- le définir de la façon la plus appropriée pour répondre aux objectifs de ses utilisateurs futurs.

Supposant que le service de l'Environnement du ministère des Transports ait en main ces informations et qu'elles lui permettent de justifier l'élaboration d'un tel modèle, nous nous contenterons de demander certaines précisions indispensables pour répondre adéquatement à sa demande.

6.2.2 Détermination des objectifs:

Compte tenu de nos connaissances du processus d'érosion hydrique et de son importance, on peut décider de simuler ce processus dans le but de le comprendre, de prédire ses effets et de le contrôler. Plus spécifiquement, comprendre ce processus c'est:

- déterminer ses causes,
- isoler les variables pertinentes,
- étudier ses mécanismes,
- déterminer ses effets sur le chantier comme sur l'environnement,
- identifier des mesures préventives et correctives possibles,
- élaborer des procédures d'analyse et de contrôle,
- autres...

Par contre, prédire ses effets c'est:

- identifier les problèmes d'érosion potentielle,
- évaluer les taux d'érosion de surface et dans les fossés,
- déterminer les pertes en matériaux,
- estimer la charge supplémentaire en sédiments sur les écosystèmes aquatiques situés en aval du chantier,
- déterminer l'impact de ces sédiments sur ces écosystèmes,
- autres...

Une fois ces informations en main et compte tenu des coûts directs et indirects des processus d'érosion hydrique, on peut chercher à le contrôler, c'est-à-dire:

- statuer sur l'importance du phénomène dans des conditions particulières,
- décider d'utiliser certaines mesures préventives ou correctives,
- justifier leur utilisation (= évaluation de l'impact),
- choisir quelles mesures sont les plus appropriées,
- autres...

Une fois que les objectifs de ou des expériences qu'on désire effectuer avec notre modèle mathématique sont posés, on peut:

- élaborer une procédure d'utilisation du modèle,
- définir le modèle approprié.

Il va sans dire que si on désire contrôler adéquatement le processus d'érosion, on doit être en mesure de prédire ses effets et d'estimer ses coûts, ce qui sous-entend qu'on possède déjà une connaissance suffisante du phénomène.

En me basant sur les rencontres que j'ai eues avec le représentant du service de l'Environnement du ministère des Transports et sur l'étude

conjointe effectuée par ce service et le nôtre, (Etude de l'Environnement - Erosion des sols), il semble que le service de l'Environnement désire un outil lui permettant d'évaluer le potentiel d'érosion hydrique sur un chantier de construction d'une route en vue d'apporter les correctifs nécessaires pour protéger les écosystèmes aquatiques situés en aval. Ainsi, le programme de simulation "ERØSØL" sera utilisé dans un optique de contrôle. On peut donc s'attendre à ce que sa définition reflète soit une procédure de décision, soit une procédure d'estimation. Dans ce dernier cas, le programme fournit à son utilisateur une partie de l'information pertinente à la prise de décision alors que, dans le premier, il statue sur la nécessité de prendre des mesures préventives ou correctives et optimise le choix.

Il serait nécessaire que le service de l'Environnement définisse d'une façon plus précise les objectifs visés par la demande de réalisation du programme "ERØSØL".

6.2.3 Procédure de décision:

Selon les informations qui nous ont été fournies, la procédure de décision utilisant le programme "ERØSØL" peut se résumer ainsi:

Au moment de la conception ou de la planification de la route, on doit:

1- recueillir les données nécessaires aux calculs du potentiel d'érosion du chantier, soit:

- . la description du tracé de la route,
- . la nature du sol et des matériaux utilisés,
- . la description des précipitations,
- . la cédule des travaux;

2- calculer:

- . l'indice d'érosivité de la pluie pour chaque demi-mois de la durée des travaux,
- . l'indice de susceptibilité des sols pour chaque élément fini de la route;

3- utiliser le programme "ERØSØL" pour:

- . constituer un fichier contenant les données pertinentes aux calculs,
- . diviser le tracé de la route en sous-bassins de drainage,
- . pour chaque demi-mois de la durée des travaux, évaluer les pertes de sol pour chacune des parties de la route,
- . évaluer les pertes de sol totales pour chaque sous-bassin, ce pour chaque période de demi-mois et pour la durée des travaux,
- . évaluer l'effet de certaines mesures préventives,
- . autres...

4- décider des mesures à prendre, c'est-à-dire:

- . statuer sur l'importance de l'érosion et sur la nécessité d'appliquer certaines mesures préventives,
- . choisir quelles sont les mesures qui sont les plus appropriées;

5- faire, les recommandations qui s'imposent.

Ainsi le programme "ERØSØL" sera utilisé pour évaluer les données pertinentes à la prise de décision. Cependant, il serait nécessaire de préciser:

- . leur fréquence d'utilisation,
- . le volume de données impliquées à chaque fois i.e.:
 - statistiques sur les dimensions des chantiers,
 - statistiques sur la durée des travaux,
 - statistiques sur les données auxiliaires utilisées...
- . les critères d'évaluation du programme,
- . les critères de décisions utilisés,
- . le nombre et la nature des sorties désirées,
- . les moyens de vérification prévus:
 - leur nature,
 - leur fréquence,
 - leur implication par rapport à la définition du programme,
- . la procédure d'utilisation du programme en général,
- . autres...

6.2.4 Définition du modèle:

L'approche proposée dans une étude conjointe des services de l'Environnement et du Développement des systèmes de gestion des données dans le document "Etude de l'environnement - Erosion des sols", est principalement basée sur un rapport présenté par G. Calvin et ses collaborateurs (1978) du Bureau de Recherche sur les Autoroutes des Etats-Unis (Highway Research Board). Ces derniers préconisaient l'utilisation de l'équation universelle de l'érosion des sols (USLE) pour évaluer individuellement le potentiel d'érosion pluviale de chaque section uniforme de la route pendant et après sa construction.

A partir de ce rapport, les organismes mentionnés plus haut ont élaboré un modèle qu'on peut résumer ainsi:

A- Définition des données:

En se basant sur les plans de la route projetée, on la divise d'abord longitudinalement puis transversalement de manière à obtenir des éléments homogènes de même fonction. Cette répartition de la route est donnée au tableau 6-1 et représentée à la figure 6-1.

Chacun des éléments de la route est caractérisé par des données topographiques (longueur et pente), pédologiques (indice de susceptibilité du sol) et relatives à certaines mesures préventives. Ces données sont déterminées à partir d'études préliminaires effectuées sur le terrain ou en se basant sur les plans de la route (voir le tableau 6-2).

Les seules données climatologiques retenues sont celles qui mesurent l'habileté potentielle des pluies annuelles comme agent d'érosion. Ce sont: l'indice d'érosivité pluviale et sa fonction de répartition mensuelle.

Le facteur temps est représenté par les dates de début et de fin du projet et de ses différentes étapes.

Tous les calculs sont effectués à l'aide de l'équation universelle de pertes des sols:

$$X_a = R \times k \times LS \times VM \quad (4-2)$$

où X_a sont les pertes moyennes annuelles de sol (t/ha),
 R est l'indice d'érosivité pluviale (s.d.),
 k est l'indice de susceptibilité du sol (t/ha),
 LS est le facteur topographique (s.d.),
 VM est le facteur de contrôle de l'érosion (s.d.).

B- Etapas de calcul:

1. On divise le tracé de la route en sous-bassins versants. La ligne de partage des eaux est déterminée à partir de la pente des fossés. Lorsqu'une pente croissante (+) devient décroissante (-), on change de sous-bassin.

2. Pour chaque sous-bassin, on effectue les opérations suivantes:

2.1 Pour chacun des tronçons, on évalue le potentiel d'érosion de surface comme suit:

2.1.1 Les calculs sont effectués pour chaque élément de la route (talus, fossé, accotement, chaussée...) sans tenir compte de leur organisation spatiale les uns par rapport aux autres.

I. On détermine les dates de début et de fin des différentes étapes de mise en place d'un élément.

II. Pour chaque période de construction d'un élément:

a) on corrige l'indice d'érosivité pluviale pour la période de l'année où sont exécutés les travaux;

b) on détermine l'indice de susceptibilité du sol (k) pour l'étape considérée;

c) on calcule:

- la longueur maximale du ruissellement (L),
- la pente maximale du ruissellement (S),
- le facteur topographique correspondant (LS);

d) on évalue les pertes de sols de l'élément sans mesures correctives (VM=1):

$$X_a = k \times R \times LS$$

e) on évalue l'effet des différentes mesures correctives sur X_a ;

III. Pour chaque élément, on évalue les pertes de sols totales:

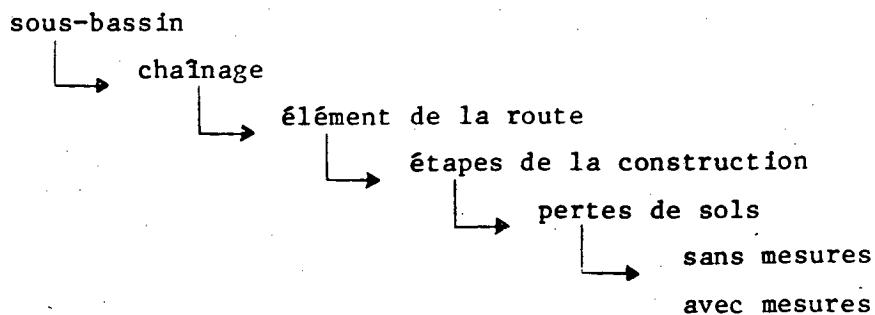
- sans mesures correctives,
- avec les différentes mesures correctives.

2.1.2 On évalue les pertes de sols avec et sans mesures correctives pour chaque tronçon.

2.2 On somme les pertes de sol de tous les tronçons du bassin versant avec ou sans mesures préventives.

C. Remarques:

- 1- Après le déboisement du chantier et avant le début de son terrassement, on ne considère qu'un élément pour chaque tronçon de la route. Ce dernier est représenté pour une esquisse que doit fournir l'utilisateur du programme.
- 2- Pour tenir compte de l'aspect dynamique des travaux de construction de la route, on calcule l'érosion de chaque élément à tous les demi-mois.
- 3- On doit tenir compte des périodes arrêt des travaux.
- 4- Les différents éléments du modèle s'imbriquent ainsi:



- 5- Aucune procédure de calibration n'est prévue.

6.2.5 Discussion sur le modèle proposé:

Le modèle d'évaluation du potentiel d'érosion des sols tel que décrit précédemment se présente comme un modèle préliminaire qu'il est nécessaire de compléter si nous voulons être en mesure de remplir les objectifs visés par ce modèle.

En effet, au point de départ, le concept même de "potentiel d'érosion des sols" reste vague. Ainsi, en se basant sur la sémantique du terme "potentiel" soit: qui exprime une possibilité, une capacité d'action, de production par rapport à quelqu'un, à quelque chose, on remarque qu'on a omis de préciser ce quelque chose. C'est ainsi qu'on peut définir le potentiel d'érosion des sols d'au moins trois façons:

- 1° comme étant la quantité de matière déplacée par les processus d'érosion hydrique,
- 2° comme étant la quantité de matériaux exportés à l'extérieur du chantier par ces processus,
- 3° comme étant la charge supplémentaire en sédiments imposée aux écosystèmes aquatiques situés en aval du chantier...

Or, le modèle proposé évalue le premier "potentiel" dans le but d'estimer les deux suivants sans préciser exactement comment.

De plus, il semble que ce modèle soit basé sur une interprétation non conforme avec le rapport de Calvin et autres(1978). En effet, ces derniers auteurs recommandent d'évaluer le potentiel d'érosion de chaque tronçon indépendamment de ses voisins mais en respectant la continuité des processus d'érosion à l'intérieur du tronçon. L'approche qu'ils préconisent permet aux concepteurs d'une route d'évaluer à l'aide d'une calculatrice (calculs manuels) les quantités de matières déplacées annuellement par les pluies et le ruissellement subséquent à l'intérieur d'un même tronçon uniforme et horizontal (première définition du potentiel). Ces calculs sont basés sur le profil définitif de la route et aucune méthode n'est proposée pour estimer le potentiel d'érosion de l'ensemble du chantier.

Or, en voulant améliorer cette méthode, on a omis de tenir compte des processus fondamentaux de l'érosion hydrique. En effet, on suggère d'évaluer séparément le potentiel d'érosion de chaque élément de la route (talus, fossé, accotement...) d'un tronçon sans tenir compte de leur organisation spatiale. Ce faisant, non seulement on néglige les conditions d'applicabilité de l'équation universelle des pertes de sol mais on fait fi du principe de continuité des processus d'érosion hydrique (niveau macroscopique). Cette approche ne tient pas compte des modifications apportées par Foster et Wischmeier pour le calcul du facteur topographique. En effet ce dernier a été modifié pour tenir compte de la continuité du ruissellement dans le cas de pentes irrégulières (voir 4.4.2). De plus, on peut mettre en doute l'applicabilité de l'USLE dans le cas des fossés et sur de si courtes périodes de temps (voir 4.6 et 4.8). Par ailleurs, on néglige la capacité de transport de l'écoulement de l'eau à la surface du sol et dans les fossés lorsqu'on additionne les potentiels de chaque tronçon pour évaluer celui du sous-bassin. Ce faisant, on surestime indûment les quantités de matériaux exportés à l'extérieur du chantier par le ruissellement (Vanoni et al., 1970, Wischmeier, 1976).

De plus, compte tenu des conditions climatiques et pédologiques particulières au Québec par rapport aux Etats-Unis, il est très important de tenir compte de:

- 1° l'érosion due aux processus de fonte du couvert nivale (Lagacé, 1980, Pesant et al., 1980),
- 2° d'adjoindre à leur modèle une procédure de calibration permettant de rajuster ses différents coefficients au fur et à mesure que de nouvelles données soient disponibles.

En fait, tout nous porte à croire que la solution proposée n'est que la transposition des calculs manuels sans tenir compte des capacités de calculs d'un ordinateur. De plus, la quantité d'informations imprimées par le programme de simulation est très volumineuse. Par exemple, pour une route de 1 km possédant un chaînage à tous les 20 mètres, le futur utilisateur du modèle devra analyser près de 5000

lignes de résultats. Or, on peut facilement réduire ce nombre en tenant compte de la fréquence d'utilisation et du coût des différentes mesures préventives. Enfin, comme les résultats sont imprimés par élément, on voit mal comment les utilisateurs potentiels établiront une correspondance dans le temps entre les processus d'érosion de chaque élément.

6.2.6 Conclusion:

Il serait injuste de rejeter complètement l'approche précédemment proposée. Cependant, ce modèle doit être repensé et complété pour tenir compte:

- 1- de la continuité des processus d'écoulement et d'érosion de surface,
- 2- des processus d'érosion, de transport et de sédimentation dus à l'écoulement de l'eau dans les fossés,
- 3- des conditions climatiques et pédologiques particulières au Québec,
- 4- de l'aspect dynamique de la construction de la route.

De plus, en se basant sur les objectifs des expériences à réaliser à l'aide du programme de simulation ERØSØL, il serait bon qu'on envisage l'opportunité d'utiliser des procédures:

- 1- de décision pour juger de la nécessité de prendre des mesures préventives ou correctives,
- 2- d'optimisation pour effectuer le choix de ces mesures.

6.3 Ebauche de solution:

Le système proposé ici devrait permettre à ses utilisateurs de statuer sur l'importance des processus de l'érosion hydrique sur un chantier de construction d'une route et sur la nécessité et l'efficacité de certaines mesures préventives et correctives. Pour rencontrer ces objectifs, ce système devra:

- 1° simuler le processus de construction de la route c'est-à-dire représenter le profil attendu de la route à des étapes (dates) données de sa construction;
- 2° simuler les processus d'érosion de surface et dans les fossés de manière à évaluer pour un profil donné de la route, les quantités de matières déplacées sur le terrain et exportées à l'extérieur du chantier;
- 3° décider de l'opportunité de prendre certaines mesures préventives ou correctives;
- 4° simuler les processus d'érosion en tenant compte de ces mesures de manière à en évaluer l'efficacité.

Pour définir un tel système dynamique complexe, on doit préciser:

- . ses éléments,
- . ses limites (hypothèses et domaine de définition),
- . sa structure,
- . son mode de comptabilité,
- . son échantillonnage en temps.

6.3.1 Eléments du système:

Les éléments du système sont les quantités de matière, d'énergie et d'information qui entrent, constituent et ressortent du système. Ce sont eux qui définissent:

- 1° le profil de la route avant, pendant et après sa construction,
- 2° les différentes étapes des travaux et leur date attendue,

et de mise en place des principales structures de la route terminée, soit:

- c) les sous-fondations,
- d) les fondations inférieures,
- e) les fondations supérieures,
- f) le pavage.

A chacune de ces étapes sont associés un profil de la route et une date attendue. De plus, les dates attendues de mise en place des talus extérieurs et des fossés sont données en même temps que celles du profil de la route.

Ainsi, on ne peut simuler le processus de construction de la route qu'aux dates attendues de mise en place de ses structures. En fait, entre ces dates, on fige le profil de la route pour simuler les processus de ruissellement et d'érosion.

C- Les éléments météorologiques:

Ces éléments décrivent les événements météorologiques significatifs responsables des processus d'érosion hydrique du terrain. Ce sont:

a) pour les pluies:

- l'intensité des précipitations (L/t) : $i(t)$,
- leur distribution en temps,
- leur fréquence de récurrence,
- l'indice d'érosivité potentielle (s.d.): R,
- autres...

b) pour la fonte du couvert nival:

- l'intensité du processus de fonte (L/t) : $f(t)$,
- la hauteur du couvert nival (L) : h_n ,
- autres...

En fait, il reste à définir quels sont les événements significatifs correspondant aux différentes étapes de construction de la route. En effet, on peut considérer comme significatif pour une période donnée un ou des événements catastrophiques ou les événements moyens.

D- Les événements hydrologiques:

Ces éléments décrivent les processus d'infiltration et de ruissellement de l'eau à la surface du sol et dans les fossés. Ce sont:

a) pour décrire l'infiltration de l'eau:

- la valeur des différents coefficients de l'équation d'Horton pour décrire le taux d'infiltration,
- autres;

b) pour décrire le ruissellement de l'eau:

- la vitesse de l'écoulement (L/t): v ,
- la hauteur du niveau d'eau (L): h ,
- les pertes de charges: S_f ,
- le débit (L^3/T): q ,
- le coefficient de rugosité du lit: n ,
- la pente du lit de l'écoulement: S_x ,
- autres...

E- Les éléments géologiques:

Les processus d'érosion hydrique de surface et dans les voies d'eau sont décrits à l'aide des variables suivantes:

- les pertes moyennes de sol (M/L^2T): X_T ,
- l'épaisseur du terrain (L): Z ,
- la porosité du lit (s.d.):
- la densité des sédiments (M/L^3):

- les dimensions caractéristiques des particules (L): d_{xx} ,
- la composition du terrain,
- le débit solide (L³/T): q_s ,
- la vitesse d'écoulement des particules (L/T): $\bar{v}_s$,
- la concentration volumique des sédiments en suspension (s.d.): C_s ,
- le taux de transport du ruissellement (s.d.): T_x ,
- la vitesse de chute des particules dans l'eau (L/T): w ,
- la capacité d'exportation du sous-bassin (s.d.): C_{ex} .

Cette dernière variable est définie comme étant la proportion des matériaux déplacés par les processus d'érosion hydrique qui sont effectivement exportés à l'extérieur du sous-bassin. Ainsi, la capacité de transport du chantier sera définie par le rapport:

$$C_{ex} = \frac{q_s(L)}{\sum_{x=0}^L q_s(x)} \quad (6-1)$$

où $q_s(L)$ est le débit solide total à l'embouchure des voies d'eau qui drainent le chantier,

$\sum q_s(x)$ est la somme des débits solides observés sur l'ensemble du chantier.

Or, comme cette somme représente les quantités de matériaux déplacés à la surface du sol X_T et dans les voies d'eau drainant le sous-bassin X_0 :

$$\sum_{x=0}^L q_s(x) = X_T + X_0 \quad (6-2)$$

Ainsi:

$$C_{ex} = \frac{q_s(L)}{X_T + X_0} \quad (6-3)$$

Cette capacité dépend:

- de la topographie du sous-bassin,
- des événements météorologiques responsables du ruissellement,
- de la nature du terrain,
- de l'intensité du ruissellement...

Remarques:

Par ailleurs, on peut évaluer le débit solide $q_s(L)$ à l'exutoire à l'aide de la fonction de transport du sous-bassin: $h_T(t)$. En fait, cette fonction représente la réponse impulsionnelle d'un système linéaire dont l'entrée est donnée par les précipitations $i_p(t)$ observées ou attendues à l'exutoire:

$$q_s(t) = \int_{-\infty}^{\infty} h_T(\tau-t) i_p(\tau) d\tau \quad (6-4)$$

(voir la section 4.7.4 et l'annexe 1). Cependant, l'utilisation de ce concept reste à préciser.

6.3.2 Limites du modèle:

Les limites du modèle déterminent son domaine de définition et son applicabilité. Généralement, on en distingue deux types:

- 1° les limites abstraites qui sont définies par les hypothèses posées, les variables retenues et les relations utilisées,
- 2° les limites physiques qui déterminent la portion de l'espace représenté.

Ordinairement, ces limites résultent de compromis entre:

- a) les objectifs précis des expériences à effectuer,
- b) la précision demandée aux calculs,
- c) les critères de décision utilisés,

- d) les données utilisées pour calibrer le modèle,
- e) les contraintes de réalisation...

Malheureusement, compte tenu du peu d'information qui nous a été fourni, nous ne pouvons définir exactement ces limites. On peut cependant suggérer le choix suivant:

A- Hypothèses retenues:

En plus des principales hypothèses énumérées dans les chapitres précédents, nous rajoutons les hypothèses suivantes:

- H-1: on ne considère qu'un profil linéaire de la route,
- H-2: entre chaque étape de construction, on fige le profil de la route,
- H-3: on distingue deux phases pour les processus de ruissellement et d'érosion (voir la figure 6-2), soit:
 - 1- écoulement et érosion de surface,
 - 2- écoulement et érosion dans les voies d'eau,
- H-4: pour chacune de ces phases, le ruissellement est décrit par un écoulement en une dimension,
- H-5: l'écoulement est décrit par une onde cinématique,
- H-6: l'écoulement de surface s'effectue dans la direction de la pente maximale des plaques,
- H-7: on néglige les variations d'épaisseur du terrain,
- H-8: on néglige la diffusion des sédiments,
- H-9: les vitesses moyennes de transport de sédiments et de ruissellement sont égales,
- H-10: on peut évaluer le taux de transport, la capacité d'exportation du sous-bassin par simulation,
- H-11: autres.

Compte tenu des hypothèses énumérées précédemment, on peut évaluer le potentiel d'érosion de surface des précipitations de deux manières différentes:

1° à l'aide d'une approche semi-empirique basée sur:

- a) l'équation universelle des pertes de sol,
- b) la simulation du ruissellement et de l'érosion,
- c) l'évaluation de la capacité d'exportation de l'écoulement (Cex);

2° en utilisant une approche déterminisme basée uniquement sur la simulation des processus physiques impliqués soit:

- a) les précipitations ou la fonte du couvert nival,
- b) le ruissellement,
- c) les processus d'érosion, de transport et de sédimentation des particules.

C'est la première approche que nous avons retenue pour le programme de simulation "ERØSØL". En effet, cette dernière possède les caractéristiques suivantes:

- a) les principes physiques utilisés sont simples et relativement bien compris,
- b) elle tient compte de l'aspect momentané du ruissellement,
- c) elle permet d'évaluer la pertinence et l'efficacité de certaines mesures préventives,
- d) elle utilise des relations bien connues,
- e) elle est facilement programmable.

On doit cependant apporter une attention particulière aux relations qui existent entre l'équation universelle de l'érosion et les équations déterministes utilisées pour décrire le ruissellement et évaluer sa capacité d'exportation. Par ailleurs, la deuxième approche a l'avantage de décrire plus fidèlement les

processus de ruissellement et d'érosion. Cependant, elle est beaucoup plus complexe et elle met en jeu des relations qui ne sont que partiellement connues (capacité d'affouillement et de transport des précipitations). Il va sans dire que ce choix devra être confirmé par des calculs préliminaires.

B- Variables impliquées:

Les différentes variables utilisées par le modèle sont celles qui décrivent les éléments du système et les relations qui les relient. Comme les principales variables retenues ont déjà été énumérées à la section 6.3.1, nous ne reprendrons pas ici leur énumération.

C- Relations utilisées:

Les principales relations utilisées pour décrire les relations qui existent entre les variables retenues sont:

- a) pour calculer le taux d'infiltration, la relation d'Horton:

$$i_f(t) = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt} \quad (3-117)$$

- b) pour déterminer la vitesse moyenne de l'écoulement, la relation de Manning-Stricker:

$$\bar{U} = \frac{k}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (3-56a)$$

- c) pour évaluer la quantité de matière déplacée par les processus d'érosion de surface, l'équation universelle de l'érosion:

$$X_T = R \times k \times LS \times VM \quad (4-2)$$

- d) pour évaluer la capacité de transport des sédiments par charriage, la relation de Du-Boys (écoulement laminaire):

$$q_{bc} = C_0 \tau (\tau - \tau_c) \quad (5-90)$$

ou celle d'Einstein (écoulement turbulent):

$$\phi = 40 \left(\frac{1}{\psi} \right)^3 \quad \frac{1}{\psi} \geq 10^{-4}, \quad \phi > 10^{-2} \quad (5-102)$$

$$\frac{1}{\psi} = 0.056 \quad \phi \leq 10^{-2}$$

e) pour évaluer la capacité de transport des sédiments en suspension:

$$c_b(z) = c_b(a) \left[\frac{u}{z} \frac{(h-z)}{(h-a)} \right]^{w/\kappa v^*} \quad (5-82)$$

et

$$q_{bb} = \int_{\eta_1}^{\eta_2} \int_a^h c_b \bar{u}_b \, dz \, dy \quad (5-84)$$

En fait, ce choix devra être confirmé à partir de calculs préliminaires. Ces derniers nous permettront d'évaluer la justesse des hypothèses posées et du modèle retenu compte tenu des données disponibles.

D- Limites physiques:

Par ailleurs, les limites physiques du modèle déterminent quelle portion de l'espace est représentée par ce dernier. Ainsi, longitudinalement, on ne considère que certains chaînages situés au voisinage d'un plan ou d'un cours d'eau et latéralement, on ne retient que la portion du terrain déterminé par l'emprise de la route (voir les figures 6-2 et 6-3). Cependant, il se peut que les limites latérales soient étendues au bassin de drainage effectif du chantier de manière à tenir compte de débits réels évacués par les fossés. Ces limites sont définies à partir de relevés effectués sur le terrain et des plans de la route.

Il est à remarquer que les utilisateurs du modèle devront spécifier au programme les conditions initiales et aux limites présumées à chaque étape de la construction de la route.

6.3.3 Continuité du processus:

Compte tenu des hypothèses formulées précédemment, la continuité des processus de ruissellement et d'érosion est assurée par les relations suivantes:

a) conservation de la masse des sédiments:

$$\frac{\partial}{\partial t} (y \epsilon \lambda) + (1 - \lambda) \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\epsilon_c \bar{u}_x y) = 0 \quad (6-5)$$

b) conservation de la masse du fluide:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (y \bar{u}_x) = q_d(t) \quad (6-6)$$

c) conservation des moments linéaires (onde cinématique):

$$S_f = S_{xc} \quad (6-7)$$

où $q_d(t)$ est la quantité d'eau disponible au ruissellement.

$$q_d(t) = i_p(t) - i_f(t) \quad (6-8)$$

Les autres variables ont été définies précédemment.

6.3.4 Structure du système:

Pour évaluer les conséquences des processus d'érosion hydrique sur un chantier de construction, le système doit effectuer les opérations suivantes:

1° il lit les données et constitue un fichier d'entrée,

2° il détermine les sous-bassins longitudinaux:

- on détermine la ligne de partage des eaux en se basant sur la pente attendue des fossés,
- lorsqu'une pente croissante (+) devient décroissante (-), on change de sous-bassin,

3° pour chaque sous-bassin, il effectue les étapes 4 à 12,

4° pour chacune des dates de simulation, il effectue les étapes 5 à 12,

5° il simule le profil de la route à une date donnée:

- il détermine la configuration des plaques qui représente le mieux le profil de la route à cette date,
- il évalue les caractéristiques topographiques et pédologiques de chaque plaque,
- il construit la matrice du profil,

6° pour chaque tronçon de la route, il évalue les quantités de matières déplacées par les processus d'érosion de surface:

- il détermine les points d'accumulation transversaux ainsi que les sous-bassins qui les alimentent,
- à l'aide de l'équation universelle des pertes de sol, il évalue les pertes moyennes de sol (X_T) pour la période comprise entre deux étapes des travaux,
- la continuité des processus d'érosion est assurée par l'utilisation de la formule des pentes irrégulières (4-15),
- il considère que l'écoulement s'effectue selon la direction de la pente maximale des plaques (H-6),
- en sortie, il imprime le profil attendu de la route et il pointe les portions les plus susceptibles d'être érodées,

7° pour l'ensemble du sous-bassin, il simule les processus de ruissellement et d'érosion:

- il résoud le système d'équations différentielles:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = q_d(t) \quad (6-6)$$

$$\frac{\partial c_o y}{\partial t} + (1-\lambda) \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_o}{\partial x} = 0 \quad (6-5)$$

où:

$$q = \bar{v}_x y$$

$$\bar{v}_x = \frac{k}{n} y^{2/3} S_x^{1/2}$$

$$q_d(t) = i_p(t) - i_f(t)$$

$$i_f(t) = f_c + (f_o - f_c) e^{-kt}$$

$$q_o(t) = c_o \bar{v}_x y$$

$$q_o(t) = q_{oc} + q_{od}$$

$$q_{oc}(t) = c_o \tau (\tau - \tau_c)$$

etc...

- il évalue les quantités d'eau et de sédiments évacués du chantier par ruissellement,

- il calcule la capacité d'exportation du ruissellement,

8° pour la période comprise entre deux étapes des travaux, il évalue les quantités de matériaux exportés à l'extérieur du chantier,

* 1 ou autres.

9° il statue sur la nécessité d'utiliser des mesures préventives ou correctives:

- il se base sur les normes de pollution des services de protection de l'environnement du Québec,
- si les normes sont respectées, il retourne à l'étape 4,

10° il évalue l'efficacité des mesures préventives et leur coût:

- il modifie la matrice du profil pour tenir compte des mesures préventives utilisées,
- il calcule leur coût,
- pour chaque tronçon de la route, il évalue les quantités de matières déplacées par les processus d'érosion de surface (étape 6),
- si le processus de ruissellement est affecté d'une manière significative, il simule les processus de ruissellement et d'érosion pour réévaluer la capacité d'exportation du ruissellement (étape 7),
- il évalue les pertes en matériaux du chantier,

11° il vérifie si les mesures prises sont suffisantes:

- on compare les nouvelles pertes de matériaux prévues avec:
 - a) les anciennes,
 - b) les normes à respecter,
- si les normes sont respectées, on retourne à l'étape 4,

12° il imprime les statistiques des simulations effectuées,

13° fin.

6.3.5 Le temps:

La séquence des événements est échantillonnée à deux niveaux:

- 1° au niveau des étapes de construction entre lesquelles on considère que le profil du chantier est fixe,

2° au niveau de la simulation des processus d'érosion où la stabilité des algorithmes utilisés ainsi que la précision des calculs dépendent de l'échantillonnage en temps.

Remarques:

- Ce modèle ne sera valable que s'il est calibré adéquatement.
- Un certain nombre de variables pourront être prises par défaut si l'utilisateur est dans l'impossibilité de les fournir.
Exemples: taux d'infiltration, composition du terrain, porosité du lit...
- Le programme pourra estimer les coûts des différentes mesures préventives proposées.
- Les processus d'érosion dus à la fonte du couvert nival pourront être évalués par simulation. Dans un tel cas, le programme remplacera les étapes 6, 7 et 8 par:
 - 6* simulation de la fonte du couvert nival,
 - 7* simulation du ruissellement,
 - 8* simulation des processus d'érosion et évaluation des pertes de matériaux.
 Cependant, ces différentes étapes restent à préciser.
- Il reste aussi à régler l'aspect probabiliste du modèle. Ce dernier dépend des événements météorologiques caractéristiques retenus.

6.4 Ce qui reste à régler:

- 1- Préciser les objectifs des expériences qui seront effectuées à l'aide du programme de simulation "ERØSØL".

2- Déterminer les contraintes d'utilisation, c'est-à-dire:

- sa fréquence d'utilisation,
- les données disponibles,
- le volume d'information impliquée,
- les critères d'évaluation du programme,
- les critères de décision utilisés,
- etc...

3- Obtenir les données de calibration:

- soit en effectuant une campagne d'observation sur le terrain,
- soit en utilisant les données compilées par d'autres chercheurs à l'emploi du gouvernement du Québec ou de d'autres organismes...

4- Etudier la dynamique exacte de l'élaboration d'une route.

5- Déterminer quels sont les événements météorologiques significatifs pour chaque étape de la construction.

6- Etudier le processus de fonte du couvert nival.

7- Préciser l'algorithme de résolution du modèle retenu, c'est-à-dire:

- déterminer quels sont les paramètres nécessaires:
 - a) à l'évaluation de la capacité d'exportation,
 - b) à la procédure de décision,
 - c) à la simulation des processus de ruissellement et d'érosion...
- choisir les variables qui pourront être prises par défaut,
- élaborer la procédure de calibration,
- déterminer les dimensions optimales des plaques représentant la surface du terrain...

8- Programmer le modèle.

9- Le calibrer.

10- Le mettre en production.

6.5 Etapes et échancier:

1- Etude et acceptation du rapport:

- . temps: 1 mois,
- . note: on doit prévoir un certain nombre de rencontres pour:
 - expliquer le rapport,
 - répartir les tâches,
 - réviser l'échancier.

2- Elaboration du modèle:

- . effectuer les recherches complémentaires,
- . calculs préliminaires sur APL,
- . programmation des étapes 1 à 6 en Fortran,
- . temps: de 4 à 6 mois.

3- Rapport d'étape:

- . temps: 1 mois.

4- Acceptation du rapport d'étape:

- . temps: 1 mois.

5- Analyse spécifique au traitement en lot "batch":

- . lien avec les banques de données du système 0071,
- . sortie sur imprimante,
- . programmation des étapes 7 à 13,
- . temps: de 4 à 6 mois.

6- Obtention des données de calibration:

- . peut s'effectuer en même temps que l'étape 5,
- . permet d'observer le processus d'élaboration de la route,
- . temps: de 4 à 6 mois.

7- Tests et calibration:

- . temps: de 4 à 6 mois.

8- Rapport scientifique et manuel d'utilisation:

- . temps: de 2 à 4 mois.

9- Implantation.

6.6 Conclusion:

Le programme ERØSØL tel que proposé par ce rapport utilise l'équation universelle des pertes de sol pour évaluer les quantités de matériaux déplacés par les processus d'érosion de surface sur un profil fixe de la route pendant la période de mise en place d'une structure (une étape de construction). Ce résultat est pondéré à l'aide de la capacité d'exportation du chantier. Cette dernière variable est estimée en simulant les processus d'écoulement des eaux de précipitation et d'érosion sur le même profil fixe de la route. Ainsi, la justesse du modèle dépendra:

- de la pertinence des étapes retenues,
- de la justesse des hypothèses posées,
- de l'algorithme utilisé,
- des données utilisées pour calibrer le modèle,
- des événements météorologiques retenus,
- des données disponibles lors de son utilisation.

Tableau 6.1: Divisions successives de la route:1- Divisions longitudinales:

a) en sous-bassin versant:

toutes les parties d'une route dont les eaux de ruissellement (et les sédiments hydriques) se retrouvent en un même point;

b) en tronçons de chaînage (longueur) connu.

2- Divisions transversales des tronçons:

a) route à une ou deux voies,

b) éléments de la route une fois finie:

- pour une chaussée:

. talus extérieurs	T.E.(1)	gauche et droite
. fossé	F.P.	gauche et droite
. talus latéraux	T.L.	gauche et droite
. accotement extérieur	A.E.	gauche et droite
. chaussée proprement dite	CH.	gauche et droite

- dans le cas d'une route à deux voies, chacune des chaussées est séparée par:

. accotement intérieur	A.I.	gauche et droite
. talus intérieur	T.I.	gauche et droite

c) avant l'étape de terrassement, on ne considère qu'une esquisse du terrain naturel qui reste à préciser.

(1) Etiquette de l'élément.

Tableau 6.2: Données retenues pour le calcul du potentiel d'érosion

A- Description de la route:

a) Ces variables définissent:

- 1- le terrain naturel (T.N.) avant le début des travaux,
- 2- la route finie.

b) Données topographiques qui donnent les caractéristiques spatiales de chaque élément.

- Paramètres: 1- étiquette (donnée qualitative),
2- chaînage (numéro),
3- longueur (L),
4- largeur (L),
5- hauteur (L).
- Source: . terrain naturel: relevé effectué avant le début des travaux,
. route finie: plan de la route projetée.
- Utilisation: . simuler la configuration de la route à chacune de ses étapes de construction,

. calculer la pente et la hauteur maximale.
- Remarques: . les différents paramètres sont définis par rapport au centre de la chaussée,

. on ne tient pas compte de la courbure de la route.

c) Données pédologiques qui définissent la nature du sol:

- Paramètres: 1- composition: % de silt,
% de sable,
% de matière organique,
2- structure (donnée qualitative),
3- perméabilité (donnée qualitative).

Tableau 6.2 (suite)

- Source: terrain naturel: relevé effectué avant le début des travaux,
route finie: plan de la route et données antérieures⁽¹⁾.
- Utilisation: calculer l'indice de susceptibilité du sol.
- Remarque: -(1)- on n'indique pas la source des paramètres servant à
définir la nature du sol lors de la simulation de la
construction de la route.

d) Efficacité des mesures de préventions utilisées pour réduire l'érosion
du terrain.

- Paramètres: . étiquette identifiant la mesure,
 . valeur quantifiant son rendement,
 . types (permanentes ou temporaires),
 . contraintes et fréquences d'utilisation...
- Source: rapport de Calvin et autres (1980).
- Utilisation: permettent de pondérer le taux d'érosion estimé pour tenir
compte:
 . du travail effectué (déboisement, compaction...),
 . des mesures préventives prises (semis, paillis...).
- Remarques: . on ne tient pas compte des mesures prises pour retenir les
sédiments dans les fossés (bassin de sédimentation...),

 . ce paramètre englobe aussi l'absence de mesures.

B- Données climatiques:

- a) Ces variables quantifient l'effet du climat comme force érosive.

Tableau 6.2 (suite)

b) Paramètres: . indice d'érosivité potentielle annuelle de la pluie (R),
 . fonction de répartition mensuelle de l'indice pour le Québec.

c) Source: données provenant du ministère de l'Energie et Ressources.

d) Utilisation: - l'indice d'érosivité de la pluie mesure la corrélation entre les pertes de sol et la pluie,

 - on s'en sert pour estimer les pertes de sol.

e) Remarque: on ne tient pas compte de l'érosion due à la fonte du couvert nival.

C- Cédule des travaux:

a) Ces variables donnent les dates attendues de début et de fin des différentes étapes de mise en place des éléments de la route.

b) Les étapes varient d'un élément à l'autre. Ce sont:

1- pour le terrain naturel: la période d'attente entre la fin du déboisement et le début du terrassement;

2- pour la chaussée:

- . terrassement,
- . mise en place des sous-fondations,
- . construction des fondations inférieures,
- . construction des fondations supérieures,
- . pavage de la chaussée.

3- pour les accotements: ce sont les mêmes que pour la chaussée.

Tableau 6.2 (suite)

- 4- pour les talus extérieurs et les fossés:
- . terrassement,
 - . mise en place des mesures préventives.
- 5- pour les talus latéraux et les bandes médianes: comme la mise en place de ces structures suit celle de la chaussée, nous considérerons les mêmes étapes que pour la chaussée (sans pavage).
- c) Paramètres: . étiquettes (2): élément et mesure préventive,
- . date de début,
 - . date de fin.
- d) Utilisation: ces dates servent à simuler la construction de la route.
- e) Remarque: on ne tient pas compte de la dynamique des travaux. En effet, on peut commencer le terrassement à une extrémité de la route alors qu'on achève de la paver à l'autre.

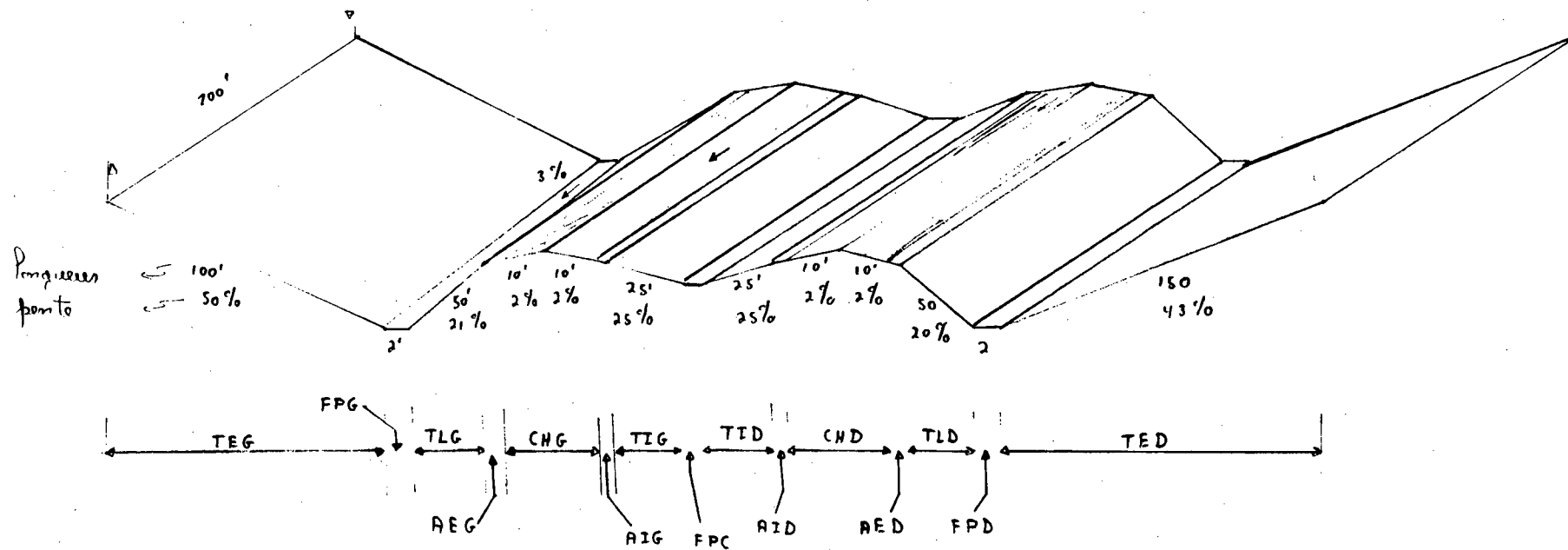


FIGURE 6-1: Schéma de l'autoroute étudiée, vue isométrique.

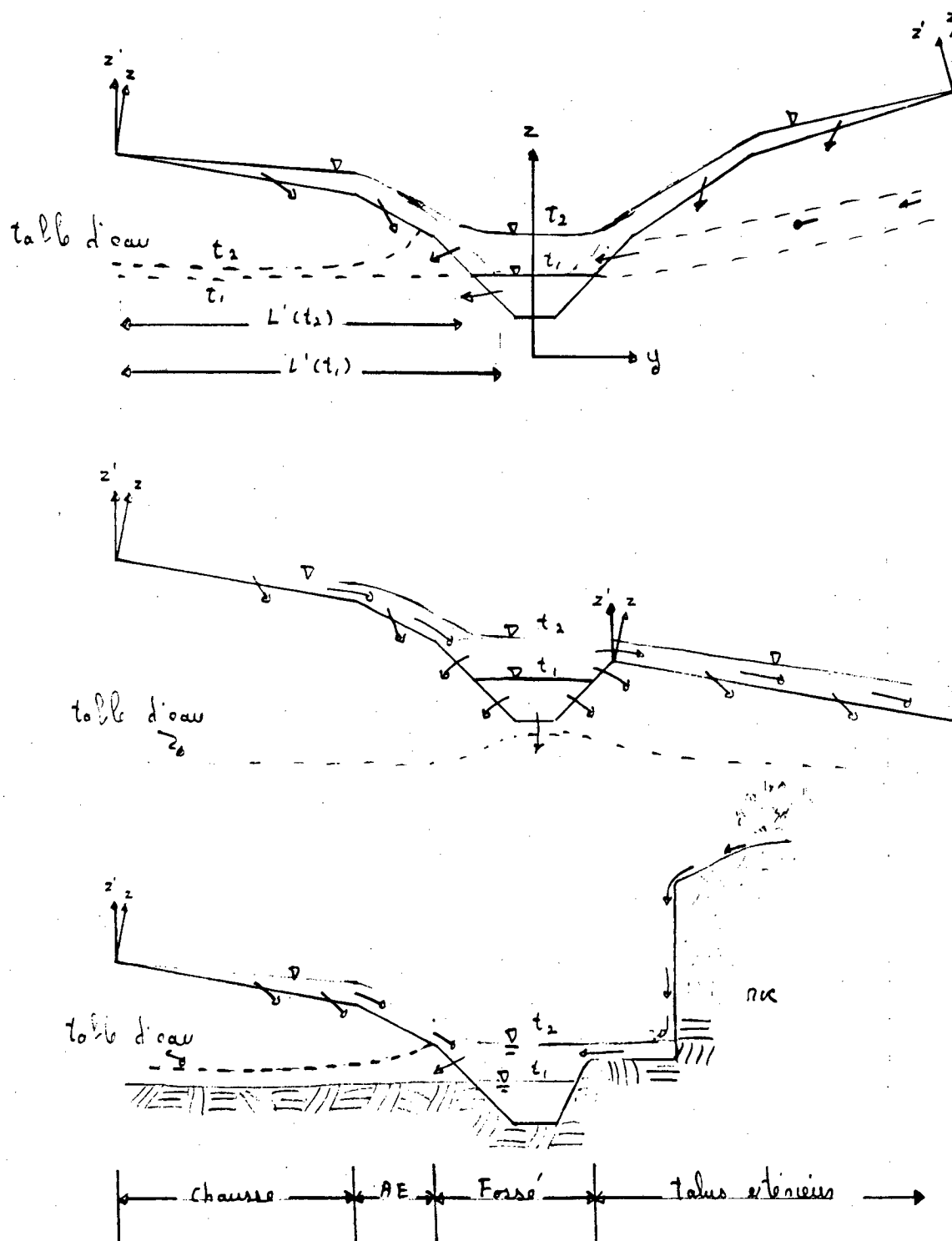


FIGURE 6-3: Différentes possibilités d'écoulements latéraux.

ANNEXE 1
Hydrogramme

Un hydrogramme est une représentation graphique du débit instantané d'un cours d'eau en fonction du temps. Pendant un orage, ce débit inclut les débits qui proviennent:

- a) des précipitations dans les cours d'eau,
- b) du ruissellement de surface lorsque l'intensité de l'averse est supérieure au taux d'infiltration (voir 3.2 et 3.6),
- c) de l'écoulement hypodermique, c'est-à-dire de la circulation latérale de l'eau dans les premières couches du sol,
- d) de l'écoulement souterrain, c'est-à-dire de la circulation de l'eau sous la nappe phréatique.

En pratique, pour un bassin versant soumis à un orage isolé de courte durée, la forme de l'hydrogramme suit un modèle général. En effet, on observe (voir la figure A-1):

- a) une période de montée (courbe de concentration) qui indique un accroissement du débit causé par une augmentation de l'emmagasinement dans la nappe phréatique et à la surface du bassin,
- b) un segment de crête qui correspond au débit maximal. Ce débit se produit lorsque tous les points du bassin contribuent à l'écoulement,
- c) une période de décrue (courbe de tarissement) qui représente le prélèvement de l'eau des zones de stockage souterrain et de surface après l'arrêt des précipitations.

Les principaux facteurs qui influencent la forme de l'hydrogramme sont:

- type de précipitations (pluie ou neige),
- leur intensité,
- leur durée,
- leur distribution: . temporelle,
 . spatiale,

- surface,
- topographie:
 - . forme du bassin,
 - . temps de parcours moyen de l'eau,
 - . la pente du terrain,
 - . la pente des cours d'eau principaux,

* énergie potentielle par unité de poids de fluide

- géologie: . type de roche,
 . principales structures,
 . nature du sol,
 . réseau de drainage,
- végétation.

En fait, ce sont les mêmes facteurs qui influent sur le débit solide exporté à l'extérieur du bassin.

Vue l'importance des crues, plusieurs méthodes ont été proposées pour prédire les débits de pointes subséquents aux différents orages rencontrés au cours d'une année. C'est ainsi qu'en 1932, L.K. Sherman suggéra d'utiliser un hydrogramme unitaire, c'est-à-dire un hydrogramme de volume unitaire (1 po. ou 25.4 mm) produit par un ruissellement direct de un pouce (25.4 mm) distribué uniformément sur la surface du bassin à un taux uniforme durant une période de temps spécifique. Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes: pour un bassin donné:

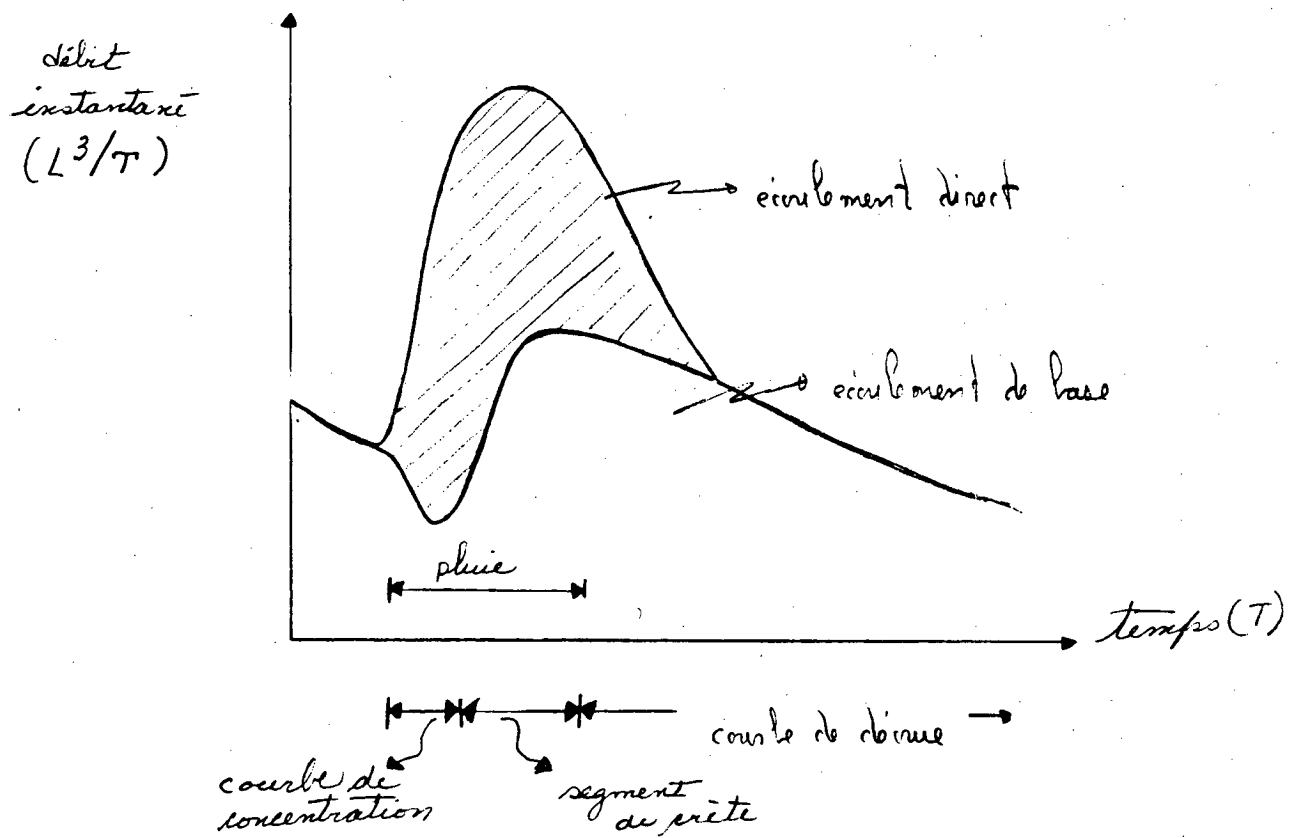
- a) les orages de même durée donnent des hydrogrammes d'écoulement ayant à peu près les mêmes temps de base, indépendamment de l'intensité de la pluie,
- b) ces hydrogrammes sont indépendants des valeurs des précipitations des orages antécédents ou subséquents,
- c) les débits instantanés sont proportionnels aux volumes de ruissellement.

En fait, elle assimile le bassin à un système linéaire invariant* dont l'entrée est donnée par les précipitations $i_p(t)$ et la réponse impulsionnelle* par l'hydrographe unitaire instantané $h_q(t)$. Dans un tel cas, le débit instantané $Q(t)$ est donné par l'intégrale de convolution:

$$Q(t) = \int_0^{\infty} h_q(\eta) i_p(\eta - t) d\eta$$

Remarques:

- 1- On pourrait envisager d'appliquer une méthode analogue à celle d'hydrogramme unitaire pour évaluer les débits solides exportés à l'extérieur d'un bassin à la suite des processus d'érosion hydrique,
- 2- Pour plus de renseignement, voir: Gray (1972), Ward (1975) et Viessman (1972).



A-1: Composante d'un hydrogramme.

ANNEXE 2
Système linéaire

* Un système est un opérateur $L[]$ qui transforme une fonction $\varphi_i \in S_1$ en une fonction $\phi_i \in S_2$;

$$\phi_i = L[\varphi_i]$$

où S_1 et S_2 sont deux ensembles. Il est dit linéaire, si pour tout $\varphi_1, \varphi_2 \in S_1$ et $a, b \in \mathbb{R}$:

$$L[a\varphi_1 + b\varphi_2] = aL[\varphi_1] + bL[\varphi_2]$$

De plus, il est invariant par rapport au temps s'il ne dépend pas de cette variable.

** Réponse impulsionnelle est la réponse d'un système linéaire à une impulsion $\delta(t)$, c'est-à-dire une fonction delta définie par les relations:

$$\varphi(\alpha) = \int_{-\infty}^{\infty} \varphi(t) \delta(t) dt$$

où $\varphi(t)$ est une fonction continue à l'origine,

et

$$\int_{-\infty}^{\infty} \delta(t) dt = 1$$

Voir, Papoulis, Analog and Digital Signal Analysis, MacGraw Hill, 1976.

BIBLIOGRAPHIE

- Ackers Peter et Willian Rodney White, "Sediment transport: new approach and analysis", J. Hydraulics div. ASCE, 99(HY11), pp. 2041-2060, nov. 1973.
- Ayers H.D., "Influence of soil profile and vegetation characteristics on net supply to runoff". Proc. Symposium No 2 - Spillway Design Floods. Queen's Printer and Controller of Stationery. Ottawa, pp. 198-205, 1959.
- Bagnold, R.A., "The movement of a cohesionless granular bed by fluid flow over it", British J. Appl. Phys., vol. 2, p. 29, février 1951.
- Bellair, Pierre et Charles Pomerol, Eléments de géologie, Ed. Armand Colin, p. 526, Paris, 1968.
- Benedict, Paul C. et autres, "Sediment transportation mechanics: fundamentals of sediments transportations" J. Hydraulics Div. ASCE, 97 (HY12), pp. 1979-2022, déc. 1971.
- Bennet, James, "Concepts of mathematical modeling of sediment yield", Water Resources Research, vol. 10, no 3, pp. 485 à 492, juin 1974.
- Bensal K. Mahendra, "Dispersion in natural streams" J. Hydraulic Div. ASCE, 97 (HY11), pp. 1867-1886, nov. 1971.
- Bird, R. Byron, Warren E. Steward et Edwin N. Lightfoot, Transport Phenomena, John Wiley & Sons, New York, 781 pages, 1960.
- Blasius, H., "Das Ähnlichkeitsgesetz bei reibungsvorgängen in Flüssigkeiten", Ver. Dtsch. Ing. Forschungsh., vol. 131, 1913.
- Bodman G.B. et E.A. Colman, "Moisture and energy conditions during the downward entry of water into soils", Proc. Soil Soc. Amer., 8: 116-122, 1943.
- Brown, Carl B., "Sediment transportation", Chapter XII of Engineering Hydraulics, H. Rouse, ed., John Wiley and Sons, 1940.
- Brutsaert, Willem, "De Saint-Venant equations experimentally verified", Jour. of the Hydraulics Div. ASCE, vol. 97 (HY9), pp. 1387 à 1401, sept. 1971.
- Calvin G.C., C.E. Israelsen, P.E. Packer, E.E. Farmer, J.E. Fletcher, E.K. Israelsen, F.W. Haws, N.V. Rao et J. Hansen, Manual of erosion control principles and practices during highway construction, N.C.H.R.P., Transportation Research Board, N.R.C., projet 16-3, june 1978.
- Castany Gilbert: L'Eau propre, "Coll. Faire connaissance avec", Hachette Ed., 192 p., 1980.
- Chen, Cheng-lung et Ven Te Chow, "Formulation of mathematical watershed-flow model", Journal of the Engineering Mechanics Div. ASCE, vol. 97 (EM3), pp. 809 à 875, juin 1971.

- Chen, Cheng-lung, "Sediment dispersion in flow with moving boundaries". Jour. of the Hydraulics Div. ASCE, vol. 97 (HY8), pp. 1181 à 1201, août 1971.
- Chen, Cheng-lung, "Sediment dispersion in flow with moving boundaries, closure", Jour. of the Hydraulics Div. ASCE, 98 (HY12), pp. 2216-2221, 1972.
- Chow, Ven Te, Arie Ben-Zvi, "Hydrodynamic modeling of two-dimensional watershed flow" Journal of the Hydraulics Div. ASCE, 99 (HY11), pp. 2023 à 2040, nov. 1973.
- Chow, Ven Te, Open - Channel Hydraulics McGraw-Hill, 680 pages, N.Y. 1959.
- Colebrook, C.F., "Turbulent flow in pipes, with particular reference to the transition region between the smooth and rough pipe laws", J. Inst. Civ. Eng. Lond., vol. II, pp. 133-156, 1938-1939.
- Daigle, Jean-Louis: "Le contrôle de l'érosion au Nouveau-Brunswick", Erosion et conservation des sols R. Lagacé, éd., 8ième colloque de Génie rural, Univ. Laval, Québec, pp. 77-98, janv. 1980.
- Darcy, Henri, Les fontaines publiques de la ville de Dijon. Paris: V. Dalmont, 1856.
- Desaigues, Brigitte, Jean-Claude Toutain, Gérer l'environnement, Economica, 324 pages, Paris, 1978.
- Du Boys, Paul, "Etudes de régime du Rhone et l'action exercée par les eaux sur un lit à fond de gravier indéfiniment affouillable", Ann. Ponts et Chaussées. Ser. 5. Vol. 18, pp. 141-195, 1879.
- Dubé, A. et A. Mailloux, "La mesure de l'érosion à Cap-aux-Corbeaux", Agriculture, vol. XXVI(2); pp. 32-36, 1969.
- Dubé, Armand: "L'eau et l'érosion des sols", Ressources, ministère des Richesses naturelles du Québec, vol. 6(4): 8-15, 1975.
- Dupont, C. et M. Vallé, L'érosion, Services de protection de l'environnement, Québec, 1976.
- Einstein, H.A., "Formulas for the transportation of bed load", Trans. Am. Soc. Civil. Eng., vol. 107, p. 561, 1942.
- Einstein, K.A., "The bed-load function for sediment transportation in open channel flows", U.S. Department of Agriculture, Technical bulletin no 1026, 1950.
- Ellison, W.D., "Some effects of raindrops and surface flow on soil erosion and infiltration", Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 26, no 3, 1945.
- En collaboration, Fluvial processes and sedimentation Proceedings of Hydrology Symposium, Univ. of Alberta, Edmonton, CNR, 8 et 9 mai 1973, CNR, Ottawa, 1973.

En collaboration, Soil Erosion: Prediction and control Proceedings of a National Conference on Soil Erosion, Purdue University, West Lafayette, Indiana. May 24-26, 1976.

Engman, Edwin T et Andrew S. Rogonski, "A partial area model for storm flow syntheses", Water resources research, vol. 10 (3), pp. 464-472, juin 1974.

Farmer, E.E. et J.E. Fletcher, "Highway erosion control systems: an evaluation based on the universal soil loss equation", Proceedings of a national conference on soil erosion, Purdue Univ. Indiana, U.S., pp. 12-21, may 1976.

Ferland, M.G. et R.M. Gagnon, Climat du Québec méridional, ministère des Richesses naturelles du Québec, MP-13, 1967.
Atlas de hauteur, fréquence et durée des pluies au Québec méridional, ministère des Richesses naturelles du Québec, MP-51, 1974.

Flaxman, Elliott M., "Predicting sediment yield in Western United States", Jour. of the Hydraulics Div. ASCE, vol. 98 (HY12), pp. 2073 à 2085, dec. 1972.

Fleming, George, Computer simulation techniques in hydrology, Elsevier, New York, 333 pages, 1975.

Foster, G.R. et W.K. Wischmeier, "Evaluating irregular slopes for soil loss prediction", Trans. ASAE 17, pp. 305-309, 1974.

Frevert, R.K., G.O. Schab, T.W. Edmister et K.K. Barnes, Soil and water conservation engineering John Wiley & Sons, New York, 1962.

Free, G.R., "Erosion characteristics of rainfall", Agricultural Engineering 41: (7), pp. 447-449, 455, juillet 1960.

Gauckler, Ph., "Du mouvement de l'eau dans les conduites", Annales des ponts et chaussées, vol. 15, ser. 4, pp. 229-281, 1868.

Gardner W. et J.A. Widstve, "The mouvement of soil moisture", Soil sci. II: 215-232, 1921.

Gburek, William J., Donald E. Overton, "Subcritical kinematic flow in a stable stream", Jour. of the hydraulics Div. ASCE, vol. 99 (HY9), pp. 1433-1447, sept. 1973.

Goulet, Thomas, rapport de stage présenté à Mahzer Sorial du ministère des Transports du Québec, non publié, 1980.

Gray, Donald M., manuel des principes d'hydrologie, Conseil national de recherche du Canada, Ottawa, 1972.

Guy, H.P., "An analysis of some storm-period variables affecting stream sediment transport", USGS Professional Paper 462-E, 1964.

Guy, Harold P. et D. Earl Jones, "Urban sedimentation - in perspective", J. Hydraulic Div. ASCE, pp. 2099 à 2116, (HY12), dec. 1972.

- Guymon, Gary L., "Finite element solution for general fluid motion", Jour. of the Hydraulics Div. ASCE, vol. 99, (HY6), pp. 913 à 919, juin 1973.
- Hagen, G.H.L., "Untersuchungen über die gleich förmige Bewegung des Wassers", Berlin, 1876.
- Hanks R.J. et S.A. Bowers, "Numerical solutions of the moisture flow equations into layered soils" Proc. soil sci. soc. Amer. 26: pp. 530-534, 1962.
- Harbaugh, John W. et Graeme Bonham - Carter, Computer simulation in geology, John Wiley & Sons Inc. Toronto, 575 pages, 1970.
- Hardin, Jay C. et Arnold L. Sweet, "Stochastic model of turbulent channel flow", J. Engineering Mechanics Div., ASCE, 97(EM2), pp. 375-389, 1971.
- Hayashi, Taizo, "Formation of dunes and antidunes in open channels", Jour. of the Hydraulics Div. ASCE, vol. 96 (HY2), pp. 357 à 365, fev. 1970.
- Heermann, D.F., R.J. Wenstrom et N.A. Evans, "Prediction of flow resistance in furrows from soil roughness", Trans. ASAE, pp. 482-485, 489. 1969.
- Henderson, F.M., Open channel flow, Macmillan, New York, 522 pages, 1966.
- Henderson, F.M. et R.A. Wooding, "Overland flow and groundwater flow from a steady rainfall of finite duration", Journal of geophysical research, vol. 69, no 8, pp. 1531-1540, april 1964.
- Hewlett, J.D. et Hibbert, A.R. "Moisture and energy conditions within a sloping soil mass during drainage", J. Geophys. Res., 68(4), 1081-1087, 1963.
"Factor affecting the response of small watershed to precipitation in humid areas", Proceeding of the International Symposium on Forest Hydrology (1965), Pennsylvania State Univ., Pergamon, pp. 275-290, 1967.
- Holley, Edward R., "Unified View of Diffusion and Dispersion", J. Hydraulics Div. Amer. Society Civil Eng., 95 (HY2), pp. 621 à 631, mars 1969.
- Holtan, H.N., "A concept of infiltration estimates in watershed engineering", VSDA-ARS, 41-51, 25 p., 1961.
- Horton, R.E., "The role of infiltration in the hydrologic cycle", Trans. Amer. Geophys. Un. 14: pp. 446-460, 1933.
- Horton R.E., "An approach to the physical interpretation of infiltration capacity", Proc. Soil. Sci. Soc. Amer. 5: pp. 399-417, 1940.
- Horton, R.E., "Erosional development of streams and their drainage basins: Hydrophysical approach to quantitative morphology", Geol. Soc. Am. Bull. 56, pp. 275-370, 1945.
- Hudson, Norman, Soil conservation, B.T. Batsford Limited, London (U.K.), 1971.
- Ishihara, Y., "Hydraulic mechanism of Runoff" Proceeding of a conference on hydraulics and fluid mechanics, Perth, Australia, dec. 1962 (N.Y. Pergamon Press, 1963).

Jobson, Harvey E. et William W. Sayre, "Vertical Transfer in open channel flow". Jour. of the Hydraulics Div. ASCE, vol. 96 (HY3), pp. 703 à 724, mars 1970.

Kalinske, A.A., "Movement of sediment as bed load in rivers", Trans. Am. Geophys. Union, vol. 28, no 4, p. 615, 1947.

Kirkby, M.J. ed., Hillslope Hydrology, John Wiley and Sons, Chichester (U.K.), 1978.

Kostiakov, A.N., "On the dynamics of the coefficient of water percolation in soils and the necessity of studying it from dynamic point of view for purposes of amelioration". Trans. 6th Comm. Int. Soc. Soil. Sci. Russian Pt. A15-21, 1932.

Krishnappan, B.G. et N. Snider, "Mathematical modelling of sediment - laden flows in natural streams", Scientific Series no 81, Fisheries and environment Canada, Burlington, Ontario, 1977.

Lagacé, Robert, Erosion et conservation des sols, 8ième colloque de Génie rural, Université Laval, Québec, 1980.

Larras, Jean, L'hydraulique, collection "Que sais-je?", P.V.F Paris, 128 pages, 1965.

Laursen, E.M., "The total sediment of streams", Proc. Am. Soc. Civil Engrs., vol. 84, no HY1, p. 1530-1, fév. 1958.
"Sediment - transport mechanics in stable-channel design", Trans. Am. Soc. Civil Engrs., vol. 123, p. 195, 1958.

Leaf, Charles F., "Sediment Yields from central Colorado snow zone". J. Hydraulic Div. Amer. Soc. Civil Eng., 96 (HY1), pp. 87 à 93, janv. 1970.

Leliavsky, S., Précis d'hydraulique fluviale, Dunod, Paris, 256 pages, 1961.

Lewis, M.R., "The rate of infiltration of water in irrigation practice", Trans. Amer. Geophys. Un.(18th meeting) Pt. II Sect. Hydro., pp. 361-368, 1937.

Lighthill, M.J. et G.B. Whitham, "On kinematic Waves: 1- Flood movement in long rivers". Proc. Roy. Soc. (London) vol. 229, no 1178, p. 281, may 1955.

Li Ruh-Ming et Hsieh W. Shen, "Effect of tall vegetations on flow and sediment", Journal of the Hydraulics Div. ASCE, vol. 99 (HY5), pp. 793 à 814, mai 1973.

Li, R.M., D.B. Simons et M.A. Stevens, "Nonlinear Kinematic wave approximation for water routing" Water resources Res. 11(2): pp. 245-252, 1975.

Luna B. Leopold, M. Gordon Wolman et John P. Miller, Fluvial processes in geomorphology, W.H. Freeman and Comp. San Francisco, 1964.

Mehuys, Guy, "L'érosion du sol par l'eau", Commission des sols, Section physique du sol, C.P.V.Q. 1979.

- Mein, Russell G. et Curtis L. Larson, "Modeling infiltration during a steady rain", Water Resour. Res., 9(2), pp. 384-394, 1973.
- Meyer L.D. et W.H. Wischmeier, "Mathematical simulation of the process of soil erosion by water". Trans. ASAE, 12(6), pp. 754-762, 1969.
- Meyer-Peter, E. et R. Muller, "Formula for bedload transportation", Internatl. Asso. for Hydr. Structures Res. Proc., 2nd meeting, Stockholm, 1948.
- Morgali, James R., "Laminar and turbulent overland flow hydrographs", Journal of the hydraulics Div. ASCE, vol. 96 (HY2) pp. 441 à 460, 1970.
- Moody, L.F., "Friction factors for pipe flow", Trans. ASME, november 1944.
- Musgrave, G.W., "Quantitative Evaluation of factors in water erosion - first approximation" Journ. Soil and Water Conserv. vol. 2, no 3, pp. 133-138, 1947.
- Nikwradse, J., "Gesetzmässigkeiten der turbulenten strömung in glatten rohren", Verein deutscher Ingenieure, Forschungshelt, no. 356, Berlin, 1932.
"Strömungsgesetze in rauhen Röhren" Verein deutscher ingenieure, Forschungsheft, no 361, Berlin, 1933.
- Nowland, J.L., La productivité agricole des sols de l'Ontario et du Québec, direction de la Recherche, ministère de l'Agriculture du Canada, monographie no 13, 1976.
- Papadakis, Constantine N. et Herbert C. Preul, "Infiltration and antecedent precipitation", J. Hydraulics div. ASCE, vol. 99 (HY8), pp. 1235-1245, août 1973.
- Partheniades, Emmanuel et Robet E. Paaswell, "Erodibility of channels with cohesive boundary", J. Hydraulic Div. Amer. Sec. Civil Eng., 96 (HY3), pp. 775 à 771, mars 1970.
- Parlange, Jean-Yves, "Theory of water-mouvement in soils, 1, one dimensional absorption", Soil Sci., 111 (2), pp. 134-137, 1971a.
"Theory of water-mouvement in soils, 2, one dimensional infiltration", Soil. Sci., 111 (3), pp. 170-174, 1971b.
- Pesant, Alain, Guy Mehuys et Armand Dubé, "L'érosion du sol par l'eau au Québec", Erosion et conservation des sols, R. Lagacé éd., 8ième colloque de Génie rural, Université Laval, Québec, janvier 1980.
- Philip, J.R., "The theory of infiltration, 4, Sorptivity and algebraic infiltration equations, Soil Sci., 84 (3), pp. 252-264, 1957.
- Philip, J.R., "Theory of infiltration", Adv. Hydroscl. 5, pp. 215-296 (1969).
- Prandtl, L., Z. angew. Math. Mech., 5, p. 136 (1925).
- Prasad. Ramanand, "Numerical method of computing flow profiles", Jour. of the Hydraulics Div. ASCE, vol. 96 (HY1) pp. 75 à 86, janv. 1970.

- Richards, L.A., "Capillary conduction of liquids through porous mediums", physics 1, pp. 318-333, 1931.
- Ripley, P.O. et al., Erosion du sol par l'eau, publication no. 1083, Agriculture Canada, Ottawa, 1961.
- Rouse, Hunter, "Work-energy equation for the streamline", Jour. of the Hydraulics Div. ASCE, vol. 96 (HY5), pp. 1179 à 1190, mai 1970.
- Rubey W.W., "Settling velocities of gravel sand and silt particles", Am. J. of Sci., vol. 25, no 148, 1933.
- St-Onge, Guy, Ronald Piché, Mosher Sorial, "Etude de l'environnement - Erosion des sols", rapport d'étude scientifique, ministère des Transports du Québec, non publié, mars 1980.
- Saint-Venant, A.J.C. Barré de, "Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux courantes" Paris, 1848.
"Théorie du mouvement non permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit" comptes rendus des séances de l'Académie des sciences, vol. 73, pp. 147-154 et 237-240, 1871.
- Sayre, William, "Dispersion of silt particles in open channel flow", J. Hydraulic Div. Amer. Soc. Civil Eng., 95 (HY3), pp. 1009 à 1038, may 1969.
- Schoklitsch, Über Schleppkraft and Geschiebebewegung, p. 50, 1914.
- Schumm, Stanley A., "River metamorphosis" J. Hydraulics div., 95 (HY1), pp. 255-273, janv. 1969.
- Shen, Hsieh W., Ruh-Miny Li, "Rainfall effect on sheet flow over smooth surface", Jour. of the Hydraulics Div. ASCE, vol. 99 (HY5), pp. 771 à 792, mai 1973.
- Shields, A., "Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung", Mitteilengen der Preuss. Versuchsans'T fur Wasserbau und Schiffbau, Berlin, no 26, 1936.
- Smith, D.D. et W.K. Wischmeier, "Factors affecting sheet and rill erosion", Trans. Am. Geophys. Union, 38: pp. 889-896, 1957.
- Smith, Roger E. et Don L. Chery, "Rainfall excess model from soil water flow theory", J. Hydraulics Div. ASCE, vol. 99 (HY9), pp. 1337 à 1351, sept. 1973.
- Spraberry J.A. et A.J. Bowie, "Predicting sediment yields from complex Watersheds", transactions of the ASAE, pp. 199 à 201, 1969.
- Strahler, Arthur N., Physical geography, 4ième éd. Sandy Hook Ed. N.J. 1954. John Wiley & Sons, Inc. New York, 643 p., 1975.
- Straub, L.G., "Missouri River, detritus transportation", U.S. House of representatives document 238, 73rd. Congress, 2nd session, U.S. Government Prind. off., 1935.

Streeter, V.L. Fluid Dynamics, McGraw-Hill, New York, 1948.

Streeter, Victor L., E. Benjamin Wylie, Fluid mechanics, McGraw-Hill, 752 pages, New York 1975.

Strelkoff, Theodor, "One-dimensional equations of open-channel flow". Jour. of the Hydraulics Div. ASCE, vol. 95 (HY3), pp. 861 à 876, mai 1969.

Strelkoff, Theodor, "Numerical solution of Saint-Venant equations". Jour. of the Hydraulics Div. ASCE, vol. 96 (HY1), pp. 223 à 252, janv. 1970.

Strickler, A., "Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauheitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen", Mitteilungen des eidgenössischen Amtes für Wasserwirtschaft, Bern, Switzerland, no 16, 1923.

Swartzendruber D. et D. Hillel, "The Physics of Infiltration", physical aspects of soil water and salts in ecosystems, edited by A. Hadas et al., Springer-Verlag, N.Y., pp. 3-15, 1973.

Swartzendruber, D. et D. Hillel, "Infiltration and Runoff for small field plots under constant intensity rainfall", Water Res. Res. vol. 11 (3), pp. 445-451, 1975.

Sweeten, J.M. Jr, J.E. Garton et A.L. Mink, "Hydraulic Roughness of an Irrigation Channel with Decreasing Spatially Varied Flow", Trans. ASAE, pp. 466-470, 1969.

Taylor Brent D., Vito A. Vanoni, "Temperature effects in low-transport, flat-bed flows". Jour. of the Hydraulics Div., ASCE, vol. 98 (HY8), pp. 1427 à 1445, août 1972.

Threadgill, E. Dale et Ronald E. Hermanson, "Effect of Rainfall on the Velocity Distribution and tractive force in a triangular open channel". Trans. of the ASAE, pp. 352 à 355, 1969.

Toffaletti, Fred B., "Definitive computations of sand discharge in rivers". J. Hydraulics Div. Amer. Soc. Civil Eng., 95 (HY1), pp. 225 à 248, janv. 1969.

Vanoni V.T., "Transportation of suspended sediment by water". Trans. Am. Soc. of Civil Engrs., vol. 111, 1946.

Vanoni, V.A., Chairman, Task committee on preparation of manual on sedimentation, sediment engineering, "Chapter V: sediment control methods, introduction and watershed area". J. Hydraulics Div. ASCE, 95 (HY2), pp. 649-675, mars 1969.

Vanoni, V.A., Chairman, Task committee on preparation of manual on sedimentation, sediment engineering, "Chapter IV, sediment sources and sediment yields". J. Hydraulics Div. ASCE, 96 (HY6), pp. 1283-1331, juin 1970.

- Viessman, Warren, Terence E. Harbaugh et John W. Knapp, Introduction to Hydrology. In text Educational Publishers, New York, 415 pages, 1972.
- Von Karman, Th., Some aspects of the turbulence problem, Stanford University, 1934.
- Ward, R.C., Principles of Hydrology, McGraw-Hill, London (U.K.), 367 pages, 1975.
- White, C.M., "Equilibrium of grains on the bed of a stream, "Proc. Roy. Soc. (London), (A), vol. 174, p. 322, 1940.
- Wigham, J.M. et W.J. Stolte, "Sediment yield estimates from an index potential sediment production", Proceedings of Hydrology Symposium, Univ. d'Alberta, Edmonton, pp. 208 à 214, mai 1973.
- Williams, R. Jimmy et Harold D. Berndt, "Sediment yield computed with universal equation". J. Hydraulic Div. Amer. Soc. Civil. Eng., 98 (HY12), pp. 2087 à 2098, dec. 1972.
- Williamson, J., "The Law of flow in rough pipes". La houille blanche, vol. 6, no 5, p. 738 (sept. oct. 1951).
- Wischmeier, W.H. et D.D. Smith, "Rainfall energy and its relation to soil loss". Trans. Am. Geophys. Union., vol. 39: pp. 285-291, 1958.
- Wischmeier, W.K., D.D. Smith et R.E. Whlandi, "Evaluation of factors in soil-loss equation", Agr. Eng. ASAE 39(8): pp. 458-464, 474, 1958.
- Wischmeier, W.K., "Rainfall erosion potential-geographic and locational differences of distribution", Agr. Eng. ASAE 43(4): pp. 212-215, 225, 1962.
- Wischmeier, W.K. et D.D. Smith, "Predicting rainfall-erosion losses from crop land east of the Rocky Mountains", Agricultural Handbook no 282, USDA, Washington, 1965.
- Wischmeier, W.K., C.B. Johnson et B.V. Cross, "A soil erodibility nomograph for farmland and construction sites", J. Soil and Water Cons. 26: pp. 189-193, 1971.
- Wischmeier, W.H., "Use and misuse of the universal soil loss equation", Proceeding of a National conference on soil erosion, may 24-26, Purdue University, Indiana, pp. 371 à 378, 1976.
- Wooding, R.A., "A hydraulic model for the catchment-stream problem, I, kinematic wave theory", J. Hydrology, 3, pp. 254-267, 1965a.
"A hydraulic model for the catchment-stream problem, II, numerical solutions", J. Hydrology, 3, pp. 268-282, 1965b.
- Wooding, R.A., "A hydraulic model for the catchment-stream problem, III, Comparison with runoff observations", J. Hydrology, 4, pp. 21-37, 1966.
- Woolhiser, D.A. et J.A. Liggett, "Unsteady, one dimensional flow over a plane - the rising hydrograph", Water Res. Res. 3(3), pp. 753-771, 1967.

- Woolhiser, David A., "Overland flow on a converging surface", Transactions of the ASAE, pp. 460-462, 1969.
- Yang, Chih Ted, "Unit stream Power and sediment transport", J. Hydraulics Div. Amer. Soc. Civil Eng., 98 (HY10), pp. 1805 à 1827, 1972.
- Yang, Chih Ted et William W. Sayre, "Longitudinal Dispersion of Bed-Material Particles". J. Hydraulics Div. ASCE, vol. 98 (HY7) pp. 907 à 921, juillet 1971.
- Yen, Ben Chie et Harry G. Wenzel, "Dynamic equations for steady spatially varied flow". J. Hydraulics Div., 96 (HY3), pp. 801-814, mars 1969.
- Yen, Ben Chie et Harry G. Wenzel, "Resistance coefficients for steady spatially varied flow". J. Hydraulics Div. Amer. Soc. Civil. Engineers, 98 (HY8), pp. 1395 à 1410, août 1972.
- Yoon, Yong Nam et Harry G. Wenzel, "Mechanics of street flow under simulated rainfall". J. Hydraulics Div. ASCE, 97 (HY98), pp. 1367-1386, 1971.
- Young, R.A. et C.K. Mutchler, "Effect of slope shape on erosion and runoff", trans. ASAE, pp. 231-233, 239, 1969.
- Young R.A. et C.K. Mutchler, "Soil and water movement in small tillage channels", transactions of the ASAE, pp. 543 à 545, 1969.
- Zingg, A.W., "Degree and length of land slope as it affects soil loss in runoff", Agricultural Eng. 21, 59, 1940.