



# Modélisation de l'érosion sur deux bassins versants expérimentaux des Alpes du Sud

Ana Luiza Borges

## ► To cite this version:

Ana Luiza Borges. Modélisation de l'érosion sur deux bassins versants expérimentaux des Alpes du Sud. Hydrologie. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 1993. Français. NNT : . tel-00764428

**HAL Id: tel-00764428**

**<https://theses.hal.science/tel-00764428>**

Submitted on 13 Dec 2012

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

# **THESE**

présentée par

**BORGES Ana Luiza de Oliveira**  
Ingénieur Université Fédérale du Rio Grande do Sul - Brésil  
Boursier du Gouvernement Brésilien

pour obtenir le titre de DOCTEUR

**DE L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I**

(Arrêtés ministériels du 5 juillet 1984 et du 23 novembre 1988)

Spécialité : Mécanique

---

**MODELISATION DE L'EROSION SUR DEUX BASSINS VERSANTS**

**EXPERIMENTAUX DES ALPES DU SUD**

---

Date de soutenance : 19 février 1993

Composition du jury:

Mme. H. VIVIEN

Président

M. J.C. BATHURST

Rapporters

M. J.M. MASSON

M. Ph. BOIS

Examineurs

M. M. MEUNIER

***A MAESTRI***

## AVANT - PROPOS

*Le travail présenté dans ce mémoire s'est déroulé au sein de la Division de Protection contre les Erosions du CEMAGREF, groupement de Grenoble.*

*Je voudrais exprimer ma profonde reconnaissance à Monsieur M. MEUNIER, Ingénieur en chef du CEMAGREF, qui a assuré l'encadrement de ma thèse avec beaucoup d'intérêt et efficacité. Ses conseils et son appui constant ont favorisé le bon déroulement de cette recherche.*

*J'adresse également mes remerciements à Monsieur Ph. BOIS, Professeur de l'INPG, qui a participé de l'amélioration du manuscrit.*

*Qu'il me soit maintenant permis de remercier les autres membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu porter à ce travail: Madame H. VIVIEN et Messieurs J.C. BATHURST et J.M. MASSON.*

*Je n'oublierai non plus mes collègues qui, pendant ces trois années, m'ont fait bénéficier de ses nombreux talents: Madame N. MATHYS pour le traitement des données brutes de Draix; Madame S. BROCHOT pour sa contribution dans l'utilisation et à la mise au point de nouvelles procédures dans l'ETC et Monsieur J.E. OLIVIER pour son travail de maintenance et contrôle des équipements installés sur le site de Draix.*

*Je ne voudrais pas oublier de remercier le Gouvernement Brésilien pour la bourse dont j'ai bénéficié pendant mes études doctorales et, évidemment, mes collègues de l'Instituto de Pesquisas Hidráulicas de l'Université Fédérale du Rio Grande do Sul qui, partageant mes charges de travail, m'ont permis de faire ce doctorat. Enfin, je tiens à remercier mon époux, dont la présence journalière et l'appui constant m'ont fait surmonter les épreuves d'une vie à l'étranger.*



## SOMMAIRE

### Chapitre I - Introduction

1.1. Les dégâts de l'érosion des sols	1
1.2. But de cette étude	4

### Chapitre II - Etude bibliographique

2.1. Erosion des sols et production de sédiments	5
2.1.1. Généralités	5
2.1.2. Les processus érosifs des sols	6
2.1.2.1. Par l'impact des gouttes de pluie	7
2.1.2.2. Par le ruissellement	9
2.1.3. Perte de sols	10
2.1.4. Taux de restitution de sédiments (Sediment delivery ratio)	18
2.1.5. Production d'érosion	19
2.1.6. Modélisation de l'érosion des bassins versants	21
2.2. Transfert débit liquide - débit solide à fortes pentes	27
2.2.1. Généralités	27
2.2.2. Caractéristiques des écoulements à fortes pentes	27
2.2.3. Ecoulements chargés en suspension	30
2.2.3.1. Critères pour la classification des écoulements	30
2.2.3.2. Effets sur les caractéristiques du fluide	34
2.2.3.3. Effets sur le transport solide	36
2.2.4. Transport solide et capacité de transport en fortes pentes	37
2.2.4.1. Début d'entraînement	37
2.2.4.2. Le transport solide	42
2.2.4.2.1. Transport solide par charriage avec l'eau claire	44
2.2.4.2.2. Transport solide charriage avec l'eau chargée en sédiments.	48

### Chapitre III - Les bassins versants expérimentaux de Draix

3.1. Description générale du site	50
3.1.1. Le climat	51
3.1.2. La géologie et la géomorphologie	51
3.1.3. La couverture végétale	53

3.2. Les bassins étudiés	54
3.2.1. Stations de mesures	55
3.2.1.1. Les pluviographes	58
3.2.1.2. Les stations limnigraphiques	58
3.2.1.3. Stations de mesures des transports solides	59
Les plages de dépôts	
Les prélèvements d'échantillons	
3.2.1.4. L'enregistrement et l'archivage des données	61
3.2.2. Catalogue des événements	61
3.2.3. Pluviométrie et pluie limite	62
Pluies moyennes mensuelles et annuelles	
Pluies limites	
3.2.4. Les ruissellements	65
3.2.5. Le transport solide	65
3.3. Les écoulements observés à Draix	67
3.3.1. La nature des écoulements	67
3.3.2. Analyse et interprétation des mesures de matières en suspension (déduction des concentrations de flux sédimentogrammes)	69
3.3.3. Etude des débits instantanés liquide et solide	73
3.4. Essai de compréhension des processus érosifs à Draix à partir de l'analyse des courbes d'hystérésis	75
3.4.1. Introduction	75
3.4.2. Application à la Roubine et au Laval	77
3.5. Synthèse et conclusions	90

## **Chapitre IV - Modélisation de la production d'érosion des marnes noires sur la Roubine et le Laval.**

4.1. Modélisation hydrologique	92
4.1.1. Le système de calcul ETC	94
4.1.1.1. Description des fonctions	94
4.1.1.2. Calage du modèle ETC	97
4.1.2. Le modèle IPH II	98
4.1.2.1. Description du modèle	98
4.1.2.2. Calage du modèle IPH II	101
4.1.3. Le modèle NAM	1032
4.1.3.1. Description du modèle	103
4.1.3.2. Calage du modèle NAM	104
4.1.4. Comparaison entre les modèles hydrologiques	108
4.2. Modélisation de l'érosion	110
4.2.1. Quelques notions sur les processus érosifs à Draix	110
4.2.2. Modèles de production d'érosion événementiels	113
4.2.2.1. Méthodologie	113
4.2.2.2. Constitution des échantillons d'étudiés	114
4.2.2.3. Variables adoptées	115
4.2.2.4. Etude du volume de sédiments transité	117

4.2.2.5. Etude du volume de sédiments déposé	121
4.2.2.6. Etude de l'érosion totale	128
4.2.2.7. Comparaison entre les modèles d'érosion calés sur la Roubine et le Laval.	135
4.2.2.8. Validation des modèles de production d'érosion	136
4.2.3. Modèles annuel de production d'érosion	141
4.2.3.1. Analyse globale inter-annuelle	141
4.2.3.2. Evaluation de l'érosion annuelle	143
4.2.3.3. Modèle annuel pour l'érosion mesurée	144
4.2.3.4. Modèle annuel comme somme des résultats des modèles événementiels	146
4.2.3.5. Confrontation des résultats des deux approches.	147
4.3. Conclusions	148

## Chapitre V - Essai d'élaboration d'un modèle hydro-sédimentologique pour le Laval.

5.1. Introduction	150
5.2. Etablissement du modèle hydro-sédimentologique du bassin du Laval	151
5.2.1. Hypothèses de base	151
5.2.2. Schématisation du Bassin Versant	152
5.2.2.1. Configuration sur le terrain	154
5.2.2.2. Configuration finale pour la modélisation	158
5.3. Evaluation de l'érodabilité des sous bassins du Laval	159
5.4. Les phénomènes de transport solide à prendre en compte	166
5.4.1. Capacité maximale de transport	167
5.4.2. Dégradation du charriage en suspension	168
5.4.2.1. Laval - une seule entité	169
5.4.2.1. Laval - plusieurs entités	170
5.4.3. Interaction entre les deux phénomènes	172
5.5. Le modèle ETC - phase solide (transfert débit solide-débit liquide)	173
5.5.1. Erosion d'un sous-bassin	175
5.5.1.1. Volume global d'érosion	175
5.5.1.2. Obtention des sédimentogrammes à exutoire des sous bassins	175
5.5.2. Les phénomènes de transport solide dans les biefs	176
5.5.2.1. Routage du débit solide	176
5.5.2.2. Le dépavage	177
5.5.2.3. Obtention du débit solide en suspension	178
5.5.2.4. Modélisation du transport solide dans les biefs	179
5.4.3. Simulations du transport solide pour des épisodes isolés	181
5.4.3.1. Initialisation du modèle	181
5.4.3.2. Résultats des simulations avec ETC	183
5.4.3.3. Conclusions	188
5.5.4. Simulations du transport solide d'une suite de crues - validation du modèle	189

5.5.4.1. Caractéristiques des épisodes et initialisation du modèle	190
5.5.4.2. Résultats des simulations avec ETC	183
5.5.4.3. Conclusions	188
5.6. Le Modèle Final	197

## **Chapitre VI - Synthèse, conclusions et voies de recherche futures**

6.1. Synthèses et conclusions	201
6.2. Voies de recherche	204
6.3. Conclusion finale	205

Bibliographie

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Annexes - Hidrogrammes de calage

## I. INTRODUCTION

# CHAPITRE I

## Introduction

### 1.1. Les dégâts de l'érosion des sols

A propos de l'érosion des sols et du transport de sédiments par l'écoulement, EINSTEIN (1950) affirme que chaque particule qui passe dans une section de mesures doit satisfaire deux conditions : (a) elle doit être érodée à un endroit quelconque des versants à l'amont et (b) elle doit être transportée par l'écoulement (ruissellement) de l'endroit d'érosion vers l'exutoire du bassin. Donc, l'érosion des sols et, par conséquent, les problèmes générés par l'excès de production de sédiments sont limités par la disponibilité de sédiments sur les versants et par la capacité de transport de l'écoulement.

Les sédiments qui arrivent aux cours d'eau sont produits dans le bassin versant par les agents naturels et par les processus chimiques qui dégradent les roches et les transforment en sols. Ce processus est très lent, dont la vitesse d'érosion est de l'ordre de 10 t/ha/an, c'est à dire, 0.4 mm/an (KIRKBY,1980). En même temps, le type de climat, les précipitations, la topographie et la couverture végétale agissent sur les sols provoquant le déplacement de leur couche superficielle et causant une diminution des niveaux des terrains.

En général, il y a un équilibre entre la formation et l'érosion des sols, car la végétation crée une couche protectrice qui diminue l'impact des gouttes de pluie sur le sol et les effets du ruissellement. Mais, une fois cet équilibre brisé (enlèvement de la couverture végétale; mauvaises pratiques agricoles et d'élevage...), les érosions sont accentuées et l'environnement est menacé. L'eau de la pluie, qui était en grande partie absorbée par la végétation, s'écoule vers les cotes les plus basses, transportant et désagrégeant les sols; sa capacité de transport étant augmentée au fur et à mesure que se fait la concentration des écoulements. Pour qu'on puisse avoir une idée de l'importance de la couverture végétale dans la protection contre les érosions, d'après le tableau 1.1, on constate que le taux d'érosion des terres cultivées (moyenne à l'échelle nationale aux Etats Unis) est six fois celle des forêts.

Occupation du sol	Surface (10 <sup>6</sup> ha)		Erosion (t/ha)	
	totale	avec lutte antiérosive	hydrique	éolienne
Cultures	169	92	12	8
Prairies	53	25	4	0
Forêts	158	24	2	0

Tableau 1.1. Quelques taux annuels d'érosion déterminés par le Soil Conservation Service des Etats Unis  
( D'après GRIL et DUVOUX,1991)

L'érosion des sols agricoles a comme conséquence la diminution de l'épaisseur et de la fertilité de la couche arable, dont la gravité dépend de la vitesse d'érosion et de l'épaisseur du sol, mais aussi de la nature du substratum. La réduction de la surface cultivable impose l'adoption de mesures de correction des sols et l'emploi d'engrais car on ne peut pas perdre leur capacité productive.

L'existence de sédiments dans les cours d'eau crée un environnement défavorable aux poissons, détruit l'équilibre écologique et provoque la mort de plusieurs espèces aquatiques puisqu'ils peuvent être chargés en éléments chimiques de haute toxicité. Sous le point de vue de l'ingénierie, les sédiments causent la pollution des eaux, réduisent leur potabilité, provoquent la sédimentation des canaux d'irrigation et de navigation, diminuent la vie utile des ouvrages hydrauliques (étangs, réservoirs) et changent les courbes de tarage des canaux avec fond mobile.

Les problèmes d'érosion et de sédimentation générés par le déséquilibre du cycle hydrosédimentologique naturel imposent l'adoption de moyens de protection, contrôle et prévention, lesquels augmentent les budgets des projets d'exploitation et gestion des ressources hydrauliques. En pays avec une agriculture très développée et avec l'adoption de pratiques de conservation des sols,  $3 \times 10^9$  m<sup>3</sup> de sédiments sont érodés par le ruissellement à chaque année, dont 1/3 atteint les réservoirs faits par l'homme. Le coût pour enlever 1/8 de ce total de sédiments est d'environ 500-600 millions de dollars (RAKOCZI, 1975).

Quelques études de viabilité économique des principaux projets hydrauliques aux Etats Unis ont été faites prenant en compte les coûts des travaux nécessaires pour empêcher la sédimentation. Une estimation moyenne annuelle, aux Etats Unis, des dégâts de la sédimentation des ouvrages hydrauliques est vue dans le tableau 1.2.

Type de dégât	Coût en USD
1. Perte de la fertilité des sols	50 millions
2. Sédimentation en réservoirs d'usage multiple	50 millions
3. Maintenance des réseaux de drainage	17 millions
4. Maintenance des réseaux d'irrigation	10 millions
5. Dragage de voies navigables	12 millions
6. Traitement des eaux dû à l'excès de turbidité	5 millions
7. Déplacement des sédiments déposés en routes et propriétés privées	20 millions
8. Entretien des routes, lignes de communication, machines hydrauliques (pompes, turbines...)	11 millions
<b>TOTAL</b>	<b>175 millions</b>

Tableau 1.2. Coût annuel approximatif des dégâts causés par la sédimentation Etats Unis (BROWN, 1948).

Les chiffres présentés dans le tableau 1.2, bien que anciens, sont des indices de l'importance relative des dégâts causés par la sédimentation dans le contexte de l'exploitation des ressources hydrauliques par l'homme et ils confirment la nécessité de les réduire au minimum, car c'est la communauté qui les paye sous la forme d'augmentation des impôts pour leur utilisation. Ceci dit, une voie de recherche s'ouvre pour essayer de connaître, de combattre et de réduire au maximum les déséquilibres de l'environnement causés par l'érosion et la sédimentation.

Depuis les années 1970 les dégâts liés à l'augmentation du ruissellement et à l'érosion de terres agricoles ont connu une aggravation notable en certaines régions de France: région de

grande culture; région de socle ancien; vignoble sur coteaux et région méditerranéenne. Les dégâts agricoles dans les Pays de Caux ne sont pas négligeables et essentiellement liés aux cultures : atterrissements et ravinements. Sur un territoire de 30 000 ha de surface agricole utile environ 30 ha de la surface sont couverts par des atterrissements et 55 km de ravines ont été recensés à partir des photos aériennes prises en 1983 (BPDA, apud GRIL et DUVOUX). Dans le Val d'Oise les dommages causés à la production agricole sont globalement faibles, mais les dégâts causés aux collectivités ont une ampleur significative, concernant surtout la frange de contact entre l'agglomération parisienne et les terres agricoles (GRIL et DUVOUX), qui subit des inondations brutales causées par les pluies intenses survenant au printemps.

D'après RAMPON (1987), l'aggravation de l'érosion hydrique liée au ruissellement en France " est due à des changements qui seraient:

- \* l'augmentation de la taille des parcelles et la suppression des haies en région bocagère et des murs;
- \* les changements d'affectation du sol: extension des cultures peu courantes au détriment des prairies;
- \* la modification des méthodes de travail du sol: action des engins (tassement du sol diminuant la perméabilité au passage des roues, puissance conduisant à un émiettement de la surface du sol, remontée du sol profond moins riche en matière organique, etc.)
- \* le mode de fertilisation des terres: disparition des fumures organiques au profit des engrais minéraux (ou la matière organique améliore la stabilité structurale, d'une part, et d'autre part, en l'occurrence, permet une activité biologique- vers de terre en particulier- qui freine la formation des sols battants ou de semelle de labour)."

Les terrains de montagne sont aussi menacés par l'érosion hydrique. En France, les services de Restauration des Terrains en Montagne (RTM) ont élaboré, depuis le siècle dernier, une doctrine pour l'exploitation et l'aménagement de ce type de terrain. Mais les changements de l'occupation sociale et économique de la montagne nécessitent de quantifier les effets des travaux de conservation des sols et aussi d'évaluer la réponse du terrain aux techniques employées, pendant leur utilisation. Dans ce cadre d'idées, le projet des Bassins Versants Expérimentaux de Draix a été créé par les divisions du CEMAGREF de Grenoble et d'Aix-en-Provence et par le département de Restauration des Terrains de Montagne de Digne. Trois grands axes de recherche sont ouverts pour répondre aux besoins du RTM, sans considérer l'ingénierie civil et la biologie:

- \* les processus d'érosion en montagne;
- \* l'hydraulique torrentielle;
- \* la dynamique torrentielle.

Cette thèse, première étude systématique des résultats des BVE de Draix, se classe dans le premier axe de recherche, car elle se propose d'établir un modèle de production d'érosion en terrains dénudés de montagne.



## 1.2. But de cette étude

Le but principal de cette étude est de développer d'une part un modèle de production d'érosion pour les marnes noires (bad-lands), basé sur les données acquises dans deux bassins versants expérimentaux de Draix : Laval et Roubine, qui ont comme surface 86 ha et 0.13 ha, respectivement, et d'autre part, d'analyser les effets d'échelle temporelle et spatiale des processus érosifs.

Dans un premier temps, on cherchera une loi statistique de production d'érosion qui relie l'érosion mesurée aux caractéristiques de la pluie et/ou de l'écoulement. Ces lois seront établies pour les deux bassins, chaque bassin étant considéré globalement. Ensuite, la loi de production calée sur le petit bassin sera appliquée aux sous-bassins du grand bassin pour générer les apports solides à son talweg, lesquels seront propagés jusqu'à son exutoire. En cette étape, le Laval est considéré comme étant formé par des biefs et sous-bassins ayant un comportement similaire à celui de l'unité élémentaire.

Ce travail est structuré de la façon suivante:

Le chapitre I présente une brève introduction sur les dégâts causés par l'érosion des sols;

Le chapitre II présente l'étude bibliographique, un peu plus large que celui nécessaire pour le développement de cette thèse . Il est divisé en deux parties: tout d'abord on se place dans le domaine du bassin versant pour présenter quelques notions sur l'érosion des sols et la production de sédiments; ensuite on analyse l'interaction entre les sédiments et l'écoulement dans le milieu torrentiel.

Le chapitre III présente la description du site et des bassins versants étudiés, ainsi qu'une analyse des grandeurs mesurés comme la pluie et les écoulements, focalisant, principalement, sur la teneur de matières en suspension.

Le chapitre IV développe la modélisation de la production d'érosion des deux bassins. On commence par une modélisation hydrologique du grand bassin, ce qui nous permet de choisir le modèle le plus adapté à notre condition d'étude. Ensuite, on présente la modélisation statistique de l'érosion faite au niveau de chaque événement et au niveau annuel.

Le chapitre V présente la modélisation du grand bassin : Laval, à partir des lois établies pour l'unité élémentaire d'érosion: Roubine. Le Laval est divisé en plusieurs sous-bassins, dont le comportement est semblable à celui de la Roubine. On détermine une méthode pour faire la transposition des lois d'érosion de la Roubine à chaque sous-bassin et on élabore un taux de dégradation du charriage en suspension pour prendre en compte la teneur de matières en suspension. Ensuite, on cherche, parmi les formules de capacité de transport, celle adaptée à notre cas. Le chapitre V s'achève par la synthèse d'un modèle hydro-sédimentologique adapté aux marnes noires, lequel est appliqué à une période d'environ six mois (entre avril et octobre/91).

Le chapitre VI présente la synthèse et les conclusions de cette étude et propose quelques voies pour des recherches futures.

## II. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

## CHAPITRE II

### Etude Bibliographique

#### 2.1. Erosion des sols et production de sédiments

##### 2.1.1. Généralités

L'action des agents érosifs sur les reliefs conduit à la production et au transport d'une certaine quantité de sédiments. Les sols et les roches sont arrachés, transportés et déposés, générant un flux de sédiments sur les versants et talwegs, dont la dynamique est encore mal connue. Les processus érosifs et de déposition qui peuvent se développer sur les bassins versants (Figure 2.1) sont différenciés selon l'agent érosif : vent, pluie, ruissellement ou selon la source de sédiments: rigoles, ravines, berges, plaines d'inondation ...

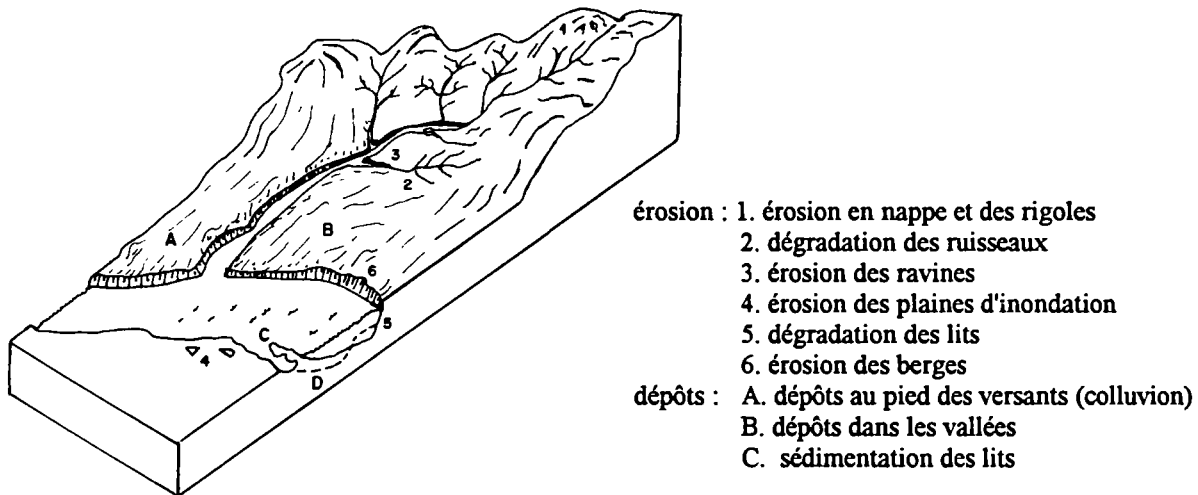


Figure 2.1. Processus typiques d'érosion et de sédimentation dans les bassins versants (ASCE - 1970)

Tout d'abord l'érosion se fait par les nappes d'eau qui écoulent sur la surface du bassin ("sheet érosion") et qui se chargent de transporter les sédiments arrachés par l'impact de la pluie, par l'action des vents ou par la désagrégation mécanique causée par les processus de gel/dégel du sol. Petit à petit, les rigoles commencent à se former et la concentration de sédiments ("rill érosion") augmente due au pouvoir érosif de l'écoulement concentré. Ces ruisselets grossissent au fur et à mesure que le ruissellement trouve ses chemins préférentiels et finissent par constituer les ravines ("gully érosion"), dont le déplacement des sols par l'écoulement concentré est déjà suffisant pour créer des canaux. Les berges, le lit et la plaine d'inondation des cours d'eau constituent de nouvelles sources de sédiments en fonction de leur pouvoir érosif quantifié par leur capacité de transport solide.

Entre l'érosion dite élémentaire, celle causée par les nappes d'eau et le début de l'écoulement concentré, et la quantité de sédiments mesurée à l'exutoire d'un bassin versant existent un certain nombre de phénomènes comme: érosions, dépôts et reprises, qui provoquent une diminution ou une augmentation de la production de sédiments. On doit bien préciser la différence entre érosion des sols ("soil érosion"), perte en sols ("soil loss"), taux de restitution de sédiments ("sediment delivery ratio") et production de sédiments ("sediment yield").

L'érosion des sols est le volume brut de sédiments détachés par l'impact des gouttes de pluie et/ou arrachés par le ruissellement.

La perte en sols est la quantité de sédiments vraiment déplacés par l'érosion d'un certain endroit (parcelle test; unité élémentaire d'érosion) et mesurée dans une section de référence après sont transport par l'écoulement.

Le taux de restitution de sédiments est la mesure de la diminution des sédiments érodés du à la sédimentation, quand ils se déplacent des sources d'érosion vers l'exutoire du bassin versant. Souvent, on l'exprime en pourcentage du matériau érodé qui atteint la section de mesures.

La production de sédiments est la partie de la perte en sols qui arrive à l'exutoire du bassin versant. La plupart des versants ont des caractéristiques topographiques et géomorphologiques qui laissent s'établir les processus d'érosion et de sédimentation. Donc, l'érosion mesurée dans un certain point diffère souvent de la perte en sols à l'amont et la sédimentation à l'entrée des cours d'eau réduit l'apport solide des versants au système de drainage du bassin. D'une façon simple, la relation entre la production de sédiments et la perte en sols est donnée par:

$$SY = DR * A \quad (2.1)$$

où SY est la production annuelle de sédiments mesurée à l'exutoire du bassin (t/ha/an), DR est le taux de restitution de sédiments et A est la perte en sols, volume total érodé des versants à l'amont de la section de mesures (t/ha/an).

### 2.1.2. Les processus érosifs des sols

L'érosion a lieu quand les forces qui entraînent et transportent les matériaux sont plus importantes que celles qui résistent à leur mouvement . Ces forces sont exercées sur les surfaces par le vent, la pluie et le ruissellement.

L'épaisseur des sols, dans une première approche, est contrôlée par la relation entre les taux de production et de déplacement des matériaux. Les sols sont produits par les agents des intempéries, qui provoquent l'altération de la roche-mère, tandis que leur désagrégation et leur déplacement sont faits par les processus d'entraînement et de transport. Quand ces deux processus sont équivalents, l'épaisseur de sol reste constante. Les problèmes d'érosion des sols se font sentir quand le taux de déplacement ( d'érosion) est plus élevé que le taux de production des sols. Par contre, quand le taux de formation des sols est supérieur au taux de déplacement, les sols formés se déposent sur place et son épaisseur augmente.

L'équilibre entre la formation et le déplacement des sols est atteint quand la variation de son épaisseur est nulle. Dans ce cas, le taux de déplacement (ou d'érosion) est limité par le taux de production, le premier étant limité par la capacité d'entraînement et de transport solide de

l'écoulement. Donc, l'évaluation de l'érosion des sols agricoles ne dépend pas simplement de la détermination par lois empiriques de sa perte en sols, mais aussi de la disponibilité de sédiments sur les versants (fonction du bilan entre la production et le déplacement des sols) et de l'écoulement qui s'y développe.

Les sédiments transportés par l'écoulement sont générés par le "splash" des gouttes de pluie; par le détachement dû au ruissellement; par les éboulements de terrain; par solifluxion et par l'action des animaux. Ces processus agissent sur la roche-mère ou sur le sol. L'érodabilité des sols est dynamique : elle varie de saison à saison et d'averse à averse, étant une fonction des caractéristiques du substratum, de la végétation et des conditions climatiques.

En général les processus d'érosion des sols par la pluie sont des processus stochastiques qui imposent la corrélation avec différentes données, dont la description complète doit considérer :

- \* les données météorologiques pour analyser la distribution de la taille des gouttes de pluie associée à une certaine intensité;
- \* la vitesse finale d'une goutte de pluie avec une taille et une forme données;
- \* la connaissance de l'énergie des impacts des gouttes sur le terrain;
- \* les caractéristiques de l'écoulement développé sur les versants.

#### 2.1.2.1. Par impact des gouttes de pluie

Le "splash" causé par la pluie est le résultat des forces d'impact des gouttes d'eau sur la surface des versants. Les premières gouttes trouvent un terrain sec et sans protection (sauf s'il y a une couverture végétale), mais les gouttes suivantes trouveront un substratum imprégné d'eau ou bien une très mince couche liquide sur le sol. Donc, l'érosivité est fonction de l'impact effectif des gouttes pour détacher les particules de sol et les déplacer du point d'impact vers l'endroit touché par la prochaine goutte.

Le volume de sédiments détaché par une goutte sur une surface plane décroît exponentiellement avec la distance à compter du point d'impact. Sa principale source d'énergie est l'énergie cinétique de la pluie et l'énergie potentielle.

Plusieurs études, la plupart basées sur la visualisation par photographie, ont été faites pour décrire qualitativement les relations entre les caractéristiques du "splash" et l'énergie dissipée par l'arrachement des sédiments. WORTINGTON (1877,1908) a réalisé les premiers essais avec l'impact des gouttes liquides sur surfaces solides et liquides. Les diamètres des gouttes étaient entre 4.5 et 7.5 mm et elles tombaient avec une vitesse de quelques mètres par seconde. Utilisant des gouttes de lait, il a pu constater que, au moment du choc, la goutte s'étale pour après se contracter, formant un jet central de liquide, lequel est dévié parallèlement à la surface.

ENGEL (1966) a établi une équation pour le calcul de la profondeur maximale de l'impact d'une goutte considérant que l'énergie cinétique est transformée en énergie potentielle dans sa partie centrale, quand la profondeur maximale est atteinte. Il suppose que la moitié de l'énergie cinétique est conservée par la goutte et que l'autre moitié est dissipée dans le point d'impact. Dans le cas de l'eau tombant sur l'eau, le rayon du cratère formée est proportionnel à la racine carré de la vitesse d'impact.

MUTCHER (1967) a créé un système de paramètres pour décrire la forme du "splash" et le rapporter à l'énergie de l'impact.

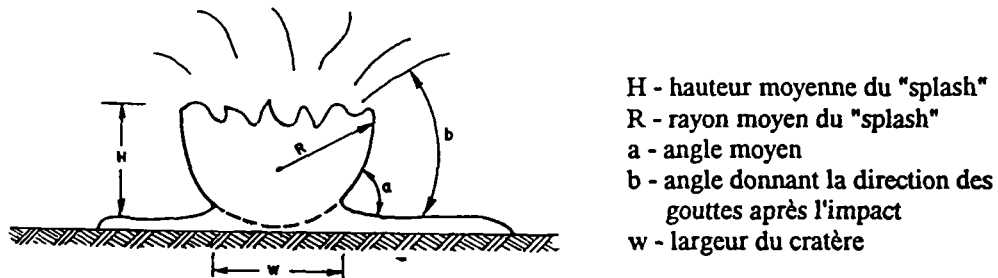


Figure 2.2. Paramètres caractéristiques du "splash" d'une goutte.

La largeur du cratère décrit l'étalement de la surface liquide, elle est maximale quand l'épaisseur de la couche liquide est de l'ordre de  $1/3$  du diamètre de la goutte et les paramètres qui caractérisent le "splash" ne changent pas lorsque les profondeurs sont plus élevées que le diamètre de la goutte.

La masse de l'eau poussée par l'impact est d'environ deux fois la masse de la goutte si l'épaisseur de la couche liquide est de  $0.14-0.20$  fois son diamètre (MUTCHLER, 1971). Donc, l'érosion est négligeable si l'épaisseur de la couche d'eau est supérieure à trois fois le diamètre moyen des gouttes de pluie.

Les pluies naturelles (celles qui ne sont pas générées par les simulateurs de pluie) ont des diamètres variant entre  $0,70$  mm et  $6,0$  mm ; les gouttes sont très rarement sphériques, car la pesanteur et le frottement avec l'air produisent des gouttes ayant un rayon de courbure égal à plusieurs fois celui d'une surface sphérique.

On voit, donc, que l'énergie nécessaire à l'arrachement du sol vient de la taille des gouttes de pluie et des dimensions du "splash" pour elles provoqué. Une bonne estimation de cette énergie est donnée par l'énergie cinétique de la pluie au moment où elle touche la surface, laquelle est définie comme l'énergie de la totalité des gouttes de pluie d'une certaine intensité et est fonction de la distribution des tailles des gouttes, de leur vitesse d'impact et de leur intensité. L'expression de l'énergie cinétique de la pluie est présentée au paragraphe 2.1.3.

Plusieurs formules pour le calcul de l'énergie cinétique de la pluie sont retrouvées dans la littérature: quelques unes reliant empiriquement l'énergie cinétique à l'intensité de la pluie et d'autres considérant une relation entre l'intensité et la distribution de la taille des gouttes. SEMPERE TORRES et al. (1991) ont comparé les résultats de quelques unes de ces formules avec les mesures de la taille et de l'énergie cinétique des gouttes de deux averses caractéristiques du climat méditerranéen faites avec un disdromètre du type Joss et Waldvogel. Ils ont conclu que la formulation due à LAWS et PARSON (1943), basée sur la distribution de la taille des gouttes, et celle de WISCHMEIER et SMITH (1958) sont capables de décrire de façon semblable l'énergie cinétique des averses étudiées (la corrélation entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées par les deux formules étant, respectivement égales à  $0.96$  et  $0.95$ ), surtout aux intensités supérieures à  $76$  mm/h. A cause de la simplicité de son emploi (elle ne nécessite pas la détermination de la vitesse limite de la goutte), la formulation de WISCHMEIER et SMITH (1958) a été considérée comme la plus adaptée au calcul de l'énergie cinétique des averses méditerranéennes.

L'érosivité de la pluie varie dans le temps et dans le espace. La variation temporelle correspond à la structure interne de la pluie: au départ elle croît très rapidement, atteint une valeur maximale et, ensuite, décroît exponentiellement. Considérant l'érosivité de la pluie comme constante, le flux solide dû au "splash" croît au fur et à mesure que la pente du versant augmente. Néanmoins, en pentes supérieures à 33%, le détachement par l'impact des gouttes de pluie atteint son maximum pour ensuite décroître avec les pentes plus fortes, car il y a la formation d'une couche d'eau sur le sol qui va amortir l'effet de l'impact des gouttes.

#### 2.1.2.2. Par le ruissellement

L'érosion par le ruissellement est faite en deux niveaux: d'une part l'érosion due à l'écoulement en nappe sur les versants et d'autre part l'érosion due à la concentration des écoulements dans les ruisseaux et dans les ravines.

Les particules de sol sont mises en suspension par le "splash" des gouttes de pluie, pour être ensuite transportées par l'écoulement en nappe. L'importance du "splash" dépend de la profondeur de l'écoulement, quand elle dépasse trois fois le diamètre de la goutte de pluie, la couche d'eau en mouvement protège le sol de l'impact. Toutefois, les gouttes de pluie augmentent la capacité de transport de l'écoulement par la mise en suspension des particules déjà désagrégées et l'érosion est agrandie quand il y a la présence d'une mince couche d'eau sur le sol.

Les vitesses des ruissellements en nappe mesurées en laboratoire et dans les parcelles - test varient entre 1.5 et 4.0 cm/s (YOUNG et WIERSMA,1973). Sachant qu'une vitesse de 16 cm/s est capable d'éroder des particules de 0.3 mm de diamètre (HJULSTROM,1935) et que les vitesses de l'ordre de 2 cm/s sont capables de les transporter en suspension, on peut attendre à que ce genre d'écoulement soit un processus érosif efficace, car il se produit sur les grandes surfaces des bassins versants. En sols cohésifs résistants au "splash" et à l'écoulement en nappe, l'érosion se fait dans les rigoles et ravins, c'est à dire, par l'écoulement concentré.

Les rigoles et les ravines se forment quand la vitesse du ruissellement augmente et que l'écoulement devient turbulent. Le volume total de sédiments arraché est plusieurs fois plus grand que celui de l'écoulement non -concentré. Par exemple, en deux bassins versants de l'IOWA - Etats Unis pendant une période de 31 jours (KIRKBY,1980),l'érosion en ravines a mobilisée 350 kg/m<sup>2</sup> de sédiments, tandis que l'érosion en nappe, 47 kg/m<sup>2</sup>.

L'érosion des sédiments non-cohésifs est le résultat des forces qui agissent sur la surface du sol, traduites par la tension de cisaillement développée par l'écoulement et exprimée en fonction de sa profondeur et pente. En surfaces sans écoulement concentré, le ruissellement produit un cisaillement si faible qu'il érode une quantité de sédiments inférieure à celle produite par le "splash" des gouttes de pluie. En écoulements peu profonds mais concentrés, le cisaillement devient important et les particules plus grandes sont entraînées.

YOUNG et WIERSMA (1973) ont analysé l'importance relative de l'impact des gouttes de pluie par rapport à l'action de l'eau qui s'écoule sur trois différentes textures de sol. Leur étude montre que l'impact des gouttes est la cause principale de la désagrégation des sols, tandis que l'écoulement transporte les particules déjà arrachées. Le transport solide est créé par déplacements aléatoires dus aux impacts des gouttes qui projettent les sédiments dans les petits ruisseaux, et l'écoulement se charge de les transporter.

### 2.1.3. Perte en sols

Plusieurs techniques pour la prévision de la perte en sols ont été développées dans les dernières années pour aider la compréhension des processus érosifs et les manières de les combattre. Les premières estimations ont été de nature qualitative, avec le but d'identifier les réponses de différentes pratiques agricoles dans le contrôle de l'érosion. Au départ, ces équations adoptaient une seule variable explicative. Au fur et à mesure que les données ont été disponibles, des modèles plus complexes ont été créés, jusqu'à aboutir à l'équation la plus acceptée aujourd'hui : l'Equation Universelle de Perte de Sols (EUPS ou USLE , en anglais).

Les recherches actuelles sont basées sur l'extension des paramètres de l'USLE aux différents conditions de climat et de topographie et en établir des modèles journaliers. Elles cherchent aussi à définir les processus d'érosion et à quantifier la perte de sols à compter d'une base physique, laissant de côté l'approche empirique très adopté jusqu'au moment.

#### Les modèles de perte en sols

L'étude des effets de l'érosion due à la pluie et au ruissellement sur les versants a débuté vers le début de ce siècle. Les premières études expérimentales ont été faites en 1917 par le Forest Service des USA avec le but de quantifier des effets de la couverture végétale et des rotations de culture sur l'érosion et le ruissellement. Ces résultats ont été qualitatifs, mais à partir des années 30, les études pour l'identification des facteurs qu'agissent dans l'érosion des sols ont commencées. LAWS (1941) a lancé les bases de l'étude de l'impact des gouttes de pluie naturelles et l'analyse de l'action mécanique des gouttes a été faite par ELLISON (1947).

La perte en sols due à l'érosion causée par la pluie et par le ruissellement est le résultat d'un ou d'une combinaison des processus suivants :

- \* érosion par le "splash" de la pluie;
- \* érosion laminaire due au ruissellement;
- \* érosion dans les chemins préférentiels;
- \* effondrements et glissements de terrain;

qui sont influencés par le climat; la topographie; le type de sol; la végétation et l'aménagement du terrain.

Partant de ces considérations, plusieurs chercheurs ont déterminé des équations empiriques (Tableau 2.1) de prévision de la perte de sols. ZINGG (1940) a été le premier à rapporter la perte de sol à la longueur et à la pente des versants. Analysant des données obtenues en parcelles (plots) sous l'action d'un simulateur de pluie, il a démontré que le fait de doubler la pente conduisait à une augmentation de l'érosion de l'ordre de 2,6 fois et que doubler la longueur du versant accroîtrait la perte de sols en 3 fois.

D'après le tableau 2.1. on voit que l'influence de la pluie sur la quantité de sédiments érodés a été introduite par Musgrave (1947). Avec les données mesurées en différents endroits, il a déterminé la proportionnalité de l'érosion (A) avec la puissance 1.75 de la pluie maximale de durée de 30 minutes ( $R \sim P_{30}^{1.75}$ ).



Auteur		Relation présentée
Zing	(1940)	$A \propto L^{0.66} I^{1.37}$
Musgrave	(1947)	$A \propto R K L^{0.37} I^{1.37} C$
Wischmeier et Smith	(1965)	$A \propto R K L^{0.5} (0.00076 I^2 + 0.0053 I_0 + 0.0076) C P$
Meyer et Monke	(1965)	$A \propto L^{0.9} I^{3.5}$
Meyer	(1965)	$A \propto (L - L_c)^{1-1.5} ; A \propto (I - I_c)^{1.4}$
Meyer et Kramer	(1968)	$A \propto L^{0.9} (I - I_c)^{1.4}$
Young et Mutchler	(1969)	$A \propto L^{1.24} I^{0.74}$
Kilinc	(1972)	$A \propto L^{1.035} I^{1.664}$

A = perte de sol annuelle par unité de surface et largeur des parcelles (t/ha/an/ft)

I = pente

L = longueur (ft)

R = érosivité de la pluie

$I_c$  et  $L_c$  = pente et longueur quand l'érosion commence

Tableau 2.1. : Quelques équations de perte en sols (D'après LI, SHEN & SIMONS, 1987).

Observant les différentes relations présentées au tableau 2.1, on constate que les exposants des paramètres varient beaucoup, y compris pour les formules avec les mêmes paramètres. Par exemple, l'exposant de la longueur des versants varie entre 0.66 et 1.24 et celui de la pente des versants varie entre 0.74 et 3.5. Ceci prouve que les conditions locales des mesures jouent un très grand rôle dans l'élaboration des équations de perte en sol, limitant leur application à d'autres bassins versants.

SMITH et WHITT (1947,1948) ont présenté une méthode pour estimer la perte de sols dans une région du Missouri prenant en compte la pente, la longueur des versants, la rotation des cultures, les pratiques de conservation des terrains et le type de sol. Leur équation prend la même forme que l'équation universelle de pertes en sols introduite 11 années plus tard.

$$A = C S L K P \quad (2.3)$$

où A est la perte annuelle en sols (t/ha/an), C est le facteur de couverture végétale, S, L, K et P sont les éléments multiplicatifs pour ajuster la perte de sols des "plots" à la pente, longueur, type de sol et pratique de conservation du terrain. Il faut bien noter que, à part les similitudes avec la USLE, l'équation (2.3) ne considère pas un facteur d'érosivité de la pluie. VAN DOREN et BARTELLI (1956) ont exprimé l'érosion des sols de l'Illinois par deux groupes de facteurs: le premier qui contient les mêmes variables que l'équation (2.3) et le deuxième qui considère l'érodabilité des sols, l'érosion antérieure, l'intensité et la fréquence de la pluie avec durée de 30 minutes.

Vers les années 54, par l'effort conjoint de l'ensemble d'organismes travaillant sur l'érosion des sols, les études ont été reprises, synthétisées et généralisées. Plus de 8000 données annuelles de perte de sols ont été comptés en 36 sites expérimentaux placés en 21 états des USA. Une nouvelle évaluation des différents facteurs qu'agissaient sur la perte de sols a été faite (SMITH et

WISCHMEIER, 1957; WISCHMEIER et SMITH, 1958; WISCHMEIER, 1959) pour aboutir à la méthode de prévision de perte en sols appelée Equation Universelle de Perte en Sols.

### L'équation universelle de perte en sols

Cette équation, la plus adoptée par les spécialistes en conservation des sols, prend la forme suivante:

$$A = R K L S C P \quad (2.4)$$

où A est la perte en sols (t/ha/an), R est le facteur d'érosivité de la pluie (énergie d'agressivité de la pluie), K est le facteur d'érodibilité des sols (sensibilité à l'action de la pluie), LS est le facteur topographique fonction de la longueur et de la pente des versants, C est le facteur de couverture végétale (effet favorable ou défavorable des pratiques culturales) et P est le facteur de pratiques antiérosives.

L'équation (2.4) est nommée "universelle" car elle peut être généralisée à quelque condition climatique et géographique, à la condition qu'on ait déterminé les paramètres propres au bassin versant étudié. Les critiques à cette formulation sont basées sur le fait que les abaques et fonctions d'estimation des différents facteurs ont été établis pour les conditions des USA, mais au fur et à mesure que les données et les paramètres sont identifiés par d'autres bassins versants, ces lois peuvent être modifiées et actualisées.

Les facteurs qui caractérisent la USLE ont été déterminés sur des unités élémentaires appelées parcelle standard (standard plot). Un plot standard mesure 22.13 m de longueur avec une pente uniforme de 9%; il est le résultat de l'évolution historique du développement de l'USLE. Les premières données ont été obtenues en parcelles d'érosion de 40.5 m<sup>2</sup>, considérant une largeur de 1.83 m (6 ft), la longueur doit être de 22.13 m (72.6 ft).

### Le facteur d'érosivité de la pluie (R)

L'érosivité ou agressivité érosive de la pluie est le paramètre utilisé pour estimer l'aptitude des pluies à produire l'érosion des versants (incluant la formation des petites rigoles) en intégrant sur une période tous les événements susceptibles d'y contribuer. Il permet d'apprécier le risque climatique de dégradation du sol à plus ou moins long terme. Le facteur R est la représentation de l'érosivité des pluies, étant le produit de deux caractéristiques d'une averse : l'énergie cinétique et l'intensité maximale en 30 minutes.

WISCHMEIER et SMITH (1958), après l'analyse de la distribution de la taille des gouttes de pluie et de leurs vitesses d'impact rapportées par différents chercheurs, ont établi une loi de régression donnant l'énergie cinétique d'une averse ou d'une partie de la pluie:

$$e_j = \sum_{i=1}^n [(11,9 + 8,73 \log I) dh] \quad (2.2)$$

où  $e_j$  est l'énergie cinétique (J/m<sup>2</sup>) de la pluie, I est l'intensité de la pluie (mm/h), dh est la hauteur de pluie tombée (mm) dans l'incrément de temps i. Cette relation est largement employée par les modèles d'érosion.

Des analyses de régression ont montré que la perte de sols était fortement corrélée avec le produit croisé de l'énergie cinétique et l'intensité maximale de la pluie en 30 minutes ( $I_{30}$ ) pendant l'épisode. Ce produit est la quantification de comment l'énergie et l'intensité d'une averse se mélangent pour traduire les effets de l'impact des gouttes et de la turbulence de l'écoulement à la production et au transport des particules solides. Le facteur d'érosivité est défini par:

$$R = \left[ \sum_{j=1}^n (1,213 + 0,890 \log I_j) (I_j T_j) \right] I_{30} \quad (2.6)$$

où  $j$  est le pas de temps  $I_j$  est l'intensité de la pluie dans le pas de temps  $j$  (mm/h);  $T_j$  est la durée du pas de temps (h);  $I_{30}$ , l'intensité maximale en 30 minutes (mm/h); et  $n$  le nombre total de pas de temps.

### Le facteur d'érodibilité des sols (K)

Le facteur  $K$  est la description quantitative de l'érodibilité inhérent d'un sol. L'érodibilité est affectée aussi bien par les propriétés du sol : le taux d'infiltration, la perméabilité, la dispersion des particules que par le "splash" des gouttes, l'abrasion et les forces de transport. La détermination directe du facteur  $K$  est difficile et coûteuse. Une étude a été menée pour décrire ce facteur à partir de 15 caractéristiques des sols et leurs interactions (WISCHMEIER, 1971), donnant origine aux abaques d'érodibilité des sols (Figure 2.3).

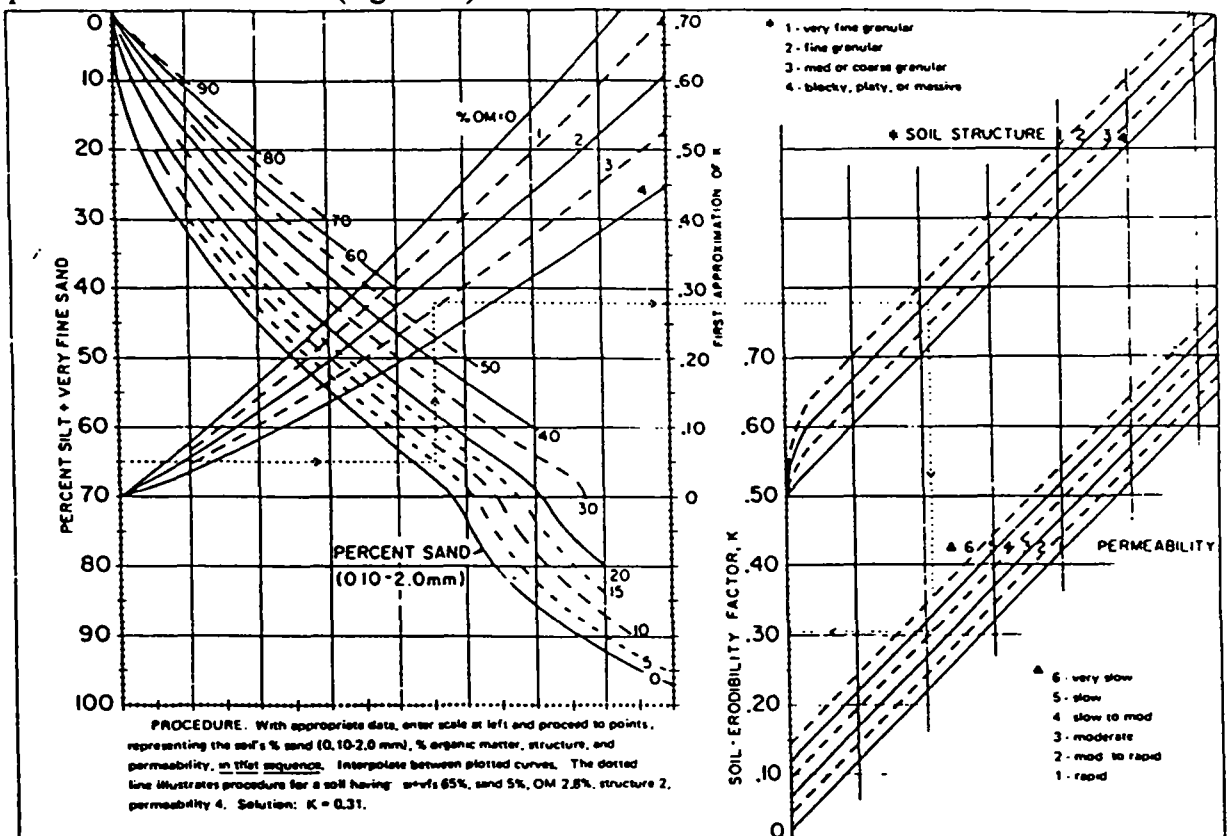


Figure 2.3 : Nomographes pour la détermination du facteur d'érodibilité des sols.  
(WISCHMEIER, 1975 - apud KIRKBY, 1980)

Cinq paramètres sont nécessaires pour l'emploi des abaques: la pourcentage de silt et de sable fin; la quantité de matériau organique; la structure et la perméabilité du sol. Quand ces données ne sont pas disponibles, l'estimation du facteur K peut être faite par la connaissance du type de sol et l'estimation du contenu en matières organiques. Par exemple, par un sol argileux avec une teneur en matières organiques de 2% le facteur K est égal à 0.23.

L'indice de résistance des sols à l'érosion semble applicable à toutes les conditions, dès qu'on ajoute aux nomogrammes un coefficient modérateur tenant compte de la présence de gravillons ou des débris de roches dans l'horizon labouré. Mais, dans le cas des sols riches en argile gonflante, tels que les vertisols, les sols bruns tropicaux et les sols volcaniques, dont le comportement est très spécifique, cette méthodologie ne s'applique pas.

### Les facteurs topographiques

L'effet de la longueur (L) des versants sur l'érosion est défini par le rapport entre la perte de sol d'une certaine longueur de versant et la perte de sols de l'unité de mesure ("plot") ayant une longueur de 22.13 m.

$$L_u = \left( \frac{x}{22,13} \right)^m \quad (2.7)$$

où  $L_u$  est le facteur de longueur des versants,  $x$  est la longueur du versant (m) et  $m$  est un exposant qui prend la valeur 0.5 si la pente est supérieure à 5%. La longueur du versant est définie par la distance entre le point d'origine de l'écoulement de surface et le point où la pente décroît jusqu'à permettre la formation de dépôts ou le point où le ruissellement rejoint le talweg principal. Plus long est le versant, plus grande est la perte de sols, puisque à mesure qu'il y a la concentration des écoulements, il y a une augmentation, du potentiel d'érosion.

L'effet de la pente ( $S_u$ ) des versants sur l'érosion est exprimé par :

$$S_u = 0,151(0,43 + 0,30I + 0,043I^2) \quad (2.8)$$

où  $S_u$  est le facteur de pente et  $I$  est la pente du versant. Le facteur topographique (LS) s'exprime comme suit (Figure 2.4) :

$$LS = \left( \frac{x}{22,3} \right)^m (0,43 + 0,30I + 0,043I^2) \quad (2.9)$$

L'équation (2.9) a été développée pour les versants avec une pente unique et uniforme. Le facteur LS ainsi défini surestime la perte de sols des versants concaves et sous-estime l'érosion en profils convexes. Un versant irrégulier doit être divisé en une série de segments uniformes en pente et type de sol. La perte en sols totale du versant (FORSTER et WISCHMEIER, 1974) est calculée par :

$$A = 0,224 R K C P \frac{\sum_{j=1}^n S_{u_j} X_j^{m+1} - S_{u_j} X_{j-1}^{m+1}}{X_e (22,23)^m} \quad (2.10)$$

où  $S_{u_j}$  est le facteur de pente pour le segment  $j$  ;  $X_j$  est la distance entre le haut du versant et la partie finale du  $j$ -ème segment (m) ;  $X_e$  est la longueur totale du versant (m).

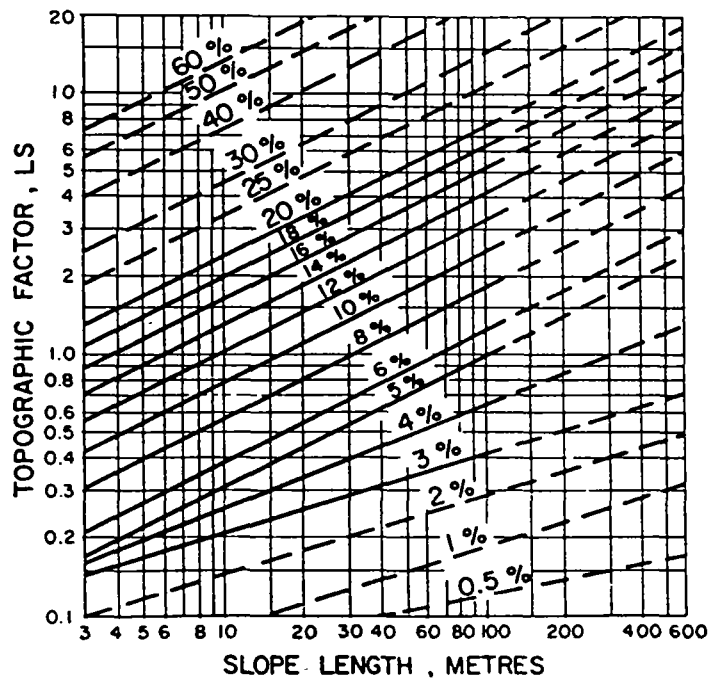


Figure 2.4 : Facteur topographique de l'équation universelle de perte en sols.  
(D'après KIRKBY, 1980)

Le facteur topographique est le point faible de l'équation universelle de perte en sols, car il devrait varier avec le type de sol et avec la texture et le type de couverture végétale. L'estimation d'une longueur de pente capable de réduire la perte en sol (important pour le choix de la technique antiérosive à adopter) n'est efficace que pour l'érosion en rigoles et rarement pour l'érosion en nappe.

### Le facteur de couverture végétale (C)

Ce facteur représente la relation entre la perte en sols dans un terrain avec une certaine couverture végétale et la perte d'un terrain cultivé ayant les mêmes pente, type de sol et pluie. Il contient les effets de la couverture du sol, la séquence de récolte, la productivité, les pratiques agricoles et la distribution de la pluie. Il varie entre zéro et un. Plusieurs effets du type de couverture végétale et du type de culture sont présentés par WISCHMEIER et SMITH (1965) sous la forme de tableaux.

L'architecture des plantes ainsi que les techniques culturales ne jouent qu'un rôle secondaire une fois que le sol est couvert à 90%, mais les dernières peuvent intervenir durant la phase de croissance des végétaux.

### Le facteur de pratiques agricoles (P)

Ce facteur représente la relation entre la perte en sols d'une certaine pratique de culture comparée à la perte due à la culture perpendiculaire aux courbes de niveaux. Il prend en compte les techniques de conservation des sols adoptées: contour des cultures par haie (A), culture en courbes de niveau (B) et en banquettes (C). Les facteurs de pratiques agricoles pour les trois plus importantes pratiques de conservation des sols se trouvent dans le tableau 2.2.

Pente ( % )	A	B	C
1-2	0.60	0.30	0.12
3-8	0.50	0.25	0.10
9-12	0.60	0.30	0.12
13-16	0.70	0.35	0.14
17-20	0.80	0.40	0.16
21-25	0.90	0.45	0.18

Tableau 2.2 : Facteurs de pratiques agricoles de l'équation universelle de pertes de sols en fonction des différentes pratiques antiérosives. (D'après KIRKBY, 1980)

### Limitations de la USLE

L'équation universelle de perte en sol a des conditions d'application assez précises. En particulier elle ne prend en considération que l'érosion diffuse et l'érosion en rigoles; elle ne tient pas compte du ravinement concentré dans les talwegs. Son application n'a donc guère de sens dans les secteurs où cette dernière forme d'érosion domine. Autrement dit, elle est applicable dans les zones de plaine à l'exclusion des zones montagneuses où dominant l'énergie de ruissellement et l'érosion linéaire (ravines et rivières). Ainsi, son champ d'application est limité aux pentes inférieures à 18%.

De plus, la formulation des paramètres est empirique et basée sur l'analyse statistique d'un grand nombre de résultats car elle vise le comportement moyen à long terme (sur 20 ans); ils ont donc une signification statistique et non physique, ce qui limite leur transposition dans un contexte différent de celui où ils ont été définis.

Comme les données ont été acquises en parcelles ou en bassins versants de surface très limitée, il peut se poser des problèmes d'échelle lorsqu'il s'agit de prévoir des valeurs régionales d'érosion ou encore de transports solides sur des vastes bassins versants concernés par des aménagements hydrauliques et par l'envasement des barrages.

En cherchant à simplifier les différents paramètres, cette équation néglige les interactions entre les différents facteurs. Par exemple, la réaction du sol à l'agressivité des pluies, en fonction des pentes, est influencée par la composition du sol et de l'état de sa surface, mais ces facteurs ne sont pas considérés dans son estimation.

En conclusion, on ne peut pas attribuer le terme d'universel à l'équation de WISCHMEIER et SMITH puisqu'elle ne s'applique pas (ROOSE - 1987) :

- \* aux sols à argile gonflante;
- \* aux sols volcaniques;
- \* aux régions montagneuses à relief jeune où l'érosion ravinante linéaire domine;
- \* aux zones sahariennes et méditerranéennes où la pluie exceptionnelle a une importance décisive.

Par contre cette équation de prévision d'érosion semble bien adaptée aux terrains cultivés et en particulier aux pentes moyennes et faibles, sur les sols ferralitiques et ferrugineux tropicaux, argilo - sableux.

### Modifications de la USLE

Plusieurs modifications de la USLE ont été proposées, la plupart cherchant à adapter l'estimation du facteur d'érosivité de la pluie aux régions étudiées ou bien de l'adapter à l'estimation de la production d'érosion des bassins versants. Ce dernier point sera abordé dans le paragraphe 2.1.5.

Le facteur d'érosivité des pluies a été relié directement avec les courbes d'intensité - durée - fréquence de la pluie (WISCHEMEIER -1974) conduisant à des équations du type:

$$R = \alpha P_{t,d}^{\beta}$$

où R est l'érosivité de la pluie, P est la pluie tombée (mm); t son temps de récurrence; d sa durée et  $\alpha$  et  $\beta$  des constantes à caler.

Une carte avec les valeurs moyennes annuelles du facteur d'érosivité de la pluie par une grande partie de l'Afrique de l'Ouest a été dessinée par ROOSE (1977). L'étude détaillée de corrélation entre la pluie moyenne totale annuelle et le facteur d'érosivité a conduit à la relation :

$$R_{an} = 0,50 P_{an}^{0,05} \quad (2.11)$$

où  $R_{an}$  est le facteur d'érosivité moyen annuel et  $P_{an}$  est la pluie moyenne totale annuelle (mm).

Des cartes d'érosivité des pluies ont été établies pour la Tunisie (MASSON - 1972) et pour le bassin versant de la rivière Tet au sud de la France (MASSON - 1976). Des équations reliant le facteur d'érosivité à la hauteur et intensité des pluies ont été développées par DELWAULLE (1973) pour la Nigéria. RENARD et al. (1974) ont appliqué la USLE à l'estimation de la production de sédiments en petits bassins versants dans la région semi-aride du sud-ouest des USA, en introduisant un facteur d'érosion du talweg qui essaie de traduire l'érosion du lit et des berges.

### 2.1.4. Taux de restitution de sédiments (Sediment Delivery Ratio)

Pour les bassins versants de grande surface, la quantité de sédiments qui atteint les exutoires n'est pas égale à la quantité qui a été érodée par la pluie. Un facteur de pondération doit être introduit pour estimer le transport solide en plus des équations de perte de sols développées sur des petits bassins versants. L'effet de la surface de drainage des bassins versants sur la production d'érosion est vu sur la figure 2.5.

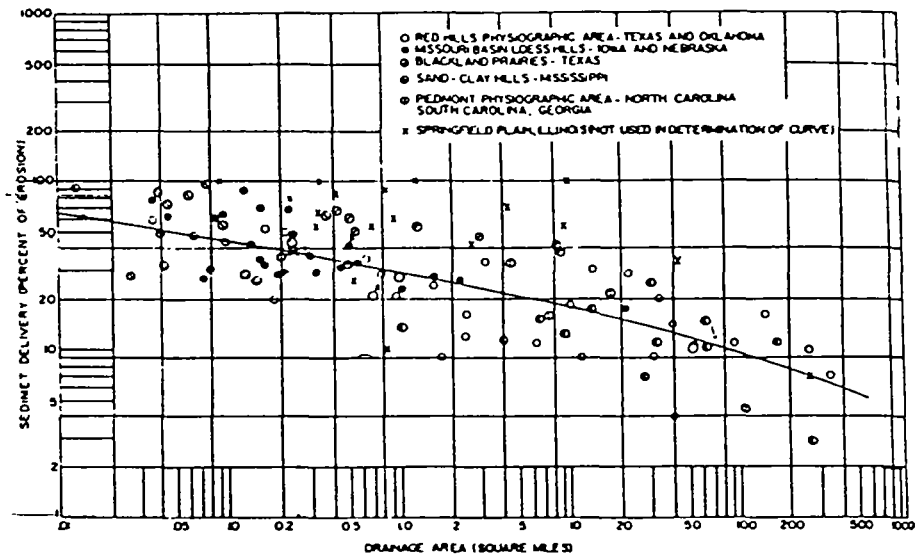


Figure 2.5. Effet de la surface de drainage des bassins versants sur la production d'érosion - Taux de restitution de sédiments (D'après Task Committee for Preparation of Sediment Manual, ASCE - 1970 ).

Le taux de restitution de sédiments est le pourcentage de la perte en sols qu'on retrouve à la station de mesures. Il est le rapport entre la production d'érosion mesurée à l'exutoire du bassin et l'érosion totale (perte en sols) qui a eu lieu sur les versants à l'amont de la station de mesures. d'après le figure 2.5, on constate que le taux de restitution de sédiments décroît avec l'augmentation de la surface du bassin versant.

Des équations pour décrire le taux de restitution de sédiments ont été développées pour certains bassins versants, et leur caractère régional empêche leur utilisation en autres bassins. Par contre, elles indiquent que le taux de restitution de sédiments dépend de la surface de drainage des bassins versants et des caractéristiques du bassin comme le relief, la longueur du thalweg et le taux de bifurcation. Il est aussi influencé par la source de sédiments et sa proximité de l'exutoire, par l'efficacité du transport solide et par la texture des matériaux érodés .

ROEHL (1962) a trouvé que le taux de restitution de sédiments en plusieurs bassins versants du sud-est des USA est une fonction de la surface de drainage , du relief et du taux de bifurcation. Le relief est représenté par la longueur du thalweg divisé par la différence des cotes entre la sortie et le point le plus haut du bassin. Le taux de bifurcation est le rapport entre le nombre de ravines d'un certain ordre par rapport au nombre de ravines dans l'ordre suivant. L'équation s'écrit comme suit :

$$\text{Log DR} = 4,27 - 0,23 \text{Log S} - 0,51 \text{Log} \left( \frac{L}{DH} \right) - 2,8 \text{Log B} \quad (2.14)$$



où DR est le taux de restitution de sédiments (%); S est la surface du bassin (mi<sup>2</sup>); L est la longueur du talweg; DH est le dénivelé et B est le taux de bifurcation.

MUTCHLER et BOWIE (1976) ont déterminé que le taux de restitution de sédiments pour le Pigeon Roost Creek Bassin ( Mississippi, USA ) , à partir de neuf ans de mesures, est de l'ordre de 80%. RENFO (1962) a trouvé que le taux de restitution peut être déterminé uniquement en fonction de la dénivellation et de la longueur du bassin. WILLIAMS et BERNDT (1972) ont déterminé que le taux de restitution doit être estimé par une fonction puissance, parfois de la pente moyenne, parfois de la surface du bassin; la première grandeur étant la plus significative si on emploie une méthode de régression du type "Stepwise" ( $DR = 0.627 I^{0.403}$ ). LI et SIMONS (1973) indiquent que, en conditions géologiques et hydrologiques semblables, le taux de restitution de sédiments doit être estimé par une fonction puissance de la pente moyenne du talweg et de la surface.

Une relation générale entre le taux de restitution de sédiments et la surface du bassin a été développée par le United States Soil Conservation Service (1971), laquelle montre que ce taux varie avec l'inverse de la surface du bassin à la puissance 0.2; mais la grande dispersion des données indique que d'autres variables jouent un rôle aussi important que la surface. Des estimations du taux de restitution sont présentés sur le tableau 2.3.

L'utilisation du tableau 2.3 doit être faite avec beaucoup de précautions, en considérant les autres facteurs propres à chaque endroit étudié. Pour les sols riches en silt et argile, on doit choisir un taux de restitution plus élevé que celui adopté dans le cas de sols plus grossiers.

R	
Surface du bassin (km <sup>2</sup> )	Taux de restitution de sédiments
0.05	0.58
0.1	0.52
1	0.39
5	0.25
10	0.22
50	0.153
100	0.127
500	0.079
1000	0.059

Tableau 2.3. Estimation du taux de restitution de sédiments (source:USSCS , 1971- d'après KIRKBY,1980)

### 2.1.5. Production d'érosion

La production d'érosion d'un bassin versant est la quantité de sédiments qui atteint l'exutoire pendant un certain intervalle de temps d'observation. Seulement une partie de la perte en sols des versants est restituée à la section de mesures; l'autre partie se dépose en différents endroits du bassin. C'est le matériau qui arrive à l'exutoire du bassin qu'on nomme la production d'érosion du bassin versant.

La meilleure méthode pour connaître la production d'érosion est la mesure du volume de sédiments en suspension et en charriage transités jusqu'à la station de mesures, mais cette méthode est chère et demande une longue période d'observations pour qu'on puisse en tirer des conclusions. En général, trois procédures sont disponibles pour évaluer la production d'érosion d'un bassin versant:

- \* l'emploi des équation de prédiction;
- \* l'adoption du taux de restitution de sédiments;
- \* les mesures de la charge solide dans une section de contrôle ou de la sédimentation des réservoirs.

Plusieurs équations de prédiction de la production d'érosion sont trouvées dans la littérature, quelques unes classées comme équations universelles de perte de sols modifiées, car elles permettent de quitter l'échelle de la parcelle ou du champs agricole adoptée par l'USLE et connaître la production d'érosion des bassins versants. Souvent, ces équations sont des lois statistiques déterminées à partir des paramètres caractéristiques du bassin, comme par exemple: la pluie totale, l'intensité de pluie, le volume écoulé, le débit de pointe, la surface et la pente. Elles gardent un très fort caractère régional, ce qui rendre difficile leur application à autres bassins versants.

WILLIAMS et BERNDT (1972) ont développé une procédure pour quantifier la production d'érosion des bassins versants en associant à l'USLE un taux de restitution de sédiments, fonction de la pente. Ils ont présenté une formulation pour évaluer les différents facteurs de l'USLE en considérant l'hétérogénéité du bassin versant. Pour augmenter la précision de la prédiction de la production d'érosion et pour éliminer le besoin d'estimer un taux de restitution, WILLIAMS (1975) a modifié l'USLE pour prévoir la production d'érosion causée par une seule averse, en adoptant le volume et le débit de point ruisselés:

$$Y = 11800(V_{dev} Q_{max})^{0.56} KCPLS \quad (2.12)$$

où Y est la production de sédiments d'une averse (kg),  $V_{dev}$  est le volume déversé ( $m^3$ ) et  $Q_{max}$  est le débit de pointe ( $m^3/s$ ). En remplaçant le facteur d'érosivité de la pluie par un facteur d'énergie propre au ruissellement, Williams a crée l'équation universelle de pertes de sols modifiée, très adoptée dans les modèles hydro-sédimentologiques. Le principal avantage de la "MUSLE" est sa simplicité d'emploi, la grande quantité de données utilisées en son calage (18 bassins versants au Texas et Nebraska - USA), la possibilité d'introduire les modifications faites par la gestion des bassins et l'élimination de la connaissance du taux de restitution de sédiments.

ONSTAD et al. (1976) ont remplacé le facteur d'érosivité de la pluie (R) par un facteur hydrologique (W), fonction de la pluie et de l'écoulement:

$$W = \alpha R + 0,4(1 - \alpha) h_{ecou} q_{max}^{1/3} \quad (2.13)$$

où R est le facteur d'érosivité de la pluie,  $h_{ecou}$  est la lame écoulée (mm),  $q_{max}$  est le débit de pointe par unité de surface ( $mm/h$ ) et  $\alpha$  est un coefficient que traduit l'importance relative de l'énergie de la pluie par rapport à l'énergie du ruissellement dans l'arrachement du sol.

A part ces études, plusieurs autres sont trouvées dans la littérature cherchant à établir les lois de corrélation entre la pluie/ruissellement et son érosivité. Dans le tableau 2.4 on voit quelques unes de ces lois, ainsi que les caractéristiques des bassins versants sur lesquelles les modèles de régression ont été calés.

La technique d'adopter le taux de restitution de sédiments est appliquée en deux étapes: tout d'abord on doit évaluer la perte en sols des versants au moyen d'une des méthodes discutées dans le paragraphe 2.1.3 et, ensuite, on calcule la production d'érosion en multipliant ces deux dernières grandeurs.

$$SY = DR \cdot A \quad (2.15)$$

où SY est la production annuelle d'érosion (t/ha/an); A est la perte annuelle en sols (t/ha/an) et DR est le taux de restitution de sédiments.

La dernière procédure d'évaluation de la production de sédiments impose la mesure de la quantité de sédiments transporté par l'écoulement en suspension. Les concentrations sont transformées en charge solide par l'emploi de la concentration moyenne et du volume écoulé dans un certain intervalle de temps. En général, cette évaluation ne considère pas la charge solide en charriage, mais si le charriage constitue une partie significative de la charge solide, il doit être mesuré. En fonction de la source de sédiments et de la capacité de transport de l'écoulement, le charriage peut varier de zéro aux alentours de la charge solide totale.

Un autre excellent moyen d'estimation de la production d'érosion est la sédimentation des réservoirs, car l'accumulation de sédiments dans une période de temps associée à l'efficacité du réservoir constitue un bon indice de l'érosion moyenne annuelle des bassins versants. L'efficacité est définie comme la part des sédiments retenue par le réservoir.

Dans notre cas d'étude, on utilise la dernière procédure pour l'évaluation de la production d'érosion, car on mesure le volume de sédiments qui arrive à la station de mesures, lequel est composé par une partie en suspension et une autre en charriage.

#### 2.1.6. Modélisation de l'érosion des bassins versants

Le contrôle de l'érosion du sol en terrains agricoles et de la sédimentation que cette production de sédiments produit dans les réservoirs et cours d'eau est prioritaire en plusieurs pays. La conservation du sol et de l'eau est nécessaire pour maintenir une bonne production agricole et une bonne qualité des eaux. Plusieurs groupes de recherche ont été formés avec le but d'identifier et connaître les sources d'érosion, le moyen de transport des sédiments produits ainsi que quantifier et contrôler les dégâts causés par une production excessive.

Pour aider à la gestion d'un bassin versant un bon nombre de modèles mathématiques ont été développés. Ces modèles permettent l'estimation du potentiel d'érosion, de la production de sédiments et de l'impact que les pratiques de contrôle peuvent avoir sur l'érosion.

Dans ce qui suit on va décrire les caractéristiques des principaux modèles conceptuels présentés dans la littérature. On verra que plusieurs d'entre eux ont été développés pour simuler la pollution diffuse d'origine agricole. Mais, indépendamment de son but final, ces modèles doivent avoir, obligatoirement, trois phases de modélisation : une phase hydrologique qui fera le transfert pluie - débit liquide; une phase d'érosion qui donnera la quantité de sédiments transporté et une phase de qualité des eaux. On va s'intéresser à la modélisation des deux premières phases.

année	auteur	Eq. de base	nombre	surface	Caracteristiques du bassin versant					type de sol	équation finale	R <sup>2</sup>
					pente moyenne	précipitation	ruisselement	production	nombre d'averses			
1975	US Dep. of Agriculture	A=R K L S C P (USLE)	18	3 - 4380 acres	0.9 - 5.9%	865 mm		0.2-90 t	778	texture silte-argileuse	$Y = 95(VQ_{max})^{0.56} K L S C P$	92%
1985	Johnson, Gordon et Hanson	$Y = a(V_{dev}Q_{max})^b K L S C P$ (MUSLE)	14	0.4 - 234 km <sup>2</sup>		250 mm 1120	75-526 mm	0.29-0.87 t/ha	1200	Reynolds Creek	$Y = 11.3(V_{dev}Q_{max})^{0.75} K L S C P$	42 a 92%
1986	Jackson, Gebhardt et Van Haveren	$Y = a(VQ_{max})^b K L S C P$ $V = hQ_{max}^I$	14	0.4-234 km <sup>2</sup>		250 1120 mm	592- 18x10 <sup>6</sup>	10-15169 t	1200	Reynolds Creek	$Y = 0.09Q_{max}^{1.11} K L S C P$	77 a 89%

Tableau 2.4. Quelques lois de production d'érosion et leurs caractéristiques de calage.

Les travaux de modélisation mathématique de l'érosion sont centrés sur les trois aspects les plus importants de l'érosion des versants:

- les capacités de transport et de détachement des sols par l'impact des gouttes de pluie;
- les capacités de transport et de détachement des sols par le ruissellement;
- l'interaction entre les capacités de transport et de détachement, déterminant les taux de transport solide et d'érosion.

MEYER et WISCHMEIER (1969) ont présenté une modélisation de l'érosion des versants capable de décrire son évolution le long de la pente et du temps. Selon leur conception, la quantité de sédiments entraînée vers l'exutoire du bassin versant est le résultat de l'interaction des capacités de détachement et de transport des sols (Figure 2.6). Leur modélisation considère les quatre phases principales du processus d'érosion: (a) le détachement par la pluie; (b) le transport par la pluie; (c) le détachement par le ruissellement; (d) la capacité de transport par l'écoulement.

Pour des pentes moyenne à fortes, l'impact des gouttes de pluie sur le sol constitue le facteur essentiel responsable du détachement des particules et du transport jusqu'au réseau de drainage constitué par les rigoles ("rills") ou les ravines ("gullies"). L'énergie nécessaire au détachement des particules et leur projection provient de l'énergie cinétique acquise par la goutte d'eau au moment de l'impact. L'importance de cet effet splash va alors dépendre de différents facteurs: la nature du sol (densité, granulométrie, stabilité structurale), l'importance du couvert végétal, la pente et de la présence éventuelle d'une pellicule d'eau en mouvement à la surface des versants.

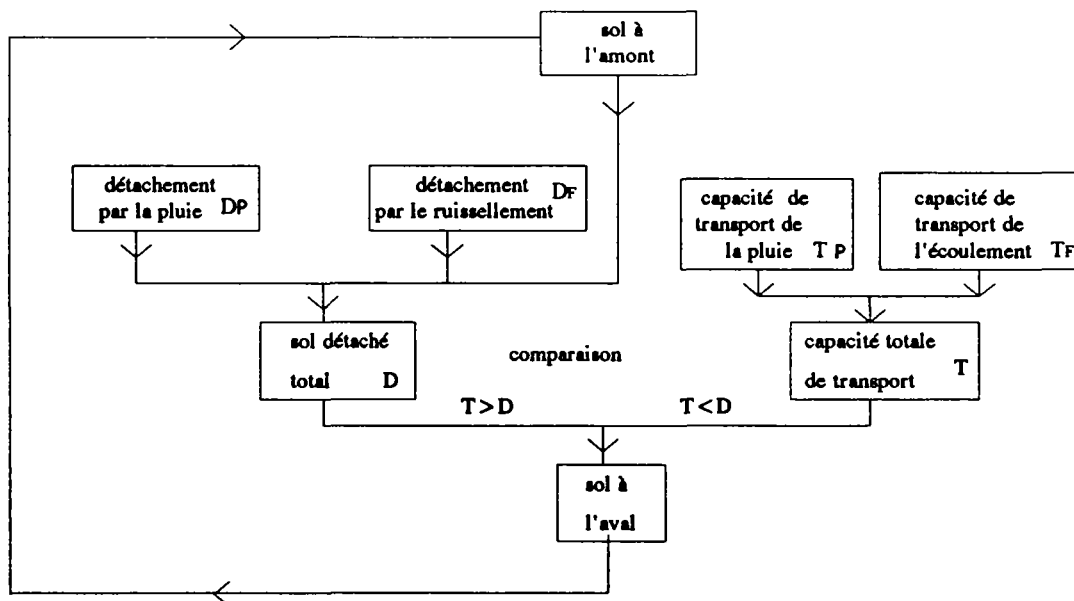


Figure 2.6. Interactions possibles entre le détachement et le transport de sédiments

Le détachement des sols par la pluie ( $D_F$ ) est donc lié à l'intensité de la pluie, à la surface du bassin et au type de sol. Il est supposé proportionnel au carré de l'intensité de l'averse ( $D_{Fai}^2$ ). Le détachement des sols par le ruissellement ( $D_F$ ) est proportionnel à la tension de cisaillement qui agit sur le sol. Comme cette tension est proportionnelle au carré de la vitesse de l'écoulement, MEYER et WISCHMEIER (1969) admettent que le taux de détachement est proportionnel à  $V^2$  ( $D_F \propto V^2$ ), tandis que FORSTER et MEYER (1975) préfèrent la proportion entre le détachement et le déficit de la contrainte de cisaillement ( $D_F \propto (\tau - \tau_c)^n$ ) où  $\tau_c$  est la contrainte de cisaillement critique de début d'entraînement.

La capacité de transport par la pluie due à l'énergie de son impact sur le sol est une fonction de la pente, de la quantité de pluie, des propriétés du sol, de la topographie locale et de la vitesse du vent. En général, les deux derniers sont négligés et la capacité de transport par la pluie devient proportionnelle à l'intensité de la pluie et à la pente ( $T_{Fai}$ ). Le transport des sols par la pluie et le transport par l'écoulement en nappe sont difficiles à différencier, donc les deux sont souvent combinés donnant origine à la capacité de transport des versants ("inter-rill transport").

La capacité de transport de l'écoulement ( $T_F$ ) est en partie confondue avec le détachement des sols par le ruissellement, car les variables qui les décrivent sont les mêmes : le débit, la pente, la vitesse. En général, les modèles adoptent des équations issues de l'étude du transport de sédiments en écoulements concentrés en talwegs, comme YALIN (1963), MEYER-PETER et MULLER (1948), EINSTEIN (1950).

Donc, la modélisation de l'érosion des bassins versants doit prendre en compte les processus qui se développent sur les versants et dans le réseau de drainage. Sur les versants, le détachement des sols est causé par le "splash" de la pluie et par le ruissellement en nappe, lesquels ont une certaine capacité de transport pour les entraîner jusque aux premières rigoles. Si le volume de sol détaché est inférieur à la capacité de transport de l'écoulement en nappe, la quantité de sédiments qui constitue l'apport solide des versants aux ravines est égale à la quantité détachée. Si ce volume est plus important que la capacité de transport, une partie sera transportée vers les ravins et l'autre partie se déposera sur les versants. Dans les ravins cette charge solide sera transportée ou non en fonction de la capacité de transport de l'écoulement concentré.

En conclusion, le transport solide des écoulements concentrés est limité par la disponibilité de sédiments déjà détachés sur les versants et dans la plupart des cas une seule partie de la capacité de transport est satisfaite (FORSTER et MEYER -1975). L'érosion des versants fournit les très fins matériaux (sils et argiles) qui sont transportés par l'écoulement concentré en suspension et qui n'agissent pas dans le processus de transport solide par charriage qui s'y développe.

La base la plus sûre pour modéliser l'érosion des bassins versants reste encore le bilan de masse d'un bief quelconque, où on compare la capacité de transport de l'écoulement avec l'apport solide des versants, sans oublier les variations du lit dues aux dépôts et reprises de matériau.

Si l'apport solide des versants est égal à la capacité de transport de l'écoulement concentré, le cours d'eau se trouve en équilibre. S'il est supérieur, il y aura sédimentation dans le talweg. S'il est inférieur, le lit (ou les dépôts) sera érodés pour satisfaire la capacité de transport de l'écoulement. Le dernier cas correspond à l'absence de pavage, car celui-ci augmente le débit critique d'entraînement.

Plusieurs modèles conceptuels ont été créés s'appuyant sur le raisonnement présenté sur la figure 2.6 et sur le bilan de masse dans les versants et talwegs. Ces modèles, dont les

caractéristiques principales sont décrites dans le tableau 2.5, possèdent une partie pour la modélisation hydrologique et une autre pour la modélisation de l'érosion.

Dans le tableau 2.5, dans le champ réservé à l'hydrologie sont indiqués les noms des modèles utilisés ainsi que les grandeurs qui sont calculées. On a fait de même pour le champ réservé à l'érosion. On voit aussi si le modèle considère les sous-bassins et les biefs; quelles sont les valeurs déterminées en chaque cas et s'il y a ou non routage des débits liquide et solide.

La capacité des modèles à représenter les hétérogénéités du climat, du relief, du sol, de la végétation et de l'occupation du sol d'un bassin versant est traduite par son échelle. LEITE(1986) distingue trois catégories de modèles selon cette caractéristique :

- \* **les modèles globaux** : ceux qui considèrent le bassin versant ou une partie de celui-ci comme une seule unité, homogène sur toute sa surface. Ils ne considèrent pas les processus de transformation et de transport qui se produisent dans les rivières. Limite d'applicabilité:  $S = 5\text{km}^2$ .
- \* **les modèles de champ distribués** : ceux qui ont été développés pour représenter la perte en sols sur des surfaces à l'échelle d'un champ agricole. Ils décrivent l'écoulement dans des petits canaux qui drainent le champ et ils prennent en compte les phénomènes d'érosion et sédimentation dans ces canaux. Limite d'applicabilité:  $S = 40\text{ha}$ .
- \* **les modèles distribués** : ceux qui divisent le bassin versant en plusieurs unités homogènes de caractéristiques uniformes. Chaque sous-bassin est simulé par un modèle global. Théoriquement ces modèles ne présentent pas de limites quant à la taille du bassin versant. Néanmoins une limitation pratique apparaît pour des grands bassins: c'est la multiplication du nombre de paramètres du modèle et la difficulté de les évaluer.

Dans le champ "pas de temps", on voit les indications de l'intervalle de temps de calcul et de discrétisation des données climatologiques nécessaires pour le bon fonctionnement de chaque modèle. En général les modèles dont le pas de temps de calcul est égal ou supérieur à une journée travaillent avec des équations algébriques et fournissent des résultats moyens sur une journée. Ces résultats peuvent être intégrés pour l'obtention des totaux mensuel et annuel. Les modèles dont le pas de temps est inférieur à une journée travaillent avec des équations différentielles.

Dans notre cas d'étude, on dispose d'une série de mesures des volumes de sédiments qui arrivent à l'exutoire, d'où on peut déduire la production d'érosion des bassins versants après chaque averse et, ensuite, chercher un modèle d'érosion. On se place dans le même cadre des équations universelles modifiées pour traduire l'érosion dans une plus grande échelle. Dû aux caractéristiques des bassins étudiées (voir chapitre III), on connaît le volume de sédiments produit par une ravine (0.13 ha) élémentaire d'érosion, qu'on associe à la perte en sol, et celui produit par un bassin de 86 ha, qu'on associe à la production d'érosion. Les différentes étapes pour la modélisation de l'érosion à Draix sont développées dans le chapitre IV.

Modèle	Hydrologie	Erosion	Bassin	Sous-Bassin	Biefs	Echelle	pas de tem
SIMONS et al. (1975)	*interception *infiltration *ruissellement *écoul. de base	*production *transport solide Meyer-Peter *matières en suspension	divisé en: *versant *biefs		*propagation onde cinématique *routage des sédiments	global	heure
ACTMO (1975)	USDAHL-74 *ruissellement *écoul.hypodermique *percolation *écoulement de base *infiltration	USLE (Onstad et Forster) *érosion inter-rigoles et en rigoles *distribution taille particules érodées *érosion au long du versant *matières en suspension	divisé en. * zones *tubes *compartiments *couches		routage *équ.continuité + fonction stockage	global	heure
SPNM (1978)	SCSCN *percolation *écoul superficiel	USLE (Williams) *distribution taille des particules *matières en suspension	divisé en. *sous-bassins *biefs	*écoulement superficiel *perte en sol	*propagation des réponses des sous-bassins *routage de sédiments *érosion lit mineur /majeur et sédimentation	distribué	jour
ARM (1978)	STANFORD *ruissellement *écoul.hypodermique *percolation *écoul. de base	NEGEV *détachement gouttes pluie et ruissellement *matières en suspension	*divisé en cinq ty- pes d'occupation *profil du sol divi- sé en quatre zones *surface < 5 km <sup>2</sup>			global	5-15 mi
CNS (1979)	SCSCN *percolation *écoul.superficiel	USLE (Williams) *perte journalière de sols à l'exutoire *matières en suspension	*bien drainés et homogènes *surface < 5 km <sup>2</sup>			global	mois
CREAMS (1980)	SCSCN *percolation *écoul.superficiel GREEN AMPT	USLE (Onstad et Forster) *détachement YALIN *capacité de transport  *distribution taille particules *matières en suspension	*homogène *un seul type de culture  *un seul type de pratique agricole			champ distribué	jour
ANSWERS (1980)	*interception *infiltration(HOLTAN) *ruissellement	MEYER et WISCHMEIER (1969)	divisé en: *versants *biefs		*propagation: onde cinématique	distribué	
CPM (1979)	SCSCN GREEN et AMPT USDAHL-74 *percolation *écoul.superficiel	USLE (Williams) *matières en suspension	*bien drainés *complètement homogènes			global	jour
HSPF (1983)	STANFORD *ruissellement *écoul.hypodermique *percolation *écoul.base	NEGEV *matières en suspension	divisé en : *sous-bassins *biefs		*propagation : onde cinématique *routage des sédiments	distribué	5-15 mi
SWRRB (1983)	*ruissellement *écoul hypodermique *percolation *écoul. de base	USLE (Williams) *production *transport *matières en suspension	divisé en *sous-bassins *biefs	*écoul.superficiel *production sédi *ne considère pas capacité de trans- port ruissellement	*propagation des débits temps de déplacement simple somme des dé- bits des sous-bassins *propagation sédiments sédimentation+érosion	distribué	jour
SHESED (1992)	SHE *interception *évaporation *écoul.hypodermique *écoul.base *ruissellement	*détachement *transport ENGELUND-HANSEN *charge solide totale YALIN *charriage	parcelles avec différents couverts		*propagation des débits: St. Vénant *routage des sédiments	distribué	min

Tableau 2.5. Quelques modèles de production d'érosion



## 2.2. Transfert débit liquide - débit solide à fortes pentes

### 2.2.1. Généralités

Chaque fois qu'un écoulement agit sur un lit mobile, si le débit liquide est suffisant pour le mettre en mouvement, on observe l'existence d'une certaine quantité de sédiments entraînée appelée *débit solide*. Le débit solide d'un cours d'eau est fonction de la disponibilité de matériaux et de l'écoulement. D'un côté on a le transport solide des versants et de l'autre côté, la capacité de transport de l'écoulement qui doivent être comparées pour qu'on puisse savoir si le cours d'eau se trouve ou non en équilibre.

Le débit solide est, donc, caractérisé par la capacité de transport définie comme la plus élevée charge solide que l'écoulement peut transporter sans changer la section en travers du lit. Plusieurs équations ont été établies pour traduire la capacité de transport de différents écoulements; soit en laboratoire; soit dans la nature. En général elles s'appuient sur des variables hydrauliques dépendantes comme la profondeur et la vitesse de l'écoulement, qui subissent les effets des changements de la rugosité du fond, de la qualité des eaux transportés, des pentes et des sections transversales. Une tendance plus récente est d'exprimer le transport solide en fonction des variables dites indépendantes : le débit liquide et la pente moyenne.

Quand on se place dans le domaine des torrents, cours d'eau caractérisés par de fortes pentes et par la nature de la granulométrie du lit : grossière et étendue, on observe parfois des hauteurs d'écoulement de l'ordre de la rugosité du fond et un taux de transport solide fort variable. Pendant une crue, l'augmentation du débit liquide peut détruire le pavage du lit et le transport solide démarre. Si la disponibilité de sédiments est suffisante, le transport solide se fait à la capacité maximale de transport. En fonction de la teneur des matériaux fins, le mélange de l'eau et sédiments constitue un nouveau type de fluide dont les caractéristiques cessent d'être celles de l'eau claire, provoquant des changements dans le taux de transport solide.

### 2.2.2. Caractéristiques des écoulements à fortes pentes

Les écoulements en canaux à fortes pentes dans la nature (cours d'eau de montagne, torrents) sont caractérisés par les propriétés suivantes:

- \* fortes pentes;
- \* granulométrie étendue, grossière, non-uniforme en forme et taille;
- \* profondeurs d'écoulement de même ordre de grandeur que les rugosités du fond;
- \* nombres de Froude en général assez élevés.

La structure de l'écoulement torrentiel (profil de vitesse, fluctuations de la turbulence et perte de charge) est l'objet de plusieurs études, car la rugosité des éléments de son lit peut occuper une bonne partie de sa profondeur et changer les lois établies avec faibles rugosités. En cours d'eau de montagne, l'écoulement n'est pas uniforme ni toujours permanent (crues rapides). Sa profondeur ( $h$ ) varie dans la direction de l'écoulement car les biefs sont assez courts et les sections en travers et les pentes très rapidement variables. La rugosité du fond étant assez élevée et souvent sortant de la surface liquide, la perte de charge est gouvernée surtout par la rugosité dominante.

La rugosité équivalente du fond ( $k_s$ ), définie par NIKURADSE (1933) et responsable de la perte d'énergie, est exprimée en fonction des diamètres caractéristiques, comme le  $D_{84}$  et le  $D_{90}$ , car les grosses particules influencent plus la résistance que les petites. En général,  $k_s$  est donnée par :

$$k_s = 3,5D_{84} \quad \text{ou} \quad k_s = 2 - 4,5D_{90} \quad (2.16)$$

Quand le rapport  $h/k_s$  est inférieur à une certaine valeur, le facteur de perte de charge ( $f$ ) calculé par l'équation de l'écoulement turbulent rugueux, n'est plus valable, car elle conduit à des valeurs inférieures à celles observées dans la nature.

$$\left(\frac{8}{f}\right)^{1/2} = \frac{1}{\chi} \ln \frac{h}{k_s} + 6 \quad (2.17)$$

où  $f$  est le facteur de perte de charge de Darcy,  $\chi$  est la constante de Von Karman,  $h$  est la profondeur de l'écoulement et  $k_s$  la rugosité équivalente. BATHURST (1978) a observé que pour les données de rivières torrentielles cette valeur limite est atteinte quand :

$$\frac{h}{D_{84}} \leq 2,5 - 3,0$$

THOMPSON et CAMPBELL (1979) ont proposé une modification de l'équation (2.17) pour l'adapter au cas des canaux naturels :

$$\left(\frac{8}{f}\right)^{1/2} = 1 - 0,1 \frac{k_s}{h} \frac{1}{\chi} \ln \frac{h}{k_s} + 6$$

A partir des données de cours d'eau avec pentes supérieures à 0.4%, BATHURST et al (1981) a étudié le cas extrême où les éléments rugueux dépassent la surface liquide. Dans ce cas, la résistance est fonction de l'effet de forme de chaque élément rugueux et elle se relie au nombre de Froude. Au fur et à mesure que la rugosité relative ( $D/h$ ) augmente, le facteur de perte de charge augmente et de plus en plus l'écoulement est perturbé par ces éléments. La relation entre la perte d'énergie et la rugosité relative proposée par BATHURST et al (1985) est :

$$\left(\frac{8}{f}\right)^{1/2} = 5,62 \ln \left(\frac{h}{k_s}\right) + 4$$

Plusieurs auteurs ont contesté l'emploi du profil logarithmique de vitesses au voisinage des éléments rugueux et ils ont proposé quelques modifications. Pour le cas des écoulements à surface libre (ASHIDA et BAYAZIT, 1973), les mesures des profils de vitesse ont indiqué l'existence de trois zones synthétisées comme suit (figure 2.7):

- a.  $h/k_s < 1$  : zone où les effets rugueux sont prédominants. La vitesse décroît lentement;
- b.  $1 < h/k_s < 4$  : zone de transition où l'effet des éléments rugueux commence à être important. Le gradient de vitesses est plus élevé que celui de la loi logarithmique, mais il décroît lentement à mesure qu'on s'éloigne du fond ( $\chi = 0.18$ ).
- c.  $h/k_s > 4$  : zone de validité de la loi logarithmique ( $\chi = 0.40$ ).

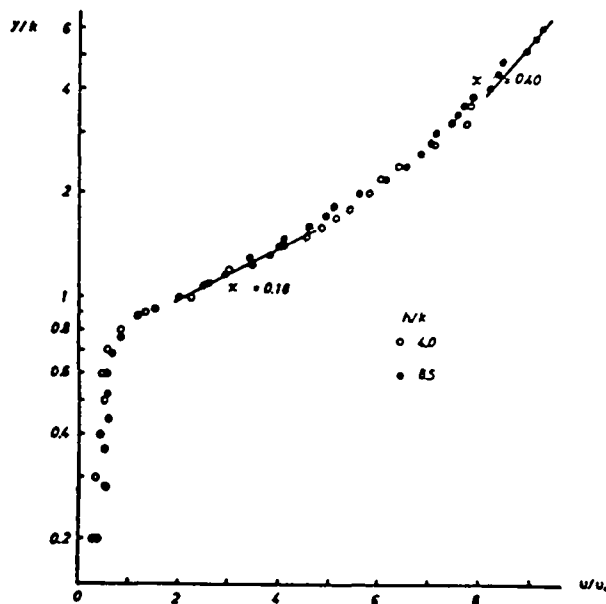


Figure 2.7. Profil de vitesses sur un fond rugueux (D'après ASHIDA et BAYAZIT, 1973).

On peut donc conclure que quand la rugosité équivalente augmente au-delà d'une certaine valeur, il y a une perte supplémentaire d'énergie, qui dépend de la géométrie des éléments rugueux. La zone d'influence des tourbillons produits par l'interaction de l'écoulement principal avec les rugosités s'étend à une significative partie de la profondeur. La vraie augmentation du facteur de perte de charge est difficile à prévoir, car elle est fonction de la distribution des rugosités.

Dans une région proche de la paroi, l'intensité de la turbulence diminue avec l'augmentation de la rugosité relative (BAYAZIT, 1976). La diminution des fluctuations turbulentes peut être expliquée par le fait qu'une grande partie de l'énergie de l'écoulement principal est transformée en turbulence de grande échelle dans la zone de séparation entre les éléments rugueux.

### 2.2.3. Les écoulements torrentiels chargés en suspension

L'existence de sédiments en suspension peut modifier les caractéristiques de l'écoulement et de la forme des cours d'eau naturels. Quand la concentration de sédiments est petite, les effets sont négligeables; mais en présence de fortes concentrations, les caractéristiques physiques et dynamiques de l'écoulement diffèrent beaucoup de celles observées avec l'eau claire. La viscosité et la densité du fluide sont augmentées, par conséquent, l'intensité de la turbulence, le profil de vitesses, la résistance à l'écoulement, le profil de concentrations et la capacité de transport sont modifiées.

Aux concentrations extrêmement élevées ("mud et debris flows"), les mécanismes et les lois du mouvement, ainsi que les caractéristiques physiques du fluide diffèrent sûrement de celles de l'eau claire et l'écoulement change complètement la configuration des canaux, modifiant leur rugosité et forme.

Les hautes concentrations sont très peu observées dans la nature, mais elles ne sont pas rares. Par exemple: plusieurs rivières du bassin du fleuve Jaune (Chine) sont connues par leurs concentrations forte élevées, c'est à dire, concentrations de l'ordre de  $500 \text{ kg/m}^3$  ou même  $1600 \text{ kg/m}^3$ .

La présence d'une hyperconcentration de sédiments amène à une grande variété de problèmes dans l'agriculture, l'industrie et l'assainissement. Dans les dernières années, une série de recherches ont été faites avec le but d'identifier, classer et formuler les différents types d'écoulements et leurs lois de comportement.

#### 2.2.3.1. Critères pour la classification des écoulements

Depuis les années soixante, plusieurs études ont été réalisées cherchant une explication pour les différents types de comportement des fluides en présence de fortes concentrations en sédiments. Les écoulements très chargés en sédiments sont classés selon:

- a. l'origine de l'écoulement;
- b. les caractéristiques rhéologiques du fluide;
- c. la concentration de particules;
- d. la magnitude des dégâts causés .

La première classification est employée par les géologues et donne une description qualitative du mélange eau - sédiment qui s'écoule. On y retrouve les laves torrentielles (mouvement de masse des fragments de roche, des sols et de boue) et les vases, générées par les éboulements, glissements de terrain et des avalanches. La classification selon la quantité de sédiments, beaucoup plus simple à faire, a donné lieu à plusieurs études.

BEVERAGE et CULBERTSON (1964) ont été les premiers à faire la différence entre les écoulements par la concentration des particules en mouvement. Un résumé des schémas de classification des écoulements basés sur la concentration des sédiments est donné dans le tableau 2.6. On y remarque les différences et divergences de terminologie et de définitions de chaque type

d'écoulement. Aucun accord n'existe sur une répartition et une classification des différents écoulements existants, il faut donc prendre garde à leurs significations avant de les utiliser.

Concentration Percent by Weight (100% by WT = 1,000,000 ppm)										
	23	40	52	63	72	80	87	93	97	100
Concentration Percent by Volume (S.G. = 2.65)										
Source	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Beverage and Culbertson (1964)	High	Extreme	Hyperconcentrated				Mud Flow			
Costa (1984)	Water Flood		Hyperconcentrated			Debris Flow				
O'Brien and Julien (1985) using National Research Council (1982)	Water Flood		Mud Flood		Mud Flow	Landslide				
Takahashi (1981)	Fluid Flow			Debris or Grain Flow				Fall, Landslide, Creep, Sturzstrom, Pyroclastic Flow		
Chinese Investigators (Fan and Dou, 1980)										
<div style="text-align: center;">             &lt;----- Debris or Mud Flow -----&gt;              &lt;----- Hyperconcentrated Flow -----&gt;           </div>										
Sediment Laden										
Pierson & Costa (1984)	<u>STREAMFLOW</u> Normal: Hyperconcentrated				<u>SLURRY FLOW</u> (Debris Torrent), Debris & Mud Flow, Solifluction			<u>GRANULAR FLOW</u> Sturzstrom, Debris Avalanche, Earthflow, Soil Creep		
								Fast Slow		

**Tableau 2.6 : Diverses classifications des écoulements en fonction de la concentration de particules.**  
(selon BRADLEY, 1987 in RICKENMANN, 1990)

D'après le tableau 2.6 on constate que l'emploi de la concentration de sédiments toute seule n'est pas suffisante pour qu'on puisse faire une bonne classification. Les paramètres possibles d'être utilisés sont: granulométrie, type de sédiment, concentration, la vitesse et la hauteur de l'écoulement ainsi que les propriétés rhéologiques du mélange eau et sédiments. PIERSON et COSTA (1987) ont proposé une classification basée sur deux paramètres: la concentration en sédiments et la vitesse de l'écoulement. Au fur et à mesure que la concentration augmente, on trouve trois seuils de comportement rhéologique: tout d'abord, le passage aux écoulements hyperconcentrés, ceux qui ont une rigidité initiale mais qui gardent un comportement fluide; puis l'accroissement très rapide de la rigidité initiale donne naissance aux "slurry flows" dont le comportement est plastique; enfin, lorsque la concentration dépasse un certain seuil, le poids des sédiments devient entièrement supporté par les sédiments eux - mêmes, originant les "granular flows".

QIAN et WANG (1984) ont fait la différence entre l'écoulement biphasique (celui qui transporte les sédiments en charriage et/ou en suspension) et l'écoulement pseudo-monophasique (celui où les particules sont si mélangées à l'eau qu'on obtient un fluide homogène). Quand la quantité de particules en suspension est petite, l'écoulement est biphasique. A mesure que la concentration augmente, les structures de groupement des particules se consolident, de plus en plus de particules grossières entrent en suspension et l'écoulement devient pseudo-monophasique.

	monophasique	diphasique monophasique	pseudo-
concentration volumique	zéro	croissante	croissante
rhéologie	newtonien	newtonien	non-newtonien
sédiments fins	zéro	< 10%	>20-30%
suspension	zéro	< 70%	>80%

Tableau 2.7 : Caractéristiques des écoulements très chargés selon QUIAN et WANG (1984)

D'après DAVIES (1986,1988), qui a fait une révision des nombreuses descriptions des écoulements très chargés, trois différents types d'écoulements sont trouvés dans la nature (tableau 2.8). Le type 1 correspond aux écoulements turbulents de fluides de faible densité, transportant les sédiments seulement par charriage. Le type 2 sont les écoulements instationnaires et par bouffées de fluides de forte densité où les particules fines et grossières sont distribuées uniformément le long de la profondeur. Le type 3 est similaire au type 2 à l'exception d'une plus grande quantité de sédiments grossiers et d'un écoulement qui se fait par une seule bouffée. Les deux derniers types ont une très grande viscosité et on n'y observe pas la déposition sélective des sédiments; en plus, leur pouvoir érosif est très élevé à cause des fortes vitesses.

	type 1	type 2	type 3
écoulement	permanent turbulent	par bouffées laminaire	une seule bouffée laminaire
granulométrie sur le lit grossière	fins près du lit	fins+grossiers le long de la profondeur	grossiers+fins
densité du mélange	$\leq 1.6$	$\geq 1.8$	$\geq 1.8$
viscosité du mélange rapportée à celle d'eau	10-100	$\geq 1000$	$\geq 1000$
vitesse	$\sim 2$ m/s	3-5 m/s	3 - 5 m/s
effet sur le lit	dépôts	érosion	érosion

Tableau 2.8: Caractéristiques des écoulements très chargés selon DAVIES (1988)

Comme critère pour faire la différence entre les écoulements permanents et instationnaires sous le point de vue de la teneur de sédiments, DAVIES propose une densité de mélange variant entre 1.6 et 1.8 , auxquelles correspondent une concentration volumique variant entre 36 à 49%.

Les chercheurs chinois adoptent une classification selon les caractéristiques du fluide et ses propriétés cinématiques. Leur région de transition se place dans une fourchette de densités entre 1.8 et 2.0 , laquelle est associée à une rapide variation des paramètres liés à la viscosité du fluide. FEI (1983) fait la séparation entre les comportements newtonien et non-newtonien en fonction de la quantité de particules fines et de la concentration volumique totale des matériaux solides (Figure 2.8). Cette séparation est donnée par l'existence d'une rigidité initiale supérieure à  $5 \times 10^{-4}$

Pa. Il faut préciser toutefois que les expériences faites par Fei se placent dans le cadre des écoulements hyperconcentrés de sédiments à faibles pentes et de vases.

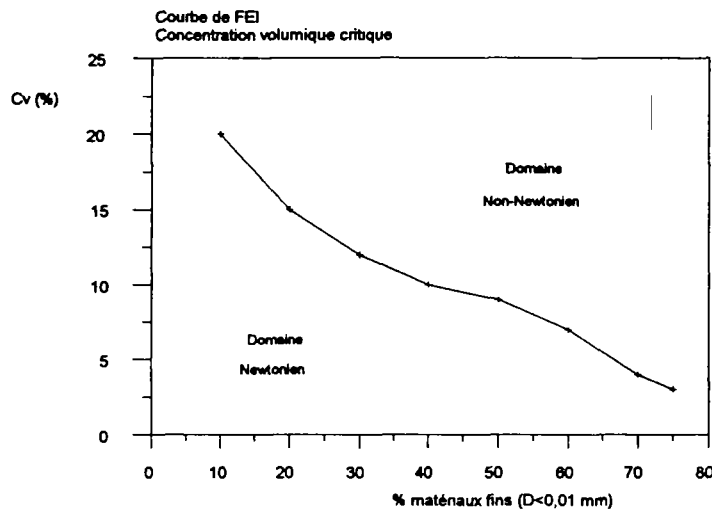


Figure 2.8. Courbe de FEI (1983) pour la classification des écoulements

#### Commentaires :

En général les auteurs sont d'accord que l'écoulement soit considéré comme écoulement de l'eau claire si la concentration volumique est inférieure à 20%, ce qui conduit à de petites variations de densité et de viscosité (sauf s'il y a des argiles très actives). En écoulements très chargés en sédiments, la classification basée sur la concentration n'est pas bien adaptée, car les effets de la taille, la forme et la distribution des grains sont plus notables et les collisions entre particules sont accentuées. Le tableau 2.9 synthétise les différents critères pour définir la transition entre l'écoulement ordinaire et l'écoulement très chargé (c'est à dire, jusqu' où les lois d'un fluide newtonien sont valables).

		concentration (%)	
		en poids	en volume
Beverage & Culbertson	(1964)	40	20
Takahashi	(1981)	52	30
Smart	(1983)		33
O'Brien & Julien	(1984)		40
Costa	(1984)	40	20
Du et al.	(1986)		49
Davies	(1986)		36

Tableau 2.9 : Concentrations critiques de transition entre les écoulements peu et très chargés selon différents chercheurs (D'après Rickenmann, 1990).

Du point de vue qualitatif, une approche a été conduite par MEUNIER (1992) pour clarifier, en langue française, les différents domaines de l'étude des écoulements chargés. La nature des matériaux a été séparée en deux axes: les matériaux cohésifs et les matériaux pulvérulents ou granulaires (Figure 2.9) puis la concentration a été choisie comme paramètre de classification. En se plaçant sur l'axe des concentrations en sédiment croissante, on obtient, tout d'abord, en partant du pôle "eau sans sédiment", le domaine des écoulements où le fluide est newtonien et la séparation usuelle entre charriage et suspension est valable; à partir d'un seuil de concentration, on entre dans le domaine des écoulements hyperconcentrés où le fluide peut être non-newtonien et

les lois de l'écoulement ne sont plus utilisables sans modification; un deuxième seuil sépare ces derniers des laves torrentielles. Les laves torrentielles étant définies comme des phénomènes transitoires qui se produisent par bouffées et qui laissent des bourrelets latéraux et frontaux qui peuvent s'arrêter à hauteur non nulle.

Partant du pôle des matériaux solides on se préoccupe d'abord des problèmes de stabilité. Une fois qu'elle n'est plus assurée, on entre dans le domaine des glissements de terrain et des écroulements. Les glissements de terrain sont des phénomènes très lents qui ne dépassent pas quelques dizaines de centimètres par jour; lorsqu'ils s'accroissent (passage brutal du cm/jour au m/s), on rejoint le domaine de la lave torrentielle.

Le schéma général de la figure 2.9 montre les domaines proches les uns des autres par la nature des phénomènes. "La classification ainsi proposée est basée sur une différenciation des phénomènes en fonction d'une part de la nature du matériau solide, d'autre part de la concentration volumique. Elle ne suppose donc pas de connaissance a priori sur le comportement du fluide concerné (MEUNIER, 1992)."

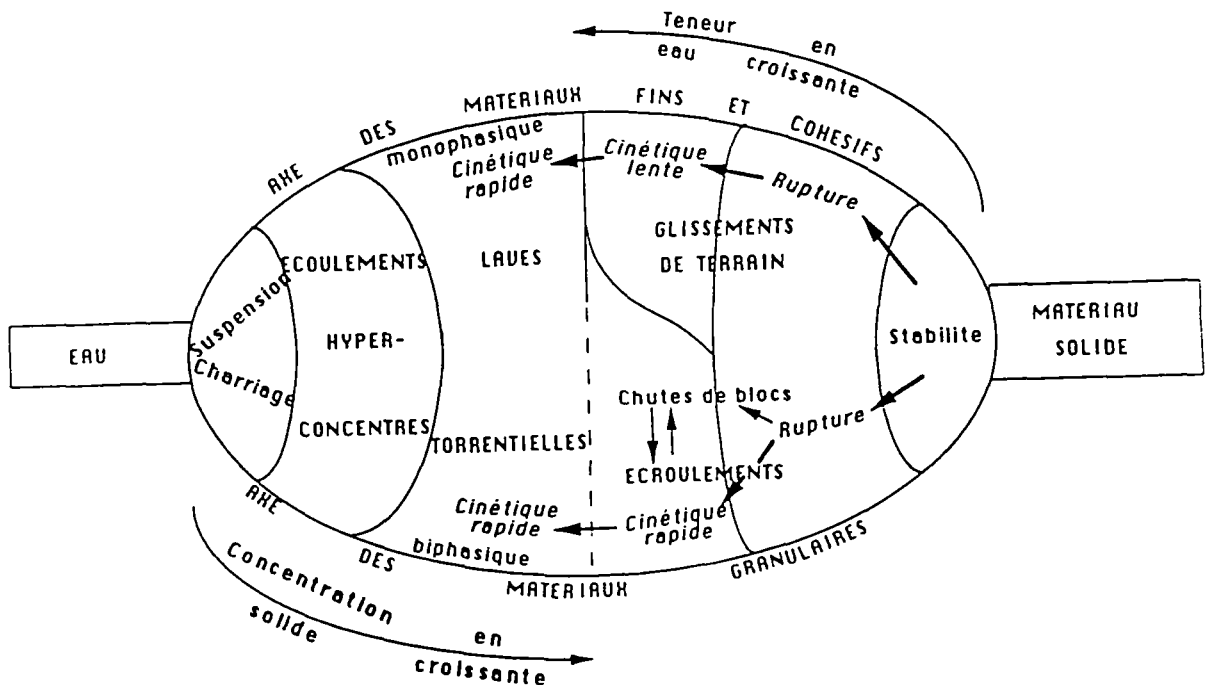


Figure 2.9. Les domaines de l'hydraulique des écoulements chargés (d'après MEUNIER, 1992)

### 2.2.3.2. Effets sur les caractéristiques du fluide

Les écoulements très chargés en sédiments sont souvent associés à des averses de grande intensité, à des sols saturés, à la disponibilité de matériaux sur les versants, à des canaux de fortes pentes et à la potentialité de grands dégâts. Si on les compare avec les crues ordinaires à fortes pentes, on voit que le type d'écoulement et les propriétés du fluide sont différents. Les crues avec faible concentration en sédiments sont traitées comme un écoulement permanent beaucoup plus fluide et moins profond que les laves, dont le front contient les sédiments les plus grossiers. En général, ce genre d'écoulement démarre à des pentes supérieures à 27% (Takahashi, 1981) et la



diminution de la teneur en eau dans le mélange formé, conduit à des modifications des caractéristiques principales du fluide porteur.

Dans les analyses qui suivent, on étudiera les propriétés et le comportement du mélange (eau + sédiments) en considérant qu'il s'agit d'un tout homogène caractérisé par leurs grandeurs globales (concentration volumique, diamètre moyen ...).

La présence de particules solides au sein d'un liquide en mouvement augmente le taux de déformation à leur voisinage avec une augmentation de l'énergie mécanique dissipée en chaleur par unité de volume du liquide et par unité de temps. Ainsi il est expliqué pourquoi la viscosité apparente d'un mélange est supérieure à la viscosité absolue du fluide porteur. EINSTEIN (1906, cité en MEUNIER , 1991) a établi une expression de la viscosité apparente des mélanges pour des particules sphériques et concentrations volumiques inférieures à 2 %.

$$\mu_a = (1 + 2,5C_v)\mu_0 \quad (2.21)$$

où  $\mu_a$  est la viscosité apparente du mélange,  $\mu_0$  celle du fluide porteur et  $C_v$  la concentration volumique de la phase solide dans le mélange.

Quand la concentration en matériau solide croît, à partir d'un certain seuil, le comportement cesse d'être newtonien (quelques écoulements hyperconcentrés et les laves torrentielles); la viscosité apparente n'est plus une caractéristique absolue du mélange et le modèle rhéologique adéquat est forcément un modèle à deux paramètres ou plus. Il apparaît une contrainte structurale du fluide due à la floculation qui nécessite que le cisaillement dépasse un certain seuil pour que le fluide soit effectivement cisailé; c'est la rigidité initiale (modèle de Bingham). Dans les mélanges contenant des particules de diamètre supérieur à 0.5 mm, il y a une très rapide augmentation de la viscosité apparente si la concentration volumique dépasse 50%. En général, à partir des expériences faites, les propriétés des fluides changent rapidement avec des concentrations volumétriques variant entre 20-50 % .

Le modèle de BINGHAM s'écrit :

$$\tau = \tau_B + \eta_B \frac{dV}{dy} \quad (2.22)$$

où  $\tau_B$  est la contrainte critique de Bingham et  $\eta_B$  est la viscosité de Bingham;  $(dV/dy)$  le taux de déformation. La viscosité apparente pour un fluide de Bingham, définie de façon analogue à la viscosité d'un fluide newtonien, s'écrit :

$$\eta_A = \frac{\tau_B}{(dV/dy)} + \eta_B \quad (2.23)$$

La figure 2.10 montre une comparaison entre le facteur de perte de charge d'un fluide Binghamien et un autre newtonien. Selon la théorie, la perte de charge peut être plus ou moins élevée que dans le cas du fluide newtonien, en fonction du nombre de Reynolds de Bingham et du nombre de Hedstroem.

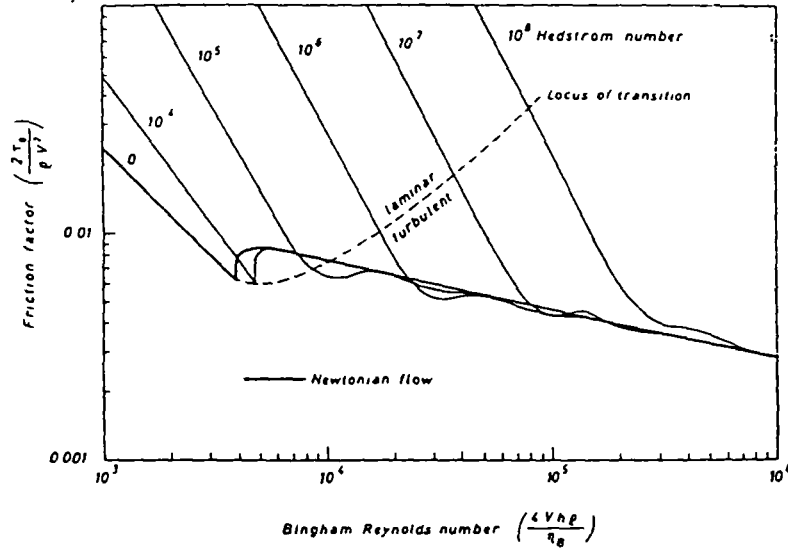


Figure 2.10 : Diagramme des facteurs de perte de charge selon NAIK (1983).  
(D'après Rickenmann, 1991)

Le nombre de Reynolds de Bingham étant défini comme  $R_{eB} = 4Vh\rho/\eta_B$  et le nombre de Hedstroem,  $H_e = \rho\tau_B(4h)^2 / \eta_B^2$ . A mesure que  $R_{eB}$  accroît, la perte de charge s'approche de celle du fluide newtonien. YANO et DAIDO (1965, cité en Rickenmann, 1991) concluent que les relations classiques des fluides newtoniens peuvent être employées si un nombre convenable de Reynolds est choisi. On peut donc imaginer que l'équation universelle de Colebrook puisse être adoptée.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{Log} \left( \frac{k_s}{12 R_H} + \frac{2,5}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (2.24)$$

où  $f$  est le facteur de perte de charge;  $k_s$  est la rugosité des grains;  $R_H$  est le rayon hydraulique;  $Re$  est le nombre de Reynolds (ou le Reynolds de Bingham).

Avec l'augmentation des valeurs des paramètres  $\tau_B$  et  $\eta_B$  de Bingham, la viscosité du fluide augmente, ce qui conduit à une augmentation de la sous-couche visqueuse, ainsi qu'à une diminution de la vitesse de chute des particules. Dans une suspension de sédiments fins avec une concentration volumique de 20%, la vitesse de chute est 30% inférieure à celle de l'eau claire.

### 2.2.3.3. Effets sur le transport solide

BEVERAGE et CULBERTSON (1964, apud Rickenmann, 1991) ont observé que la concentration de sable en transport augmente en fonction de l'augmentation de la teneur en matériaux en suspension quand l'écoulement est hyperconcentré. Ils ont conclu que les particules fines mélangées à l'eau agissaient comme lubrifiant et que la diminution de la vitesse de chute des particules aidait la mise en suspension des matériaux plus grossiers. A partir des données du fleuve Puerco (New Mexico) et des données de laboratoire obtenues avec concentrations supérieures à 8.7%, COLBY

(1964) a constaté une augmentation moyenne du transport solide d'environ 10 fois celui de l'eau claire avec une moyenne de 10 fois, celui de l'eau claire.

Il semble (Rickenmann, 1991) que dans les écoulements turbulents hyperconcentrés le taux de transport par suspension augmente avec l'augmentation de la concentration en fines. Dans le cas du transport solide par charriage, une augmentation du débit solide due à la diminution du facteur de densité ( $s-1$ ) est prévue par les résultats expérimentaux (Shields, Meyer-Peter & Muller...). Dans le cas du transport solide en canalisations, l'augmentation du transport est le résultat d'une diminution de l'épaisseur de la sous-couche visqueuse, encore plus petite que la rugosité du grain.

#### 2.2.4. Transport solide et capacité de transport en fortes pentes

Dans cette étude on se place dans le cadre de l'analyse du transport solide en fortes pentes avec des concentrations de matériaux en transport qui peuvent devenir importantes. En hydraulique torrentielle on retrouve un régime d'écoulement où le transport solide est suffisamment conséquent pour qu'on soit obligé d'en tenir compte dans le calcul de la hauteur d'écoulement. Ceci se produit par la présence des matériaux fins qui changent la loi de comportement du fluide et par des volumes importants de matériaux transportés. En plus, dû à la nature des torrents, la structure de l'écoulement subit des modifications importantes à cause de l'effet de la présence des sédiments qui remplissent une grande partie de sa profondeur. Donc, on doit évaluer les méthodes de calcul du transport solide et délimiter leur domaine d'application.

##### 2.2.4.1. Début d'entraînement

Les forces qui causent le mouvement d'une particule sous l'action d'un écoulement sont la traînée et la portance, qui doivent être équilibrées par le poids apparent du sédiment. La portance agit dans le sens opposé à la pesanteur et permet la mise en suspension de la particule, tandis que la traînée pousse la particule dans le sens de l'écoulement. De l'équilibre entre ces trois forces apparaissent les différents types de transport solide. La mise en mouvement d'une particule a lieu quand les composantes de ces forces sont en équilibre :

$$F_D + F_L \operatorname{tg} \varphi = \Omega \cos \beta \operatorname{tg} \varphi - \Omega \sin \beta$$

où  $F_D$  est la traînée,  $F_L$  la portance,  $\varphi$  est l'angle de frottement interne,  $\operatorname{tg} \beta$  la pente et  $\Omega$  le poids sous l'eau de la particule.

Dans l'hydraulique fluviale, le début d'entraînement est caractérisé par le Diagramme de SHIELDS (1936). En ce diagramme la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle ( $\Theta_c$ ) est représentée en fonction du nombre de Reynolds de la particule ( $Re_*$ ). La courbe de Shields a comme caractéristiques : par  $Re_* > 400$  les valeurs mesurées de  $\Theta_c$  varient entre 0.03 et 0.06;

quand l'écoulement dans la voisinage du lit est de transition entre état lisse et rugueux,  $\Theta_c$  atteint sa valeur minimum à  $Re_* = 10$  ; si  $Re_* < 2$  , on admet  $\Theta_c = 0.1 / Re_*$  (Figure 2.11).

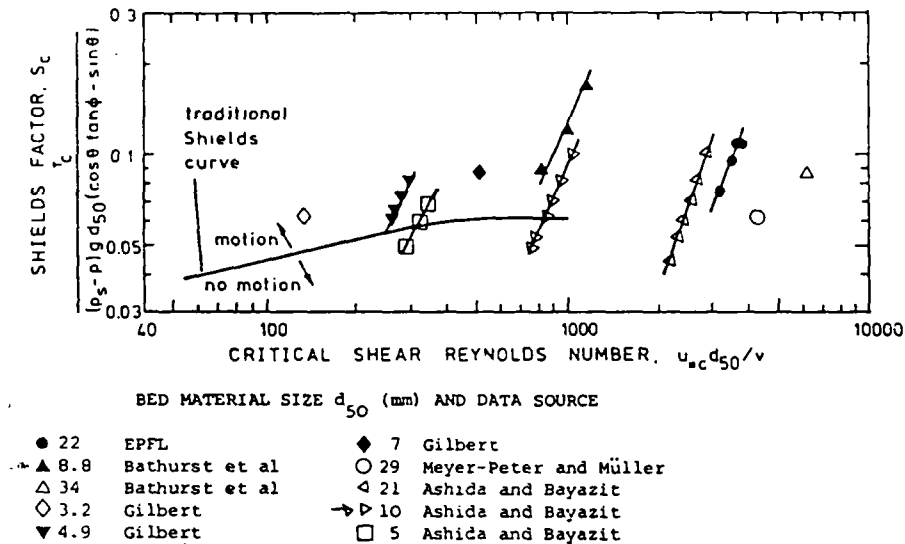


Figure 2.11. Diagramme de Shields (D'après BATHURST et al, 1987)

Chaque fois qu'on essaie d'employer ce diagramme en conditions de fortes pentes et sédiments grossiers, on retrouve certaines limitations (BATHURST et al, 1987) :

a. en fortes pentes ( $I > 0.5\%$ ) et avec de petits rapports entre la profondeur et le diamètre moyen ( $h/D_{50} \leq 10$ ); la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle ( $\Theta_c$ ) augmente au fur et à mesure que  $h/D_{50}$  décroît.

b. la pente critique (pente où le mouvement des sédiments démarre) est influencée par les effets du pavage de la surface du lit quand la granulométrie est étendue.

c. en écrivant la contrainte critique de cisaillement comme :  $\tau_c = \rho g h_c I$  , le facteur  $\Theta_c$  varie en fonction de  $h_c I / D_{50}$  pour la plupart des écoulements naturels et le nombre de Reynolds de la particule est fonction de  $(h_c I)^{1/2} D_{50}$ . Dans le plan  $\Theta_c \times Re_*$ , les conditions critiques sont exprimées par la même variable: la profondeur, qui apparaît dans les deux axes. Donc, cette méthode basée sur la profondeur de l'écoulement, variable assez difficile à connaître dans les torrents, ne permet pas une bonne évaluation des conditions critiques du début d'entraînement (Simons et Senturk - 1977).

### Effet de la pente et de la rugosité

En fortes pentes le calcul de  $\Theta_c$  doit être modifié pour tenir en compte des effets de la pesanteur. ASHIDA et BAYAZIT (1973) ont obtenu un coefficient correcteur de la contrainte de cisaillement critique, qui la fait augmenter avec la pente :

$$\Theta_{cs} = \frac{\Theta_c}{\cos\beta \operatorname{tg}\varphi - \left(\frac{s}{s-1}\right) \sin\beta} \quad (2.26)$$

où  $\beta$  est la pente;  $\varphi$  est l'angle de frottement interne;  $\Theta_c$  est la contrainte de cisaillement adimensionnelle critique due à Shields;  $\Theta_{cs}$  est la contrainte critique à fortes pentes (corrigée par l'effet de la pente) et  $s$  est la densité aparente.

L'expression (2.26) résulte d'une analyse, avec des nombreuses simplifications, de l'équilibre des forces qu'agissent sur un grain placé sur un lit à forte pente . Il n'est donc pas étonnant que des variantes aient été proposées (tableau 2.10).

Auteur	Facteur	Relation si $\beta=12^\circ$ , $\varphi=47^\circ$
Luque et Van Beek (1976)	$\frac{\sin(\varphi - \beta)}{\sin \varphi}$	$\Theta_{cs} = 0,78\Theta_c$
Stevens et al.(1976)	$\cos\beta \left(1 - \frac{\operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\varphi}\right)$	$\Theta_{cs} = 0,78\Theta_c$
Ikeda et al.(1982)	$\left(1 - \frac{\operatorname{tg}^2\beta}{\operatorname{tg}^2\varphi}\right)^{0,5} \cos\beta$	$\Theta_{cs} = 0,96\Theta_c$

Tableau 2.10. Quelques corrections pour la contrainte critique de cisaillement de Shields appliquée à fortes pentes.

D'après le tableau 2.10, on voit que la contrainte critique de cisaillement ( $\tau_c$ ) dans le cas des torrents est plus faible que dans le cas fluvial (quand  $\beta$  tend vers zéro, le facteur de correction tend vers zéro et  $\Theta_{cs}$  tend vers  $\Theta_c$ ), mais plusieurs études montrent une augmentation de  $\tau_c$  avec la pente.

En fait, deux effets peuvent s'opposer: d'une part l'effet du poids augmente avec la pente; d'autre part la hauteur d'eau se réduisant et la rugosité relative augmentant, la force hydrodynamique peut être réduite, notamment aux faibles hauteurs relatives. Comme la pente et la rugosité relative, à débit constant sont liées, quelques auteurs ont l'introduit dans leurs équations.

ASHIDA et BAYAZIT (1973) ont proposé une transformation de l'équation (2.26), analysant le rapport entre la profondeur et la rugosité relative:

$$\frac{h}{D_{50}} \leq 4,5 \quad \Theta_c = 0,034 e^{0,87 D_{50}/h} \quad (2.27)$$

$$\frac{h}{D_{50}} \geq 4,5 \quad \Theta_c = 0.04 \quad (2.28)$$

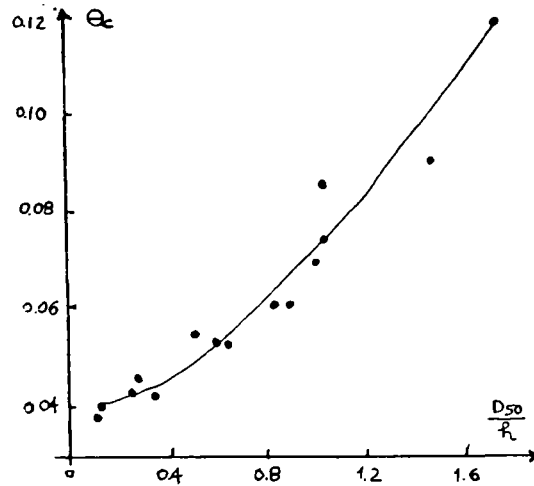


Figure 2.12. Valeurs critiques du paramètre de Shields en fonction de la rugosité relative.  
(Ashida et Bayazit, 1973 - d'après Bayazit, 1983)

GRAFF (1989) a fait apparaître l'effet des deux paramètres : pente et rugosité relative dans l'expression du paramètre de Shields:

$$\Theta_c = 0,6I \frac{h}{D_{50}} \quad \Rightarrow \quad 1 \leq \frac{h}{D_{50}} \leq 16 \quad (2.29)$$

MIZUYAMA (1977) a proposé une expression en fonction seulement de la pente ,

$$\Theta_c = 0,04 e^{4I} \quad (2.30)$$

En conclusion, le problème du début du transport dans les cours d'eau à forte pente présenté sous la forme de la contrainte critique de cisaillement, est fonction directe du rapport entre la profondeur de l'écoulement , la taille des sédiments et la pente, résumé dans la figure 2.13.

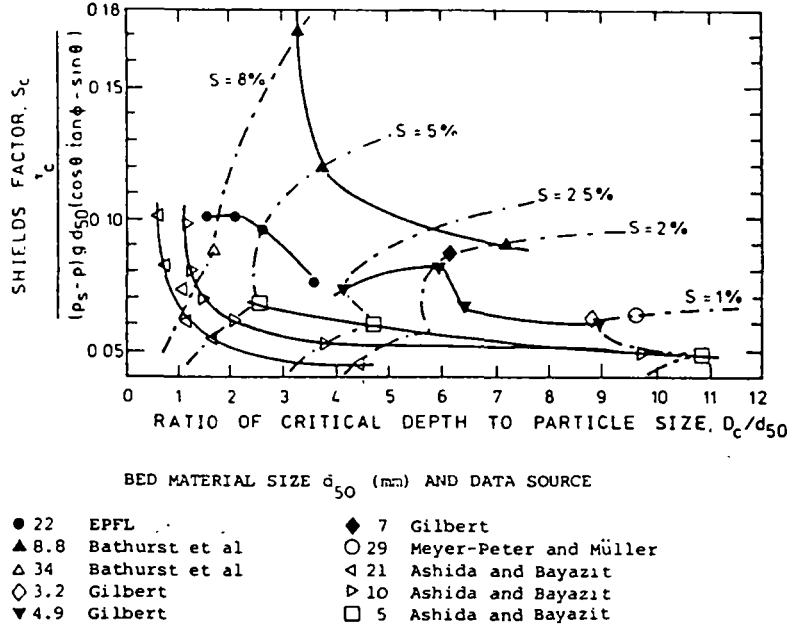


Figure 2.13. Variation du facteur de Shields en fonction de la profondeur relative en canaux avec sédiment grossiers et pentes supérieures à 1% (D'après BATHURST, 1983).

### Débit unitaire critique

Par la combinaison du critère de Shields pour le début d'entraînement avec une équation de résistance de l'écoulement du type Manning-Strickler, SCHOKLITSCH (1950) a développé une expression pour le débit unitaire critique d'entraînement:

$$q_{cr} = 0,26(s-1)^{1,67} D_{40}^{1,5} I^{-1,17} \quad (2.31)$$

où  $D_{40}$  est le diamètre pour lequel 40% des sédiments ont un diamètre moins grand (m);  $q_{cr}$  est le débit critique unitaire ( $m^3/s/m$ ) et  $I$  est la pente (%). Cette approche, bien qu'étant semi-empirique, conduit à des valeurs beaucoup plus adaptées aux écoulements en fortes pentes et faibles profondeurs que le critère de Shields. BATHURST et al. (1983) ont proposé une version adimensionnelle très simple de l'équation de Schoklitsch :

$$q_{cr} = 0,15 g^{0,50} D_{50}^{1,5} I^{-1,12} \quad (2.31)$$

Cette formule a été établie pour les sédiments uniformes, en régime permanent et des pentes allant de 0.25 à 25%.

RICKENMANN (1990) écrit l'équation (2.31) sous la forme suivante:

$$q_{cr} = 0,065 \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)^{1,67} g^{0,50} D_{50}^{1,5} I^{-1,12} \quad (2.32)$$

et il introduit un facteur lié à la densité du matériau adopté et cela lui permet de la comparer avec une formule de même nature établie par WHITTAKER et JAEGGI (1986) traduisant le début de la destruction d'une rampe de blocs de taille à peu près uniforme ( $5\% < I < 25\%$ ).

$$q_{cr} = 0,143 \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)^{1,67} g^{0,50} D_{65}^{1,5} I^{-1,167} \quad (2.34)$$

Observant les équations (2.33) et (2.34) on en conclut, malgré la différence de diamètres caractéristiques adoptés, qu'une rampe de blocs uniformes bien calés les uns sur les autres, nécessite pour être détruit, un débit double du débit critique de début de transport sur un lit mobile non-pavé. On doit remarquer que les formules de débit critique d'entraînement sont dérivées du concept de contrainte critique de cisaillement et, donc, il n'y a pas beaucoup de différence entre ceux deux approches.

### *Effet des matériaux fins*

RICKENMANN (1990) cite WAN (1982) et DAIDO (1971) qui ont étudié la contrainte de cisaillement avec des fluides de Bingham. En régime laminaire, les deux auteurs concluent à l'augmentation de la contrainte critique de début d'érosion, quand la teneur de matières en suspension est élevée.

#### **2.2.4.2. Le transport solide**

En hydraulique torrentielle il faut distinguer un seuil de début de transport, qui jouerait seulement sur les matériaux déposés immédiatement mobilisables, et un seuil d'érosion du lit (qui est plus élevé que le premier). Si le débit liquide n'est pas suffisant, il n'y a pas de transport. Lorsque le premier seuil est franchi, le débit solide dépend du volume disponible en dehors du matériau du lit pavé : il s'agit donc seulement du matériau venant des versants et du matériau déposé et facilement mobilisable. Si le débit liquide franchit le deuxième seuil, on peut la plupart du temps admettre que le matériau du lit est suffisant pour que le maximum de matériau solide soit transporté.

La capacité maximale de transport est donc la quantité maximale de sédiments que l'écoulement est capable de transporter. Les modifications des lits des cours d'eau sont dépendantes du rapport entre la capacité de transport et la disponibilité de sédiments, prennent en compte, pour cette dernière, l'apport solide des versants et les dépôts sur le lit. Si dans un certain instant la disponibilité de sédiments est supérieure à la capacité de transport, les sédiments en excès se déposeront (dépôts) . Par contre, si la disponibilité est inférieure à la capacité de transport et le lit est dépavé, on observera une dégradation du lit (érosion). Quand la disponibilité et la capacité de transport sont égales, le lit se maintient stable (équilibre).

En principe le cours d'eau essaie de s'ajuster aux contraintes hydrauliques (apport solide, débit liquide) pour satisfaire la capacité maximale de transport de l'écoulement. Mais, des



phénomènes comme le pavage du lit jouent de manière à réduire le volume de sédiments qui sort d'un bief. L'idée centrale du transport solide est résumé dans la figure 2.14 .

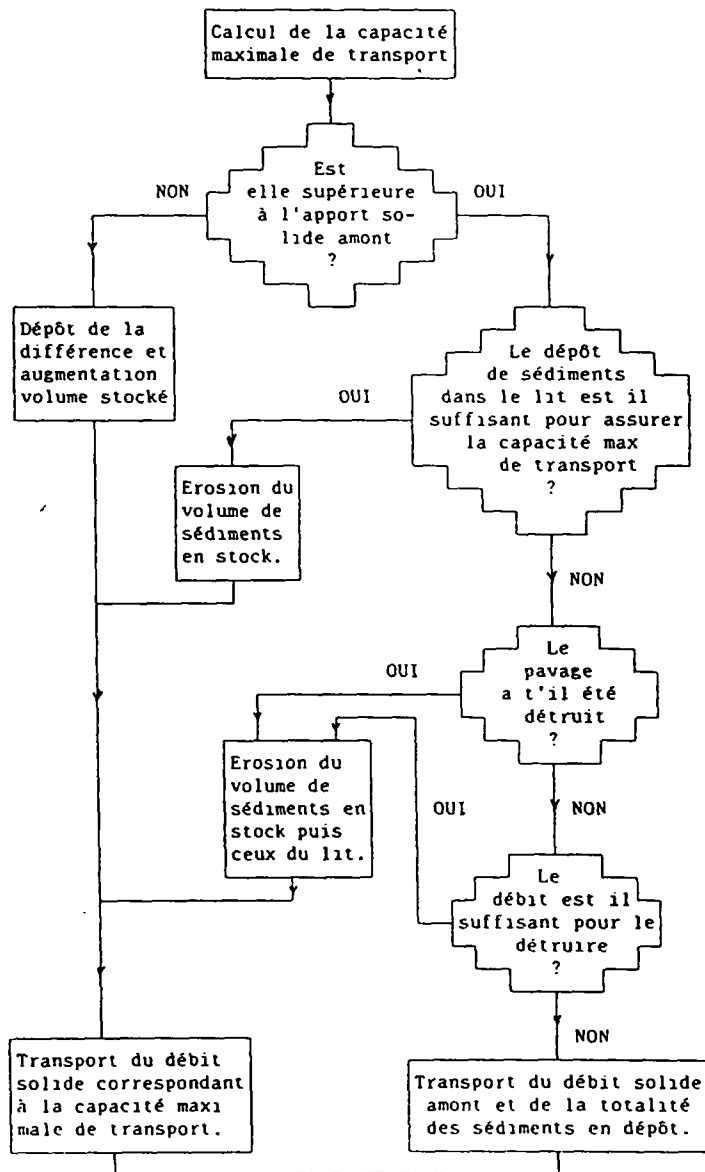


Figure 2.16. Transport solide dans un torrent à fortes pentes (D'après LEFRANC, 1990)

Le transport solide, dans le cas des torrents, se fait surtout par charriage, la suspension étant importante au fur et à mesure que le matériau fin érodé des versants est conséquent. Le transport de sédiments granulaires non-cohésifs d'une certaine granulométrie par le fluide est caractérisé par les paramètres suivants :

$$\rho, \mu, \sigma, D, h, u_*, g(\sigma - \rho)$$

où  $\rho$  est la masse spécifique du fluide,  $\sigma$  est la masse spécifique du sédiment;  $\mu$  la viscosité dynamique du fluide,  $u_*$  la vitesse de cisaillement,  $D$  est le diamètre caractéristique du sédiment,  $h$  la profondeur.

Choisissant ces sept paramètres et en prenant  $D$ ,  $\sigma$  et  $g(\sigma-\rho)$  comme base, une expression générale pour le transport solide est obtenue :

$$\Phi_B = f [ g(s-1)D^3/v^2, \Theta, h/D, I ] \quad (2.35)$$

où  $f$  est une fonction quelconque qui décrit la dépendance de  $\Phi_B$  avec les autres variables. On fait, donc, apparaître les paramètres adimensionnels à analyser pour établir les formules de capacité de transport. Les plus souvent employés sont :

$$\Phi_B = \frac{q_B}{[g(s-1)D_m^3]^{1/2}} \quad (2.36)$$

$$\Theta = \frac{\tau}{\rho g(s-1)D_m} = \frac{hI}{(s-1)D_m} \quad (2.37)$$

où  $q_B$  est le débit solide en volume par unité de largeur ( $m^3/s/m$ ) et  $s$  est la densité apparente du sédiment ( $s=\sigma/\rho$ ). La recherche dans le domaine du transport solide, à la limite, est la recherche des relations entre les paramètres ci-dessus, lesquels traduisent le débit solide produit par un certain écoulement. Le paramètre  $\Phi_B$  est appelé paramètre adimensionnel de transport solide et le paramètre  $\Theta$ , paramètre adimensionnel de cisaillement.

#### 2.2.4.2.1. Transport solide par charriage avec l'eau claire

Très peu d'études expérimentales ont été faites avec le but d'évaluer le charriage en canaux de forte pente et les données de terrain sont encore plus rares, car la mesure du transport solide en torrent est difficile à faire. Dans le tableau 2.11, on voit quelques études, leurs équations de synthèse et leurs domaines de validité.

##### Formule de Meyer-Peter et Muller (1948)

L'équation de transport de sédiments développée par Meyer-Peter et Muller est du type ( $\tau - \tau_c$ ), c'est à dire, si la contrainte de cisaillement dépasse un seuil critique, les grains se détachent du lit et sont emportés par l'écoulement. Une part de l'énergie de l'écoulement est employée dans le transport solide et une autre part dans le transport liquide.

$$\gamma \frac{Q_s}{Q} \left( \frac{k_s}{k_r} \right)^{3/2} hI = 0,047(\gamma_s - \gamma)D + 0,25 \left( \frac{\gamma}{g} \right)^{1/3} \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{2/3} q_s^{2/3} \quad (2.38)$$

où  $Q_s/Q$  est un coefficient de correction des effets de paroi (négligeable si  $L > 10h$ );  $k_s/k_r$ , un coefficient de correction des rugosités du grain et de formes de fond déterminé par:

$$\frac{k_s}{k_r} = \frac{v}{u_*} \sqrt{\frac{f}{8}} \quad (2.39)$$

Le transport solide est nul quand la contrainte de cisaillement adimensionnelle prend la valeur 0.047. Donc, au niveau adimensionnel, la différence ( $\Theta - 0.047$ ) est considérée comme la contrainte de cisaillement effective pour produire le transport en charriage. En sa forme adimensionnelle, la formule de Meyer-Peter et Muller pour le débit solide en charriage est :

$$\Phi_B = 8(\Theta - 0.047)^{1.5} \quad (2.40)$$

considérant qu'il n'y a pas le développement de formes de fond, ni des effets de paroi.

### Formule de Smart et Jaggi

Smart et Jaggi (1983) ont fait des essais en laboratoire adoptant un mélange de sable et caillou comme matériau du lit et l'eau claire comme fluide porteur. L'équation du transport par charriage établie avec leurs données analysées ensemble avec les données de Meyer-Peter et Muller est :

$$\Phi_B = \frac{4}{(s-1)} \left( \frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.6} I^{1.6} q \left( 1 - \frac{\Theta_c}{\Theta} \right) \quad (2.41)$$

Ils ont établi que, à des taux élevés de transport solide, le sédiment en mouvement se distribue le long de la profondeur constituant un mélange de l'eau et sédiments dont la profondeur d'écoulement ( $h_m$ ) est plus élevée que la profondeur avec l'eau claire ( $h = q/v$ ). Pour ce gain de profondeur, Smart et Jaggi ont introduit une relation empirique pour son calcul, fonction de la pente et du paramètre de transport :

$$\frac{h_f}{h_m} = 1 - (1.41 I^{1.14} \Phi_B^{0.18}) \quad (2.42)$$

La formule de transport écrite de façon adimensionnelle est :

$$\Phi_B = 4 \left( \frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} I^{0.6} C \Theta_m^{1.5} (\Theta_m - \Theta_c) \quad (2.43)$$

où  $C$  est le coefficient de résistance de l'écoulement défini par  $C = v/u_* = (8/f)^{1/2}$  et l'indice  $m$  indique qu'on doit évaluer le paramètre de l'écoulement avec les grandeurs relatives à la profondeur du mélange.

Auteur	Equation	Conditions d'obtention
Meyer-Peter et Muller (1948)	$\Phi_B = 8(\Theta - \Theta_c)^{1.5}$ $\Phi_B = \frac{q_B}{[(s-1)gD_m^3]}^{1/2}$	$0.15 < B < 2 \text{ m}$ $0.01 < h < 1.2$  $0.4 < D < 30 \text{ mm}$ $0.04 < I < 2\%$ $0.25 \times 10^4 < g(\sigma - \rho) < 3.2 \times 10^4$
Schoklitsch (1950)	$q_B = \frac{2,5}{\rho_s/\rho} I^{3/2} (q - q_\alpha)$	$I < 9\%$
Daido (1971)	$\Phi_B = 3,7 \Theta^{1.5} \left( 1 - \frac{\Theta}{\Theta_c} \right)^{1.5}$	$I > 10\%$
Smart et Jaeggi (1983)	$\Phi_B = 4 \left( \frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} I^{0.6} \sqrt{\frac{8}{f}} \Theta_c^{1.5} (\Theta - \Theta_c)$	$3\% < I < 20\%$  $2 < D_m < 10.5 \text{ mm}$ granulo étendue $0.13 < \Phi_B < 83$
Ward (1986)	$q_B = 7,16 D_{50}^{-0.25} \left( \frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} I^2$	non-adimens.
Takahashi (1987)	$\Phi_B = \frac{1 + 5 \tan \beta}{\cos \beta} \sqrt{\frac{8}{f}} \Theta^{1.5} \left( 1 - \frac{\alpha 2 \Theta_c}{\Theta} \right) \left( 1 - \alpha \sqrt{\frac{\Theta_c}{\Theta}} \right)$	$\alpha = f(I)$
Lefort (1991) (Sogreah)	$\frac{Q_B}{Q} = 4,45 \left( \frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} \frac{\rho}{\rho_s - \rho} I^{1.5} \left[ 1 - \left( \frac{Q_\alpha}{Q} \right)^{0.375} \right]$ $Q_\alpha = 0,12 \sqrt{g D_{50}^5} I^{-13/6} (1 - 1,2I)^{8/3}$	$0.025\% < I < 20\%$ $L/h = 8$

Tableau 2.11. Quelques équations de transport par charriage ( $I > 1\%$ )

### Formulation simple due à MEUNIER

Dans le cadre d'une étude sommaire des risques des fortes crues sur l'ensemble d'un bassin versant torrentiel, il est justifié de ne considérer que la variable principale qui joue sur le transport solide : la pente. Partant des travaux de Mizuyama (1977), Smart et Jaeggi (1983) et Bathurst (1989), Meunier (1989) en a synthétisé des lois simples reliant la concentration à la pente (figure 2.15), dont on retient :

$$\frac{q_B}{q} = 6,3 I^2 \quad (2.44)$$

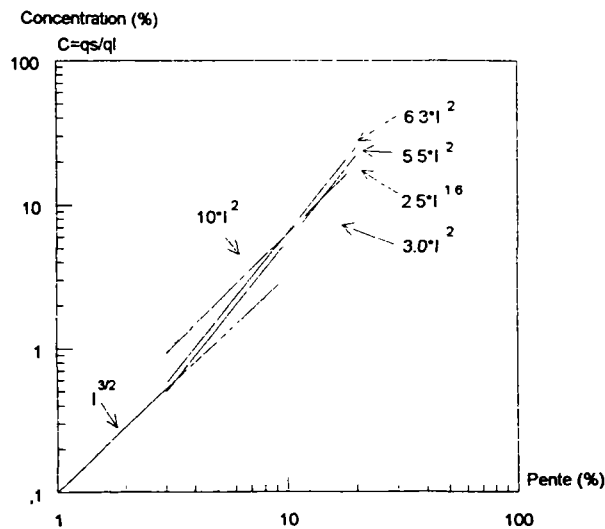


Figure 2.15. Formules simplifiées donnant le débit solide à la capacité maximale de transport.

La pente joue le rôle principal dans le transport solide; son effet sur la concentration se traduit par une fonction puissance avec un exposant qui varie entre 1.5 et 2. On doit remarquer que cette formule n'est utilisable que lorsqu'on est bien au dessus du débit de début d'entraînement.

### Formule SOGREAH - LEFORT (1991)

Utilisant des nombreux résultats sur modèle réduit et en y ajoutant les résultats de Smart et Jaggi, Lefort (1991) a voulu caler une formule de transport solide à forte pente ( $I > 3\%$ ). Afin d'éliminer la nécessité de calculer l'écoulement qui se produit dans le torrent, dont les grandeurs (profondeur d'eau, coefficient de rugosité, largeur) sont très variables en fonction du débit liquide écoulé, trois paramètres ont été fixés :

- \* la pente moyenne du talweg;
- \* le débit liquide;
- \* la composition du matériau (courbe granulométrique et densité).

Inspirés de la formule de Smart et Jaeggi, les coefficients de la formule ont été ajustés aux valeurs expérimentales provenant des essais des seuils de correction torrentielle; des essais en modèle réduit de torrents; des mesures en canal et des essais publiés par le laboratoire de Zurich.

$$\frac{Q_B}{Q} = 4,45 \left( \frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0,2} \frac{\rho}{\rho_s - \rho} I^{1,5} \left[ 1 - \left( \frac{Q_{cr}}{Q} \right)^{0,375} \right] \quad (2.45)$$

où  $Q_B$  est le débit solide en volume ,  $Q$  est le débit liquide ( $m^3/s$ ),  $D_{90}$  est le diamètre à 90% en poids (m) ,  $D_{30}$  est le diamètre à 30% (m),  $Q_{cr}$  est le débit critique d'entraînement,  $I$  est la pente et  $s$  est la densité apparente du matériau,  $Q_{cr}$  étant le débit d'entraînement calculé par:

$$Q_{cr} = 0,12 \sqrt{g D_m^5} I^{-13/6} (1 - 1,2I)^{8/3} \quad (2.46)$$

où  $D_m$  est le diamètre moyen du sédiment et le dernier terme n'est significatif que pour les très fortes pentes.

#### 2.2.4.2.2. Transport par charriage avec l'eau chargé en sédiments

RICKENMANN (1990,1991) a étudié et quantifié l'effet de la présence de sédiments fins sur le transport solide. L'effet des matériaux fins est différent suivant que le régime hydraulique est turbulent complètement développé ou au contraire turbulent lisse. Dans le premier cas le transport solide par charriage croît beaucoup avec l'augmentation de la densité du mélange; autrement dit, avec la décroissance de la densité apparente du sédiment ( $s=\sigma/\rho$ ). A mesure que les effets visqueux sont importants ( $Re_* < 10$ ;  $C \sim 17\%$ ;  $\rho = 1.28 \text{ g/cm}^3$ ), l'écoulement autour des grains devient laminaire et le transport solide décroît avec l'augmentation de la concentration (figure 2.16)

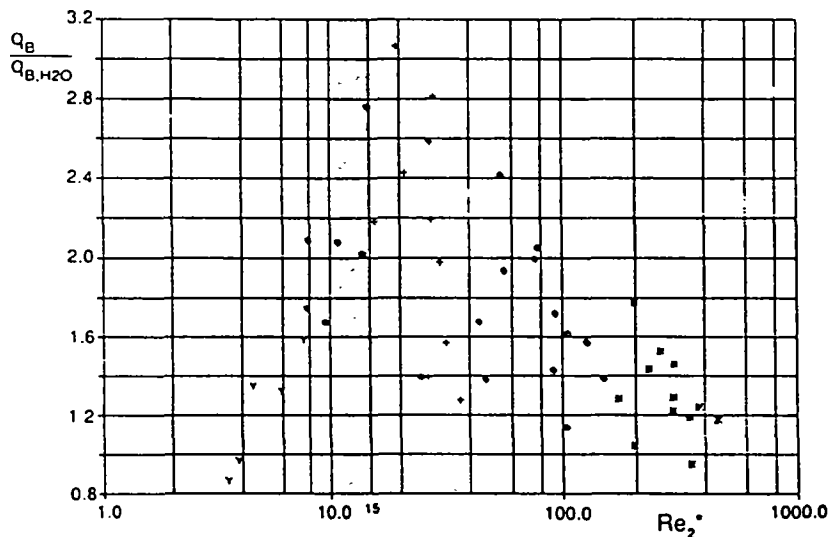


Figure 2.16. Rapport entre le transport solide obtenu avec un mélange et le transport solide en l'eau claire en fonction du nombre de Reynolds du grain (D'après RICKENMANN, 1990).

La limite entre les régimes est fixée aux alentours de  $Re_* = 10$  ce qui, pour les essais de Rickenmann correspond à une concentration volumique de l'ordre de 15 à 20%. Au-delà de ces valeurs de concentration, le transport solide décroît: on est dans le cas où la sous-couche visqueuse est plus épaisse que la taille d'un grain. En deçà de ces valeurs, les effets de la viscosité ne jouent pas sur le transport solide et l'augmentation du transport est due essentiellement à la diminution du poids immergé des sédiments comme montre la figure 2.17.

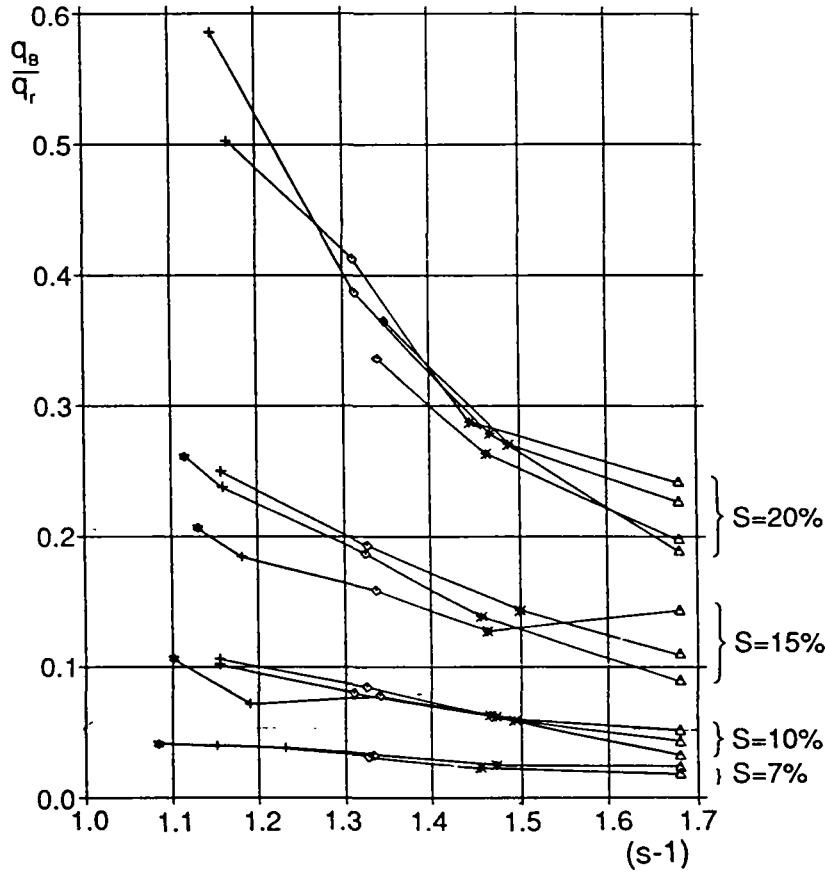


Figure 2.17. Rapport entre les débits solide et liquide par unité de largeur en fonction du facteur de densité ( $s-1$ ) (D'après RICKENMANN, 1990).

Avec ses données expérimentales et celles de Meyer-Peter et Muller et Smart et Jaggi, Rickenmann a déterminé plusieurs formules de transport. On retient la suivante :

$$\frac{q_B}{q} = 12,6 \left( \frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0,2} \frac{\rho}{\rho_s - \rho} I^2 \left( 1 - \frac{q_{cr}}{q} \right) \quad (2.47)$$

Cette équation est valable à des pentes comprises entre 5 et 20%; débit liquide supérieur à 5 fois le débit critique et hauteur relative ( $h_m/D_{90}$ ) inférieure à 20. Le débit de début d'entraînement est évalué par l'équation (2.33) .

### **III . LES BASSINS VERSANTS EXPERIMENTAUX DE DRAIX**



## CHAPITRE III

### Les Bassins Versants Expérimentaux de Draix

#### 3.1. Description générale du site

On dispose d'une série de mesures faites dans le cadre d'un projet de Bassins Versants Représentatifs et Expérimentaux (BVRE) géré par le CEMAGREF de Grenoble, division "Protection contre les Erosions", conjointement avec le CEMAGREF d'Aix-en-Provence, division "Ouvrages Hydrauliques et Equipements pour l'Irrigation" et le Service RTM de Digne.

Les bassins sont situés dans le bassin versant du Bouinenc, à 15 km au Nord-Est de Digne, au Sud de la Javie, dans la région des Alpes de Haute Provence.

Le Bouinenc prend sa source sous la montagne du Cheval Blanc, traverse dans son cours moyen une série de terres noires, formant des roubines ou bad-lands, avant de se jeter dans la Bléone à 10 km à l'amont de Digne.

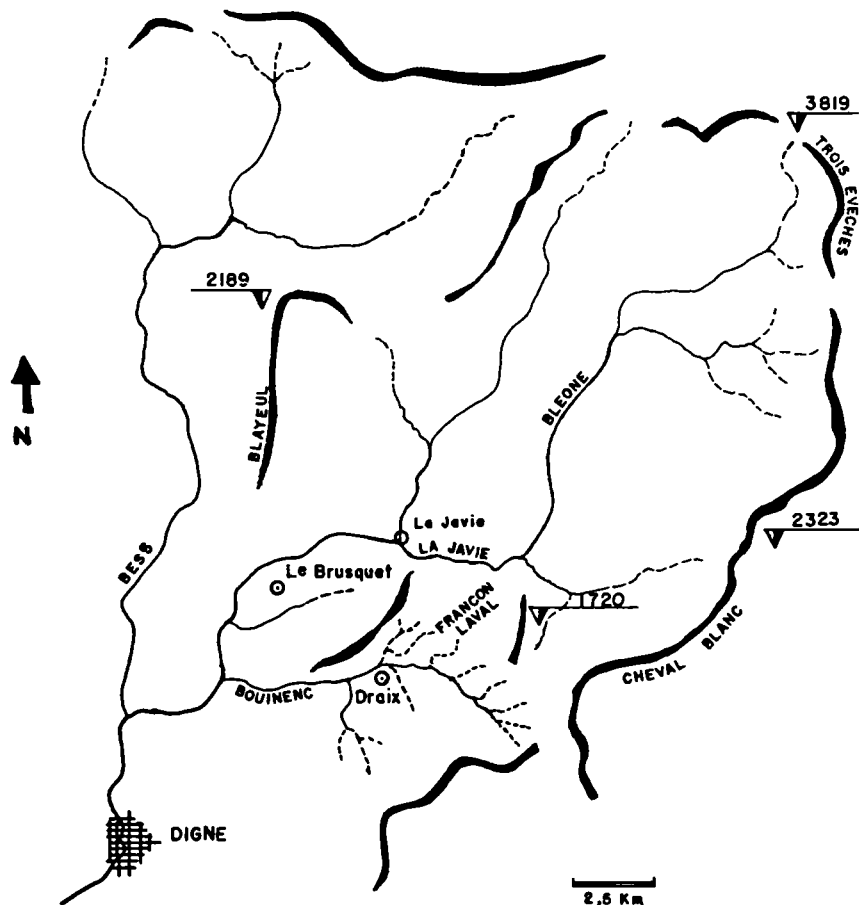


Figure 3.1. Le site de Draix

La vallée du Bouinenc est limitée au Nord-Ouest par la crête de la Blache (1260 m) qui redescend vers la Bléone par une barre rocheuse dominant les Terres Noires du Toarcien qui entourent le village du Brusquet. C'est sur le flanc Est de cette crête que sont situés les torrents du Laval. C'est sur le flanc Ouest de cette crête que sont situés les torrents du Brusquet, reboisés au siècle dernier par les forestiers.

### 3.1.1. Le climat

L'influence méditerranéenne est sensible: sécheresse d'été, atténuée seulement par quelques orages, maximum des précipitations au printemps et à l'automne, hivers froids et peu enneigés. Le gel sévit de décembre à mars (90 jours de gel par an en moyenne à Digne), avec un dégel journalier superficiel pour les versants exposés au Sud.

La pluviométrie annuelle est de l'ordre de 850 mm et le nombre annuel moyen de jours de pluie est de l'ordre de 90. La pluie journalière décennale au poste pluviographique le plus proche (MARCOUX) est de 80 mm.

Les précipitations sont en général de durée assez courte mais d'intensité moyenne, sauf sur de brèves périodes, quelques minutes, en particulier lors des orages d'été ou d'automne, où on peut dépasser 60 mm/h assez couramment. Ce sont d'ailleurs ces pluies courtes et intenses qui génèrent les crues les plus violentes.

L'ensoleillement est important ce qui, joint aux faibles capacités de stockage des sols et à la faible durée des précipitations sont un handicap pour le développement de la végétation.

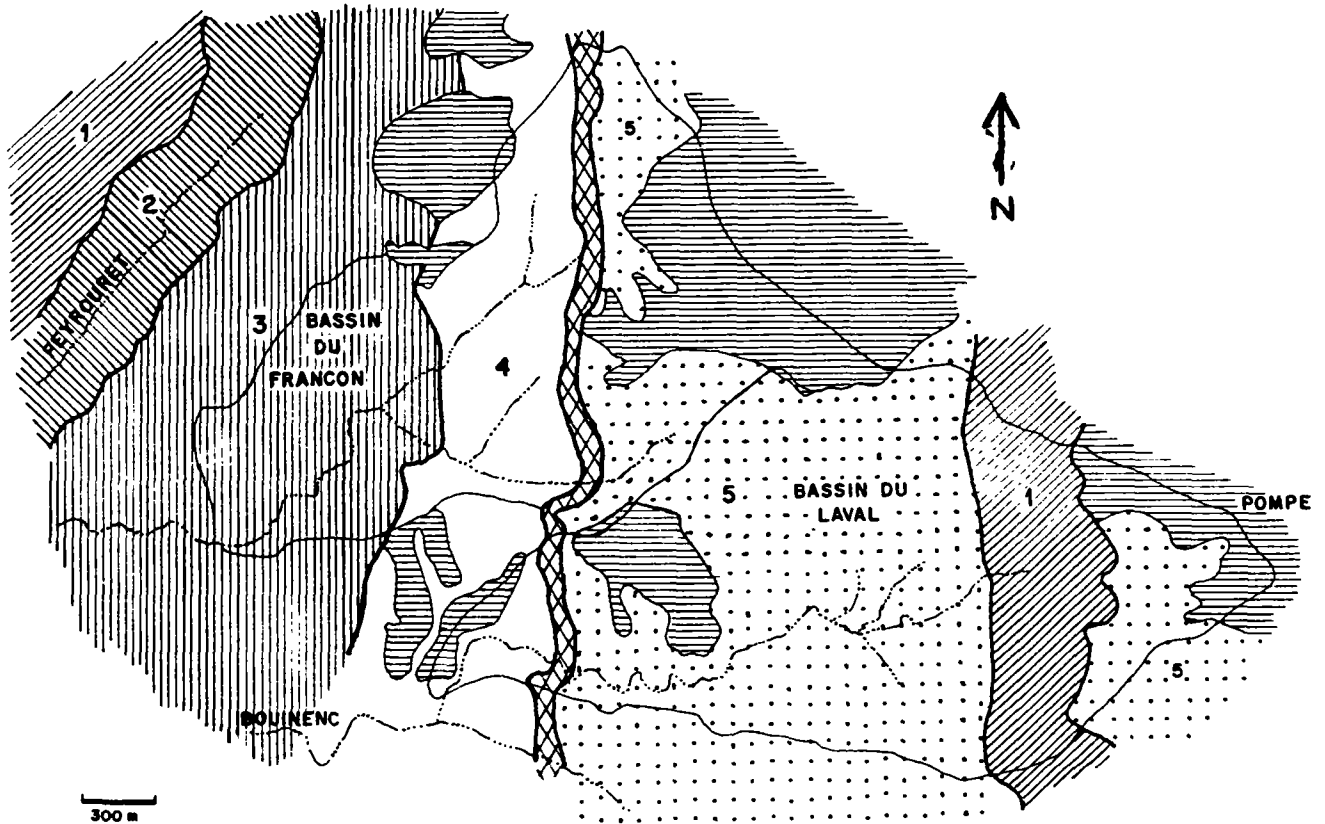
### 3.1.2. La géologie et la géomorphologie

La carte géologique au 1/30000 dressée par DUMOLLARD (1985, apud CEMAGREF, 1987) donne une description des faciès, en effectuant une coupe NW-SE entre la rive droite du Peyrouret et le sommet de Pompe. Du fait de l'absence de fossiles caractéristiques, le rattachement d'une formation à un étage de la chronologie générale doit être considéré seulement comme indicatif.

Le bassin versant du Laval est en grande partie placé sur les marnes noires du Callovo-Oxfordien. Ces marnes très homogènes sont parsemées, surtout dans leur partie inférieure, de nodules et de concrétions de toutes natures, formes et tailles. Les plaquettes issues de leur décomposition sont caractérisées par leur finesse. Leur épaisseur ne dépasse pas que rarement le centimètre. Une autre partie du bassin, vers son sommet, est formée par les marnes striées du Bajocien inférieur. Elles se caractérisent par un délitement dû à la superposition de deux structures: premièrement, une structure finement litée, conséquence de la variation de la proportion calcaire-argile, qui génère, lors de l'altération, des plaquettes millimétriques; deuxièmement, une alternance, avec un espacement de plusieurs mètres, de couches fournissant des plaquettes de taille plus importante (décimètres).

Dans sa partie inférieure, vers la confluence avec le Bouinenc, le Laval atteint ledit "niveau repère médian" où les calcaires s'associent aux marnes pour former une masse calcaro-marneuse d'une vingtaine de mètres d'épaisseur. Ce niveau repère, daté par de nombreux fossiles, marque la base du Callovien et représente un horizon constant.

Le long du talweg du Laval on retrouve des bancs marno-calcaires dont l'augmentation de la proportion en carbonate entraîne une variation dans la dureté de la roche. Aux sommets des différents ravins du Laval on retrouve les formations de pentes (les éboulis), secteurs parsemés de formations détritiques discordantes des Terres Noires, constituées de blocs calcaires de toutes tailles provenant du Jurassique supérieur et du Crétacé enveloppés dans une matrice argileuse grise-jaune sujette à la solifluxion. La formation des terres noires débute au Bajocien supérieur et se termine à l'Oxfordien moyen.



**Legende:**

- 1 Marno calcaire du Bajocien
- 2 Série inférieure striée du Bathonien (terres noires)
- 3 Série alternée du Bathonien
- 4 Série du "Francon" attribuée au Bathonien
- 5 Série supérieure des Terres Noires attribuée à l'Oxfordien inférieur
- Niveau repère median
- Formation de pentes éboulis
- Limite de bassin versant
- Talweg

Figure 3.2. Carte géologique détaillée - bassins du Laval et du Francon

Sur le plan hydrologique, les terres noires constituent un ensemble imperméable. Les rares sources à faible débit observées sont liées à des failles drainant soit des éboulis, soit des terrains plus perméables (BUFALO, 1989).

Du point de vue de la géomorphologie, les bassins versants de Draix présentent le faciès typique d'un ravinement localisé (Roubine, selon la terminologie locale; bad-lands, selon celle des géographes).

L'altération des marnes noires forme de nombreuses plaquettes qui glissent par gravité ou sont arrachées des versants par le vent, s'accumulant dans le fond des ravines, et sont entraînées par les orages jusqu'au cours d'eau.

Les pentes des talwegs principaux sont en général assez faibles (4-5 %) atténuées par des barres plus calcaires. D'autre part, les pentes des versants sont fortes (supérieures à 70 %).

L'érosion, liée au ruissellement, forme des nombreuses ravines, à profil en V, mais avec un petit fond plat et des berges abruptes. De nombreuses rigoles apparaissent et disparaissent avec les cycles de précipitation. Quelques autres formes d'érosion moins systématiques (éboulements, glissements en planche .. ) se rencontrent par endroit.

La même morphologie se retrouve au Brusquet, mais avec un relief adouci par la correction. Le fond des ravines s'est rehaussé par le dépôt des matériaux piégés par la végétation et le profil des ravines a évolué du V vers le U. Seules subsistent quelques croupes dénudées, trop pentues pour être facilement colonisées par la végétation et dont la taille est trop faible pour susciter un apport important de sédiments. L'érosion, si elle existe, est à une échelle sans commune mesure avec celle produite par les bad-lands originels.

### 3.1.3. La couverture végétale

La couverture végétale est faible à cause de la forte érosion. L'essentiel de la végétation se concentre sur les formations de pente non-marneuses. Elle est constituée par des zones plus ou moins dispersées dont l'estimation à partir de cartes au 1/25000 et de photos aériennes se présente comme suit (CEMAGREF, 1987):

	surface ( ha )	végétalisé bois	compact herbe	végétalisé clairsemé	terrain nu
Laval	86,00	21,70	7,80	2,70	67,80
Roubine	0,13	—	21,00	—	79,00
Francon	72,00	42,90	—	13,40	43,70
Brusquet	10,80	87,00	—	—	13,00
Moulin	8,00	10,20	31,10	4,50	54,20

Tableau 3.1. Taux de couverture végétale (%) à Draix.

La représentation du taux de couverture végétale des bassins étudiées (Roubine et Laval) est indiquée à la figure 3.3.

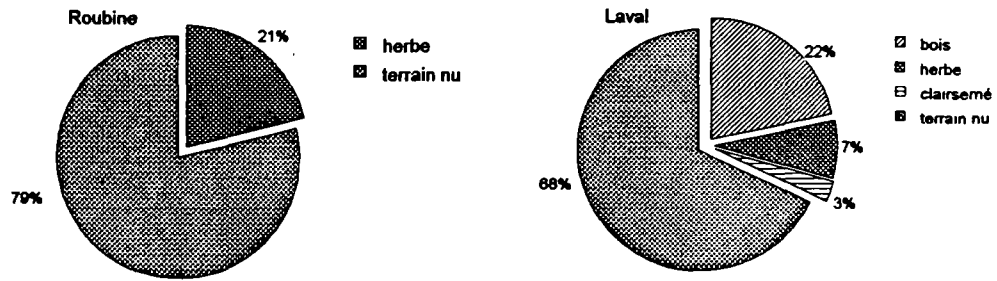


Figure 3.3. Taux de couverture végétale (%) - Roubine et Laval

### 3.2. Les bassins étudiés

Dans cette étude on analysera le comportement hydro-sédimentologique de deux bassins parmi les cinq qui constituent le projet des BVRE de Draix, dont les caractéristiques physiques sont indiquées au tableau 3.2.

On a choisi la Roubine et le Laval parce que, avec ces deux bassins, on peut bien caractériser l'unité élémentaire d'érosion et le bassin qui la contient. On aura, donc, la connaissance des phénomènes d'érosion à petite et à grande échelle.

			ROUBINE	LAVAL
Surface	( ha )		0.130	86
Surface dénudée	( ha )		0.102	63
Longueur du talweg	( m )		63	2118
Coordonnées	Lat . N		3221.31	3212.32
	Long. E		921.8	921.84
Altitude	exutoire	(m)	848	848
	maximale	(m)	885	1205
Dénivelé		( m )	37	356
Pente moyenne	du bassin	( % )	59	—
	du talweg	( % )	52	18
Temps de concentration	( min )		3-5	20-30

Tableau 3.2. Caractéristiques des bassins versants étudiés.

Dans un point de vue de production d'érosion, le Laval est classé comme petit bassin et la Roubine se place dans la classe de parcelles d'érosion. Malgré sa forme, pas tout à fait semblable à

une parcelle-témoin, la Roubine est considérée comme une ravine (ou unité) élémentaire d'érosion, car elle joue à Draix le rôle que les parcelles jouent au niveau du champ agricole, c'est à dire, l'érosion est produite seulement par les versants sous l'effet de la pluie; le milieu est globalement homogène; il n'y a pas d'influence amont.

La conception des parcelles-témoins d'érosion doit être adaptée au milieu torrentiel, car les fortes pentes des versants rendent difficiles leur installation et l'exécution de travaux de simulation de pluie, sans que l'état des versants soit modifié par le passage des équipements et du personnel. Les parcelles sont des structures implantées sur le terrain dans une portion d'espace représentative avec le souci de quantifier les processus de ruissellement et d'érosion. Leur taille varie entre quelques dizaines à quelques milliers de m<sup>2</sup>. Elles sont fermées à l'amont afin d'annuler les interférences avec le reste du versant et de ne recueillir que l'eau de la parcelle et elles sont équipées d'une gouttière et de systèmes collecteurs de l'eau ruisselée et des sédiments. Parmi les différentes parcelles décrites dans la littérature, la plus connue est la parcelle standard de Wischmeier ("unit ou standard plot") dont les caractéristiques sont: pente de 9%; longueur de 22m (72,6ft); largeur multiple de 1,83m (6ft) pour conduire à des surfaces multiples de 1/100 acre (1 acre = 4050 m<sup>2</sup>); couverture végétale uniforme et labourée en suivant la plus forte pente.

La parcelle-témoin est donc un moyen de mesurer expérimentalement la perte en sol et d'évaluer le coefficient d'érodabilité (K), car elle constitue un milieu homogène à l'inverse des bassins versants. Elle présente l'avantage de permettre la comparaison des dégradations spécifiques des terrains et de cerner le rôle de tel ou tel facteur sur le ruissellement en comparant les réponses à une même pluie. Cependant, plus sa surface est petite, plus le résultat qui y est obtenu doit être extrapolé pour fournir des chiffres à l'échelle de l'hectare ou du km<sup>2</sup>. Le passage de l'échelle de la parcelle d'érosion à l'échelle du bassin versant ajoute à l'analyse une série de phénomènes qui ne se développent pas à la petite échelle. " Les facteurs conditionnels de la dynamique identifiés sur les parcelles expérimentales continuent d'opérer à l'échelle des bassins versants. Mais il existe aussi des processus nouveaux tels que l'écoulement concentré dans les bas-fonds ou les vallées générateur de formes nouvelles. En outre, la complexité de l'analyse tient à l'hétérogénéité grandissante du milieu naturel avec la taille des unités considérées. A une variabilité dans le temps de certaines de ses caractéristiques sur parcelles, se surajoute la variabilité dans l'espace des mêmes facteurs, mais également de facteurs considérés comme globalement homogènes sur de surfaces limites: les sols et aussi la pente (MIETTON, 1988).

En synthèse, les mesures en parcelles et les mesures en bassins se complètent: les premières permettent d'éclairer précisément les modalités de chacun des processus élémentaires à l'échelle du champ et d'envisager une gestion appropriée sur un plan plutôt agronomique, tandis que les dernières permettent d'assurer la réussite dans la conduite d'autres aménagements, notamment hydrauliques. Dans ce contexte, la Roubine devient notre parcelle-témoin, que nous préférons appeler "ravine élémentaire d'érosion", car elle représente les phénomènes de production d'érosion sans l'influence de l'écoulement concentré dans un talweg principal. Elle nous permet d'établir des lois qui seront ensuite appliquées aux ravines du grand bassin versant.

### 3.2.1. Stations de mesure

Pour caractériser l'ensemble des paramètres hydrologiques, les bassins ont un site de mesures dont la composition générale est vue dans le schéma ci-dessous (Figure 3.4).

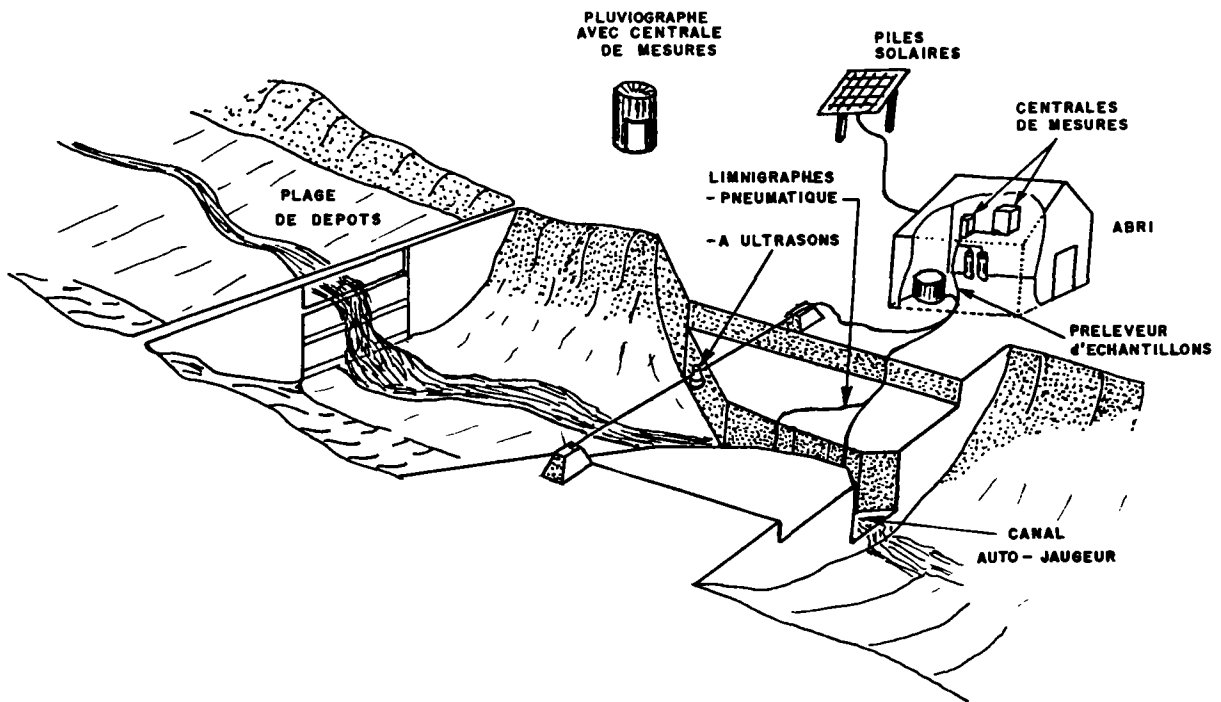


Figure 3.4. Composition d'un site de mesures

Le tableau 3.3 montre la composition de la station de mesures retenue dans cette étude. On y voit les caractéristiques des appareils ainsi que la date de démarrage des mesures. Il faut bien préciser qu'il y a eu plusieurs appareils en service, principalement pour la mesure des débits liquides, où des recherches ont été faites jusqu'à aboutir à la conception d'un nouveau limnigraphe adapté aux conditions d'écoulement très chargés en sédiments. La localisation des stations pluvio et débitométriques est présentée sur la figure 3.5.

PLUIE					DEBIT			TRANSPORT SOLIDE			
Bassin	Surface (ha)	Poste	Appareil	Date de début	Poste	Infrastructure	Appareil	Date de début	Suspension	Dépôts	Date de début
Roubine	0.13	Laval	Pluviographe à augets basculants	9/83	Roubine	Déversoir triangulaire à 90°	Limnigraphe à flotteur	10/83	Prélèvement type Manning	Cuve bétonnée de 4 m <sup>3</sup>	1/83
Laval	86	Pompe	Pluviographe à augets basculants	7/85	Laval	Jaugeur Parahal	Limnigraphe Bulle à Bulle	10/84	Prélèvement type Manning	plage de dépôts 1000 m <sup>3</sup>	10/84

Tableau 3.3. Caractéristiques des stations de mesures de la Roubine et du Laval

# Les Bassins Versants Représentatifs et Expérimentaux de Draix

## \* Pluviographes :

- |           |             |
|-----------|-------------|
| ① Laval   | ④ Pépinière |
| ② Sévigné | ⑤ Blache    |
| ③ Pompe   |             |

## \* Limnigraphes et mesure du transport solide :

- |           |                |
|-----------|----------------|
| △ Roubine | △ Brusquet     |
| △ Laval   | △ Moulin aval  |
| △ Francon | △ Moulin amont |

Ech. : 1/25 000

BRUSQUET

FRANCON

LAVAL

MOULIN

ROUBINE

Figure 3.5. Localisation des stations pluvio et délimétriques



### 3.2.1.1. Les pluviographes

Les pluviographes choisis étant du type à augets basculeurs de 20 grammes associés à des cônes de réception de 2000 cm<sup>2</sup>, la précision à attendre sur la hauteur d'eau est de 0,1 mm .

Compte tenu des conditions climatiques attendus sur les lieux d'expérimentation, l'abri classique a été remplacé par un armoire calorifugée et chauffée par brûleur propane moins pour capter la neige que pour éviter le gel de l'eau résiduelle dans l'auget. Cette surcharge de l'auget entraîne souvent une surestimation de la valeur de la pluie.

Les basculements d'augets sont enregistrés dans la mémoire vive d'une centrale de mesures type SAB, grâce à un microprocesseur qui, piloté par une horloge, scrute à intervalle de 1 minute le contenu du compteur. Deux informations sont enregistrées: la valeur du temps relatif depuis la dernière inscription suivie de la valeur du compteur.

### 3.2.1.2. Les stations limnigraphiques

Au point de vue principe de conception, les stations limnigraphiques sont situées à l'aval des plages de dépôts destinées à assurer une mesure des transports solides, mais également à assurer la protection des stations, car des blocs assez volumineux sont en effet transportés par les écoulements très chargés qui se produisent sur les bassins.

Les sections de contrôle choisies sont le déversoir triangulaire pour les bassins avec peu de transports solides (Roubine) et le seuil du type Parshal pour le Laval. L'enregistrement des hauteurs d'eau sont faits par deux types d'appareils : un limnigraphe à flotteur (Roubine) et un limnigraphe bulle à bulle (Laval).

Les limnigraphes à flotteur sont fiables et d'une utilisation simple. Leur principal inconvénient vient du fait que leur installation nécessite un tube de tranquillisation dans lequel le flotteur doit se déplacer librement. Or dans le cas des écoulements chargés, cet espace de tranquillisation constitue une zone privilégiée de dépôt. Si, comme à la Roubine il peut être nettoyé régulièrement, les résultats ne sont pas perturbés. En revanche, si ce nettoyage est imparfait et les apports solides très importants comme à la station du Laval, l'enregistrement des décrues peut être totalement perturbé, comme montre par exemple la figure 3.6.

Les limnigraphes à injection d'air bulle à bulle ont été choisis parce que leur système d'injection évite la nécessité des puits tranquillisants. Toutefois ils sont sujets à divers types de perturbations:

\* bouchages de la tubulure d'adduction d'air fréquemment en période de gel, donnant lieu à une montée importante de la pression conduisant à un tracé aberrant (figure 3.6)

\* en moyennes eaux apparaît un phénomène particulier de tracé "tremblé" qui se présente par la montée brusque des niveaux, montées et descentes, jusqu'au retour brusque à la cote originelle (Figure 3.6 ).

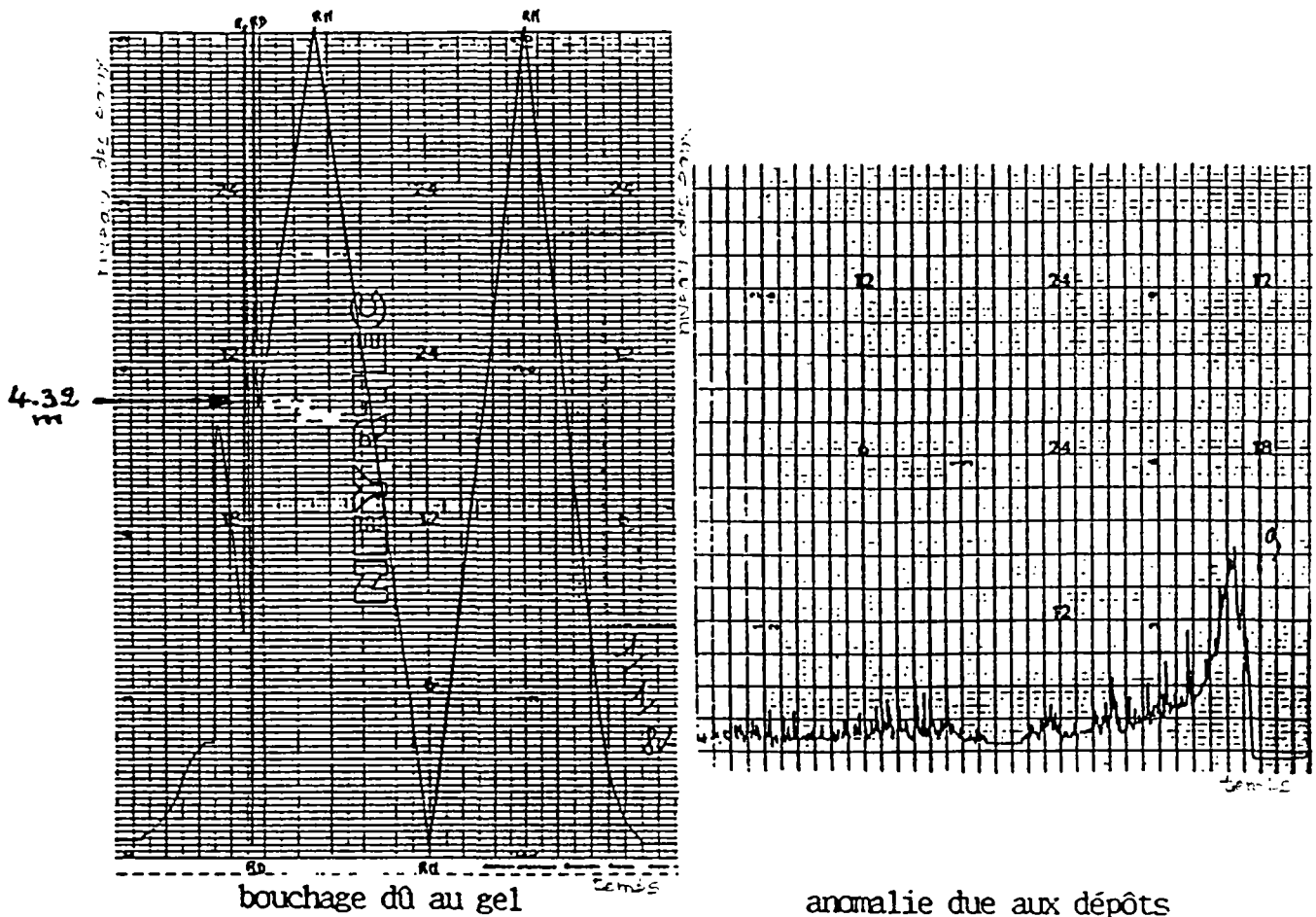


Figure 3.6. Exemple de mauvais enregistrement des données.

### 3.2.1.3. Stations de mesure des transports solides

Les matériaux transportés sont piégés dans des plages de dépôts établies à l'amont des stations limnigraphiques par un barrage filtrant. Toutefois cette plage de dépôts ne peut prétendre arrêter la totalité des particules solides; particulièrement les particules fines mises en suspension. Un système à échantillonnage discret de la suspension est disponible sur le terrain pour assurer la connaissance complète du transport solide. Donc, les stations de mesure des transports solides sont constituées par deux éléments: la plage de dépôts et le préleveur d'échantillons.

#### Les plages de dépôts

Bien que similaires dans leur conception, les deux installations sont différentes au niveau de la technique de mesure. A la Roubine, où elle est destinée à recueillir les matériaux issus d'une surface d'environ 1020 m<sup>2</sup>, la plage de dépôts est constituée par un cuvelage du talweg avec bajoyers verticaux constituant une cuve de 4 m<sup>2</sup> environ, fermée à l'aval par une grille amovible à maille carrée de 20 mm. Elle est visitée régulièrement toutes les semaines et les dépôts sont soit retirés à la pelle et au seau, celui-ci servant de système de mesure, soit cubés par mesure systématique des épaisseurs et retirés par évacuation hydraulique.

Au Laval, la plage de dépôts est constituée d'un barrage grillé qui barre le lit du torrent à l'amont de la station de mesures dans une partie relativement rectiligne et large. En moyenne, cette plage mesure 70 m de long et 6 m de large avec une pente d'environ 4 %. Le barrage est constitué de deux ailes type poids et d'un corps central perméable formé de poutrelles métalliques en U espacées de 50 cm et doublées de métal déployé, avec une hauteur de 2,40 m au déversoir, ce qui lui donne une capacité d'environ 1000 m<sup>3</sup>.

Le principe de mesure est simple. A la mise en service, après chaque événement, on faisait un levé du profil en travers entre chaque série de piquets métalliques implantés sur les berges. A compter de août/89, on a remplacé le système des profils par l'emploi d'un appareil électronique qui, par émission des rayons infrarouge, permet le levé des profils en travers sans le besoin de les matérialiser sur le terrain (fil de nylon tendu entre deux piquets). Les cotes du fond ainsi obtenues sont traitées par un modèle numérique du terrain qui fournit les volumes cumulés. Chaque fois que la plage est pleine, on effectue son curage au moyen d'une pelle mécanique.

### Les prélèvements d'échantillons

Les matériaux fins qui échappent au piégeage sont mesurés à l'aval de la station limnigraphe par moyen de prélèyeurs de type Manning. Cet appareil a la capacité de prélever 24 échantillons de 500 ml grâce à un système d'aspiration par création de vide, qui assure une plus grande vitesse de transfert sans risque d'écrasement du matériau. En plus, l'existence d'une version permettant une programmation assez sophistiquée à partir d'un limnigraphe, permet la définition de leurs conditions de mise en route et de repérer les heures de prélèvements. Ce programme d'asservissement en fonction du niveau d'eau et du temps permet le suivi de la crue et la restitution de l'hydrogramme des suspensions (sedimentogramme) dans des conditions variables fixées au cas par cas selon les caractéristiques du torrent (figure 3.7).

Chacune des 24 bouteilles qui constituent le prélèvement est ensuite traitée au laboratoire. Ces échantillons sont séchés à l'étuve et pesés pour qu'on ait la concentration en sédiments.

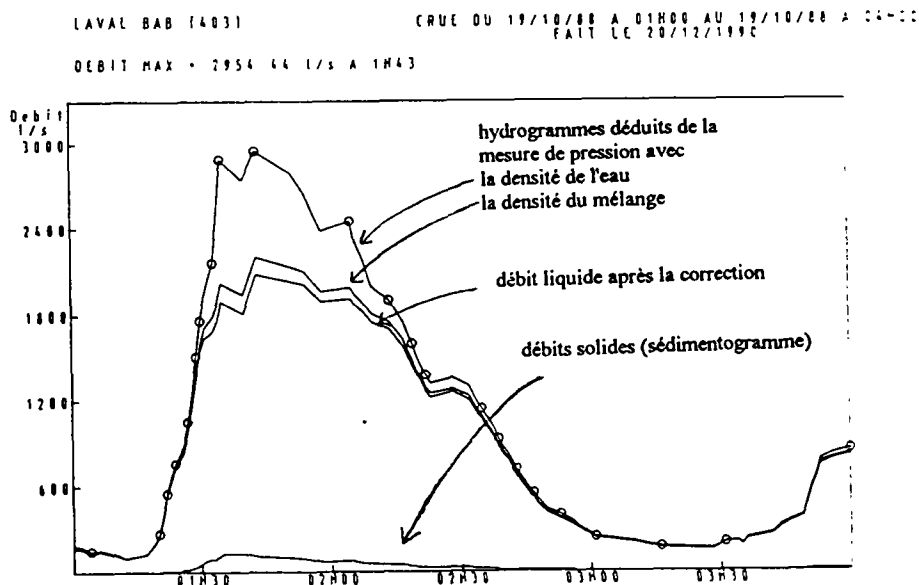


Figure 3.7. Exemple de prélèvement.

### 3.2.1.4. L'enregistrement et l'archivage des données

Tous les appareils enregistreurs de pluie et de hauteurs d'eau sont dotés d'un système d'enregistrement sur mémoire morte qui présente, par rapport aux systèmes d'enregistrement habituels sur tables déroulantes, de nombreux avantages : autonomie supérieure, risque de panne moindre et données prêtes à subir un traitement informatique. Ces enregistrements sont stockés sur mémoire vive SAB 600-LMN et relevés à chaque visite hebdomadaire à l'aide d'un micro-ordinateur portable. Dès le retour de l'équipe de terrain, les informations recueillies sont transférées sur la mémoire de masse d'un ordinateur, tandis que la cassette originale est archivée.

Les données pluviométriques sont traitées par un programme de calcul permettant d'établir les pluies journalières et de vérifier la continuité des temps. Il en va de même pour les hauteurs limnigraphiques. Ces données sont soigneusement critiquées par une procédure informatique mise au point pour confronter les informations des SAB 600-LMN, des enregistrements papier et des notes manuscrites établies lors des visites de terrain.

Quelle que soit la méthode utilisée, elle débouche sur un fichier de données interprétées. Les résultats des diverses stations sont comparés entre eux afin de éliminer certaines anomalies, permettant d'obtenir un fichier de données critiquées avec lesquelles on peut travailler.

### 3.2.2. Catalogue des événements

Pour permettre les études ultérieures, certains traitements sont menés au fur et à mesure de la réception des données. Un catalogue des averses et fortes intensités est constitué avec les pluies journalières supérieures à 5 mm. Un balayage systématique permet d'extraire les hauteurs et intensités de pluie maximales observées en 1, 3, 5, 10, 15, 20, 30, 45 et 60 minutes et un logiciel permet d'obtenir le hyétogramme sur l'écran ou sur table traçante.

Pour les épisodes ayant provoqué un écoulement, un programme permet de tracer sur un même graphique le débit du cours d'eau, le hyétogramme de la pluie génératrice et, s'il y a lieu, les prélèvements réalisés. Un catalogue des crues est constitué avec le débit de pointe, le volume et la lame écoulés.

Selon une étude faite au CEMAGREF (1988), les journées avec pluie supérieure à 0,1 mm sont considérées comme **jours de pluie**, tandis que pour les pluies supérieures à 5 mm, elles sont **jours d'averse**. La réaction d'un bassin est détectée par le mouvement positif du niveau d'eau enregistré par les limnigraphes. Compte tenu de ces définitions, les résultats globaux depuis l'année 84 sont comptabilisés dans le tableau 3.4.

	ROUBINE					LAVAL		
	jours de pluie	jours d'averse	nombre de réactions	nombre de crues échantillonnées	nombre d'échantillons recueillis	nombre de réactions	nombre de crues échantillonnées	nombre d'échantillons recueillis
1984	82	53	29	14	0	-	49	0
1985	88	44	19	2	2	31	14	22
1986	123	43	21	5	6	28	51	106
1987	144	51	22	8	9	29	77	192
1988	132	49	48	3	25	52	3	35
1989	92	36	20	7	49	28	7	49
1990	126	61	35	-	-	61	-	-

Tableau 3.4. Catalogue des événements - résultats globaux

Le tableau 3.4 montre qu'il y a de l'ordre de 100 jours de pluie ( $>0,1$  mm) par an; mais la moitié seulement avec une pluie supérieure à 5 mm. Sur ces 50 jours d'averse, la moitié provoque une réaction dans la Roubine, tandis qu'environ les trois quarts provoquent une réaction du Laval.

### 3.2.3. Pluviométrie et pluie limite

Sur le site des BVRE de Draix sont installées trois pluviographes: Laval, Pompe et Seigné, dont les distances entre eux (de l'ordre du km) conduisent à une forte corrélation entre les pluies mesurées en chaque poste (CEMAGREF, 1987) au niveau mensuel et journalier. En conséquence, les calculs des pluies moyennes sur les bassins est simplifié et il n'y aura pas de difficultés particulières pour compléter les données manquantes à partir des postes voisins, car les valeurs d'un poste à l'autre sont relativement peu différentes.

Analysant la réponse du bassin à une pluie donnée, on constate (CEMAGREF, 1987) que le pluviographe de Pompe est mieux corrélé avec l'écoulement mesuré à la station du Laval et que le pluviographe du Laval est bien corrélé aux écoulements de la Roubine.

	jan.	fév.	mar.	avr.	mai	jun.	jui.	août	sept.	oct.	nov.	déc.	
1985	33.3 102.5	16.4 41.0	20.8 99.4	7.0 29.2	22.4 162.0	12.5 46.9	7.6 15.6	58.8 86.8	25.8 35.2	7.1 12.3	32.4 96.3	13.1 34.6	761.8
1986	27.5 108.2	17.6 60.9	6.3 23.2	33.9 182.9	16.6 45.8	17.0 37.6	47.5 86.8	47.7 71.5	40.2 96.0	8.8 21.6	38.3 52.1	11.7 18.5	805.6
1987	12.4 31.3	22.3 59.9	16.1 54.2	36.3 128.6	15.5 49.2	35.0 80.4	29.9 142.7	47.0 82.3	13.9 38.9	52.9 178.2	8.3 30.2	19.5 66.8	942.7
1988	14.9 60.8	8.7 34.2	21.4 56.1	15.3 68.9	22.4 152.3	17.7 95.5	12.1 26.6	21.4 22.6	8.9 21.1	66.4 178.1	14.4 29.2	17.4 28.9	774.3
1989	7.4 8.8	35.4 89.5	9.7 25.5	46.1 169.7	15.5 74.5	3.9 24.8	7.9 16.0	21.1 23.3	27.1 44.2	12.4 19.4	27.5 49.0	16.7 48.3	592.9
1990	16.2 24.9	18.5 64.9	11.1 27.7	18.4 109.6	40.2 105.8	14.5 33.0	31.7 37.1	27.3 107.5	10.1 27.4	42.2 226.2	26.6 60.3	35.5 53.6	878.0
1991	9.9 16.9	18.7 51.9	48.0 102.1	14.8 27.5	14.2 48.5	10.9 48.4	15.7 19.9	19.8 50.4	98.7 240.4	34.5 116.4	64.1 146.8	3.8 7.7	876.9
	50.5	57.5	55.4	102.2	91.2	52.4	49.2	63.5	71.9	107.5	66.3	36.9	804.5

33.3 = pluie journalière maximale (mm)

102.5 = pluie totale mensuelle (mm)

Tableau 3.5. Précipitation totale mensuelle et pluie journalière maximale - Poste pluviographe du Laval

	jan.	fév.	mar.	avr.	mai	jun.	jui.	août	sept.	oct.	nov.	déc.	
1985	33.2 100.7	15.9 39.9	20.5 97.1	6.8 28.6	31.4 157.4	12.1 45.7	7.4 15.5	61.6 108.8	25.2 38.6	10.1 16.1	35.0 103.8	11.0 34.1	786.1
1986	29.0 116.6	17.1 63.4	6.1 24.0	27.0 166.0	10.2 39.0	15.3 37.2	53.0 85.3	48.6 74.8	41.7 93.0	10.1 24.3	38.8 53.1	10.3 18.8	795.5
1987	14.7 32.7	21.6 60.9	17.5 60.7	39.3 131.2	17.8 52.9	39.7 90.6	29.9 162.8	50.2 90.7	13.9 40.0	52.8 197.9	9.8 32.7	17.8 58.2	1011.3
1988	15.7 72.8	10.0 40.0	22.4 59.4	15.9 80.2	25.1 157.2	30.7 115.8	14.3 29.5	25.4 26.5	9.9 22.5	68.6 202.3	16.3 31.0	18.3 29.5	866.6
1989	7.9 9.0	31.1 60.3	14.8 59.8	45.3 214.8	26.7 92.8	18.7 54.7	12.6 36.0	30.2 32.9	26.9 44.7	10.6 17.9	28.2 64.7	14.4 50.9	738.5
1990	18.5 24.7	30.0 75.5	11.6 28.5	19.4 105.5	41.3 119.7	17.5 37.1	17.9 26.6	32.7 93.2	10.3 27.2	47.6 239.2	26.3 64.3	42.1 50.1	891.6
1991	9.8 15.5	18.2 50.3	46.6 99.2	14.4 29.8	16.1 62.0	12.6 47.3	14.8 22.0	22.7 48.5	101.9 235.3	40.8 123.9	63.1 153.3	6.5 9.6	897.1
	53.1	55.8	62.2	108.0	97.3	61.2	54.0	67.9	71.6	117.4	71.8	35.9	855.2

33.2 = pluie journalière maximale (mm)

100.7 = pluie totale mensuelle (mm)

Tableau 3.6. Précipitation totale mensuelle et pluie journalière maximale - Poste pluviographe de Pompe

Les distributions de la précipitation mensuelle à Pompe et au Laval sont indiquées dans la figure 3.8. On constate que les plus grandes précipitations sont enregistrées au mois de avril et de octobre.

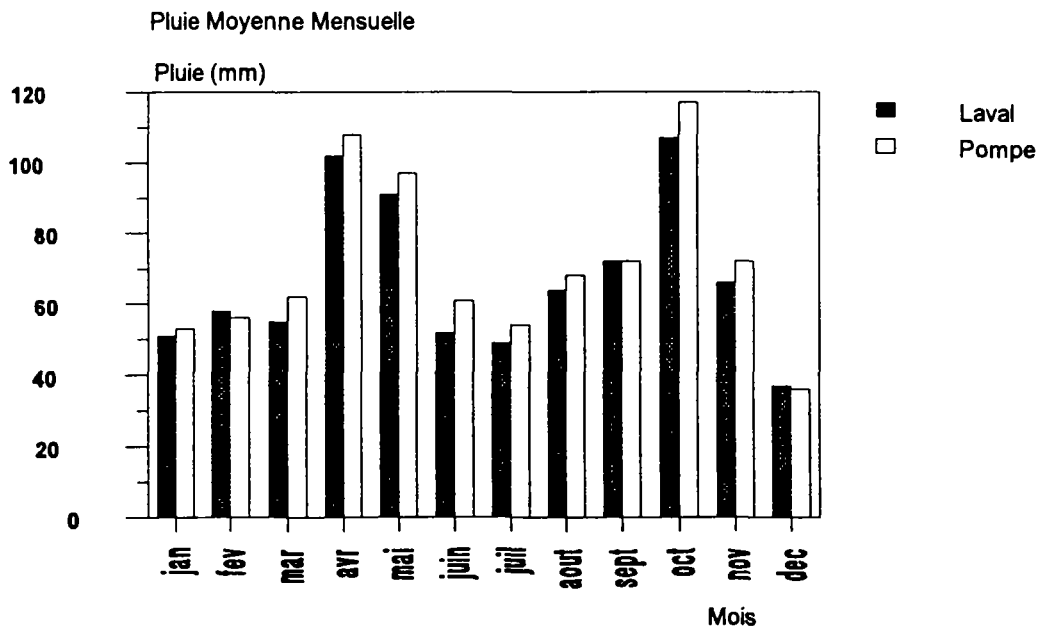


Figure 3.8. Précipitation mensuelle aux postes pluviométriques Laval et Pompe

Au niveau journalier, on constate que la plus grande pluie mesurée à Pompe a été 101.9mm (sept/91) et au Laval, 98.7 mm (sept/91).

Les pluies totales annuelles sont vues dans la figure 3.9. Au poste de Pompe environ  $868,7 \pm 103$  mm tombent à chaque année, tandis que au Laval on observe  $819.7 \pm 109$  mm. Les années les plus pluvieuses ont été 1987 et 1991.

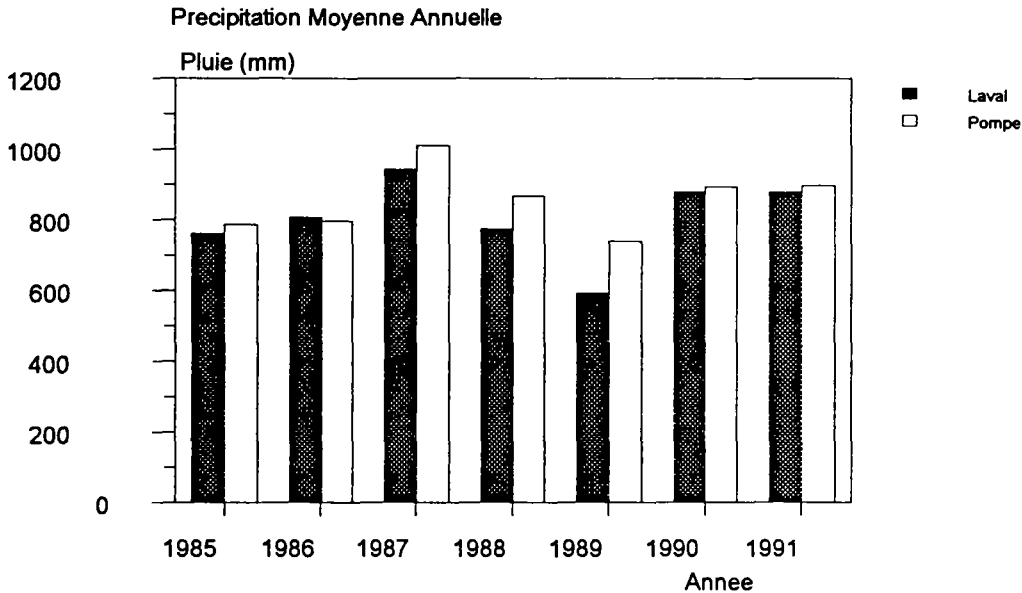


Figure 3.9. Precipitation moyenne totale annuelle aux postes pluviométriques Laval et Pompe

### Pluie Limite

La méthode de la pluie limite consiste à étudier la hauteur de pluie journalière donnant un écoulement en fonction de la durée de l'épisode sec précédant. Les résultats des "réactions" des bassins versants montrent que les bassins réagissent dans l'ordre suivant: la Roubine commence à ruisseler plus tard que le Laval. Cette méthode est présentée dans les figures 3.10 et 3.11 où la durée de l'épisode sec est le nombre de jours séparant l'épisode pluvieux du dernier ruissellement.

Deux lois pour décrire la pluie limite ont été établies à partir des figures 3.10 et 3.11.

$$\text{ROUBINE : } P_{\text{lim}} = 16 - 10 e^{-0.53 t_s}$$

$$\text{LAVAL : } P_{\text{lim}} = 9 - 6 e^{-0.59 t_s}$$

où  $P_{\text{lim}}$  est la pluie limite en millimètres et  $t_s$  est le temps sec en jours. On voit que pour une même période sèche, la Roubine commence à ruisseler plus tard que le Laval; l'asymptote de la pluie sans écoulement pour la Roubine est de 16 mm et pour le Laval, 9 mm. On peut en conclure que les pertes sont plus importantes sur une unité élémentaire, dont les caractéristiques topographiques et morphologiques sont presque homogènes, que sur un bassin versant pour lequel l'hétérogénéité joue un rôle important.

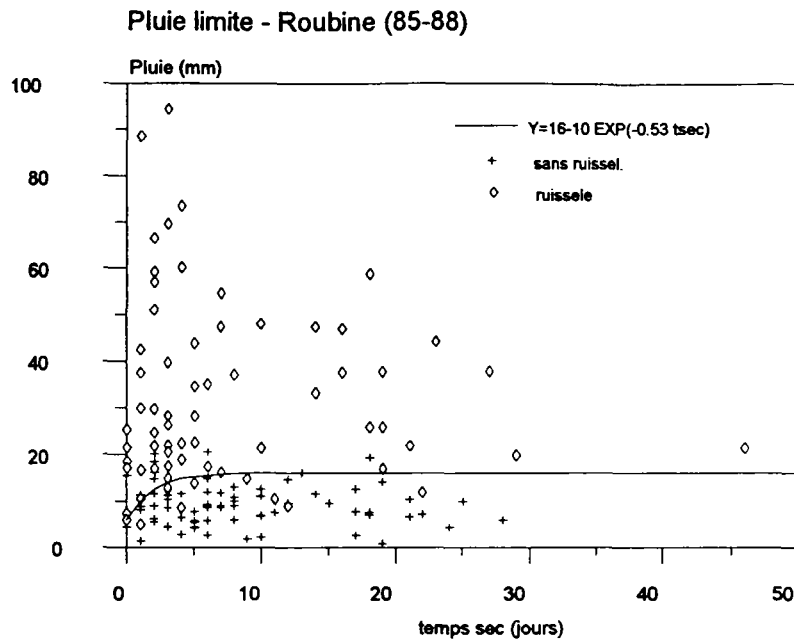


Figure 3.10. Pluie limite à la Roubine

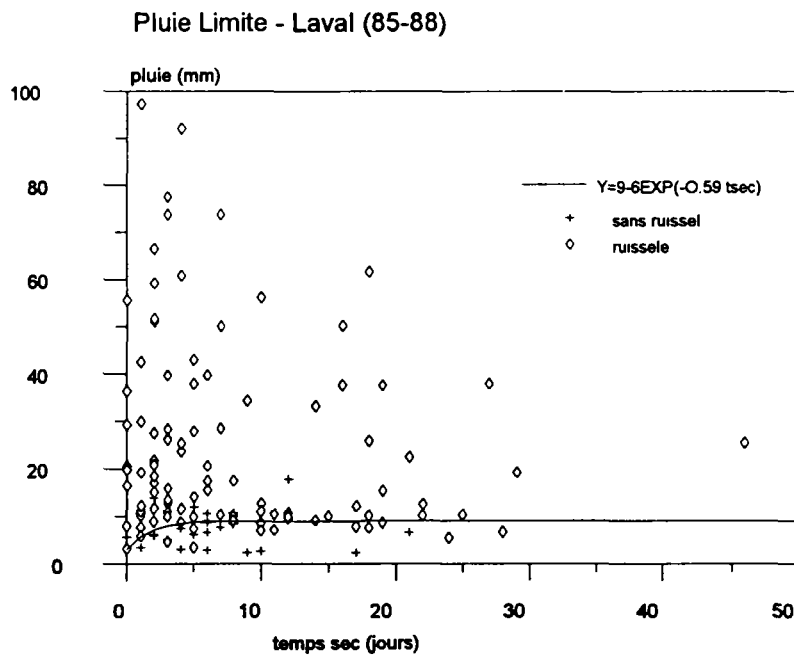


Figure 3.11. Pluie limite au Laval.

### 3.2.4. Les ruissellements

Pendant les années 85-90 au moins 120 crues ont été enregistrées au Laval et à la Roubine. A part les difficultés pour la mesure des faibles débits, le tableau 3.7 montre une synthèse des hauteurs totales de pluie (P) et de ruissellement (E) ainsi que leurs coefficients de ruissellement



moyens annuels (C). La lame écoulee annuelle a été déterminée par l'analyse du volume écoulé par les épisodes ayant engendré une crue; les jours de faible débit ont donc été négligés. D'après le tableau 3.7 on constate que la Roubine écoule 16% du total de la pluie annuelle tombée, tandis que pour le Laval le rapport entre les lames écoulee et tombée est de 21%.

	ROUBINE			LAVAL		
	P(mm)	E(mm)	C	P(mm)	E(mm)	C
1985	762	167	0.22	786	152	0.19
1986	806	146	0.18	795	161	0.20
1987	943	148	0.16	1011	216	0.21
1988	774	111	0.14	867	169	0.19
1989	593	61	0.10	738	107	0.14
1990	878	110	0.13	892	266	0.30
1991	877	138	0.16	897	232	0.26
moyenne	--	126	0.16	--	186	0.21

Tableau 3.7. Synthèse des hauteurs totales de pluie tombées et écoulées - Roubine et Laval.

### 3.2.5. Le transport solide

Les informations concernant le transport solide sont bien plus limitées que celles concernant les pluies et les ruissellements. En partie à cause des problèmes de mise en route des prélèvements d'échantillons et en partie à cause des relevés de la plage de dépôts qui dans la plupart des cas correspondent à la production d'érosion d'une série de crues.

Une analyse globale annuelle nous conduit à un apport moyen de sédiments à la plage de dépôts d'environ 1802 m<sup>3</sup>/an pour le Laval et 8.31 m<sup>3</sup>/an pour la Roubine (tableau 3.8).

En moyenne chaque millimètre de pluie tombée sur le Laval produit 0.03 m<sup>3</sup>/ha de sédiments qui sont stockés dans la plage de dépôts, tandis que à la Roubine la production est de 0.09 m<sup>3</sup>/ha .

	ROUBINE			LAVAL	
	Pluie (mm)	E (mm)	V <sub>dep</sub> (m <sup>3</sup> )	E (mm)	V <sub>dep</sub> (m <sup>3</sup> )
1985	774	167	6.3	152	1310
1986	766	146	13.94	161	2272
1987	947	148	8.67	216	2366
1988	771	111	9.28	169	1475
1989	620	61	4.72	107	910
1990	826	110	7.31	266	2583
1991	804	138	7.01	232	1697
moyenne	783	126	8.31	186	1802

Tableau 3.8. Apport annuel de sédiments à la plage de dépôts - Roubine et Laval.

Une analyse annuelle des volumes de sédiments mesurés avec les prélèvements est difficile à faire pour le moment, car les prélèvements sont assez souvent défectueux. On ne peut donc pas avoir une idée des volumes transités annuels, sans s'aider de quelques lois empiriques permettant de les décrire (voir chapitre IV).

Analysant l'ensemble des événements mesurés au Laval, année par année, on constate que:

- \* chaque pluie ne donne pas forcément un écoulement et que chaque écoulement ne produit pas un volume solide en proportion;
- \* les périodes d'hiver sont des périodes d'inactivité au point de vue de la production d'érosion, mais qui peuvent être très actives au niveau de la désagrégation du sol et de la création d'un stock de sédiments sur les versants, disponible pour être entraîné par le ruissellement. Cela se constate par les volumes de terre importants mesurés aux alentours du mois de mars;
- \* les périodes sèches (juillet-août) sont elles aussi suivies d'épisodes à fort transport solide. A l'exception de l'année 89, les pluies d'octobre sont très "productrices" ; on peut même dire qu'elles sont capables de nettoyer les versants. Ce phénomène peut être lié à l'intensité des pluies ou à la présence de matériaux disponibles pour provoquer une coulée boueuse après la saturation.

Pour le moment, savoir quelle est la contribution du volume mesuré à la plage de dépôts et du volume de matériau transité à la totalité des sédiments érodés est une tâche difficile à faire, car il y a très peu d'épisodes avec la mesure simultanée de ces deux types de volume. On ne peut pas maintenant dresser un tableau de synthèse de la production totale d'érosion analogue à celui fait par le volume déposé, car on doit exécuter un travail d'analyse de ces variables, ce qui permettra de compléter les données manquantes. On étudiera ce problème dans le chapitre IV.

### 3.3. Les écoulements observés à Draix.

L'analyse des écoulements observés à Draix (Laval et Roubine) nous amène, dans un premier temps, à essayer de les situer dans les domaines de l'hydraulique des écoulements chargés, pour ensuite choisir les modèles qui seront capables de les représenter.

Tout d'abord, à la lumière des critères de classification des écoulements très chargés (item 2.3.3.1), on va déterminer si les écoulements mesurés appartiennent ou non au cadre des fluides newtoniens. Ensuite, on analysera les mesures de MES dans le but de les relier aux caractéristiques de l'écoulement. Enfin on interprétera ces mesures en analysant les courbes d'hystérésis formées par la variation de la concentration pendant le passage de l'onde de crue.

#### 3.3.1. Nature des écoulements.

Dans la conception des structures de mesure du transport solide à Draix, les plages de dépôt stockent les gros blocs, les matériaux grossiers et une partie des matériaux fins, dont l'autre partie est mesurée par les préléveurs de suspension. On considère donc que le volume solide total produit par une crue est la somme des ces deux volumes. Par l'analyse des mesures des écoulements juste avant l'entrée de la plage ( $V_{\text{sol}} = V_{\text{mes}} + V_{\text{dep}}$ ), on voit que les concentrations en volume (rapport entre le volume solide total et le volume total) varient entre 2 et 7% pour le Laval et entre 4 et 42% pour la Roubine (tableau 3.9).

Les épisodes adoptés dans cette analyse sont ceux où on dispose de la mesure simultanée des volumes déposés et transités, dont la somme nous donnera le volume total de sédiments en transport avant de subir les effets de la plage de dépôts. Ce procédé nous conduit à fixer 11

épisodes pour la Roubine et à peine 4 pour le Laval. Considérant l'ensemble de crues prélevées, la concentration maximale mesurée est de 205 g/l (le 25/08/85) pour la Roubine et de 489 g/l (le 18/08/86) pour le Laval.

R O U B I N E							
Date	V <sub>mes</sub> (l)	V <sub>dep</sub> (l)	V <sub>sol</sub> (l)	V <sub>liq</sub> (l)	C <sub>v</sub> (%)	V <sub>sol</sub> /V <sub>liq</sub> (%)	C <sub>max</sub> (g/l)
01/07/86	160	4090	4250	5760	42.46	73.78	86
26/08/86	37	525	562	15370	3.48	3.66	15
24/09/86	35	725	760	10835	6.55	7.01	29
28/09/86	640	2200	2840	17250	14.14	16.46	166
03/09/87	3	30	33	700	4.50	4.77	15
05/10/87	24	460	484	8400	5.45	5.75	19
06/10/87	15	330	345	5600	5.80	6.16	26
20/08/88	187	1050	1237	6050	16.98	20.45	113

L A V A L							
Date	V <sub>mes</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>dep</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>sol</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>liq</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>v</sub> (%)	V <sub>sol</sub> /V <sub>liq</sub> (%)	C <sub>max</sub> (g/l)
24/08/87	141	210	351	11438	2.98	3.07	296
20/08/88	258	65	323	4498	6.70	7.18	330
18/10/88	327	395	722	32878	2.15	2.20	183

Tableau 3.9. Concentrations volumétriques de l'écoulement avant la plage de dépôts - Roubine et Laval.

L'application systématique aux épisodes vus sur le tableau 3.9 des différents critères de classifications des écoulements présentés dans le paragraphe 2.2.3.2. nous amène à dire que:

**\* Au Laval :**

\* ils sont dans la plupart des cas newtoniens, di-phasiques et turbulents; avec les matériaux grossiers placés près du lit et les fines distribuées au sein de l'écoulement ;

\* ils ont un comportement liquide sans rigidité initiale ( $C_v < 60\%$ ) ;

\* il ne s'agit pas de laves torrentielles ( $C_v < 36\%$ );

\* ils sont considérés comme écoulements assez chargés ou très chargés.

**\* A la Roubine :**

- \* ils sont newtoniens, à l'exception des épisodes du 20/08/88 et 01/07/86;
- \* ils ont un comportement liquide sans rigidité initiale;
- \* sauf l'épisode du 01/07/86, ce ne sont pas des laves torrentielles;
- \* ils sont considérés comme écoulements assez ou très charges.

A partir des résultats de l'application des critères de classification des écoulements chargés en sédiments, on démontre d'une manière pratique la constatation faite dans le paragraphe 2.2.3.1 de l'existence d'aucun accord sur la répartition et la classification des différents écoulements existants et on confirme que leur application doit être accompagnée d'une analyse détaillée de leur signification. On constate aussi qu'un même épisode peut à la fois être considéré comme très chargé ou comme lave torrentielle; comme écoulement peu chargé en sédiments ou hyperconcentré, en fonction du chercheur et des ses conditions d'étude: type de sédiment, origine de l'écoulement, nature du phénomène initiateur...). Par exemple, la crue du 01/07/86 a produit 4250 l de sédiments avec un volume liquide de 5760 l, ce qui donne une concentration volumique moyenne de 42%. Elle est classée soit comme écoulement hyperconcentré (COSTA; FAN et DOU), soit comme lave torrentielle (TAKAHASHI), ce qui bien exemplifie les contradiction citées auparavant.

Pour faire une synthèse des différents critères adaptée aux écoulements qu'on observe à Draix, on adopte la classification basée sur la concentration en sédiments et la nature du matériau (MEUNIER,1991). Le seuil de concentration volumique pour que le comportement physique du fluide soit modifié est fixé en 36% (valeur moyenne des critères présentés sur le tableau 2.9). Ce seuil correspond assez bien à celui proposé par DAVIES (1986) pour la séparation entre les écoulements chargés turbulents (type I, selon Davies) où le transport des sédiments grossiers se fait près du fond et les autres types d'écoulements ("débris flows") où le transport plus intense se fait sans tri de matériau et par bouffées.

Considérant donc la concentration volumique de 36% (masse spécifique du mélange égale à 1600 kg/m<sup>3</sup>), on voit que dans l'ensemble, les épisodes mesurés à Draix appartiennent aux fluides newtoniens en écoulement turbulent, parfois très chargés en sédiments. Cette charge solide, associée aux fortes pentes, aura des effets sensibles sur le transport solide par charriage (comme on verra dans le chapitre V). La seule exception est la crue du 01/07/86 classée comme lave torrentielle sur la Roubine et qui sur le Laval a été capable de remplir la plage de dépôts (environ 700m<sup>3</sup>).

### **3.3.2. Analyse et interprétation des mesures des matières en suspension (Dédution des concentrations de flux - sédimentogrammes)**

Deux types de concentration peuvent être mesurées: la concentration de flux, rapport entre les valeurs du débit solide et du débit liquide, et la concentration volumique où le volume de sédiments à un instant donné est rapporté au volume liquide ou au volume total. Dans les stations de jaugeage de Draix, les sédiments grossiers sont retenus dans la plage de dépôts, on peut donc considérer que les particules solides et le fluide en aval des pièges vont à la même vitesse: pour les faibles concentrations les particules doivent être en suspension; pour les fortes concentrations, la

charge en particules fines conduit à régulariser la turbulence, à lier les particules entre elles et donc à homogénéiser les vitesses des particules solides et fluides.

A propos de la méthode de mesure, pour que la concentration mesurée soit celle qui existe réellement dans l'écoulement, il faudrait que la vitesse avec laquelle se fait l'aspiration soit égale à celle de l'écoulement. La vitesse d'aspiration indiquée par le catalogue du constructeur des prélèyeurs semble de l'ordre de 1 m/s avec la profondeur d'aspiration des sites en étude. Cette vitesse est rapidement atteinte par les écoulements, car avec seulement 5 cm de hauteur d'eau dans un canal Parshall de deux pieds, on a déjà une vitesse moyenne de 60 cm/s (CEMAGREF, 1987). Donc, la vitesse d'aspiration est du même ordre de grandeur que la vitesse de l'écoulement.

A Draix, on mesure la concentration des matières en suspension en chaque flacon prélevé et puis on déduit la concentration volumique. Ces valeurs doivent être rapportées aux valeurs des débits liquides mesurés pour qu'on puisse en déduire les concentrations de flux, c'est à dire, le débit solide correspondent aux Cmes mesurés. Pour y arriver, on doit interpréter les prélèvements afin d'éliminer les problèmes créés quand on dérive un comportement continu à partir des mesures ponctuelles.

Le fait que les prélèvements se font ponctuellement et de façon discontinue pose encore deux types de problèmes pour leur emploi:

- a. interpolation ou extrapolation dans le temps;
- b. passage de la mesure ponctuelle à la valeur moyenne.

#### a. interpolation ou extrapolation dans le temps

L'interpolation des valeurs de la concentration entre deux instants de prélèvements se fait sans trop de difficultés si l'hydrogramme en entier est à peu près décrit par des points de prélèvements.

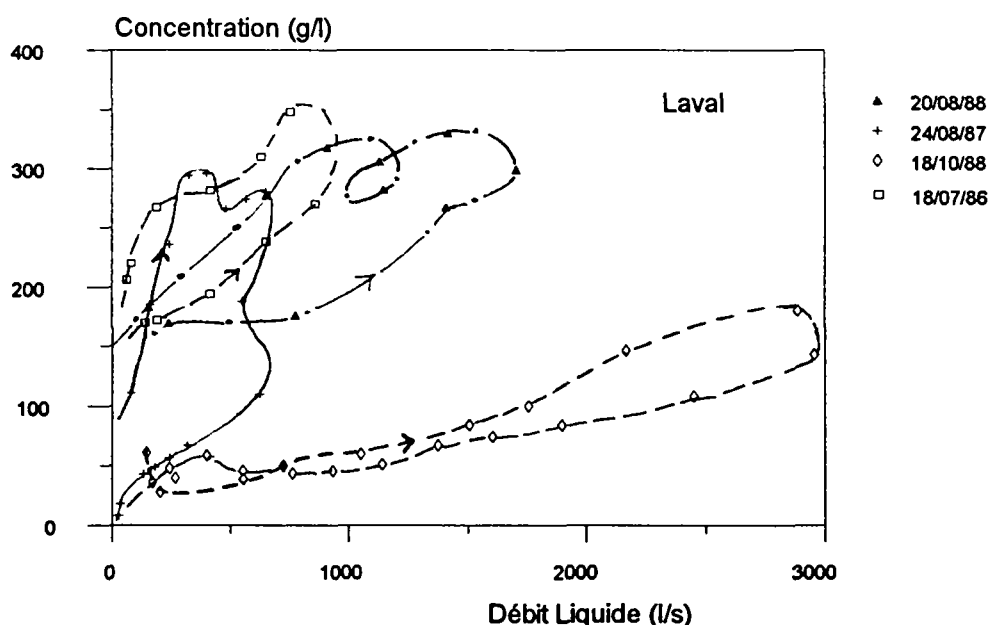


Figure 3.12. Exemples de courbes d'hystérésis mesurées au Laval

Analysant l'évolution des concentrations (g/l) avec le débit liquide, on constate la présence du phénomène d'hystérésis. Chaque crue semble avoir sa caractéristique propre et son déterminisme particulier. Certaines crues ont même de boucles d'hystérésis successives avec une diminution de la concentration à débit constant (Figure 3.14). Les courbes d'hystérésis sont dans l'ensemble orientées dans le sens trigonométrique et souvent les maximums de débit solide et liquide sont concomitantes. On peut donc en déduire une certaine correspondance entre la concentration et le débit liquide pour chaque crue qui présente suffisamment de prélèvements et générer la concentration probable à des points où il n'y a pas eu de prélèvements.

*b. Passage de la mesure ponctuelle à la valeur moyenne.*

Les prélèvements sont faits aux points bas des écoulements, ce qui oblige à se poser la question de la connaissance du profil de concentrations. A Draix, on ne dispose pas des mesures des profils de vitesses, mais dans la littérature il y a des courbes de profil de  $C_{mes}$  en fonction de la profondeur de l'écoulement, qui montre que le profil est assez vite très vertical, surtout lorsque la concentration est élevée. Quelques indices permettent d'accepter dans un premier temps cette valeur de concentration comme la valeur de la concentration moyenne:

- \* l'agitation de l'écoulement à l'amont de la section de mesures (aval de la plage de dépôts) homogénéise les valeurs de concentration;
- \* le bief qui sépare la section où l'écoulement est homogénéisé et la section de mesures est bien court pour qu'une stratification s'installe;
- \* à de fortes concentrations s'établit un équilibre entre la teneur en MES et les microturbulences;
- \* l'observation visuelle indique que l'homogénéité de l'écoulement est vraisemblable.
- \* quelques rares prélèvements manuels ont indiqué que la concentration en différentes profondeurs est à peu près la même qu'au fond, confirmant l'hypothèse d'un profil de concentrations vertical.

Donc, dans un premier temps, on acceptera les concentrations mesurées comme valeurs de la concentration moyenne. Dans le cas des écoulements à Draix, on observe des concentrations qui peuvent atteindre 400 g/l, modifiant complètement la masse spécifique du fluide et donc rendant difficiles les mesures de la hauteur d'eau. L'influence du poids immergé des particules sur la pression n'est pas évidente et fausse toutes les mesures faites avec des appareils du type bulle à bulle.

Si on admet que la correspondance entre pression et hauteur d'eau se fait sous la forme de l'hydrostaticité par l'intermédiaire de la densité du mélange ( $d_m$ ), la masse spécifique du mélange ( $\rho_m$ ) peut être calculée aux instants de prélèvements puisqu'on peut alors calculer la concentration en MES et la densité sèche.

$$d_m = 1 + (d_s - 1) \frac{C_{mes}}{\rho_s}$$

$$\rho_m = d_m * \rho$$

où  $C_{mes}$  est la concentration des matières en suspension mesurée ( $\text{kg/m}^3$ ),  $\rho_s$  est la masse spécifique des sédiments secs ( $\text{kg/m}^3$ );  $\rho$  est la masse spécifique de l'eau,  $d_s$  est la densité des sédiments et  $d_m$  est la densité du mélange.

Pour le site du Laval où l'enregistreur est un enregistreur de pression, lorsque nous avons des prélèvements, nous pouvons rectifier ces mesures de pression pour obtenir les hauteurs d'eau réelles; puis calculer les débits totaux par les courbes d'étalonnage (établies pour l'eau claire) et, connaissant les concentrations, séparer le débit total obtenu en débit liquide et débit solide.

Le procédé pour faire les corrections des hauteurs dues à la concentration des matières en suspension et pour en déduire le sédimentogramme à chaque événement est résumé comme suit:

1. valeurs mesurées : hauteur ( $h$ ), concentration ( $C_{mes}$ ), débit total ( $Q_t$ ) équivalent au mélange.

2. calculer la masse spécifique du mélange : 
$$\rho_m = \rho + (\rho_s - \rho) \frac{C_{mes}}{\rho_s}$$

3. calculer la densité du mélange :  $d_m = \rho_m / \rho$

4. déterminer la hauteur corrigée ( $h_{mélange} > h_{eau\ claire}$ ) :  $h_c = h / d_m$

L'appareil est ajusté pour mesurer la variation de pression causée par une colonne d'eau claire ( $\rho=1000 \text{ kg/m}^3$ ). En fait, les mesures sont faites dans un écoulement où très souvent la densité est supérieure à celle de l'eau claire, donc, la hauteur doit être corrigée.

pression mesurée :  $p = \rho g h$

pression réelle :  $p_r = \rho_m g h_c$

comme les pressions doivent être égales, la correction de la hauteur est :  $h_c = h / d_m$

5. calculer le débit total (l'eau + sédiments) employant le courbe de tarage de la structure de mesure. Pour le Laval :  $Q_c = 1427.93 h_c^{1.5496}$ .

6. calculer la concentration volumique :  $C_v = (d_m - 1) / (d_s - 1)$

7. calculer le débit solide :  $Q_{sus} = C_v * Q_c$

8. calculer le débit liquide :  $Q_l = Q_c - Q_s$

9. totaliser les débits solide et liquides pour obtenir les volumes solide, liquide et total produits par la crue.

Le résultat de cette procédure (figure 3.13) permet la correction, due au changement de la densité du fluide porteur, des débits liquides mesurés ainsi que le calcul des débits solides équivalents aux concentrations des matières en suspension mesurées.

Dans la figure 3.13, la courbe A est obtenue avec les mesures de pression (bulle à bulle HYDROLOGIC) ramenée à des hauteurs et ensuite au débit avec une densité de mélange égale à l'unité (l'eau claire); la courbe B est l'hydrogramme déduit des mesures de pression et de concentration en matières en suspension et les courbes C et D sont les débits liquides et solides, respectivement, dont la somme est la courbe B. Les courbes B, C et D sont obtenues après la détermination de la teneur des matières en suspension faite par le pesage, après séchage, du contenu de chaque flacon prélevé et utilisant la procédure déjà citée. L'évaluation de l'importance des ces corrections est faite par l'analyse des caractéristiques de l'ensemble des crues prélevées (tableaux 3.10 et 3.11) présenté dans le paragraphe qui suit, mais on peut déjà avancer quelle n'est pas très significative.

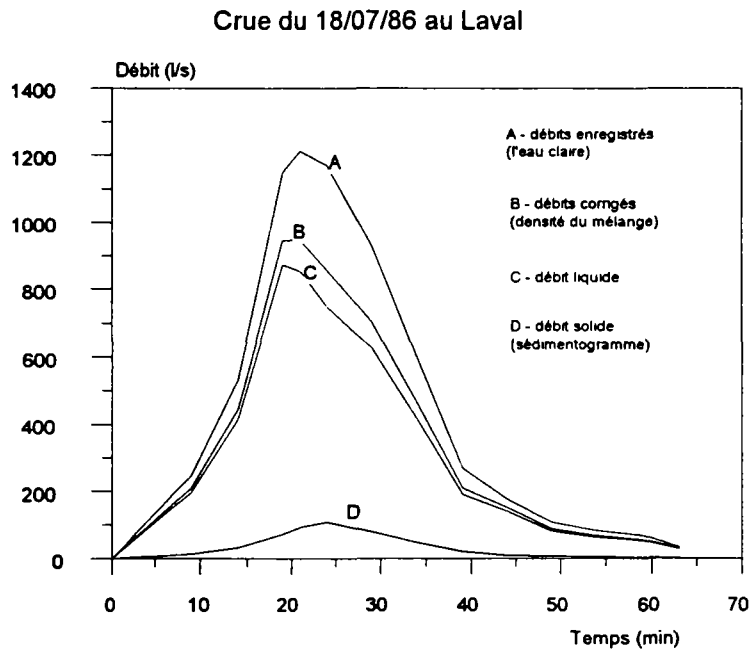


Figure 3.13. Exemple de la correction de la courbe de tarage dû à la présence de sédiments en suspension

### 3.3.3. Etude des débits instantanés liquide et solide

Depuis 1985 jusqu'à août 90, 26 crues ont été prélevées dans la station de mesures de la Roubine et 42 crues au Laval. Ces crues sont traitées pour déduire leurs sédimentogrammes et leurs volumes solide et liquide selon le procédé indiqué en 3.3.2.1.

L'étude du comportement de la concentration de sédiments en fonction de la pluie et de l'écoulement est faite en deux niveaux: instantané et moyen. Dans le premier on cherche la dépendance entre la concentration du flux (ou du débit solide instantané) et le débit liquide, afin d'établir le type de courbe d'hystérésis formée pendant le passage de la crue. Dans le deuxième, on cherche à expliquer ces courbes prenant en compte les caractéristiques globales du épisode pluvieux.

Chaque crue prélevée, après la déduction de son sédimentogramme, nous permet d'analyser la relation entre les débits solide et liquide instantanés. D'après la littérature, cette relation, si on



regarde l'évolution du débit solide en suspension au long de l'onde de crue, est du type:  $Q_{\text{Bsu}} = \alpha Q^\beta$ , où le débit solide en suspension ( $Q_{\text{Bsu}}$ ) est lié au débit liquide ( $Q$ ) par une loi du type puissance, dont les paramètres sont dépendants des caractéristiques physiques, climatiques et hydrologiques du bassin versant (VAN-SICKLE et BESCHTA, 1983)

On constitue un fichier de calcul avec les débits liquides instantanés, calculés après la correction due à la variation de la densité du fluide, et les débits solides obtenus après le traitement des concentrations mesurées des crues prélevées. Sur cet échantillon, on cherche à caler les coefficients de la loi générale trouvée dans la littérature.

Pour la Roubine (figure 3.14), toutes les crues échantillonnées confondues, on obtient :

$$Q_{\text{Bsu}} = 0.0165 Q^{1.410} \quad n=273; R^2 = 0.908$$

où  $Q_{\text{Bsu}}$  est le débit solide instantané (l/s) et  $Q$  est le débit liquide (l/s); calage obtenue avec un coefficient de détermination égal à 0.908, dans un échantillon de 273 points.

Pour le Laval ce modèle devient :

$$Q_{\text{Bsu}} = 0.0045 Q^{1.461} \quad n=471; R^2 = 0.850$$

calée sur 471 données, avec un coefficient de détermination égal à 0.850. Analysant ces deux lois, on constate que les exposants sont de même ordre de grandeur, indiquant que les deux bassins appartiennent à une zone physico - climatique homogène et que les coefficients différents traduisent les effets de surface.

Observant la figure 3.14, on retrouve l'existence du phénomène d'hystérésis au niveau du volume de sédiments transporté par l'écoulement. Fixant un débit liquide, le débit solide peut varier dans un rapport allant de 1 jusqu'à 4, mais cette variabilité est tout à fait compatible avec la précision des calculs en transport solide. On peut donc caler un modèle de synthèse pour représenter la partie des sédiments qui est transporté en suspension.

Sachant que les courbes d'hystérésis entre les débits solide et liquide sont le résultat de la dynamique des processus de production et de transport des sédiments, on va les analyser de plus près pour pouvoir les classer et les expliquer.

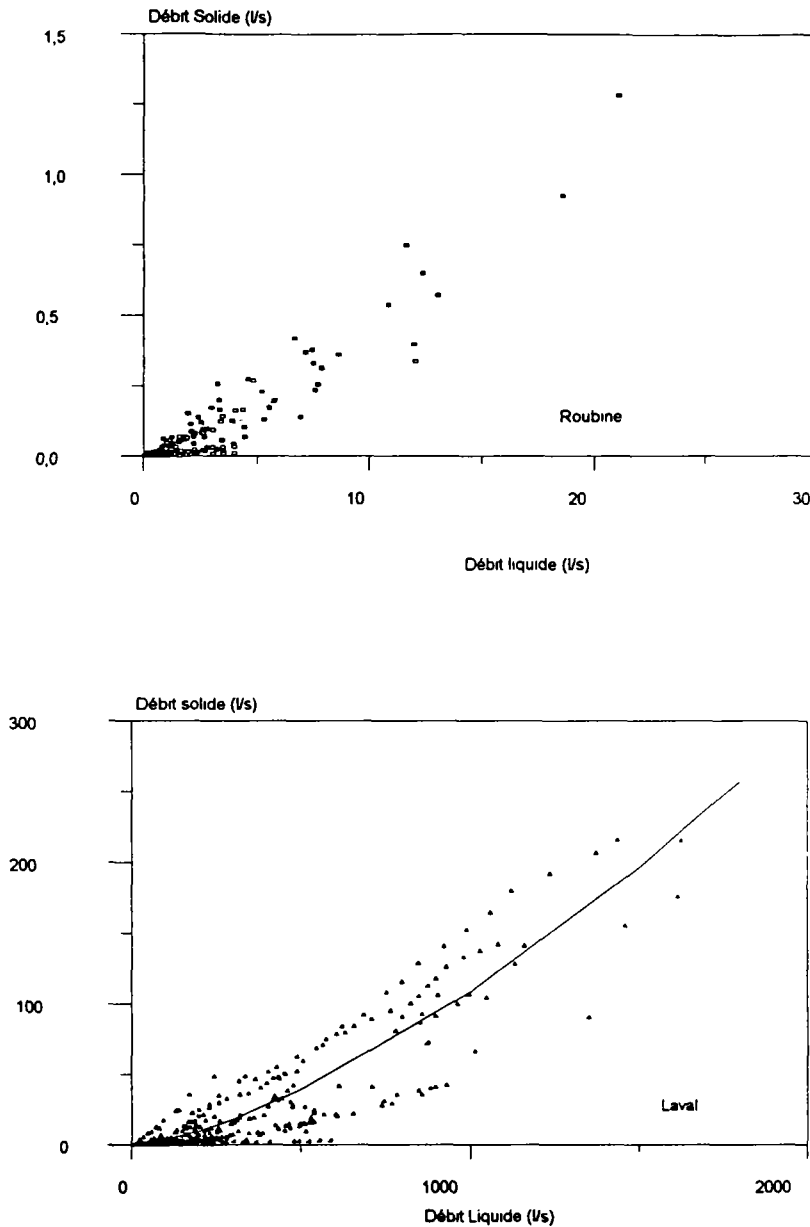


Figure 3.14. Rapport entre les débits instantanés solide et liquide - Roubine et Laval

### 3.4. Essai de compréhension des processus érosifs à Draix à partir de l'analyse des courbes d'hystérésis

#### 3.4.1. Introduction

La compréhension de comment et pourquoi le débit solide en suspension change en fonction du débit liquide permet une approche de la dynamique des processus érosifs responsables par la production d'érosion des bassins versants. L'étude présentée en ce paragraphe est basée sur un des rares travaux qui essaient d'établir une relation de cause - effet entre la formation des courbes d'hystérésis et les caractéristiques physiques et hydrologiques des bassins versants.

WILLIAMS (1989) a voulu classer et expliquer, analysant les relations entre la concentration en sédiments et le débit liquide, l'apparition de différents types des courbes d'hystérésis et donner les raisons physiques et hydrologiques de leur existence. Parmi les types classés par lui, on retrouve à la Roubine et au Laval (figure 3.12) les suivants :

- a. Type I : "sens des aiguilles d'une montre "
- b. Type II : "sens trigonométrique "
- c. Type III : "courbe en huit"

dont les caractéristiques sont :

#### Type I :

- \* le pic du débit solide (ou de la concentration des sédiments) arrive avant le pic du débit solide ( $t_c < t_q$ );
- \* la concentration à la montée de la crue est plus forte que à la descente pour un même débit liquide ;
- \* le rapport entre la concentration et le débit liquide instantanés à la montée des eaux est supérieur à celui mesuré à la descente.

#### Type II :

- \* la concentration maximale arrive après le débit de pointe ( $t_c > t_q$ );
- \* la concentration à la montée de la crue est plus faible que à la descente;
- \* pour un même débit liquide, le rapport entre la concentration et le débit liquide instantanés à la montée est inférieur à celui mesuré à la descente.

#### Type III :

- \* le rapport entre la concentration mesurée ( $C_{mes}$ ) et le débit liquide ( $Q$ ) dans une certaine plage de débits liquides est plus grand à la montée des eaux qu'à la descente; tandis que en autre il est plus petit;
- \* si les rapports entre  $C_{mes}$  et  $Q$  dans la première partie de la montée des hydrogrammes sont inférieurs à ceux observés à la descente (pour les mêmes valeurs de  $Q$ ), la courbe se développera dans le sens anti-trigonométrique;
- \* cas contraire, la courbe aura le sens trigonométrique.

Plusieurs facteurs agissent sur les relations  $C_{mes} - Q$ . Les facteurs (WILLIAMS - 1989) liés à la quantité d'eau en écoulement sont : l'intensité de la pluie et sa distribution spatiale; le coefficient d'écoulement et la lame écoulée; le temps de voyage entre les sommets des versants et le talweg principal.

Les concentrations mesurées dans une section quelconque sont le résultat de la production de sédiments à l'amont de cette section, de leur stockage et de leur disponibilité dans le bassin versant. Dans le talweg les sources de sédiments sont le lit et les berges (effondrements). Les valeurs mesurées d'érosion sont fort influencées par la quantité de matériaux laissés par la crue précédente; par la capacité de transport des écoulements, ainsi que par sa capacité de dépaver les lits sujets à ce phénomène.

Les courbes d'hystérésis, étant la synthèse de la dynamique des ces phénomènes, donnent des indices de l'origine des sédiments ainsi que de l'état du bassin versant (WILLIAMS, 1989).

La courbe du type "sens des aiguilles d'une montre" (clockwise loop) a deux causes principales:

- a. l'entraînement des sédiments disponibles sur le bassin versant, avant que le débit liquide soit maximal, à cause d'une faible production par la pluie ou à des pluies de forte intensité et/ou grande durée;
- b. le pavage du lit après le passage du débit de pointe.

La courbe du type "sens trigonométrique" (counter clockwise type) est le résultat :

- a. du temps de voyage relatif entre la crue et le flux de sédiments, surtout à cause de la distance entre les sources de sédiments et la section de mesures. Les modification du débit liquide se propagent avec la vitesse des ondes (célérité), tandis que les sédiments en suspension se déplacent avec la vitesse moyenne de l'écoulement. Comme pour la plupart des écoulements la vitesse de propagation des perturbations est plus élevée que la vitesse moyenne de l'écoulement, on peut s'attendre à une différence entre le temps où on observe la concentration maximale et le débit de pointe. Cette différence augmente en talwegs où il y a des variations de forme et la présence d'obstacles qui retardent le mouvement des sédiments;
- b. grande érodibilité des sols associé à une grande érosion pendant le passage de l'onde de crue;
- c. variabilité saisonnière de la distribution des pluies ainsi que de la production des sédiments du bassin versant.

La courbe du type "courbe en huit" (figure eight) mélange les causes des deux dernières courbes. La différence entre le temps d'occurrence de la concentration maximale et du débit de pointe est expliquée par le stockage et la disponibilité de sédiments et par la capacité de transport de l'écoulement.

### 3.4.2. Application à la Roubine et au Laval

L'évolution de la concentration de matières en suspension en fonction du débit liquide est analysée en considérant l'ensemble de crues échantillonnées dans la période de avril/85 et août/90. Les crues avec prélèvements des sédiments en suspension, sont classées selon le type de courbe d'hystérésis dans les trois types déjà cités. Les crues complexes, celles avec plusieurs pics et qui produisent des courbes d'hystérésis avec plusieurs boucles, sont considérées en leur sens général d'évolution (sens trigonométrique ou non).

Chaque épisode est décrit par un ensemble de variables capable de caractériser les crues et leur transport solide. Les caractéristiques globales retenues en chaque bassin versant sont :

V <sub>liq</sub>	: volume liquide après la correction due à la densité du mélange (l)
V <sub>mes</sub>	: volume solide transporté en suspension (l)
V <sub>tot</sub>	: volume total (V <sub>liq</sub> +V <sub>sol</sub> ) après la correction (l)
V <sub>bru</sub>	: volume total avant la correction due à la densité du mélange (l)
C <sub>max</sub>	: concentration maximale mesurée (g/l)
C <sub>moy</sub>	: concentration moyenne mesurée (g/l)
He <sub>uma</sub>	: heure où on a observé la concentration maximale
N <sub>ech</sub>	: nombre d'échantillons prélevés
Q <sub>max</sub>	: débit de pointe (l/s)
h <sub>ecou</sub>	: lame écoulée (mm)
h <sub>tot</sub>	: lame tombée (mm)
He <sub>uqmax</sub>	: heure où on observe le débit de pointe
i <sub>01</sub>	: intensité maximale de la pluie en 1 minute (mm/h)
e <sub>j00</sub>	: énergie cinétique de la pluie (J/m <sup>2</sup> )
type	: type de courbe d'hystérésis de la concentration

Les tableaux 3.10 et 3.11 montrent ces grandeurs à la Roubine et au Laval. On doit bien préciser que dans l'analyse qui suit, on ne considère que la concentration des sédiments transportés par suspension; ce qui diffère de la concentration adoptée dans le paragraphe 4.1.1. où on considère la totalité des matériaux en transport (charriage + suspension).

Le type de courbe d'hystérésis le plus fréquent aussi bien à la Roubine qu'au Laval est le "sens des aiguilles d'une montre (clockwise loop)", où la disponibilité des matériaux dans le bassin versant induit un transport solide plus fort à la montée qu'à la récession des hydrogrammes. Le type de courbe le moins fréquent est le "sens trigonométrique (counter clockwise)", ce qui traduit un faible transport en suspension au début de la crue et une augmentation du flux de sédiments dans la récession des hydrogrammes.

A partir de la figure 3.15, on voit que le critère établi par WILLIAMS pour classer ces courbes, basé sur le rapport entre le temps où on observe la concentration maximale et le temps où on observe le débit liquide de pointe est une condition difficile à évaluer à Draix, car les temps de réponse des bassins versants sont faibles et les délais entre les pics de débit et de concentration ne sont pas remarquables.

A la Roubine, dû à sa petite surface et à son réduit temps de concentration (environ 5 minutes), le décalage entre les valeurs maximales de la concentration et du débit liquide est d'environ 2 minutes, ce qui fait que ce critère n'est pas assez précis pour évaluer le type de courbe d'hystérésis. On est donc obligé d'analyser les rapports entre les grandeurs à la montée et à la descente des hydrogrammes.

Au Laval, les différences entre le temps où on mesure la concentration maximale et le temps où on observe le débit de pointe sont beaucoup plus accentuées qu'à la Roubine. On doit bien considérer qu'au Laval le temps de concentration est de l'ordre d'une demi-heure et que son talweg principal a une longueur d'environ 2 km.

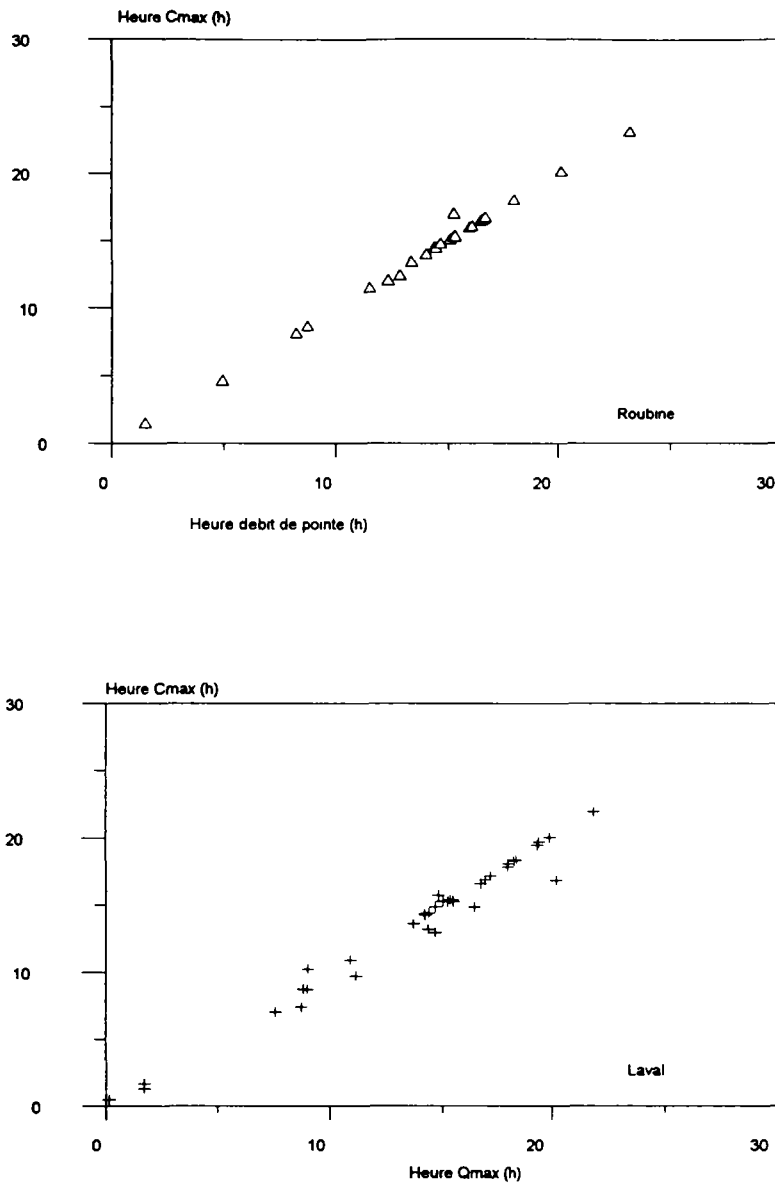


Figure 3.15. Rapport entre les heures où on observe le débit liquide de pointe et la concentration maximale Roubine et Laval

Analysant le rapport entre le volume liquide écoulé et le volume solide transporté en suspension (figure 3.16) en fonction du type de courbe d'hystérésis formée, on voit que :

A la Roubine, pour un même volume liquide écoulé on peut trouver aussi bien un type de courbe que l'autre; mais la différence entre les volumes de sédiments qui ont généré les courbes "sens des aiguilles d'une montre (clockwise)" et "sens trigonométrique (counter clockwise)" augmente avec l'augmentation du volume liquide.

Au Laval, on voit disparaître les deux tendances observées à la Roubine, car un même volume écoulé peut produire différents volumes solides et générer différentes courbes d'hystérésis. Dans ce cas, on peut supposer que les effets de la géométrie du talweg (largeur, longueur, pente,

sections particulières), ainsi que la variabilité des sols, de la couverture végétale et de la géologie des sous-bassins sont des facteurs fort importants dans la genèse de leurs courbes  $C_{mes} - Q$ .

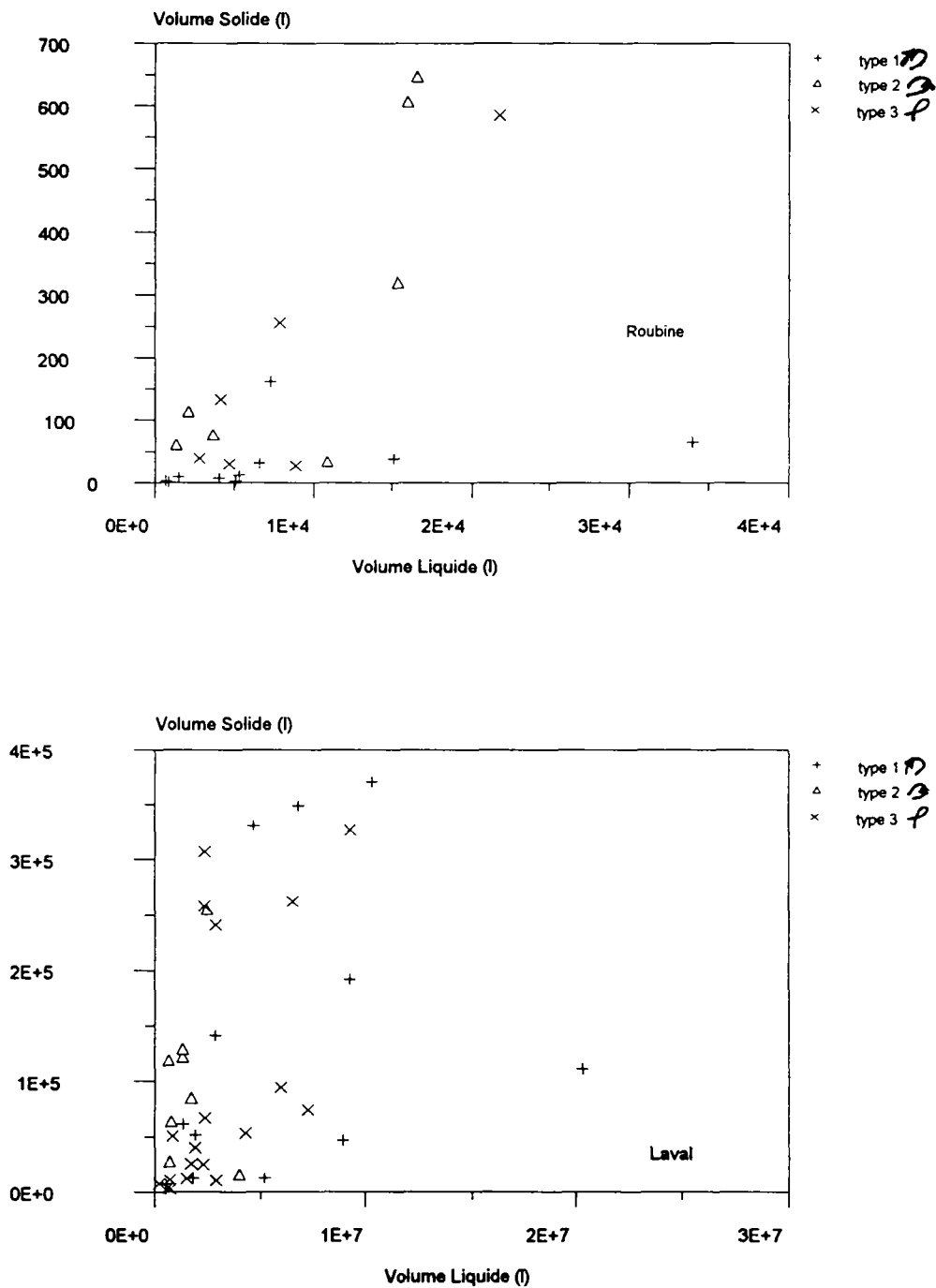


Figure 3.16. Rapport entre le volume solide transporté par la crue et le volume liquide déversé Roubine et Laval

Du tableau synthèse des prélèvements à la Roubine (tableau 3.10) et au Laval (tableau 3.11) on peut voir que :

date	Vliq	V <sub>mes</sub>	Vtot	Vbru	Cmax	Cmoy	heuma	nech	Q <sub>max</sub>	lame	heuqmax	htot	i01	ej00	type1
20/05/85	4009	8	4017	4017	9	6,7	11,50	3	0,22	3,02	11,50	16,51	9	277,83	1
25/08/85	2109	114	2223	2223	205	68,5	8,17	13	3,45	1,67	8,17	53,7	84	1225,55	2
18/07/86	1339	61	1400	1400	156	107,7	15,10	14	3,45	0,96	15,1	11,9	108	303,13	2
26/08/86	15109	38	15147	15147	15	6,5	20,17	9	1,84	11,09	20,17	37,4	18	880,40	1
24/09/86	10825	34	10859	10859	29	7,9	16,00	13	3,95	8,16	15,97	39,9		760,80	2
28/09/86	16561	647	17208	17208	166	79,9	16,73	9	22,34	12,98	16,70	38,5	108	972,70	2
06/07/87	15354	319	15673	15673	180	54,8	17,00	8	14,09	11,47	15,25	29,9	126	773,87	2
17/07/87	3673	77	3750	3750	100	29,5	23,18	4	8,00	2,90	23,18	16,8	108	383,92	2
24/08/87	21787	585	22373	22373	130	44,6	8,68	10	19,52	16,82	8,68	37,2	78	1016,69	3
03/09/87	692	3	695	695	15	6,7	16,63	1	0,68	0,52	16,63	11,2	42	292,65	1
05/10/87	8801	27	8829	8829	19	5,6	13,43	12	2,19	6,62	13,37	32,7	18	592,94	3
06/10/87	5265	12	5277	5277	26	8,9	14,50	7	3,45	4,3	14,42	15,0	60	303,71	1
10/10/87	33982	65	34047	34047	8	5,7	15,33	3	3,95	25,3	15,33	52,9	30	1094,04	1
20/08/88	4139	133	4252	4252	113	89,1	12,05	9	5,70	3,15	12,35	18,2	102	612,55	3
19/10/88	15988	317	16595	16595	155	59,7	1,53	13	7,53	11,55	1,50	34,4	54	879,00	2
24/02/89	6531	31	6562	6562	77	15,1	4,68	9	0,58	4,62	4,93	18,9	12		1
25/04/89	5091	3	5023	5023	4	1,7	16,08	18	0,35	3,60	16,08	16,6	12	1736,43	1
31/05/89	1495	9	1504	1504	40	21,7	16,45	3	0,35	1,02	16,45	12,1	24	2582,60	1
21/08/89	5938		6207	6207	190	80,2	15,27	7	13,65	4,67	15,27	18,4	114	11101,31	
11/09/89	2808	39	2847	2847	60	35,4	14,78	6	2,19	2,08	14,68	9,2	36	2254,41	3
13/12/89	833	1	833	833	6	3,0	12,43	3	0,15	0,63	12,85	3,3	6	3301,37	1
22/05/90	4654	30	4684	4684	30	20,2	14,02	11	3,95		14,03	13,5	78	2417,35	3
31/07/90	7856	256	8111	8111	137	64,1	18,02	12	13,00	6,10	18,02	31,7	204	3114,20	3
01/08/90	7217	162	7379	7379	115	48,4	14,47	8	14,00	5,49	14,47	16,9	144	830,76	1

Tableau 3.10. Synthèse des prélèvements pour la mesure de la teneur de matières en suspension à la Roubine.



date	Viq	V <sub>mes</sub>	Vtot	Vbru	Cmax	Cmoy	heuma	nech	Q <sub>max</sub>	lame	heuqmax	htot	i01	ej00	type
200585	5180302	12360	5192660	5233000	10	8,5	13,62	14	238,00	6,58	13,75				
70685	477489	4882	482371	495315	48	30,4	15,32	8	268,43	0,58	15,25				
190685	1152810	839	1153650	1153650	2	2,0		1	32,24	1,46	21,75				
250885	6530012	262034	6792050	7802220	247	102,0	7,42	3	3820,00	9,07	8,67	9,6	48	196,62	3
160686	707599	27537	735136	812220	165	118,2	14,25	2	100,00	0,94	14,25	15,2	54	17,66	2
130786	222711	7742	230453	251846	152	75,5	14,42	2	177,00	0,29	14,42	2,3	9	38,30	3
180786	1351861	128697	1480560	1845450	348	215,7	15,40	10	1212,87	2,15	15,35	13,5	90	223,88	2
110886	842942	50313	893255	1033230	270	185,8	21,92	7	187,81	1,15	21,83	8,1	66	188,31	3
180886	675802	119004	794805	1143020	489	432,2	18,08	6	428,76	1,32	18	7,3	138	198,22	2
260886	10339612	371489	10711100	11736000	162	95,1	16,85	24	1089,92	13,93	20,18	48,6	30	970,69	1
240986	5934228	94154	6028382	6286932				280			41,5	42		796,79	
141186	7228574	73696	7302270	7500510	70	33,0	8,77	15	372,00	8,97	8,77	39,3	12	629,96	3
280387	1816271	12614	1828890	1863290	35	18,2	13,23	2	127,00	2,17	14,37	14,9	12	245,12	1
30487	9244780	192246	9437030	9970370	353	90,4	7,07	9	631,00	11,89	7,53	45,6	18	730,64	1
80487	8905979	46551	8952530	9072410	27	13,7	10,93	10	306,00	9,50	10,93	27,1	6	422,70	1
90487	20336991	111261	20448300	20742700	15	14,9		4	598,00	23,35	12,53	39,4	30	706,07	1
60787	6748310	349407	7097720	8995960	404	149,8	15,38	22	6010,19	9,83	15,48	29,9	84	750,26	1
170787	775067	2444	777512	783347	40	10,7	15,75	1	118,00	0,91	14,83	19,8	102	458,31	3
240887	2853368	140877	2994250	3387870	296	149,6	8,75	18	689,39	3,96	8,95	46,2	90	1100,01	1
270887	1753058	25091	1778150	1847750	71	36,7	10,27	12	250,21	2,15	8,98	27,5	24	544,27	3
30987	734349	10865	745214	775196	64	35,8	16,87	6	262,25	0,86	16,93	14,2	54	259,23	3
61087	1917748	39972	1957720	2067300	190	63,7	14,88	14	495,47	2,23	16,45	17,8	108	389,81	3
41287	3987101	15907	4003010	4046030	32	13,2	0,47	13	231,00	4,43	0,15	37,3	18	553,32	2
200888	2353183	257870	2611050	3343790	330	242,3		10	1704,00	3,88	12,27	25,2	78	612,55	3
111088	2482824	255031	2737860	3667170	380	244,4	20,02	15	3240,25	4,26	19,92	51,5	54	1063,85	2
191088	9250383	326787	9577170	11206500	183	63,6	1,67	20	2954,66	12,01	1,72	73,7	66	1536,56	3
190589	1358480	61572	1420050	1593360	309	144,2	17,83	7	361,36	1,74	17,98	19,4	42	2594,03	1
250589	561160	6821	567981	586880	76	34,1	17,17	1	149,47	0,67	17,17	8,0	12	1891,10	1
310589	1942574	51330	1993900	2136990	170	78,7	16,57	5	397,41	2,44	16,72	24,0	42	3940,06	1
140689	2362232	307371	2669600	4145050	407	287,8	18,38	14	4687,00	4,72	18,40	5,1	90	1229,99	3
110989	1745685	84690	1830370	2065100	158	128,2	15,30	6	783,83	2,45	15,05	26,9	36	5140,61	2
211189	4297696	53225	4350920	4499840	58	32,9	13,00	6	152,00	5,23	14,72	40,4	12	10903,03	3
181289	2293581	24595	2318180	2387100	59	30,5	1,32	10	217,00	2,78	1,72	23,4	30	3779,63	3
70490	1510792	11918	1522710	1554410	29	19,3	15,25	3	143,55	1,81	15,50	22,5	24	5711,35	3
140490	2903166	10267	2913430	2939500	28	12,4	9,75	6	128,18	3,42	11,18	23,3	9	5243,21	3
210490	645231	3897	649128	659884	24	16,5	19,67	3	142,57	0,75	19,42	21,8	12	1480,89	3
290490	793341	63836	857178	1037750	278	210,5	19,47	5	524,65	1,15	19,38	12,1	24	1685,19	2
220590	2372752	66836	2439590	2621360	166	82,4	14,37	8	549,67	3,05	14,23	14,4	54	2223,94	3
140690	2362232	307371	2669600	4145050	407	287,8		14	4686,83						3
310790	2855375	241251	3096630	3939710	340	185,9	18,30	16	3153,36	4,58	18,27	17,9	60	2945,59	3
10890	1330546	122164	1452710	1802400	432	342,9	14,88	8	1840,49	1,98	14,7	10,5	48	649,15	2
260890	4664248	331371	4995620	7110600	285	91,0	15,25	2	8090,00	8,22	15,27	29,4	126	2166,21	1

Tableau 3.11. Synthèse des prélèvements pour la mesure de la teneur de matières en suspension au Laval.

1. Les écoulements à la Roubine ne sont pas assez chargés pour modifier la courbe de tarage du limnigraphe, à cause du changement de la densité du fluide, ou de conduire à des volumes totaux (eau + sédiments) très différents des volumes bruts mesurés (avant la correction des hauteurs) (figure 3.17).

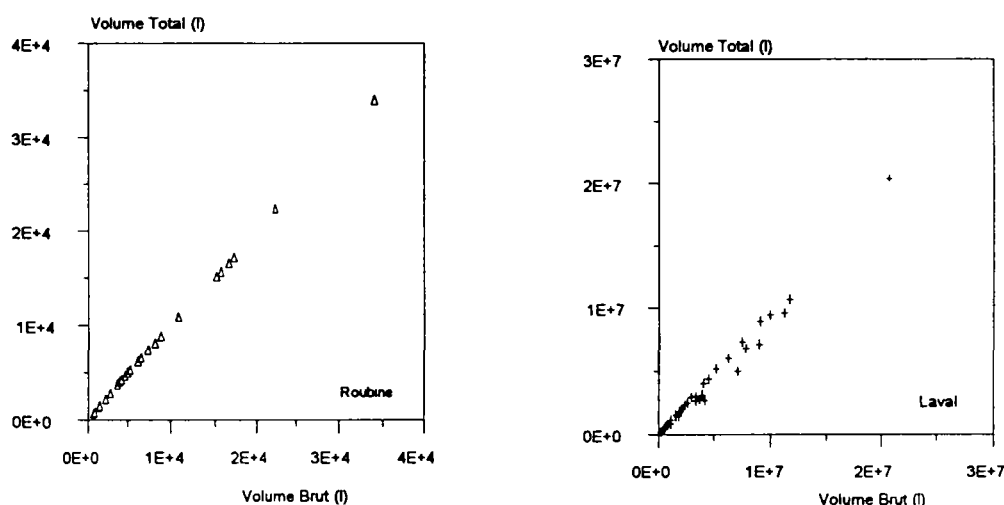


Figure 3.17. Volume total en fonction du volume brut du mélange après la correction de la densité du fluide porteur- Roubine et Laval

La correction de la lame écoulée et donc du débit liquide est valable au Laval, car les concentrations en matières en suspension, en quelques épisodes, sont très importantes au point de changer les lois de tarage de l'appareil de mesures des niveaux (limnigraphe bulle à bulle). Pour certaines crues, l'écart entre le volume total et le volume brut sont remarquables, mais en général, la correction ne cause pas un grand changement de la valeur du volume total. Cette constatation donne le droit de travailler en volume sans faire systématiquement la correction de la courbe de tarage du limnigraphe (procédé décrit au paragraphe 3.3.2.1), car on ne dispose pas de assez de prélèvements.

2. La concentration volumique moyenne ( $C_v = V_{mes}/V_{tot}$ ) varie entre 0.03 et 0.054 à la Roubine. Les concentrations les plus élevées sont observées en crues où le transport en suspension est plus fort dans la récession des hydrogrammes, courbes d'hystérésis du type 2 (figure 3.18).

Au Laval, la concentration volumique varie entre 0.001 et 0.17. Avec des concentrations supérieures à 7% on n'observe que les courbes du type II, mais avec des valeurs inférieures, on observe aussi bien la formation des courbes du type I et du type II.

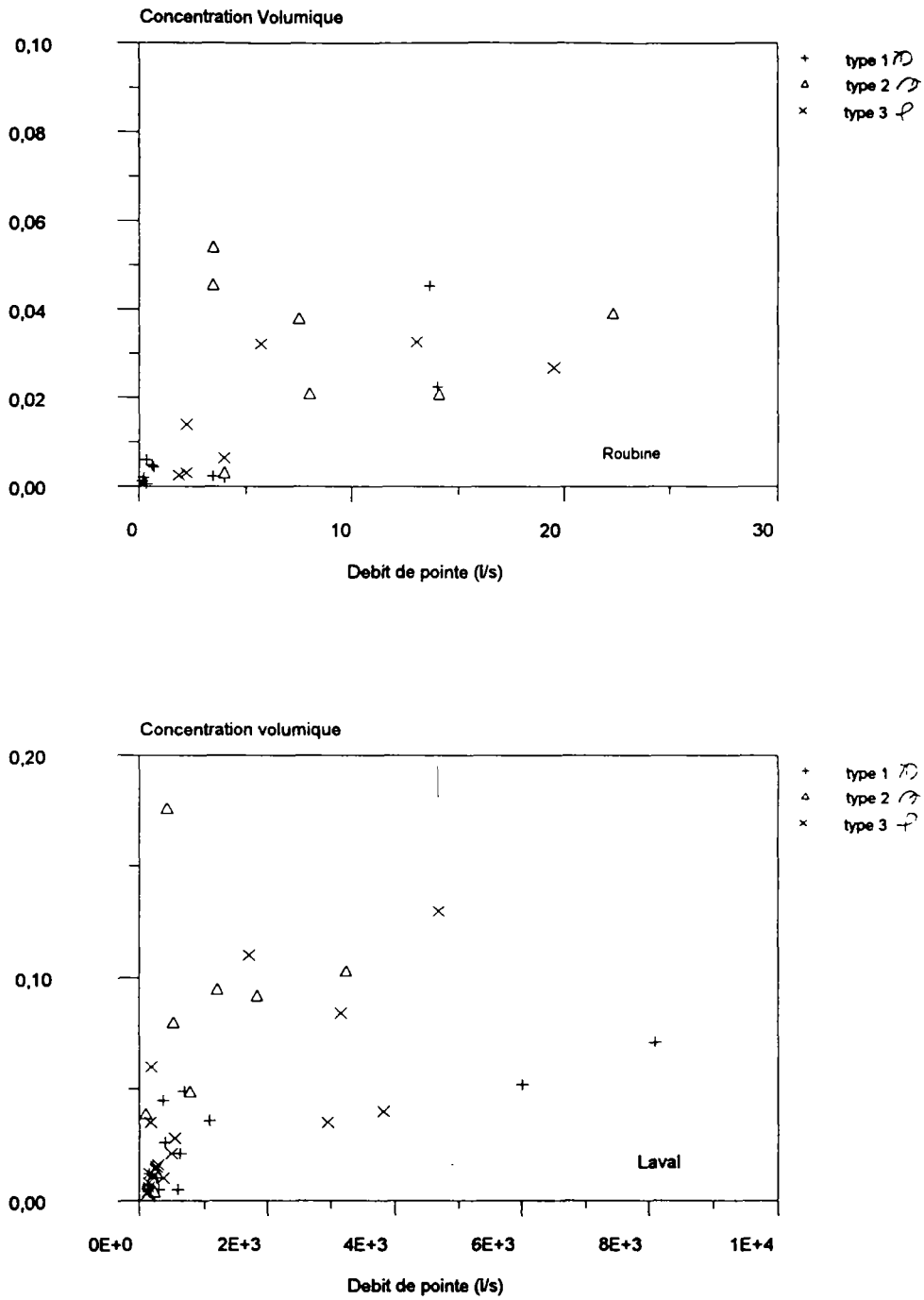


Figure 3.18. Concentration volumique moyenne (%) en fonction du débit de pointe: Roubine et Laval

3. En s'agissant des concentrations mesurées, on voit qu'aucune relation ne peut être obtenue entre les concentrations instantanées maximale et moyenne et le volume liquide, aussi bien à la Roubine qu'au Laval (figure 3.19).

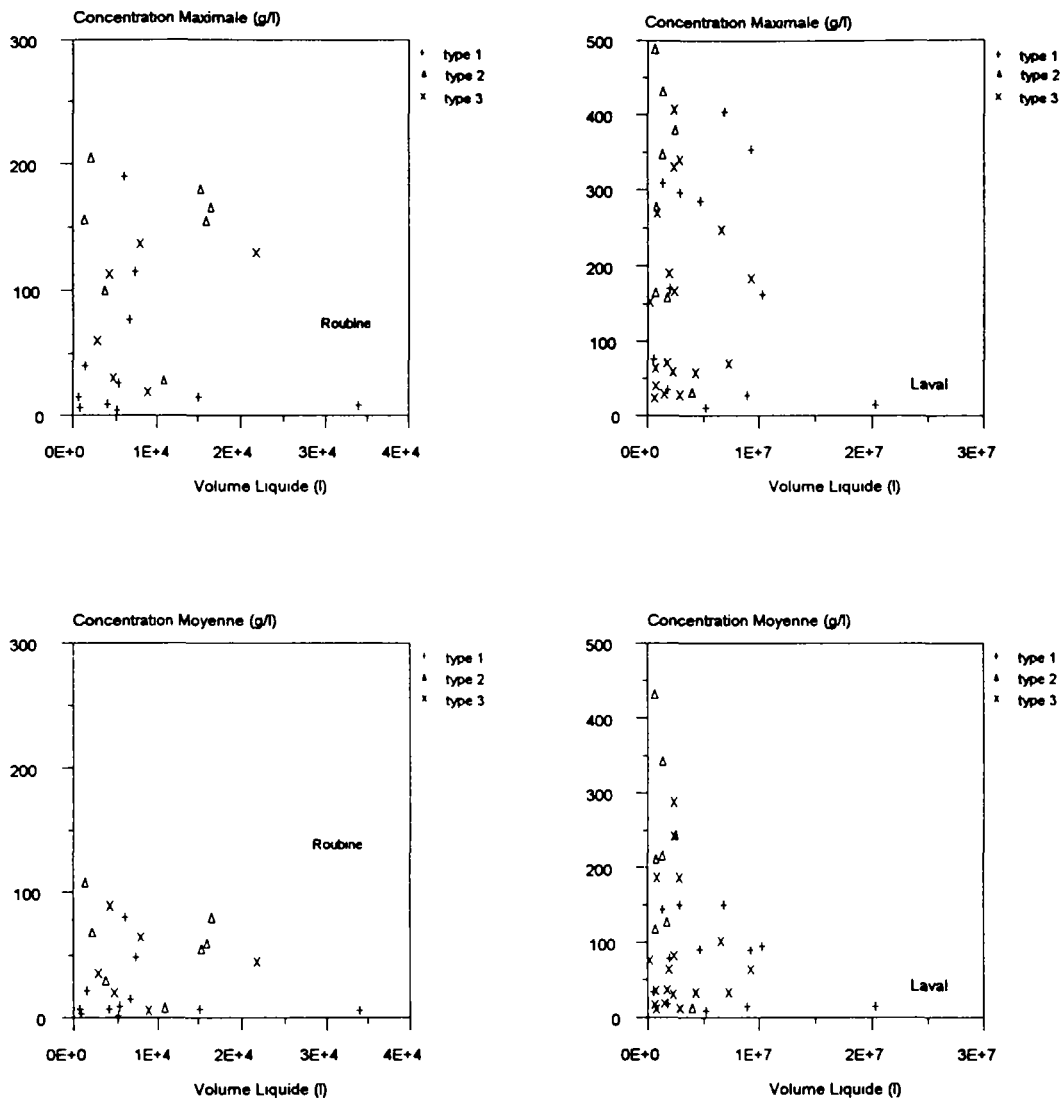


Figure 3.19. Concentrations instantanées (g/l) maximale et moyenne en fonction du volume liquide écoulée - Roubine et Laval

Mais si on regarde le rapport entre ces grandeurs et le débit de pointe, on voit que la dispersion entre les points est réduite et un comportement commence à se dégager, surtout si on les exprime en échelle logarithmique.

De cette analyse on peut conclure, principalement à la Roubine, que les crues où le transport solide en suspension se fait dans la montée des eaux (type I) se produisent avec des concentrations instantanées inférieures à celles observées dans le cas contraire (courbes du type II). Si on est capable, à ce point, de constater qu'à faibles volumes liquides déversés et faibles débits de pointe les courbes d'hystérésis évoluent dans le sens des aiguilles d'une montre, les raisons de ce comportement seront mises au clair seulement si on analyse les caractéristiques des pluies qu'ont agit sur le bassin versant.

La quantité de sédiments mesurée à l'exutoire des bassins versants est le résultat des processus de production et de transport des sédiments. La pluie, par l'effet du "splash" cause l'arrachement des sédiments, lesquels sont ensuite transportés par le ruissellement en nappe ou concentré. Il y a, donc, un compromis entre l'énergie nécessaire pour les éroder et l'énergie nécessaire pour les déplacer. Ces énergies peuvent être représentées par: l'énergie cinétique de la pluie ou par le produit entre la hauteur de pluie tombée et son intensité maximale et par le débit de pointe.

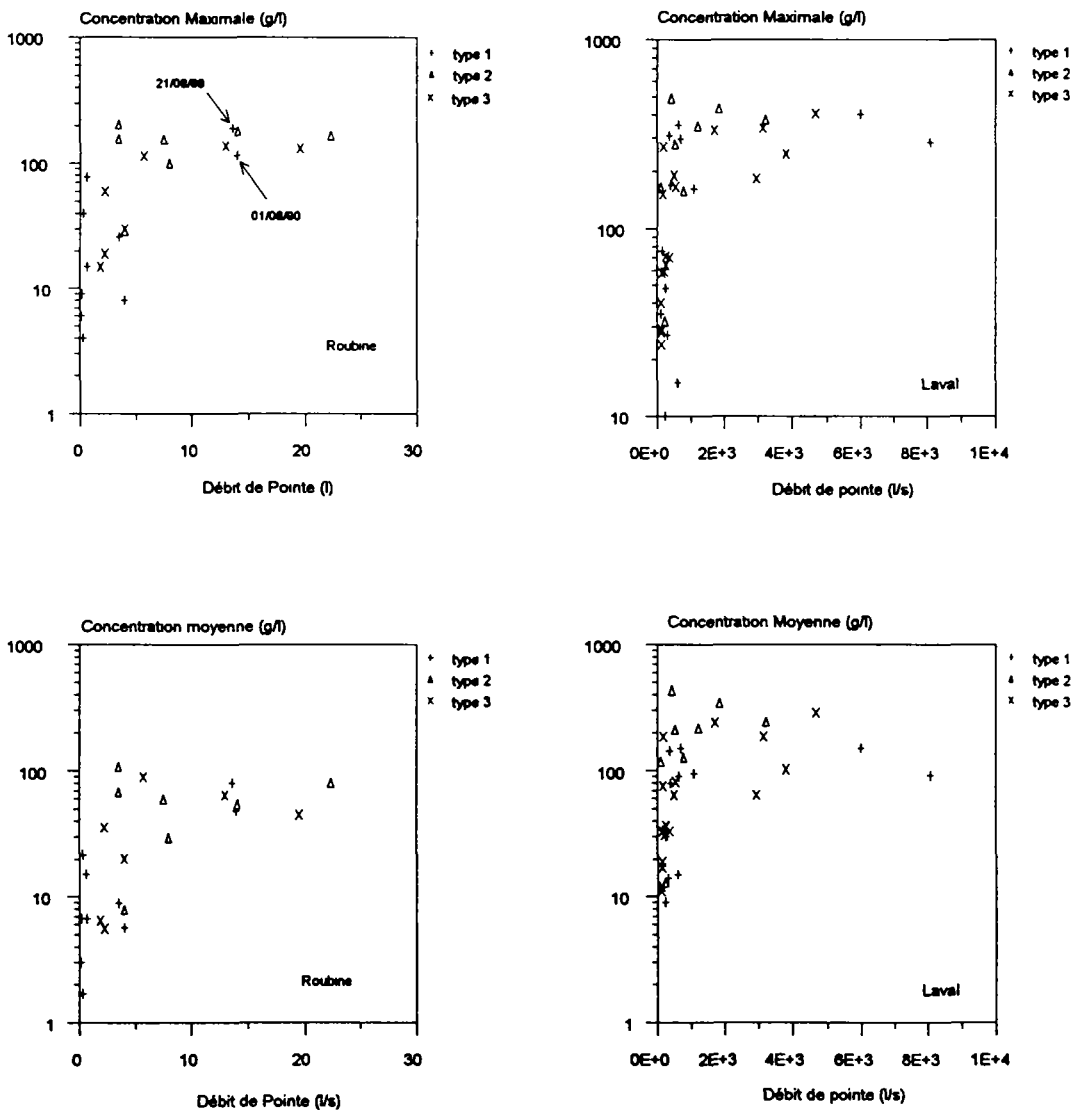


Figure 3.20. Concentration instantanée maximale et moyenne (g/l) des crues en fonction du débit de pointe - Rouine et Laval (chaque point représente une crue).

### b.1. Roubine

A la Roubine, deux pluies avec la même énergie cinétique peuvent produire différents volumes solides et différentes courbes d'hystérésis ( $C_{mes} - Q$ ) distribuées (figure 3.21) selon deux tendances :

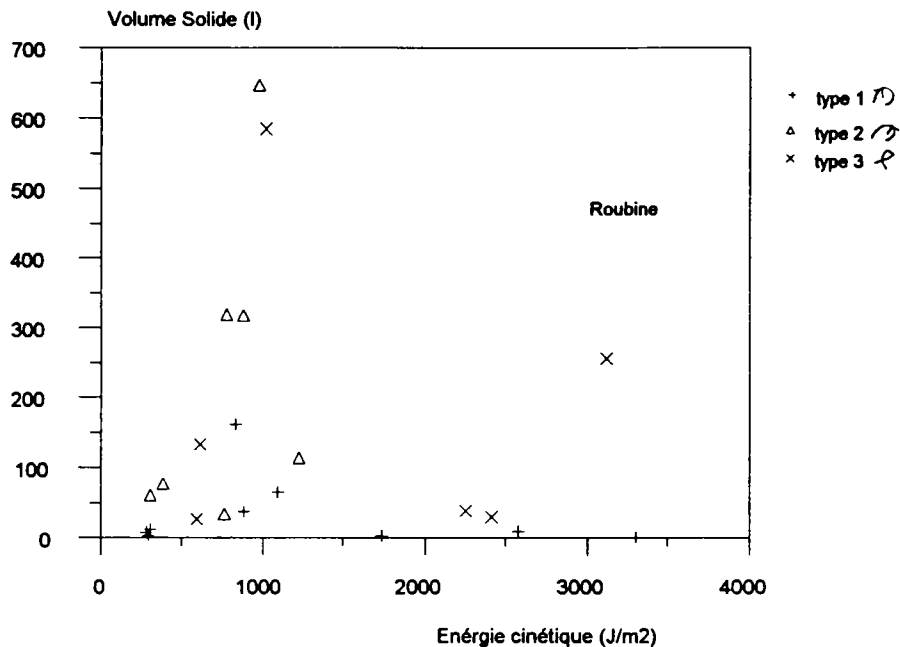


Figure 3.21. Volume solide transporté en suspension versus l'énergie cinétique de la pluie - Roubine

\* la première contient les pluies de longue durée (en général supérieure à 8 h), forte hauteur de pluie tombée ( $h_{tot} > 30\text{mm}$ ), mais faibles intensités ( $I_{max} < 50\text{mm/h}$ ), produisant courbes d'hystérésis du type I;

\* la deuxième contient les pluies de courte durée (en général entre 1 et 4h), faible lame tombée, mais très fortes intensités (en général,  $I_{max} > 50\text{ mm/h}$ ), produisant courbes d'hystérésis du type II.

Autrement dit, deux pluies avec des énergies cinétiques de même ordre de grandeur produisent différents volumes solides en fonction de la distribution de la pluie au long du temps: si la pluie est de courte durée et intense, elle produira beaucoup plus de sédiments que si elle est de longue durée. Pour qu'une pluie de longue durée produise le même volume solide obtenu qu'avec une pluie de courte durée, il faut qu'elle puisse avoir une très forte énergie cinétique, ce qui est obtenu si la lame tombée est élevée.

Un critère pour apprécier l'érosivité des pluies commence à se différencier: les pluies d'intensité inférieure à 50 mm/h sont en général peu érosives, même en présence d'une hauteur de pluie élevée. Ceci rejoint les observations faites sur les terres noires de la région du Buech (bassin versant de St. Genis), où les pluies d'intensité inférieures à 30 mm/h sont considérées comme non-érosives (BUFFALO et al., 1989)

Donc, à la Roubine, on confirme que les pluies intenses sont les plus érosives, puisque les courbes  $C_{mes}$ - $Q$  générées sont du type II, qui, selon WILLIAMS (1989) traduisent une forte érosivité des sols au début de l'écoulement.

Il nous reste à analyser de près le comportement du volume solide produit en fonction de l'énergie de l'écoulement, ici représentée par son débit de pointe (figure 3.22).

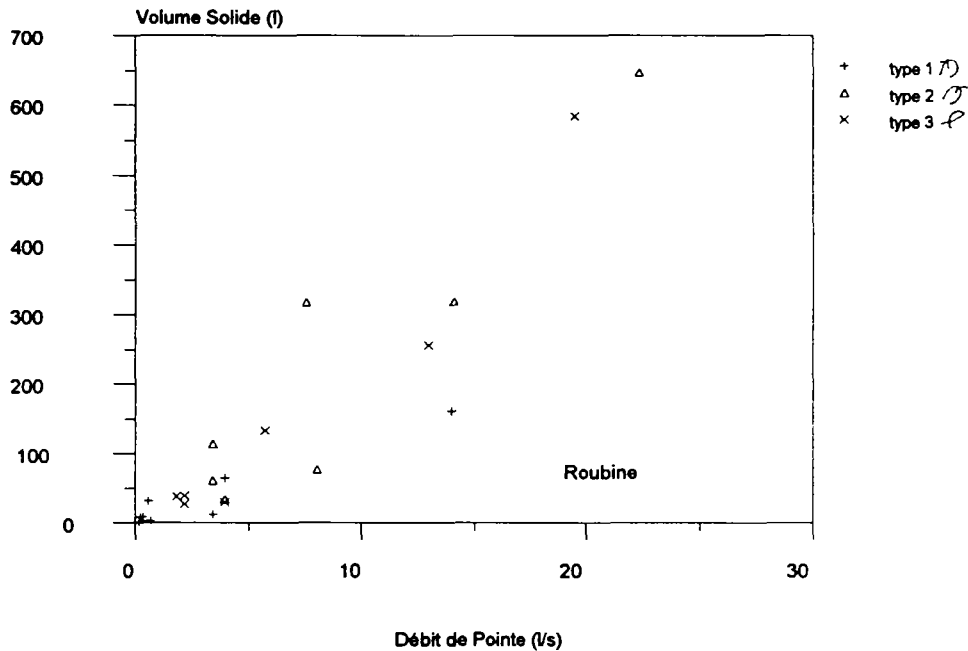


Figure 3.22. Volume solide transporté en suspension versus le débit de pointe de l'écoulement - Roubine (chaque point représente une crue des crues prélevées entre avril/85 et août/90)

Observant la figure 3.22, on peut constater que les courbes du type II sont formées à mesure que le débit de pointe augmente et que les épisodes avec les plus forts débits liquides sont ceux qui ont les plus fortes intensités et les plus faibles durées de pluies.

Comparant les figures 3.21 et 3.22, on voit que deux pluies avec la même énergie cinétique produiront plus ou moins de sédiments en fonction de leur débit de pointe. Plus grand est  $Q_{max}$ , plus grande est la quantité de sédiments qui sort du bassin versant. Pour de faibles volumes liquides déversés (figure 3.21), même si l'énergie cinétique est élevée, les courbes seront du type I, indiquant que l'écoulement transporte les sédiments disponibles sur les versants.

En résumé, la formation d'une courbe d'hystérésis d'un type ou d'autre à la Roubine est un phénomène lié surtout à la pluie : à sa capacité de détacher les sols et à la disponibilité de sédiments sur les versants. Les pluies de courte durée et de forte lame tombée, c'est à dire, de forte intensité, sont très érosives et, à cause des forts débits liquides, elles ont une grande capacité de transport, ce qui produit des courbes  $C_{mes}$ - $Q$  du type II. Par contre, les pluies pas très intenses produisent beaucoup moins de sédiments, car les écoulements générés sont plus faibles au niveau des débits liquides mais possèdent, à cause de leur durée, des volumes écoulés conséquents pour transporter les sédiments disponibles sur le bassin versant. A cause de cette dépendance avec la pluie, on confirme que la Roubine puisse être considéré comme équivalent aux parcelles témoins d'érosion.

## b.2. Laval

Les deux tendances de formation des courbes d'hystérésis observées à la Roubine (figure 3.21) disparaissent si on analyse le rapport entre l'énergie cinétique de la pluie et le volume solide produit au Laval. Les épisodes, à la Roubine, divisés en pluies de forte et de faible intensités, maintenant se trouvent complètement mélangés et on ne peut plus relier le type de courbe d'hystérésis formées avec les caractéristiques de la pluie. Du tableau 3.11, regardant les intensités et les types de courbes, on constate l'existence d'épisodes où des intensités de pluie supérieures à 50 mm/h ont produit des courbes du type I.

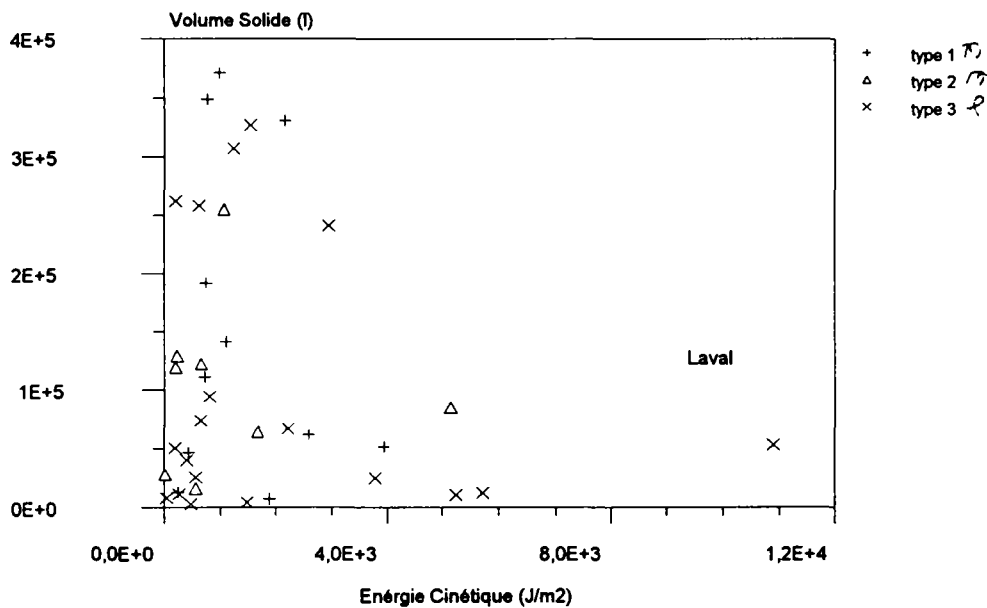


Figure 3.23. Rapport entre l'énergie cinétique de la pluie et le volume solide produit - Laval

Au Laval, l'évolution des concentrations en fonction du débit liquide ne garde pas une correspondance avec le type de pluie (intense ou non), car le volume solide en suspension mesuré à son exutoire est fort perturbé par des autres effets liés probablement au changement de l'ordre de grandeur du bassin, par exemple, dépôts et reprises dans le talweg et dans la plage de dépôts située à l'amont de la section de prélèvements.

Analysant les relations entre le volume solide et le débit de pointe (figure 3.24), on remarque que la tendance aux fortes débits à produire de fortes volumes solides et des courbes du type II, ce qu'on observe à la Roubine, n'est plus valable si on quitte l'échelle élémentaire d'érosion. Malgré l'augmentation de la teneur de matières en suspension, il y a une alternance entre les types de courbes d'hystérésis formées, car on voit à forts débits, des épisodes qui ont produit des courbes du type I (transport des sédiments disponibles) et des épisodes qui ont donné des courbes du type II (forte érosion des sols par la pluie). L'épisode du 26/08/86, un peu éloigné des autres, présente une fausse évaluation du volume de matières en suspension car les 24 points de prélèvement sont faits à la montée du premier pic de l'hydrogramme, avant de l'occurrence du débit de pointe.



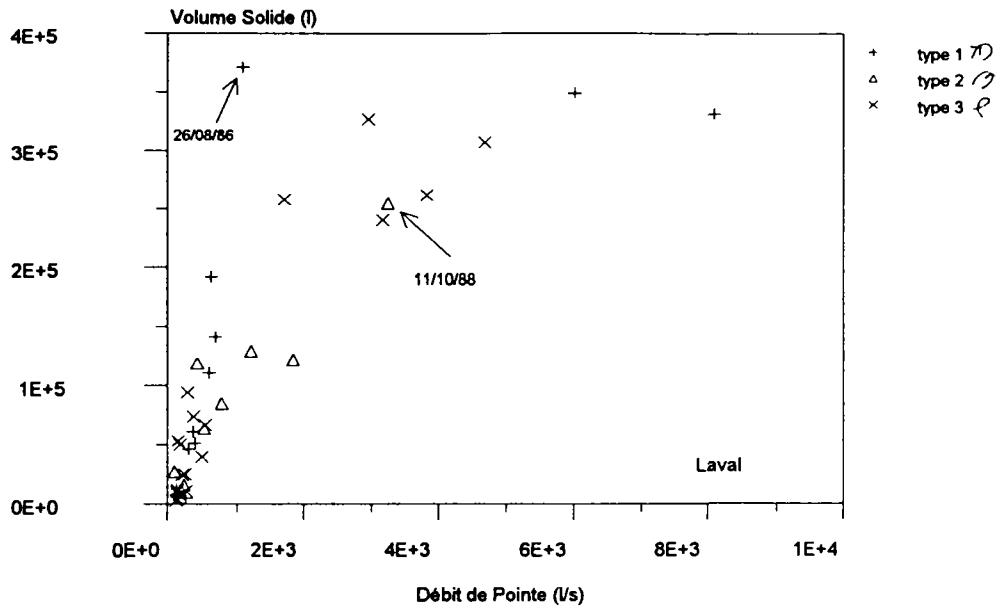


Figure 3.24. Rapport entre le débit de pointe , le volume solide en suspension et le type de courbe d'hystérésis - Laval

*En synthèse, adopter l'énergie cinétique pour caractériser le pouvoir érosif des pluies et le débit de pointe pour quantifier la capacité de transport du ruissellement ne suffit pas ni pour expliquer les courbes d'hystérésis au Laval, ni pour essayer de les grouper en zones de comportement semblable. L'évolution de la concentration en fonction de l'écoulement dépend de l'état du bassin avant l'épisode pluvieux, de la quantité de sédiments disponibles à transporter et des dépôts et reprises de matériaux dans le talweg, versants et plage de dépôts.*

### 3.5. Synthèse et conclusions

- a. La Roubine, le plus petit bassin versant à Draix, peut être considéré comme une ravine élémentaire d'érosion, c'est à dire que ses données représentent la perte en sol d'un milieu homogène et peuvent être extrapolées à différentes surfaces. Elle est donc analogue aux parcelles témoins d'érosion adoptées pour la mesure expérimentale de l'érosion.
- b. Analysant les pluies qui ont produit un écoulement, on constate que la Roubine commence à ruisseler plus tard que le Laval, indiquant que les pertes (absorption initiale + infiltration) sont plus importantes sur la ravine élémentaires d'érosion que sur le grand bassin.
- c. Les périodes hivernales sont inactives au point de vue de la production d'érosion , mais très actives au niveau de la désagrégation du sol et de la création d'un volume de sédiments disponible au transport.

- d. En général, des volumes de terre importants sont mesurés dans la plage de dépôts aux mois de mars et de octobre, quand se produit un "nettoyage" du bassin du Laval. Le premier traduit la production hivernale et le second la production des pluies printanières et automnales.
- e. La concentration instantanée maximale en sédiments mesurée est de 205 g/l (25/08/85) à la Roubine et de 489 g/l (18/08/86) au Laval.
- f. L'analyse de la concentration totale en sédiments (volume déposé + volume transité) des épisodes au Laval et à la Roubine, montre que les écoulements sont de nature newtonienne, parfois très chargés en sédiments.
- g. A cause des fortes concentrations en sédiments, les mesures de hauteur d'eau des limnigraphes bulle à bulle doivent être corrigées pour qu'on puisse séparer le débit du mélange eau+sédiments en débit liquide et débit solide.
- h. Malgré le phénomène d'hystérésis, les débits instantanés liquide et solide sont bien reliés entre eux par une loi du type puissance.
- i. Trois types de courbes d'hystérésis sont observés à Draix, selon la manière comme elles évoluent: sens des aiguilles d'une montre (type I), sens trigonométrique (type II) et courbe en huit (type III); la première étant la plus fréquente aussi bien au Laval qu'à la Roubine.
- j. En général, pour de faibles volumes liquides et de faibles débits de pointe, les concentrations à la montée des eaux sont plus élevées qu'à la descente, indiquant une faible production de sédiments par la pluie et l'entraînement d'une charge solide déjà disponible sur les versants. Aux forts débits de pointe, lesquels sont liés à des pluies de forte intensité et de courte durée, la concentration est plus élevée à la descente des eaux, indiquant une grande dégradation des sols.
- k. A la Roubine on identifie deux types de pluies: i) les pluies de longue durée (en général supérieure à 8h), forte hauteur tombée ( $h_{tot} > 30\text{mm}$ ), mais faible intensité ( $I_{max} < 50\text{mm/h}$ ) produisent des courbes d'hystérésis qui évoluent dans le sens des aiguilles d'une montre; ii) les pluies de courte durée (entre 1 et 4h); faible lame tombée, mais forte intensité ( $I_{max} > 50\text{mm/h}$ ) produisent des courbes du type II. Donc, les pluies avec une intensité inférieure à 50mm/h sont peu érosives, mais capables de transporter les sédiments déjà détachés et disponibles à cause volume liquide généré qui peut être conséquent.
- l. Au Laval, les caractéristiques de la pluie ne sont pas suffisantes pour expliquer la formation des courbes d'hystérésis et pour établir un seuil d'érosivité, car on observe une alternance entre les types de courbes formées en fonction du débit de pointe et de l'énergie cinétique de la pluie. Le volume solide en suspension mesuré à son exutoire est fort perturbé par les effets de dépôt et de reprise dans le talweg et dans la plage de dépôts situé à l'amont de la section de prélèvements.
- m. La réponse des bassins étudiés au niveau de la génération des sédiments qui constituent la charge solide en suspension montre les effets de changement d'échelle. A la petite échelle, la production de particules fines est liée aux caractéristiques de la pluie et on peut comprendre la formation des courbes d'hystérésis en fonction de son érosivité. A la grande échelle, l'histoire des dépôts et des reprises joue un rôle important et provoque la disparition des tendances observées à l'échelle élémentaire d'érosion.

**IV. MODELISATION DE LA PRODUCTION D'EROSION DES  
MARNES NOIRES SUR LA ROUBINE ET LE LAVAL**

## **CHAPITRE IV**

### **Modélisation de la production d'érosion des marnes noires sur la Roubine et le Laval**

Chaque fois qu'on se propose de modéliser l'érosion d'un bassin versant on doit avoir une idée des processus hydrologiques responsables de la transformation pluie-débit, car si la première est responsable de la mise en disponibilité des sédiments, ce sont les deuxième qui se chargent de les transporter vers l'exutoire.

A petite échelle (parcelle ou unité élémentaire), l'érosion est fortement liée à la pluie. Au fur et à mesure que l'écoulement cesse d'être diffus pour se concentrer en ruisseaux et canaux, le débit liquide devient un facteur important, car il agit sur les sédiments de manière à les mettre en mouvement. Ainsi, la connaissance de la production d'érosion d'un bassin versant, nous oblige à connaître les débits liquides instantanés ou, au minimum, le débit de pointe et le volume liquide écoulé.

Dans ce chapitre on présente, tout d'abord, la modélisation hydrologique du bassin versant du torrent du Laval et ensuite, la modélisation de la production d'érosion de l'unité élémentaire d'érosion - Roubine - et du Laval. Ces deux études, faites indépendamment, nous indiqueront les modèles le plus adaptés à notre cas d'étude et nous apporteront la connaissance des processus hydro-sédimentologiques qui s'y produisent.

#### **4.1. Modélisation hydrologique**

La modélisation hydrologique, dans le cadre de notre travail, a comme but principal l'identification des processus de transformation de la pluie en ruissellement à partir de l'emploi de quelques modèles disponibles, nous permettant de créer un outil capable de générer les hydrogrammes en quelque section des bassins étudiés et aussi de reconstituer les épisodes en tenant compte des erreurs d'enregistrement dû au mauvais fonctionnement des appareils, pour les exploiter ultérieurement.

On ne cherche pas à élaborer les lois qui décrivent les différentes parties du cycle hydrologique, c'est à dire, à créer une nouvelle modélisation. Ce qu'on cherche est trouver, parmi les modélisations disponibles, celle qui est capable de mieux reproduire les réponses hydrologiques des nos bassins.

On part du modèle ETC (Erosion des Torrents en Crue) prévu pour étudier l'hydrologie et l'érosion en montagne et on le compare à deux autres modèles: IPH (Instituto de Pesquisas

Hidraulicas) et NAM (Nedbor-Afstromnings-Model). Ces trois modèles diffèrent au niveau des lois employées pour la modélisation du cycle hydrologique: plus il est détaillé, plus complexe devient le modèle, conduisant à un nombre de paramètres plus ou moins significatif et, par conséquent, à un calage plus ou moins rapide.

Le tableau 4.1 donne un résumé des caractéristiques des modèles adoptés, dont la description sera faite au moment de les utiliser.

		ETC	IPH II	NAM
Données d'entrée		P E <sub>v</sub> T <sub>c</sub>	P E <sub>v</sub> T <sub>c</sub>	P E <sub>v</sub> T <sub>c</sub>
Réservoirs	surface	x	x	x
	hypodermique			x
	souterrain		x	x
	neige			x
Cycle hydrologique	interception	x	x	x
	rétenion		x	x
	transpiration			x
	évaporation		x	x
	infiltration	x	x	x
	percolation		x	x
	écol. superficiel	x	x	x
	écol. hypodermique		x	x
	écol. de base	x	x	x
Modèle	empirique	x		
	déterministe		x	x
Paramètres	nombre	2	7	13
	plus sensibles	2	4	7
	optimisation		x	
Données de sortie	pluie	x	x	x
	ruissellement	x	x	x
	écol. hypodermique			x
	écol. de base	x	x	x
Limitations			Dt ≤ 1/5 T <sub>c</sub>	S > 0,1 km <sup>2</sup>

**P** : pluie  
**E<sub>v</sub>** : évaporation  
**T<sub>c</sub>** : temps de concentration  
**T** : température  
**Dt** : pas de temps de calcul  
**S** : surface du bassin

**NAM** : Nedbor-Afstromnings-Model; Danish Hydraulic Institut  
**IPH II** : Instituto de Pesquisas Hidraulicas  
**ETC** : Erosion des Torrents en Crue ; CEMAGREF/Grenoble

Tableau 4.1 : Caractéristiques des modèles hydrologiques adoptés.

Les modèles hydrologiques choisis seront testés seulement pour le bassin versant du torrent du Laval, car c'est sur ce bassin que le ruissellement se produit plus tardivement par rapport à la pluie, qu'on observe les effets de l'état antérieur d'humidité du sol et de l'hétérogénéité du bassin. En plus, l'idée centrale de cette étude est de connaître la production d'érosion de l'unité élémentaire(Roubine) et l'appliquer aux sous-bassins du Laval (étant l'unité élémentaire, un tout homogène et indivisible).

#### 4.1.1. Le système de calcul ETC

Le système de calcul ETC (Erosion des Torrents en Crue) a été développé au CEMAGREF avec le but de prévoir, de prédéterminer et de reconstituer les phénomènes extrêmes en montagne (LEFRANC-1990). Différentes fonctions peuvent être choisies pour la détermination de la pluie nette et du ruissellement. Le bassin versant peut aussi bien être analysé globalement que divisé en sous-bassins et biefs.

La pluie nette peut être déterminée par l'emploi de la loi de Horton; par l'utilisation d'une fonction linéaire à seuil initial ou par la méthode du Soil Conservation Service. La fonction de transfert pluie nette-ruissellement à l'exutoire des sous-bassins est déterminée par la méthode de l'hydrogramme triangulaire. L'écoulement hypodermique n'est pas pris en compte pour le moment dans ce modèle pour deux raisons: d'une part le but du modèle n'est pas la prévision en continu des débits, mais celle des phénomènes extrêmes; d'autre part, le sous sol est fréquemment assez limité en montagne (quelques dizaines de centimètres quand le substratum n'affleure pas). Donc, lors des crues, l'écoulement hypodermique peut souvent être négligé, surtout si l'on s'intéresse aux fortes crues des bassins versants de montagne.

Pour le calage des épisodes du Laval, on a choisi comme fonction de production la méthode linéaire à seuil initial ou la méthode du Soil Conservation Service et comme fonction de transfert, la méthode de l'hydrogramme triangulaire.

##### 4.1.1.1. Description des fonctions

###### a. Les fonctions de production

###### La fonction de production linéaire avec seuil initial

La fonction de production linéaire avec seuil initial pour la détermination de la pluie nette est basée sur le coefficient d'écoulement, lequel est le rapport entre la pluie ruisselée et la pluie totale qui, multipliée par la pluie brute, nous conduit à la fonction suivante :

$$P_n(t) = K P(t) \quad (4.1)$$

où  $P_n(t)$  est la pluie nette dans l'instant  $t$  ;  $K$  est le coefficient de ruissellement et  $P(t)$  est la pluie brute. Si la somme de la pluie brute tombée est inférieure au seuil initial, la pluie nette est nulle. Dès que le seuil est dépassé, le ruissellement démarre:

$$\int P(t) dt < \text{seuil} \Rightarrow P_n(t) = 0 \quad (4.2)$$

$$\int P(t) dt > \text{seuil} \Rightarrow P_n(t) = K P(t) \quad (4.3)$$

Le coefficient d'écoulement varie manifestement en fonction du temps, avec l'intensité de la pluie, avec la nature du sol et son humectation, mais on peut en avoir une estimation en étudiant le rapport entre les lames tombées et écoulées de différentes pluies.

Il y a deux paramètres à caler dans le cas du choix de la fonction de production linéaire avec seuil: le seuil de ruissellement et le coefficient d'écoulement. Une limitation de cette méthode est qu'elle arrête le débit à la fin de la pluie; mais comme on s'intéresse plutôt aux épisodes de grande ampleur qui donne le maximum d'érosion, elle convient bien aux processus constatés à Draix.

#### La fonction de production du Soil Conservation Service

La fonction de production du Soil Conservation Service de USA estime la hauteur de la lame ruisselée lors d'un événement pluvieux. Elle est basée sur les hypothèses suivantes:

- \* la capacité d'infiltration tend vers la capacité d'infiltration résiduelle quand le temps augmente;
- \* le ruissellement n'apparaît qu'après qu'il soit tombé une certaine quantité de pluie constante (RI) interceptée par les végétaux ou servant à remplir les dépressions de la surface du sol.
- \* le rapport entre la lame ruisselée ( $h_{\text{ecou}}$ ) et la pluie nette est égal au rapport de ce qui s'est déjà infiltré à ce qui s'infiltrera au maximum.

Par la troisième hypothèse :

$$\frac{h_{\text{ecou}}(t)}{P_n(t)} = \frac{\int I(t) dt}{I_o \Delta t} \quad (4.4)$$

La pluie utile est la différence entre la pluie brute et la quantité interceptée par les dépressions du terrain et par la végétation, c'est à dire, est la quantité de pluie disponible pour infiltrer et écouler.

$$P_u(t) = P(t) - RI \quad (4.5)$$

Eliminant l'intégrale en (4.4) et (4.5) et considérant que le produit  $I_o \Delta t$  représente l'infiltration potentielle:

$$\frac{h_{\text{ecou}}}{P_u(t)} = \frac{P_u(t) - h_{\text{ecou}}}{I_o \Delta t}$$

et remplaçant la pluie utile par sa définition, la fonction de production SCS prend la forme suivante:

$$h_{\text{ecou}} = \frac{(P(t) - RI)^2}{I_p - (P(t) - RI)} \quad (4.6)$$

où  $h_{\text{ecou}}$  est la lame ruisselée (mm), RI les pertes initiales (mm),  $I_p$  l'infiltration potentielle (quantité de pluie que le sol est capable d'absorber, en mm) et  $P(t)$  est la lame de pluie tombée (mm).

L'analyse du fonctionnement de nombreux petits bassins versants aux USA montrent que les pertes initiales sont étroitement liées à l'infiltration potentielle par la relation:  $RI = 0.2 I_p$ ,

$$h_{\text{ecou}} = \frac{(P(t) - 0.2 I_p)^2}{P(t) + 0.8 I_p} \quad (4.7)$$

En choisissant cette fonction, on a un seul paramètre à caler: l'infiltration potentielle ( $I_p$ ). Le transfert de la pluie qui deviendra ruissellement en débit liquide est fait par la même méthode adoptée avec la fonction de production linéaire: l'hydrogramme triangulaire.

## **b. Fonction de transfert**

Pour la transformation de la pluie nette en ruissellement à l'exutoire du sous-bassin versant, le modèle ETC utilise une fonction de transfert simple: l'hydrogramme triangulaire, aussi bien dans le cas de la fonction de production linéaire à seuil qu'avec le SCS. Les données nécessaires au fonctionnement de cette fonction sont: la pluie nette, la durée de la pluie et le temps de concentration du bassin.



#### 4.1.1.2. Calage du modèle ETC

Le modèle ETC a été calé épisode par épisode sur dix épisodes du Laval en choisissant les fonctions de production linéaire avec seuil initial et du Soil Conservation Service (Tableau 4.2).

Considérant la fonction de production linéaire, on voit que le seuil de ruissellement varie entre 2.2 et 13 mm et que le coefficient d'écoulement prend des valeurs entre 0,25 et 0,70. La méthode du SCS indique que l'infiltration potentielle ( $I_p$ ) est en moyenne égale à 50 mm et que l'interception initiale moyenne varie entre 2 et 10 mm.

Episode	Fonction de Production			
	Linéaire à seuil		Soil Cons.Service	
	seuil	coef.écoul.	$I_p$	RI
18/07/86	7.5	0.35	28	5
06/07/87	2.0	0.45	25	4
04/10/87	13.0	0.35	55	9
10/10/87	7.5	0.50	70	3
18/06/88	9.0	0.30	50	5
25/06/88	6.5	0.25	65	5
20/08/88	7.0	0.25	65	5
18/10/88	8.0	0.40	80	2
14/06/89	11.0	0.70	10	10
21/08/89	2.2	0.25	35	5
valeurs moyennes	7.5	0.35	50	5

Tableau 4.2. Paramètres de calage - modèle ETC

En observant le tableau de détermination de la qualité du calage (tableau 4.3) et les sorties graphiques, on peut conclure que la fonction linéaire décrit mieux la forme du hydrogramme et le débit de pointe, alors que la fonction du SCS est plus adaptée à la description des volumes écoulés.

Episode	Linéaire à seuil						Soil Conservation Service			
	Q <sub>max</sub> observé (m <sup>3</sup> /s)	Volume observé (mm)	débit calculé	de pointe erreur (%)	Volume écoulé calculé	erreur (%)	débit calculé	de pointe erreur (%)	Volume écoulé calculé	erreur (%)
18/07/86	1.20	2.50	1.20	—	2.41	-3.6	1.13	-5.80	2.36	-5.60
06/07/87	5.92	10.40	5.36	-1.1	10.16	-2.3	5.43	-9.65	10.67	2.60
04/10/87	1.11	12.10	1.06	-4.5	10.29	15	1.33	19.80	12.62	4.30
10/10/87	1.85	32.81	1.60	-13.5	30.79	-6.2	1.84	-0.55	32.08	-2.20
18/06/88	0.73	4.80	—	—	—	—	0.77	5.50	3.14	-34.60
25/06/88	1.17	7.60	1.11	-0.9	7.10	-7.0	1.85	58.10	8.17	7.50
20/08/88	1.63	4.80	1.69	3.7	4.58	-4.6	1.67	2.50	4.83	-0.80
18/10/88	2.88	35.89	2.94	3.8	26.16	-20.8	2.61	-9.38	33.31	-7.20
14/06/88	3.92	4.42	2.56	-34.7	4.62	4.6	2.16	-44.90	4.05	8.4
21/08/89	3.26	4.97	3.07	-5.83	6.60	93.40	3.43	5.21	9.21	85.31

Tableau 4.3. Mesure de la qualité des calages - modèle ETC

La variation des paramètres de calage de la fonction linéaire est présentée dans la figure 4.1. En sachant le temps sec en jours qui sépare deux épisodes pluvieux, on peut avoir une première estimation des paramètres à caler, lesquels tiendront compte de l'état initial du bassin. En prévision, on adopte les paramètres moyens (seuil=7.5 mm, coefficient d'écoulement=0.35) ou on les estime à partir de leurs variations vues sur les figures 4.1.

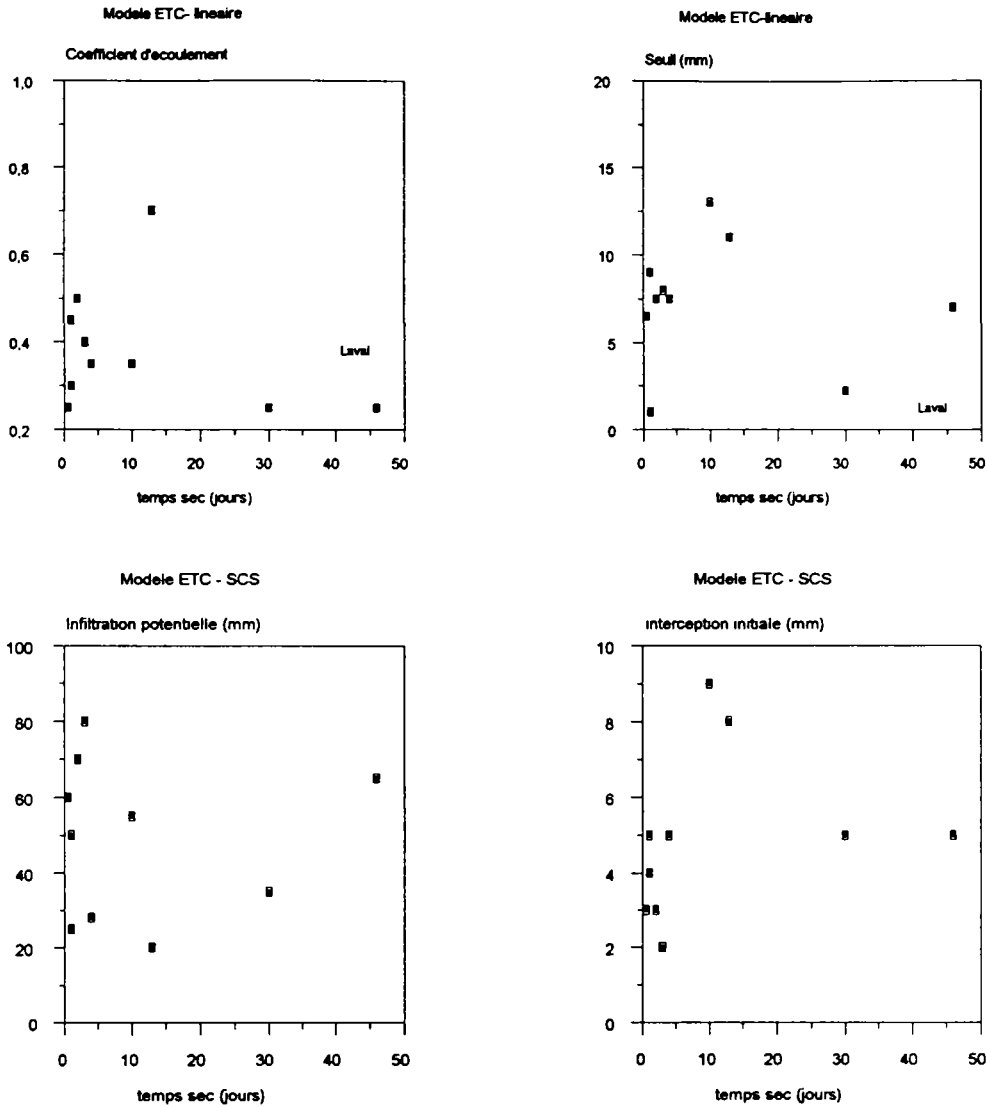


Figure 4.1. Variation des paramètres du modèle ETC - Fonction de production linéaire et du Soil Conservation Service

#### 4.1.2. Modèle Hydrologique IPH II

##### 4.1.2.1. Description du modèle

Le modèle hydrologique IPH II a été développé par l'Instituto de Pesquisas Hidraulicas (IPH) de l'Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Brésil. Il est basé sur l'algorithme de séparation des écoulements dû à BERTHELOT (1970), lequel emploie l'équation de la continuité associée à la loi d'infiltration de HORTON (1939) et une équation empirique pour la percolation. BERTHELOT et alli (1972), SANCHEZ (1972) et MUNOZ et TUCCI (1974) ont adopté cet algorithme pour développer un modèle de transfert pluie-débit. Ce modèle est composé par quatre algorithmes:

- \* pertes par évaporation et interception;
- \* séparation des écoulements;

- \* propagation des écoulements superficiel et de base;
- \* optimisation des paramètres.

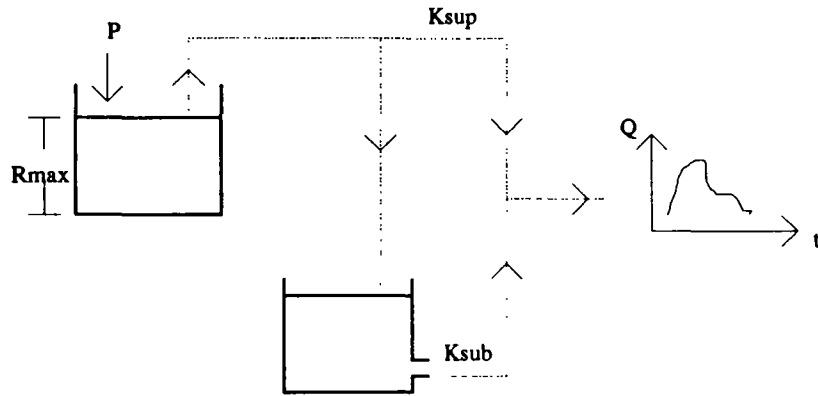


Figure 4.2. Schéma du modèle IPH II

Quand la précipitation est supérieure à l'évaporation potentielle, l'excédent remplit le réservoir de surface jusqu'à satisfaire sa capacité maximale de stockage ( $R_{\max}$ ). Ce qui reste de la pluie est introduit dans l'algorithme de séparation des écoulements, pour identifier la partie qui s'écoule comme ruissellement et la partie qui part vers les couches plus profondes du sol. Cette séparation est faite par la loi d'infiltration de Horton associée à une loi de percolation dans la couche supérieure du sol et à l'équation de continuité appliquée à cette couche (figure 4.3).

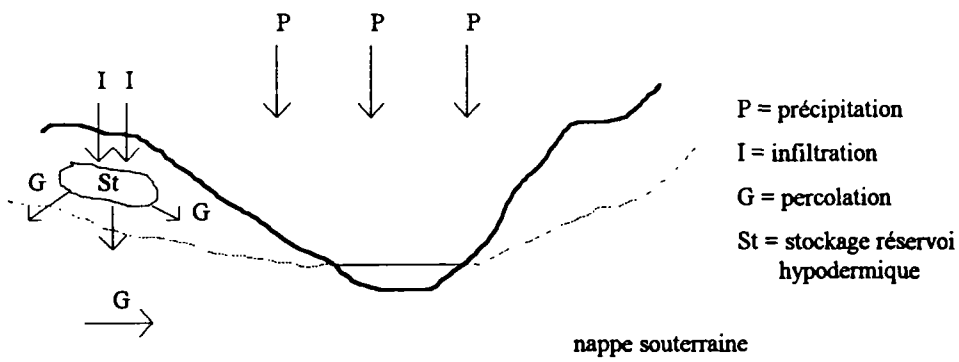


Figure 4.3. Flux d'eau dans la couche supérieure du sol - Modèle IPHII.

L'équation de Horton (1939) pour la détermination du taux d'infiltration est :

$$I = I_b + (I_o - I_b) h^t \quad (4.8)$$

où  $I$  est le taux d'infiltration (mm/h) dans le temps  $t$  ;  $I_b$  est le taux d'infiltration de base;  $I_o$  est le taux d'infiltration initiale et  $h = e^{-k}$ , étant  $k$  un paramètre empirique relié au type de sol. La percolation dans la couche supérieure du sol est définie par:

$$G = I_b (1 - h^t) \quad (4.9)$$

L'équation de continuité appliquée à la zone supérieure du sol est

$$\frac{dSt}{dG} = I - G \quad (4.10)$$

où  $St$  est le stockage d'eau dans le réservoir hypodermique. Les volumes superficiel et hypodermique sont déterminés par la comparaison entre la précipitation et la capacité d'infiltration.

Le transfert pluie nette-ruissellement est fait par l'emploi de la méthode de CLARKE (1973). Cette méthode utilise l'Histogramme Temps/Surface (HTS) pour effectuer la distribution temporelle de la pluie nette et la translater dans le temps. En sa forme simplifiée, cet hydrogramme est obtenu en supposant que le temps de parcours des gouttes de pluie dans le bassin est proportionnel à la distance de la section en étude à l'exutoire du bassin. Pour avoir plus de détails voir TUCCI (1986). Pour prendre en compte les effets de stockage dans le bassin, l'hydrogramme généré est simulé par un modèle du type réservoir simple, dont la solution est une impulsion unitaire exponentielle. Les expressions des débits superficiel ( $Q_{sup}$ ) et hypodermique ( $Q_{per}$ ) sont

$$Q_{sup} = Q_t e^{-1/K_{sup} t} + P_n (1 - e^{-1/K_{sup} t}) \quad (4.11)$$

$$Q_{per} = Q_t e^{-1/K_{sub} t} + V_{per} (1 - e^{-1/K_{sub} t}) \quad (4.12)$$

où  $P_n$  est la précipitation effective ou pluie nette après l'application du HTS;  $V_{per}$  est le volume percolé calculé par la séparation des écoulements;  $Q_t$  est le débit liquide dans le pas de temps précédant;  $K_{sup}$  et  $K_{sub}$  sont les constantes de propagation des écoulements de surface et de base.

Le modèle IPH II possède, donc, six paramètres à caler, dont les significations sont :

$RI$	: capacité maximale de stockage du réservoir de pertes initiales	(mm)
$I_o$	: taux d'infiltration maximale	(mm/h)
$I_b$	: taux d'infiltration de base	(mm/h)
$K_{sup}$	: coefficient de propagation de l'écoulement de surface	
$K_{sub}$	: coefficient de propagation de l'écoulement souterrain	
$h = e^{-k}$	: où $k$ est un paramètre relié au type de sol	

L'utilisation de ce modèle en différents bassins versants a démontré que les résultats sont plus sensibles aux paramètres:  $I_o$ ,  $I_b$ ,  $h$  et  $K_{sup}$ . L'estimation du paramètre  $K_{sub}$  peut être faite à partir de la décrue et il a une faible importance dans la simulation de crues isolées. Le paramètre  $K_{sup}$  peut être estimé à partir de l'évaluation du temps (en nombre de pas de temps de calcul) entre le centre de masse du hyetogramme et le centre de masse de l'hydrogramme. Une caractéristique intéressante de ce modèle, c'est qu'on peut considérer le temps de concentration comme étant un paramètre de calage. Pour le Laval, en considérant un intervalle de temps de calcul égal à 6 minutes, on trouve un temps de concentration que varie entre trois et cinq pas de temps, c'est à dire, entre 18 - 30 minutes.

#### 4.1.2.2. Calage du modèle IPH II

Le calage a été fait épisode par épisode avec dix épisodes choisis en fonction de leur magnitude. Une limitation de l'emploi de ce modèle au niveau journalier est la saisie de données: la pluie et le débit doivent être discretisés en pas de temps constant et égal ou inférieur à 1/5 du temps de concentration du bassin. Ceci impose une grande quantité de valeurs pour décrire un événement du Laval ( $dt \leq 6 \text{ min}$ ). Les épisodes de calage ainsi que les valeurs des paramètres sont vus dans le tableau 4.4.

Episode	$Q_{max}$ ( $m^3/s$ )	$Dt$ (min)	$T_c$ (dt)	$I_o$ (mm/h)	$I_b$ (mm/h)	$h$	$K_{sup}$	$K_{sub}$	$R_{max}$ (mm)	$R^2$
18/07/86	1.20	6	4	4.0	2.0	0,60	2,0	400	9	0.96
06/07/87	6.01	6	4	2.0	0.9	0,70	0.5	100	12	0.91
04/10/87	1.11	10	3	3.0	1.0	0.30	1.0	100	14	0.92
10/10/87	1.85	10	3	4.0	1.0	0.20	1.0	100	9	0.91
18/06/88	0.73	5	6	5.0	0.4	0.30	1.5	200	6	0.91
25/06/88	1.17	6	5	1.5	1.0	0,70	3.3	900	4	0.90
20/08/88	1.63	6	4	4.5	1.3	0.50	0.5	800	9	0.81
18/10/88	2.88	10	3	5.0	0.4	0.62	1.0	200	14	0.81
14/06/89	3.92	6	4	3.0	1.0	0.70	1,5	200	7	0.85
21/08/89	3.26	6	3	3.2	3.1	0.70	2,2	700	9	0.83
valeurs moyennes			4	4	1.2	0.5	1.5	370	9	

Tableau 4.4. Paramètres de calage du modèle IPH II

Analysant le tableau 4.4, on constate que :

- \* la capacité du réservoir de pertes initiales (rétention, interception) varie entre 4 et 14mm;
- \* l'infiltration de base ou résiduelle varie entre 0.9 et 3 mm/h
- \* la capacité maximale d'infiltration varie entre 1.5 et 5.0 mm/h
- \* l'écart entre l'infiltration initiale et la résiduelle est assez petit, ce qui suggère que l'infiltration puisse être considérée comme presque constante au long de la pluie.
- \* l'écoulement de base est faible, car l'infiltration, responsable pour la recharge de l'aquifère est faible.

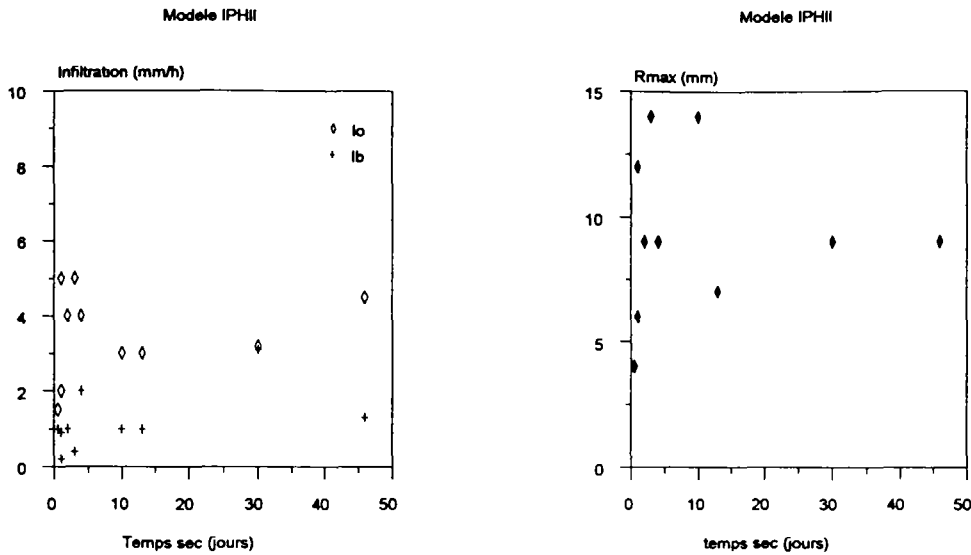


Figure 4.4. Variation des paramètres du modèle IPHII

La qualité du calage est très simple à évaluer quand on utilise de modèle IPH II, car il calcule le coefficient de détermination entre les hydrogrammes observé et calculé (tableau 4.4), dont les valeurs sont supérieures à 80 %.

Pour rendre plus facile la comparaison entre les modèles, on calculera l'erreur commise dans la génération des hydrogrammes d'un point de vue de leurs débits de pointe et volumes écoulés (Tableau 4.5), car ces grandeurs sont importantes pour l'évaluation de la production d'érosion des versants.

Episode	Débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ )			Lame écoulé (mm)		
	observé	calculé	erreur (%)	observé	calculé	erreur (%)
18/07/86	1.20	1.19	-1.70	2.50	2.93	17.6
06/07/87	6.01	5.17	-14.0	10.4	11.00	6.0
04/10/87	1.33	1.14	-14.3	12.10	14.04	16.0
10/10/87	1.85	1.84	-0.5	32.80	35.42	8.0
18/06/88	0.77	0.70	-9.0	4.80	4.46	-7.0
25/06/88	1.17	1.00	-14.5	7.60	6.31	17.4
20/08/88	1.63	1.69	4.0	4.80	3.46	-15.0
18/10/88	2.88	3.32	15.3	35.8	31.13	-13.0
14/06/89	3.92	3.78	-3.6	4.42	4.46	5.0
21/08/89	3.26	2.49	-24.0	4.97	5.07	2.0

Tableau 4.5. Mesure de la qualité des calages - Modèle IPH II

D'après le tableau 4.5 on voit que le débit de pointe est sous-estimé avec une erreur maximale de 24 %. La forme des hydrogrammes est bien décrite, surtout leur montée et le modèle n'introduit pas de décalage entre les pics calculé et observé. Les volumes écoulés des hydrogrammes générés par le modèle ont des erreurs dont le plus élevé est égal à 18 %.

### 4.1.3. Le modèle NAM

#### 4.1.3.1. Description du modèle

Le modèle NAM (Nedbor-Afstromnings-Model) est un modèle déterministe de transfert pluie/débit développé au Danish Hydraulic Institut comme une partie du système MIKE 11, un logiciel pour la simulation des écoulements, transport solide et qualité des eaux en estuaires, rivières et réseaux d'irrigation.

Comme données d'entrée il prend la précipitation et l'évaporation pour la prévision et, en plus, le débit observé pour le calage. Le modèle est capable de générer les écoulements de surface, hypodermique et de base; le niveau et la recharge de la nappe souterraine et l'état d'humidité du sol. Le mouvement d'eau dans le cycle hydrologique est décrit par quatre réservoirs (figure 4.5): de surface, hypodermique, souterrain et de neige, qui sont représentés par des lois physiques ou semi-empiriques. Le dernier réservoir est optionnel, obligeant la saisie de données de température.

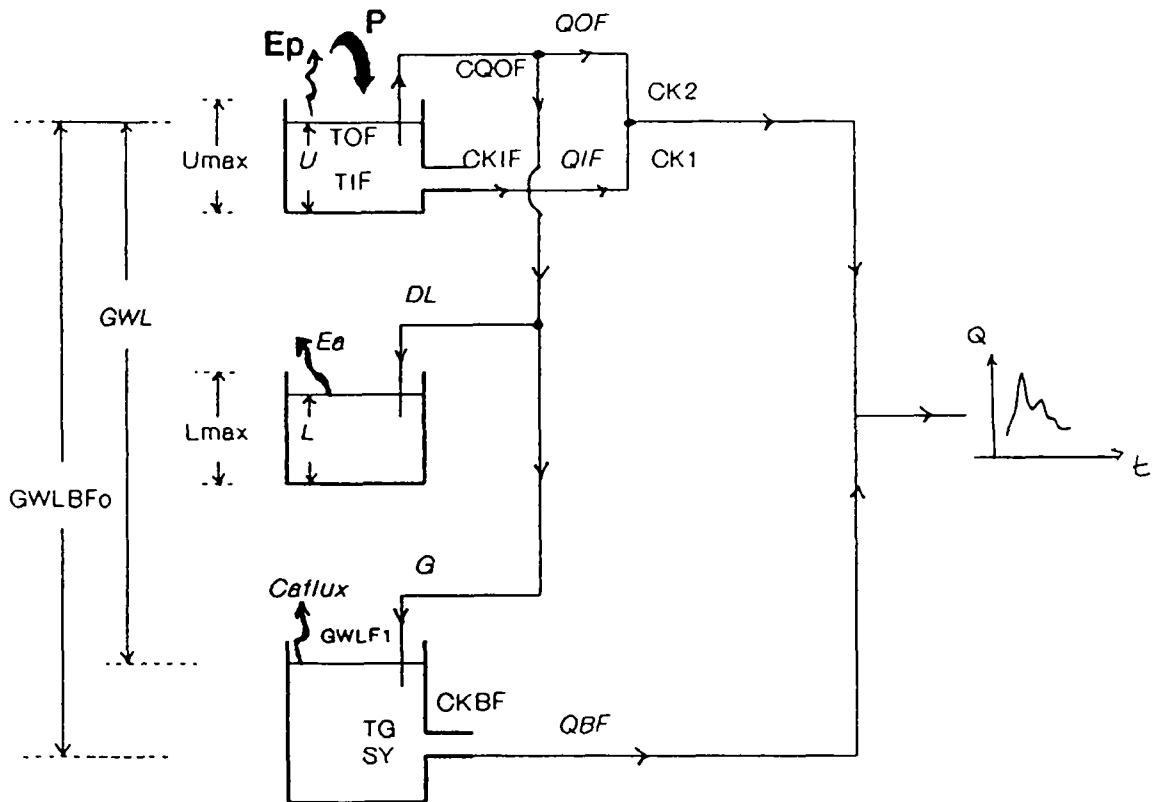


Figure 4.5. Schéma du modèle NAM

Le réservoir de surface représente la quantité d'eau retenue par l'interception par les feuilles, par l'accumulation dans les dépressions du sol et en surfaces cultivées. Il est caractérisé par le paramètre  $U_{max}$ , sa capacité de stockage.

Le réservoir hypodermique représente l'effet de la zone de racines et de la couche de sol au-dessous de la surface, d'où la végétation retire l'eau pour sa transpiration. Son paramètre caractéristique est  $L_{\max}$ , quantité maximale d'eau capable d'être accumulée sans écouler vers la nappe souterraine.

Le réservoir souterrain représente la nappe souterraine et toute la partie saturée du sol. Il est caractérisé par deux paramètres:  $GWLBF_0$ , profondeur maximale de la nappe qui cause écoulement de base et  $GWLFL_1$ , profondeur de la nappe qui produira le flux capillaire.

Le flux d'eau qui sort de chaque réservoir est fonction de coefficients semblables aux coefficients de décharge des orifices, appelés: CQOF pour le réservoir de surface, CKIF pour l'écoulement hypodermique et CKBF pour le réservoir souterrain.

Les écoulements de surface et hypodermique sont propagés par les constantes de temps  $CK_2$  et  $CK_1$  jusqu'à arriver au exutoire du bassin.

Les paramètres TOF, TIF et TG agissent comme des seuils de telle façon que les écoulements de surface, hypodermique et souterrain ne sont pas générés si les valeurs des seuils sont supérieures au stockage du réservoir hypodermique.

En général, la structure du modèle vue dans la figure 4.5 essaie de traduire les différentes phases du cycle hydrologique. Une part de la pluie interceptée par la végétation ou stockée dans les dépressions du terrain est représentée par la capacité maximale de stockage du réservoir de surface ( $U_{\max}$ ). Le stockage d'eau maximal dans la zone des racines (couche de sol en dessous de la surface d'où les plantes prennent l'eau pour leur transpiration) est représentée par le paramètre  $L_{\max}$ . La quantité d'eau ( $U$ ) dans le réservoir de surface est systématiquement diminuée par l'évaporation. Quand le stockage superficiel est maximal ( $U > U_{\max}$ ), la part de l'excédent en précipitation devient ruissellement et l'autre part s'infiltre vers les couches inférieures du sol. Un pourcentage de l'eau infiltrée augmente le contenu d'humidité ( $L$ ) du réservoir hypodermique. La part restante ( $G$ ) atteint les couches plus profondes du sol et recharge la nappe souterraine. Les différents types d'écoulement: surface (QOF), hypodermique (QIF) et souterrain (QBF) sont déterminés par des lois empiriques basées sur la proportionnalité entre la quantité d'eau stockée et la capacité maximale de stockage de chaque réservoir.

#### 4.1.3.2. Calage du modèle NAM

Le choix des épisodes à modéliser a été fait pour l'analyse de l'ensemble des données mesurées au Laval / Pompe, en observant le rapport entre la lame écoulée et la hauteur de pluie tombée et, surtout, la forme des hydrogrammes (c'est par l'analyse de la forme des hydrogrammes qu'on peut écarter les événements avec mauvais fonctionnement des appareils).

Les conditions de départ pour le calage / simulation indiquent l'état du bassin versant avant l'épisode en étude. Dans la plupart des cas le torrent du Laval ne coule que pendant une pluie, autrement dit, les écoulements de base sont si faibles que les équipements de mesure ne sont pas capables de les enregistrer, on supposera qu'il n'y aura pas d'écoulements entre deux pluies et que le sol est sec. Ainsi les écoulements superficiel et hypodermique sont inexistantes et il n'y a pas d'eau stocké dans les réservoirs qui représentent les couches du sol. Pour éliminer la contribution de la nappe souterraine, son niveau a été fixé en 10 m.

Les dix épisodes choisis et leurs paramètres de calage sont vus dans le tableau 4.6.



Episode	Umax	Lmax	CQOF	CKIF	TOF	TIF	CK1	CK2	TG	SY	CKBF	GWLBFO	GWFLI
18/07/86	8	1,0	0,50	10	0	0	0,5	0,5	0	0,1	500	2	2,2
06/07/87	8	1,0	0,60	10	0	0	0,2	0,2	0	0,1	100	2	2,2
04/10/87	8	1,0	0,20	30	0	0	0,1	0,1	0	0,1	100	2	2,2
10/10/87	8	1,0	0,55	50	0	0	1,0	1,0	0	0,1	100	2	2,2
18/06/88	8	1,0	0,35	30	0	0	0,6	0,6	0	0,1	100	2	2,2
25/06/88	1	0,5	0,60	50	0	0	0,8	0,8	0	0,1	100	2	2,2
20/08/88	8	1,0	0,30	50	0	0	0,5	0,5	0	0,1	100	2	2,2
18/10/88	4	0,5	0,35	30	0	0	0,6	0,6	0	0,1	100	2	2,2
14/06/89	1	0,3	0,60	50	0	0	0,8	0,8	0	0,1	100	2	2,2
21/08/89	1	0,3	0,60	50	0	0	1,0	1,0	0	0,1	100	2	2,2

Tableau 4.6. Paramètres de calage - modèle NAM

L'observation des valeurs obtenues par les paramètres de calage nous amène aux conclusions suivantes:

- \* Les paramètres les plus importantes pour le calage sur le bassin versant du Laval sont: Umax, Lmax, CQOF, CK1 et CK2, c'est à dire, la capacité du réservoir de pertes initiales, le coefficient de ruissellement et le temps de réponse des écoulements superficiel et hypodermique.
- \* Le paramètre CKIF relié à la production de l'écoulement hypodermique est important pour ajuster la descente des hydrogrammes à plusieurs pics;
- \* Les paramètres SY et GWFLI sont estimés à partir des valeurs indicatives trouvées dans la notice du modèle et ils sont conservés constants.
- \* Les paramètres TOF, TIF et TG sont conservés nuls, indiquant que les écoulements sont générés avec n'importe quelle teneur d'humidité dans la zone de racines. Par exemple, l'écoulement de surface est défini dans le modèle NAM par l'équation empirique :

$$QOF = \begin{cases} CQOF \frac{(L - TOF)}{(L_{max} - TOF)} P_n & \text{si } L > TOF \\ \text{zéro} & \text{si } L \leq TOF \end{cases}$$

en annulant TOF, l'écoulement est généré dès qu'on a un certain excédent de pluie; la même chose se passe pour l'écoulement de base. A propos du seuil TIG, la notice conseille la valeur zéro, car il n'est pas très important.

- \* Le paramètre CKBF, temps de réponse de l'écoulement souterrain, n'a aucune importance dans le calage, une fois que le niveau de l'aquifère (GWLBFO) reste toujours au dessous du niveau donné au départ.

L'évaluation de la qualité des calages a été difficile à faire car une sortie numérique des valeurs calculées et du tableau de synthèse des résultats n'est pas possible sur cette version du modèle NAM, puisque le logiciel n'est pas prévu pour faire les impressions à des pas de temps inférieurs à une journée. Il faut bien remarquer que le modèle NAM est un modèle du type "boîte

noire", plutôt mensuel que journalier. Donc, même en choisissant un pas de temps de calcul inférieur à la journée, les résultats y sont ramenés et on n'a pas l'accès aux sub-routines pour faire des changements. Au Laval, dont le temps de concentration varie entre 20-30 minutes, pour bien décrire les hydrogrammes on doit choisir un temps de calcul qui soit inférieur ou égal à 6 min. Pour vaincre cette limitation, on a déterminé, grosso modo, les volumes des hydrogrammes générées ainsi que les débits de pointe et on les a comparés aux valeurs observées (tableau 4.7)

Episode	débit de pointe (m <sup>3</sup> /s)			lame écoulee (mm)		décalage	
	observé (1)	calculé (2)	erreur (3) (%)	observé (4)	calculé (5)	erreur (6) (%)	pic (7) (h)
18/07/86	1.21	1.30	7.4	2.5	3,39	36	0
06/07/87	6.01	5.91	-16.6	10.4	*	*	0.42
04/10/87	1.11	0.89	-20.0	12.1	14.04	16	0
10/10/87	1.85	1.88	2.0	32.8	38.7	18	*
18/06/88	0.73	0.74	1.0	4.8	4.46	-3	0
25/06/88	1.17	1.17	0.0	7.6	8,65	10	0
20/08/88	1.63	1.79	10.0	4.8	4,66	-3	0.25
18/10/88	2.88	2.93	1.7	35.9	29.07	-19	0.33
14/06/89	3.92	4.02	2.6	4.4	4.51	2	0
21/08/89	3.26	3.73	14.4	4.97	14.24	186	0.3

Tableau 4.7. Mesure de la qualité des calages - modèle NAM

Chaque colonne du tableau 4.7 signifie le suivant :

- (1) débit de pointe mesurée (m<sup>3</sup>/s)
- (2) débit de pointe calculé par le modèle NAM; obtenu par mesure sur les graphiques
- (3) erreur commise dans le calage du débit de pointe : (3) = [(2) -(1)] / (1)
- (4) volume de l'hydrogramme observé, exprimé en lame écoulee (mm)
- (5) volume de l'hydrogramme calculé, exprimé en lame écoulee (mm)
- (6) erreur relative commise dans le calage du volume écoulé : (6) = [(4) -(5)] / (4)
- (7) écart entre le temps de pic observé et le temps de pic calculé.

Du tableau 4.7 on déduit qu'en général les pics sont bien calés; on obtient des décalages de l'ordre de 0,25 h (15 min) à 0,70 h (48 min) et pour 40 % des épisodes analysés il est nul. En ce qui concerne la forme du hydrogramme, en général, les modèles reproduisent bien l'onde de crue observée; sauf pour quelques épisodes où l'écoulement hypodermique produit une récession plus forte que celle observée. Le débit de pointe est en général surestimé, donnant des erreurs relatives de l'ordre de 20%, mais parfois le débit calculé coïncide avec celui observé. Les incertitudes engendrées par la détermination de la lame écoulee avec la méthode de l'intégration graphique rendent difficile l'interprétation des volumes des hydrogrammes. On peut voir, quand même, que à cause de la simulation de l'écoulement hypodermique, le modèle produit plus d'eau dans la décrue que les valeurs observées, ce qui ne nous conduit pas à refuser le modèle, puisque il est capable de bien reproduire le débit de pointe et les crues très rapides, celles qui causent beaucoup d'érosion.

### Application du modèle NAM

La connaissance d'une fonction de transfert pluie-débit nous fournit un outil très puissant pour vérifier la qualité et la précision des mesures des niveaux d'eau, une fois qu'elles sont

soumises à un mauvais fonctionnement des appareils. Pour montrer l'importance du calage d'un modèle hydrologique à un bassin versant, on va analyser le cas de l'épisode du 24/08/87.

Observant les hydrogrammes générés par la pluie du 24/08/87 dans les bassins de Draix: Laval, Francon et Roubine (figure 4.6), on voit que l'hydrogramme mesuré au Laval a un palier qui n'apparaît pas dans les autres. La valeur du débit de pointe au Francon est de  $4,4 \text{ m}^3/\text{s}$ , à la Roubine est de  $0,0195 \text{ m}^3/\text{s}$  et au Laval est de  $0,689 \text{ m}^3/\text{s}$ . on peut conclure qu'il a eu des problèmes avec l'enregistrement des niveaux au Laval.

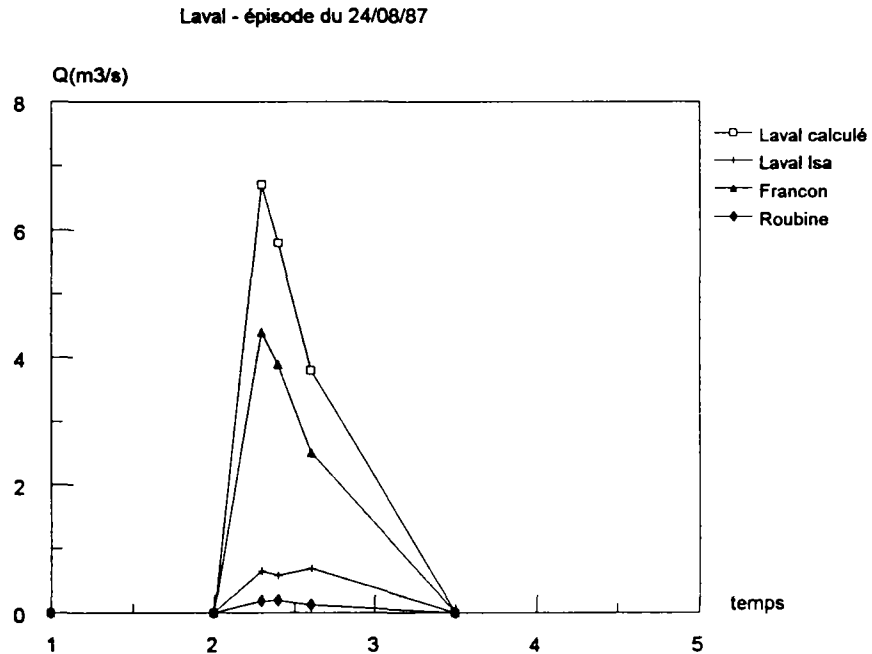


Figure 4.6. Application du modèle NAM - épisode du 24/08/87

L'application du modèle montre l'existence d'une onde de crue similaire à celle observée au Francon, avec un débit de pointe égal à  $6,7 \text{ m}^3/\text{s}$ , valeur beaucoup plus en accord avec celles mesurées habituellement. Simulant les crues où on vérifie qu'il y a eu un mauvais fonctionnement des appareils de mesure, on peut essayer de les corriger et, ces épisodes au début négligés à cause des erreurs, pourront éventuellement faire partie des échantillons d'étude.

On constate après les différents essais de calage du modèle NAM, que pour réussir à modéliser le Laval, il faut annuler la réponse du réservoir souterrain, affaiblir la contribution du réservoir hypodermique et travailler seulement avec les paramètres liés au réservoir de surface. Il faut regretter l'absence d'une sortie numérique pour nous aider dans l'analyse de l'importance de chaque élément du cycle hydrologique, ainsi que l'absence d'une notice plus précise dans la description des fonctions empiriques et/ou physiques employées.

La sortie graphique des hydrogrammes fait leur décomposition en écoulement de surface, hypodermique et de base. La plupart des fois, les deux dernières ont été nulles, ce qui nous suggère que les processus hydrologiques à Draix sont simplifiés et bien traduits par ce qui se passe au niveau des premières couches du sol.

Pour vérifier si les processus hydrologiques plus raffinés comme l'influence de la zone de racines dans la perte d'eau causée par la transpiration des végétaux, la teneur d'humidité des premières couches du sol; l'ascension capillaire de la nappe souterraine ou l'échange d'eau entre les réservoirs sont importants pour décrire la transformation de la pluie en débit dans le bassin versant du Laval, on va comparer les résultats obtenus .

#### 4.1.4. Comparaison entre les modèles hydrologiques

Comparant les résultats des calages des différents modèles, on peut évaluer le poids de la contribution de chaque élément du cycle hydrologique pris en compte par chacun d'entre eux et vérifier si les modèles hydrologiques de conception plus simple et moins sophistiqués au niveau de la représentation du cycle hydrologique que NAM sont aussi bien capables de bien traduire le processus de transfert pluie-débit au Laval.

La comparaison entre les modèles hydrologiques est faite en analysant les erreurs relatives commises dans l'estimation du débit de pointe et du volume ruisselé, puisque la connaissance de ces variables est le point de départ de quelque modèle de production d'érosion. D'après le Tableau 4.8 et les figures 4.7, on constate que les trois modèles sont capables de décrire les processus de transfert pluie/débit au Laval avec un même niveau de précision.

	erreurs relatives ( % )					
	Débit de pointe			Volume écoulé		
	ETC	IPHII	NAM	ETC	IPHII	NAM
18/07/86	0	-1.7	7.4	-3.6	17.6	36.0
06/07/87	-1.1	-14.0	-16.6	-2.3	6.0	*
04/10/87	-4,5	-14.3	-20.0	-15.0	16.0	16.0
10/10/87	-13.5	-0.5	2.0	-6.2	8.0	18.0
18/06/88	*	-9.0	1.0	*	-7.0	-3.0
25/06/88	-0.9	-14.5	0.0	-7.0	17.4	10.0
20/08/88	3.7	4.0	10.0	-4.6	-15.4	-3.0
18/10/88	3.8	15.3	1.7	-20.8	-13.0	-19.0
14/06/89	-34.5	-3.6	2.6	-4.6	5.0	2.0
21/08/89	-5.8	-24.0	14.4	93.4	2.0	186.0

Tableau 4.8. Comparaison entre les modèles

Le modèle NAM est plus adapté à la détermination du débit de pointe, tandis que pour les volumes écoulés les trois modèles répondent de façon similaire. Le modèle IPH II est celui qui donne la plus mauvaise réponse pour les volumes ruisselés. Pour l'estimation des volumes écoulés, le modèle ETC donne des erreurs de la même ordre de grandeur que ceux trouvés avec NAM. Pour les crues rapides (celle du 14/06/89, par exemple), le modèle NAM est celui qui fournit le meilleur résultat, tandis que le modèle le plus simple - ETC - donne le plus mauvais.

A partir des trois épisodes présentés sur la figure 4.7, on constate que: pour l'épisode du 25/06/88, le modèle NAM est le seule capable de décrire le premier pic, cependant, la montée du deuxième pic est bien décrite par les trois modèles; pour l'épisode du 20/08/88, les trois modèles sont égales dans la montée de l'hydrogramme, mais le modèle IPH II est le seule à bien reproduire la descente des eaux, enfin, pour l'épisode du 14/06/89, le modèle NAM est l'unique à bien simuler la crue observée.

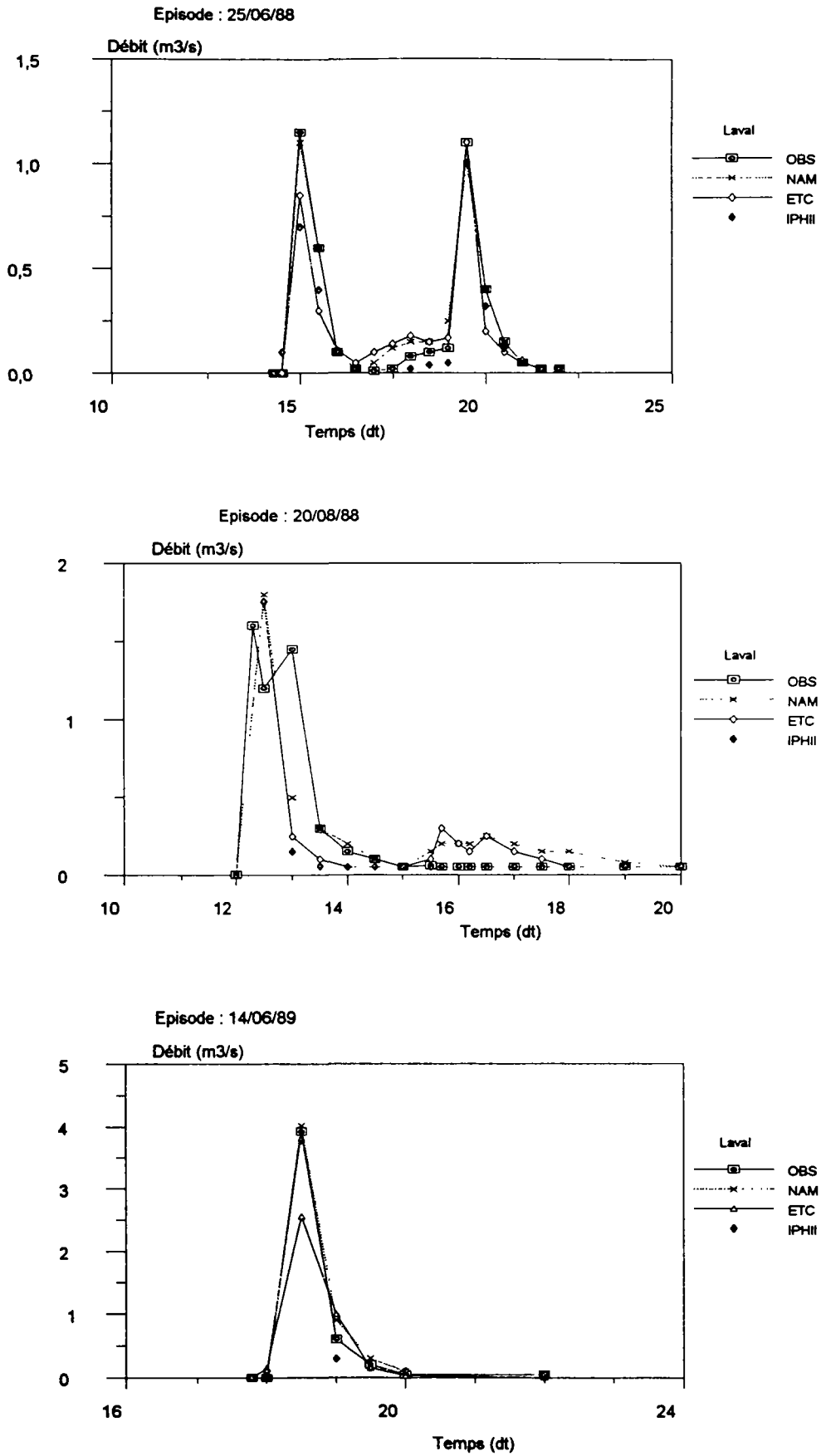


Figure 4.7. Comparaison entre les résultats de calage des modèles hydrologiques pour quelques épisodes du Laval.

En général, les trois modèles sont capables de bien reproduire le débit de pointe et le volume des hydrogrammes mesurés dans le Laval; grandeurs qui, d'après la littérature, sont les plus importantes pour la modélisation de l'érosion des bassins versants. Le choix du modèle à adopter dans la suite de ce travail sera donc basé sur la facilité et rapidité de leur emploi. Le modèle IPH II décrit mieux les épisodes simples (avec une seule onde de crue) de courte durée, mais il exige la saisie des données de pluie et de débit en pas de temps constant et inférieur à 1/5 du temps de concentration du bassin. Le modèle NAM est, sans aucune doute, celui qui fournit les meilleurs hydrogrammes, mais si on tient compte du fait qu'il a treize paramètres à caler, qu'il s'agit d'un modèle type "boîte noire", où on n'a pas l'accès à leurs fonctions et algorithmes de calcul et qu'il n'est pas conçu pour donner sorties numériques si la période de simulation est inférieure à une journée (c'est bien le cas à Draix), l'effort que son application exige ne justifie pas son emploi aux bassins versants de Draix.

Dans notre cas d'étude, les processus de transformation pluie/débit sont simples et rapides, étant plutôt d'origine superficielle, sans écoulements de base significatifs. Un modèle basé sur une perte initiale et sur un coefficient d'écoulement (comme le modèle ETC) groupe la rapidité du calage à une compréhension facile de sa conception, donnant une précision de calcul tout à fait adaptée à nos besoins. Donc, vis à vis la simplicité de la saisie de données (extraction directe des fichiers SAB enregistrés sur le terrain); le nombre faible de paramètres à caler; la rapidité à comprendre l'influence de chaque paramètre sur les crues à caler; la possibilité de faire des modifications dans le logiciel, on adoptera le modèle ETC pour simuler la transformation pluie/débit dans la suite de ce travail.

## 4.2. Modélisation de l'érosion

La modélisation globale de l'érosion du Laval et de la Roubine constitue le coeur de l'étude qu'on se propose de développer. Mais, avant d'entrer dans la recherche des fonctions pour expliquer la quantité de sédiments produite par les bassins sous l'action de la pluie, on doit avoir une certaine connaissance des mécanismes, processus et formes d'érosion qui prédominent à Draix. Les observations qualitatives de l'érosion présentées en 4.2.1. sont extraites des travaux de COULMEAU (in CEMAGREF-1987).

### 4.2.1. Quelques notions sur les processus érosifs à Draix.

Le gel et les alternances d'humidification/assèchement de la roche-mère sont les agents responsables de la désagrégation des roches marneuses et marno-calcaires qui s'achève par la formation d'une couche d'altération, origine des sédiments capables d'être entraînés par la pluie et le ruissellement vers l'exutoire des bassins versants. Cette désagrégation est favorisée par la présence de diaclases, de joints et de plans de schistosité et elle varie en fonction du taux de calcaire, du taux d'argile et de la porosité des sols. Le taux de calcaire et la porosité à l'eau des deux principales formations géologiques trouvées dans les bassins du Laval et de la Roubine sont indiqués dans le tableau 4.9.

	Porosité à l'eau (%)	Taux de calcaire(%)
Marnes supérieures (Terres Noires)	6.8	38.4
Calcaire	1,6	72,3

Tableau 4.9. Porosité et taux de calcaire des principales formations rocheuses à Draix

D'après OLIVRY et HOORELBECK (1988), " la particularité des marnes est de se déliter en frites, plaquettes puis palettes et éléments fins pour passer aux suspensions et argiles d'autant plus vite que les teneurs en carbonate de calcium sont faibles." Les différents étapes de l'altération des marnes à Draix sont résumés par la figure 4.8. Les trois derniers modèles sont ceux qui traduisent l'altération des roches observée au Laval et à la Roubine.

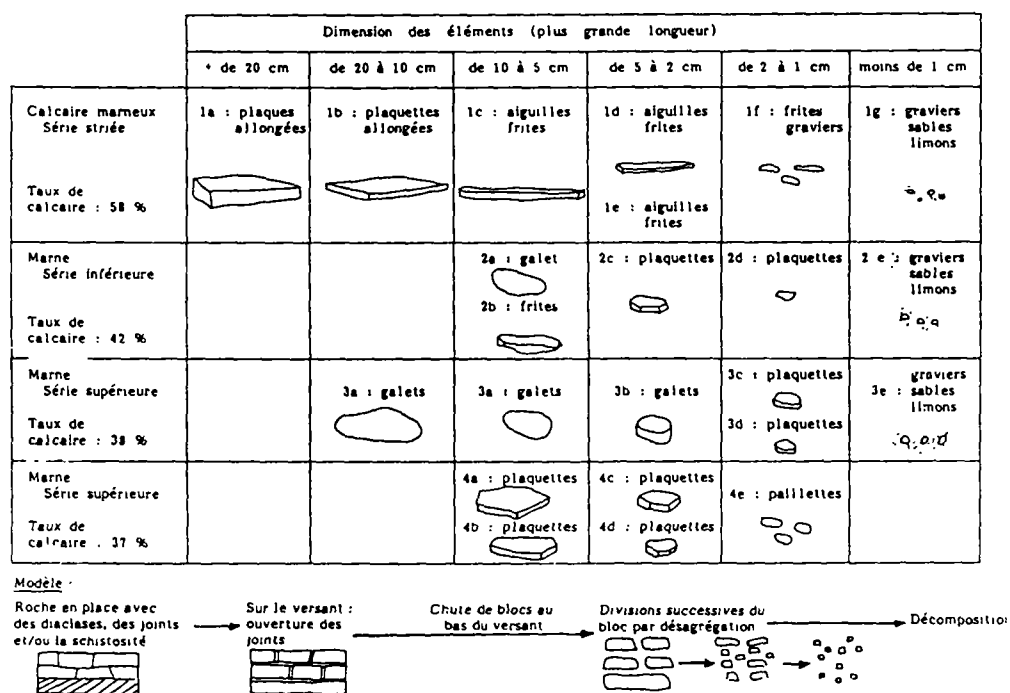


Figure 4.8. Altération des roches du bassin versant du Laval (d'après COULMEAU, in CEMAGREF - 1987)

Différentes observations de terrain (CEMAGREF-1987) ont montré que le ruissellement en nappe ne débute jamais dès le commencement de la pluie: sur le sol sec, il débute lorsque les pores et les fissures de dessiccation du sol sont remplis d'eau ou refermés; sur le sol humide, il débute plus tôt. Ce type d'écoulement opère à la surface des marnes altérées un glaçage dû à l'obstruction des pores du sol par les limons.

Le ruissellement diffus en micro-chenaux inorganisés opère un décapage du sol de ses matières les plus fines: argiles, limons et sables. Lorsque l'intensité de la pluie est suffisante (orages d'été), les chenaux peuvent se réunir et donner naissance à des rigoles où l'écoulement concentré commence à pouvoir transporter les sédiments grossiers.

Le ruissellement concentré donne origine aux rigoles et aux ravines. Les rigoles sont des talwegs saisonniers, de l'ordre décimétrique, en forme de gorge à parois verticales. Elles atteignent leur creusement maximum à la pointe de l'averse; lorsque la pluie diminue d'intensité, elles ne se creusent plus mais élargissent leur fond, créant à leur ouverture des surplombs qui s'effondrent dans le chenal. Les ravines sont des talwegs permanents de l'ordre métrique, en forme de V symétrique, dont les processus d'érosion sont dûs au ruissellement concentré et aussi aux éboulements, à la solifluxion pelliculaire, au ruissellement diffus et aux mouvements de masse.

On ne décrira pas les différentes formes et formations d'érosion du bassin versant du Laval (pour cela voir COULMEAU, CEMAGREF-1987), mais on présentera une synthèse de son analyse des effets saisonniers de l'érosion dû au cycle des rigoles, car c'est ce cycle qui donne origine à un stock de sédiments sur les versants, disponibles au détachement et à l'entraînement par les pluies.

### Le cycle annuel des rigoles

Les marnes noires s'oxydent à l'air et les alternances d'humidité (sec-humide) terminent pour produire une couche d'altération. C'est sur cette couche que COULMEAU a observé les effets saisonniers de l'érosion dû au cycle des rigoles, dont on reprend la description. Les rigoles se forment sur les parties régulières des versants et le pouvoir érosif de plusieurs d'entre elles peut donner origine à une ravine. Au cours du cycle annuel, les rigoles ont une existence saisonnière et, selon les périodes, jouent un rôle variable dans le cycle d'érosion.

Au printemps, après les derniers gels, la pluie commence à creuser les rigoles sur les versants. Le ruissellement dégage les chenaux et évacue les éléments accumulés par le gel pendant l'hiver.

En été, sous l'action des orages violents, les rigoles développent des réseaux plus complets sur les versants à forte pente. Le creusement des chenaux causé par ces orages, forme des incisions profondes à la surface des versants tandis que les pluies de plus faible intensité comblent les rigoles avec des matériaux érodés par les pluies précédentes de moyenne intensité. A mesure que les orages sont de plus en plus intenses, les rigoles s'approfondissent et, dans certains cas, les pluies torrentielles peuvent réduire le nombre de rigoles en détruisant leurs interfluves. C'est dans cette période qu'on observe les plus grands apports solides à la plage de dépôts; les versants sont, donc, "nettoyés".

Les versants exposés au Nord montrent en premier les effets du gel. Le gel rompt et ameublir la croûte de surface qui s'est formée par le lavage des limons qui ont colmaté les interstices et pores du sol pendant les pluies d'automne. La solifluxion laminaire domine et les rigoles se dégradent par auto-comblement par la suite de l'éboulement de leurs berges. Sur les versants exposés au Sud, lors d'une journée ensoleillée, la surface du sol est saturée en eau provenant de la fonte de la glace en surface, il se produit alors la gélifluxion pelliculaire. Les gonflements des aiguilles de gel dégradent la surface et quand elles fondent, la surface du sol glisse et des plaquettes de sédiment s'écroulent. Ceci peut expliquer en partie les grosses quantités de matériau transitant dans les ravines au printemps.

En résumé, deux types de processus sont actifs dans le cycle érosif des rigoles à Draix: l'érosion par ruissellement concentré dominant en été et au printemps; et la solifluxion laminaire due à l'action des cycles gel-dégel en hiver.

Une autre description des processus érosifs sur les marnes est proposée par OLIVRY et HOORELBECK (1988). Selon ces auteurs, à partir d'observations sur les marnes de la région du Buech: " en début d'averse, l'effet de battance mobilise les particules libres de la surface des marnes sèches et par ruissellement, apporte à la première pointe de concentration. Puis, l'imbibition des marnes provoque rapidement un gonflement des argiles, la fermeture des fissures et une plus grande cohésion des marnes. Avec la diminution de l'infiltration, le ruissellement s'intensifie et l'érosion, qu'avait diminuée, va se développer suivant les filets du ruissellement et les rigoles observés sur les versants, en suivant en intensité le hyetogramme de l'averse. Lorsque l'imbibition a gagné en profondeur, des mottes de marne altérée peuvent se détacher du versant ou attendre leur limite de liquidité et rejoindre le lit du ruisseau. A ce niveau, d'ailleurs, l'importance



de l'écoulement augmentant son pouvoir érosif va exporter les dépôts précédemment stockés et faciliter l'érosion des bas des versants."

#### 4.2.2. Modèles de production d'érosion événementiels

La mesure de l'érosion des bassins à Draix se fait à partir de deux quantités: le volume déposé dans la plage de dépôts et le volume transité, comme indiqué dans le paragraphe 3.2.1.3. La quantité de sédiments produite par les bassins versants du Laval et de la Roubine est étudiée à l'échelle de l'événement et à l'échelle annuelle. Dans le premier cas, on formule des lois pour décrire les volumes transité et déposé ainsi que le poids total de sédiments produit par chaque pluie / ruissellement. Dans le deuxième cas, on détermine la perte en sols et le taux d'ablation propres à chaque bassin en regardant globalement la production d'érosion année par année. Ensuite, on compare les deux bassins.

##### 4.2.2.1. Méthodologie

La recherche d'une fonction de production de sédiments s'appuie sur des analyses statistiques faites avec l'aide du logiciel STATGRAFICS. D'abord on analysera les épisodes où les volumes, soit de matériel transité soit de matériel déposé ont été mesurés. On cherchera une fonction reliant le volume de sédiments transité en suspension avec les caractéristiques de l'écoulement et une autre qui explique le volume de sédiments déposés dans la plage de dépôts en fonction des paramètres pluvio/débimétriques.

Le point le plus délicat de cette analyse est la recherche d'une fonction explicative par le volume déposé. On doit bien garder en mémoire que dans la plupart de cas ce volume est la réponse du bassin à l'action de plusieurs pluies. Donc, dans une première approximation, on doit écarter ces événements et conserver ceux qui représentent la contribution d'une seule pluie/crue.

Ainsi l'étude sera faite en deux parties:

- \* la première consiste à travailler sur les épisodes pluvieux complètement mesurés et déterminer les variables explicatives les plus pertinentes ainsi que la fonction d'explication la plus fiable.
- \* la deuxième consiste à utiliser la fonction ainsi obtenue pour calculer les volumes déposés et d'érosion des séries d'épisodes dont on ne connaît que le dépôt global. La comparaison de la somme des valeurs estimées et la mesure réelle permet de proposer une répartition du volume de sédiments mesuré entre les différents épisodes de la série et recommencer l'explication.

Avec cette démarche (figure 4.9), l'échantillon de départ sera pas à pas étendu et on continue l'estimation des volumes dont on ne connaît que le cumul jusqu'à la convergence.

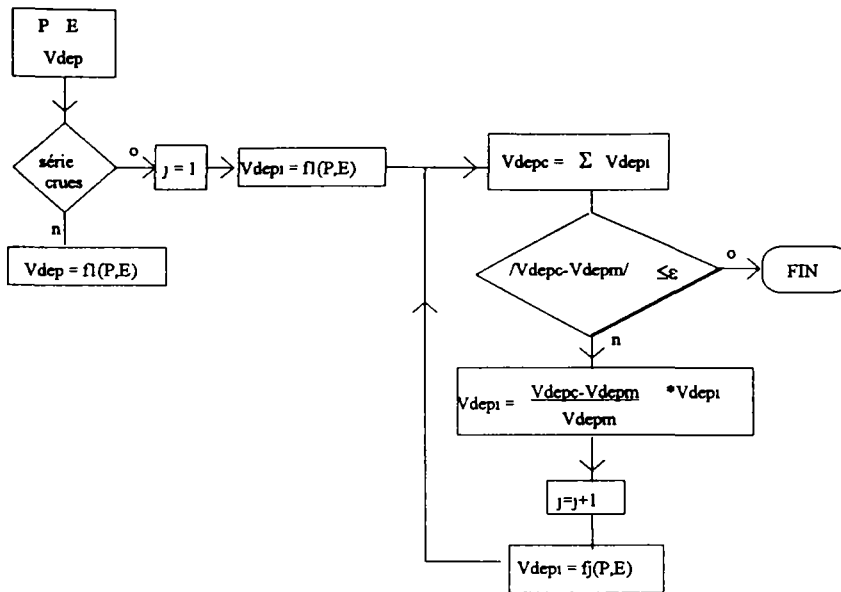


Figure 4.9. Méthodologie pour le traitement d'une suite de crues.  
(i = épisode; j = itération)

Dans le schéma pour le traitement d'une série de crues (figure 4.9), les variables de départ sont le volume déposé dans les plages de dépôts ( $V_{dep}$ ), les caractéristiques de la pluie ( $P$ ) et de l'écoulement ( $E$ ). On cale une première fonction  $f_1(P,E)$  pour les volumes déposés correspondants à une seule crue. Cette fonction est appliquée pour estimer les volumes déposés des crues dont on ne connaît que le cumul ( $V_{dep_i}$ ), lesquels sont ensuite sommés pour générer le volume total déposé par la série d'épisodes ( $V_{depc}$ ). Si la différence entre le volume cumulé et le volume mesuré est inférieure à une certaine erreur, on considère que la bonne fonction a été trouvée. Dans le cas contraire, on fait une répartition du volume de sédiments mesuré entre les différents épisodes et on recommence l'explication, c'est à dire, on cale une nouvelle loi  $f_j(P,E)$ .

#### 4.2.2.2. Constitution des échantillons étudiés

Les bassins versants étudiés ont une série de mesures de pluie, de débit et de sédiments depuis l'année 84. La période exploitée est limitée aux années 85-88 pour le calage des modèles et 89-90 pour leur validation. L'année 84 est éliminée car on ne dispose que des enregistrements de la pluie du poste Sévigné, tandis que pour les autres années on les a aussi au Laval et à Pompe.

A propos de l'utilisation des données du Seigné, DJEDIDI (1989) a constaté que la détermination du poids total de sédiments transportés par une crue en fonction de la pluie mesurée en ce pluviographe conduit à une perte d'information de l'ordre de 16 %. C'est à dire, l'érosion observé à la Roubine est plus relié à la pluie mesurée au Laval qu'au Seigné.

Éliminée l'année 84, on doit choisir les épisodes de travail parmi les épisodes mesurés. A cause des processus érosifs que peuvent être différents d'une crue à l'autre, on élimine les épisodes pluvieux d'hiver dont les caractéristiques sont souvent complexes (neige et/ou pluie, sol gelé, appareils en fonctionnement difficile, solifluxion, coulées boueuses ..). On sélectionne les dates de démarrage et de fin d'une période regroupant printemps-été-automne (début avril, fin octobre ou novembre) et sur cette saison on conserve tous les épisodes.

Les échantillons choisis contiennent tous les épisodes pluvieux ayant donné un ruissellement, même faible, ainsi que les volumes solides transités ( $V_{mes}$ ), calculés à l'aide des concentrations des échantillons prélevés et les volumes mesurés dans la plage de dépôts. Le tableau 4.10 en donne un résumé.

	1985 - 1988	
	Roubine	Laval
Nombre de crues	86	99
Crues en période non-hivernale	70	78
Mesures de $V_{mes}$	16	21
Mesures de $V_{dep}$ une seule crue	16	4
plusieurs crues	17	19

Tableau 4.10. Taille des échantillons choisis pour le calage des modèles de production d'érosion: Roubine et Laval.

Sur cette échantillon deux autres problèmes se posent:

- \* à cause de l'absence de prélèvements au cours de certaines crues, on dispose parfois de plus de mesures de volumes déposés que de volumes transités. On commencera par l'analyse des volumes transités ( $V_{mes}$ ) connus, sachant qu'ils sont bien corrélés au débit maximal, pour essayer de compléter les données manquantes et obtenir une échantillon de départ le plus grande possible.
- \* à cause de l'absence de mesures systématiques du volume retenu dans la plage de dépôts après chaque crue, on observe certains cas où le volume déposé est le résultat de la contribution de plusieurs crues.

4.2.2.3. Variables adoptées

Les échantillons étudiés sont composés des paramètres pluviométriques, débimétriques et des transports solides qui caractérisent la crue et la pluie .

Les paramètres pluviométriques

Les caractéristiques des averses ayant causé les crues sont, bien entendu, indispensables à l'explication de ces crues. L'examen de la littérature en ce domaine nous a conduit à retenir les paramètres suivants:

- $h_{tot}$  : hauteur totale de la pluie (mm)
- $h_{tot03}, \dots, h_{tot15}$  : hauteur totale de pluie lorsqu'elle dépasse un seuil de 3, .. 15 mm/h (mm)
- $i_{01}, i_{05}, \dots, i_{60}$  : intensité maximale de pluie en 1, 5, ... 60 minutes (mm/h)
- $e_j$  : énergie cinétique totale de l'épisode pluvieux (J/m<sup>2</sup>)
- $e_{j03}, e_{j06}, \dots, e_{j15}$  : énergie cinétique totale avec un seuil de 3, .. 15 mm/h (J/m<sup>2</sup>)

On élimine du calcul les séquences dont l'intensité est inférieure à un seuil. Ce seuil varie avec la nature, la pente et la couverture végétale du sol.

L'énergie totale de l'épisode pluvieux est calculé par la formule de Wischmeier :

$$e_j = \sum_{i=1}^n [(11,9 + 8,73 \log I) dh]$$

où i indique la partition de la pluie, I est l'intensité et dh la hauteur de pluie tombée pendant l'intervalle i.

### Les paramètres débimétriques

Les paramètres retenus sont:

$Q_{\max}$  : débit de pointe (m<sup>3</sup>/s)

$h_{\text{ecou}}$  : lame d'eau écoulée (mm)

$V_{\text{liq}}$  : volume total de la crue (m<sup>3</sup>)

Ces paramètres sont déduits de l'application de la courbe de tarage de la structure de mesures (déversoir triangulaire-Roubine; jauge Parshall-Laval) aux hauteurs enregistrées par le limnigraphe. La lame écoulée et, par conséquent, le volume déversé sont beaucoup plus faciles à évaluer en crues brutales, car l'imprécision sur l'enregistrement des hauteurs introduit une grande incertitude sur les volumes lorsque la décrue est lente.

La nature de l'écoulement mesuré est une autre source d'erreurs, car il s'agit d'un mélange, plus ou moins concentré, de l'eau et de sédiments transités qui peut conduire à une mauvaise détermination des débits liquides (les limnigraphes sont conçus pour travailler avec l'eau claire). En plus on ne prend pas en compte le stockage et le laminage dus à la présence de la plage de dépôts et de la fosse de sédiments.

### Les paramètres des transports solides

Les paramètres qui traduisent le transport solide causé par les crues enregistrées sans ambiguïté sont les suivants:

$V_{\text{mes}}$  : Volume des matériaux transitant à travers les stations de mesures (l)

$V_{\text{dep}}$  : Volume déposé dans la plage de dépôts (m<sup>3</sup>, l)

Les relevés du volume déposé se font à peu près chaque semaine. L'exploitation directe de ces résultats est interdite quand il y eu plusieurs crues durant la semaine ou bien quand la période de relevé est supérieure à une semaine.

#### 4.2.2.4. Etude du volume de matières en suspension

Du fait de l'absence de prélèvements au cours de certaines crues, on va chercher une formule explicative pour les volumes transités en fonction des autres paramètres qui caractérisent l'épisode étudié.

Dans la littérature spécialisée on voit que le débit solide transporté au sein de l'écoulement est fortement liée au débit de pointe. Observant les concentrations instantanées mesurées le long d'une crue, on constate qu'elles sont reliées par cycles au débit (courbes d'hystérésis). Pour les crues complexes (plusieurs pics) on a vu que la concentration décroît de cycle en cycle. Comme la concentration en MES dépend de la destruction des plaquettes et paillettes des marnes en éléments fins, on peut considérer que cette désagrégation dépend de la turbulence de l'écoulement représentée soit par le débit maximum, soit par l'intensité de la pluie, comme nous l'avons déjà montré dans le paragraphe 3.3.2.2. On peut donc attendre que le volume de matières en suspension soit aussi bien corrélé aux caractéristiques de l'écoulement.

Le tableau 4.11 présente les coefficients de corrélation entre les différents paramètres intéressants pour expliquer le volume des matériaux transités en suspension, pour les deux bassins en étude.

ROUBINE									
	V <sub>mes</sub>	V <sub>liq</sub>	Q <sub>max</sub>	h <sub>tot</sub>	h <sub>tot09</sub>	i <sub>01</sub>	i <sub>05</sub>	ej <sub>00</sub>	ej <sub>09</sub>
V <sub>mes</sub>	1.000	0.574	0.964	0.303	0.459	0.446	0.637	0.398	0.523
V <sub>dev</sub>		1.000	0.396	0.625	0.274	-.042	-.020	0.547	0.251
Q <sub>max</sub>			1.000	0.405	0.634	0.564	0.658	0.535	0.670
h <sub>tot</sub>				1.000	0.756	0.281	0.280	0.968	0.725
h <sub>tot09</sub>					1.000	0.627	0.658	0.886	0.995
i <sub>01</sub>						1.000	0.959	0.471	0.681
i <sub>05</sub>							1.000	0.484	0.719
ej <sub>00</sub>								1.000	0.869
ej <sub>09</sub>									1.000

L A V A L									
	V <sub>mes</sub>	V <sub>liq</sub>	Q <sub>max</sub>	h <sub>tot</sub>	h <sub>tot09</sub>	i <sub>01</sub>	i <sub>05</sub>	ej <sub>00</sub>	ej <sub>09</sub>
V <sub>mes</sub>	1.000	0.614	0.869	0.547	0.702	0.289	0.426	0.629	0.639
V <sub>dev</sub>		1.000	0.434	0.921	0.586	-.081	-.020	0.865	0.533
Q <sub>max</sub>			1.000	0.466	0.728	0.361	0.512	0.584	0.741
h <sub>tot</sub>				1.000	0.723	0.117	0.216	0.960	0.685
h <sub>tot09</sub>					1.000	0.534	0.650	0.861	0.997
i <sub>01</sub>						1.000	0.937	0.256	0.523
i <sub>05</sub>							1.000	0.378	0.648
ej <sub>00</sub>								1.000	0.832
ej <sub>09</sub>									1.000

Tableau 4.11. Coefficients de corrélation (R) entre V<sub>mes</sub> et les autres paramètres

Dans le cas de la Roubine on voit que le volume des matériaux en suspension est très bien corrélé au débit de pointe (R=0,964). Les paramètres liés à la pluie qui ne traduisent pas la

"turbulence" des épisodes (par exemple, la hauteur de pluie) sont assez mal corrélés au volume transité.

Pour le bassin versant du Laval, la meilleure explication du volume est aussi donnée par le débit maximum ( $R = 0,87$ ), mais à un niveau un peu plus faible que pour la Roubine. L'explication donnée par l'intensité de la pluie commence à être significative à mesure qu'augmente sa durée. Il se produit la même chose avec les hauteurs de pluie; les hauteurs avec un seuil de 9 mm/h expliquent mieux le volume en suspension que les hauteurs totales.

Le choix de la fonction qui explique le mieux la variation du volume transité en suspension est fait au moyen de différents méthodes de régression. On a adopté soit la régression linéaire simple ( $y=\alpha x+\beta$ ) ou multiplicative ( $y=\alpha x^\beta$ ), soit la régression non-linéaire dont les résultats sont indiqués au tableau 4.12.

Bassin	Type	Fonction	R <sup>2</sup> (%)
Roubine	linéaire	$V_{mes} = 28,68 Q_{max} - 28,83$	92,91
	multiplicative	$V_{mes} = 16,18 Q_{max}^{1,06}$	74,61
	non-linéaire	$V_{mes} = 8,99 Q_{max}^{1,38}$	94,86
		$V_{mes} = 11,84 Q_{max}^{1,09} i_{15}^{0,038}$	94,94
Laval	linéaire	$V_{mes} = 62,36 Q_{max} - 52118$	75,61
	multiplicative	$V_{mes} = 262,96 Q_{max}^{0,88}$	74,19
	non-linéaire	$V_{mes} = 2592,42 Q_{max}^{0,577}$	85,32

Tableau 4.12. Régressions faites pour expliquer  $V_{mes}$

La différence entre la régression linéaire multiplicative et la régression non-linéaire est basée sur la méthode d'estimation des paramètres de calage. Dans la première, l'estimation est faite par la méthode des moindres carrés des logarithmes des valeurs et dans la seconde, elle est faite par itération de la fonction désirée avec les valeurs naturelles, en minimisant l'écart type résiduel des valeurs brutes.

Comme on s'intéresse par les phénomènes extrêmes (fortes crues) et la régression non-linéaire privilégie ces valeurs, on retient le modèle non-linéaire comme étant la meilleure explication de  $V_{mes}$ . Le passage d'une à deux variables explicatives n'améliore quasiment pas l'explication du volume transité en suspension.

Pour le bassin de la Roubine, le volume des matériaux en suspension est expliqué par:

$$V_{mes} = 8,99 Q_{max}^{1,38}$$

(l)

(l/s)

$$R^2 = 94,86 \%$$

(4.13)

tandis qu'au Laval, cette fonction prend la forme suivante:

$$V_{\text{mes}} = 2592,42 Q_{\text{max}}^{0,577} \quad R^2 = 85,32 \% \quad (4.14)$$

(l)                      (l/s)

Dans ces deux équations le volume transité est exprimé en litres (l) et le débit de pointe en litres par seconde (l/s). Les épisodes adoptés dans le calage de la fonction par  $V_{\text{mes}}$  sont présentés sur la figure 4.10, ainsi que les courbes calées. On peut remarquer que le débit de pointe ne joue pas avec le même exposant : sur le Laval il est environ la moitié que sur la Roubine car le laminage et les effets de moyenne interviennent sur le grand bassin.

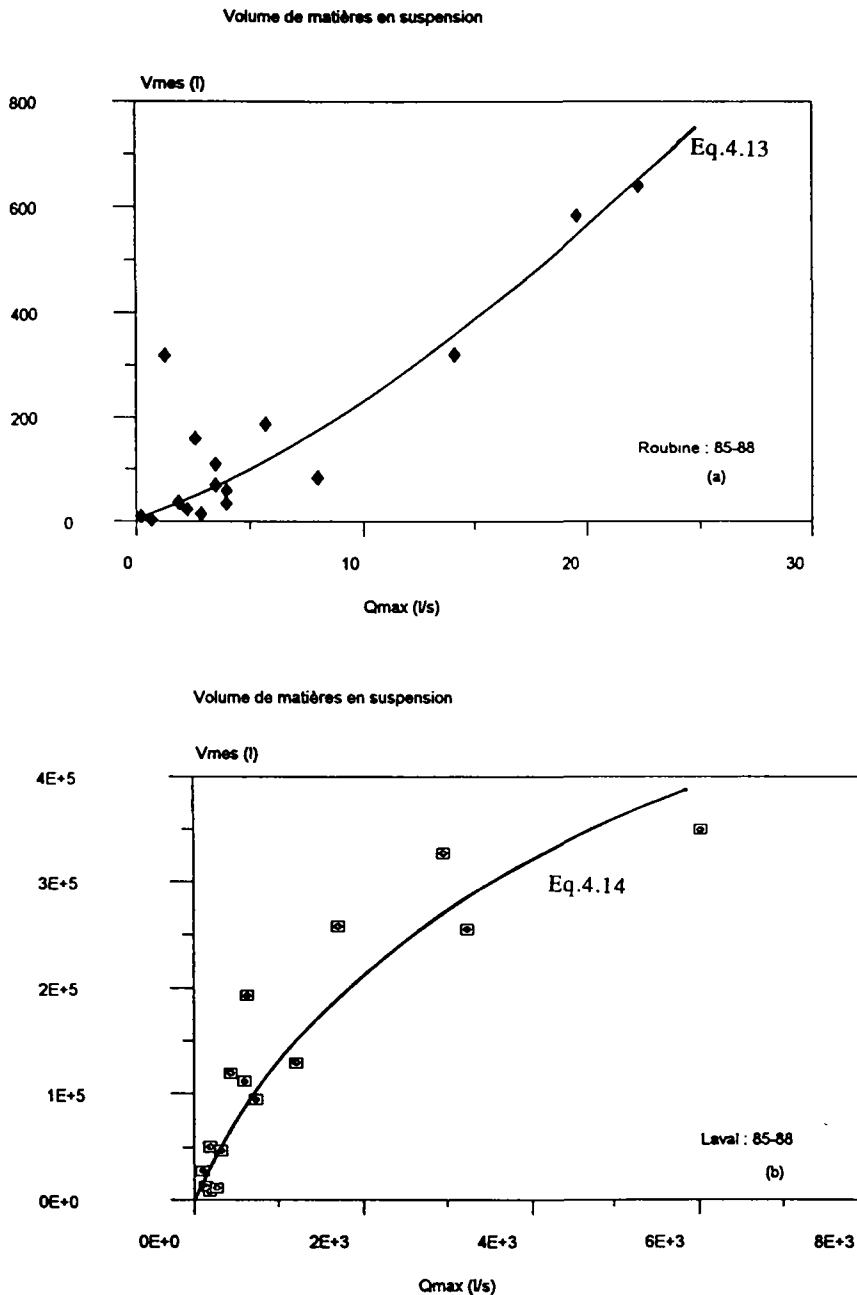


Figure 4.10. Volume transité des matières en suspension (a) Roubine et (b) Laval (période de calage: 1985-1988)

La figure 4.10 montre qu'il n'y a pas assez d'épisodes de grande magnitude; ceci signifie que les exposants des équations 4.13 et 4.14 ne sont pas définitifs et qu'ils devront être recalculés après l'enregistrement de nouvelles fortes crues.

Considérant que le volume transité est l'intégration le long de la crue du produit entre la concentration instantanée (g/l) et le débit liquide (l/s), la mauvaise corrélation entre ce volume et le volume liquide ruisselé et par la pluie peut se constituer dans une contradiction. Si on reprend les analyses faites dans le paragraphe 3.3.2.2, on se souvient que la concentration et le débit liquide sont reliés par des cycles qui diffèrent d'une crue à l'autre. La figure 4.11 montre la représentation des concentrations instantanées mesurées ( $C_{mes}$ ) en fonction du débit liquide instantané, toutes les crues prélevées mélangées. On y remarque, principalement à l'échelle logarithmique, qu'il y a un limite maximum de concentration pour les plus fortes débits liquides. Cette observation rejoint celle rapportée en Chine, de l'existence d'une concentration limite par les écoulements hyperconcentrés (FEI et alii.).

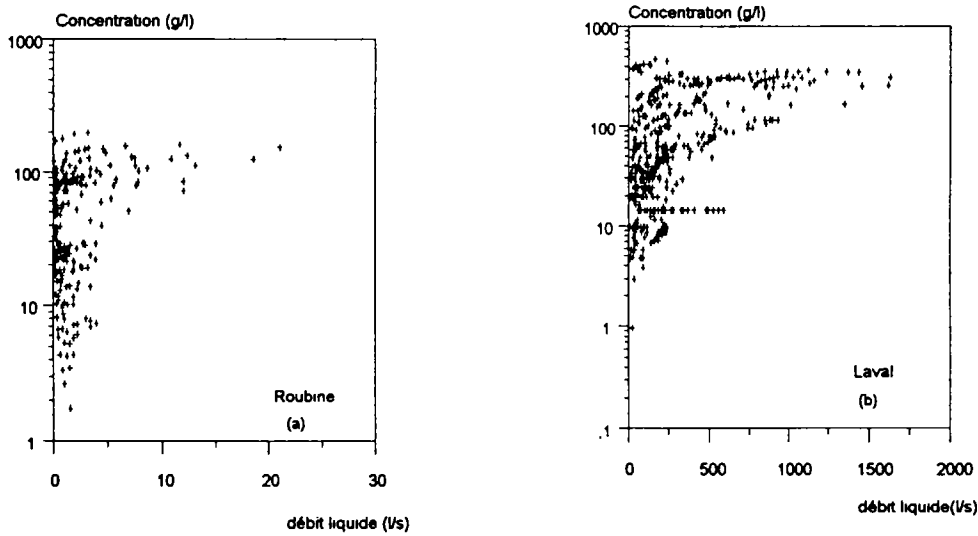


Figure 4.11. Concentrations instantanées mesurées en différentes crues en fonction du débit liquide instantané: (a) Roubine et (b) Laval. (Chaque point représente un point de prélèvement)

La figure 4.11 indique que pour les faibles débits (4l/s pour la Roubine, 1,2 m<sup>3</sup>/s pour le Laval), la variabilité de la concentration est assez conséquente. Au-delà des ces débits, la variabilité diminue et on peut envisager une relation univoque avec le débit, laquelle converge vers le seuil de concentration. Cette tendance peut être expliquée par les différents processus d'érosion: en faibles crues, le volume transité provient du transport des sédiments disponibles; pour les fortes crues, on peut supposer que le taux d'érosion augmente dû au "splash" des pluies avec forte intensité.

La possible existence d'un seuil de concentration (entre 100 et 400 g/l) pour les forts débits explique pourquoi le volume transité ne dépend pas du volume ruisselé mais seulement du débit de pointe. Le volume ruisselé est la somme de tous les débits liquides instantanés et il dépend donc de la forme de la crue et on sait qu'il n'y a pas de corrélation entre le volume écoulé et le débit de pointe. En plus, dans le calcul du volume solide transité en suspension par chaque crue à partir des prélèvements, l'incertitude des mesures des faibles débits est plus élevée que celle des débits de pointe; ceci peut aussi expliquer la bonne corrélation entre  $V_{mes}$  et  $Q_{max}$ .



#### 4.2.2.5. Etude du volume déposé

L'étude du volume déposé dans la plage de dépôts du Laval et dans le piège à sédiments de la Roubine sera faite en deux étapes. Tout d'abord on va analyser les volumes déposés par une seule crue (celles dont la mesure du volume dans la plage correspond à une seule pluie); ensuite, on analysera les volumes de sédiments apportés par plusieurs crues. La démarche suivie est d'essayer d'agrandir l'échantillon des données de volume déposé, pour établir ensuite la loi finale de production d'érosion.

On part d'un échantillon-base formé par les épisodes pluvieux où la quantité de sédiments déposée correspond à une seule crue. Pour la Roubine, cet échantillon est composé par 16 épisodes, tandis que pour le Laval ils ne sont que 4. Cette absence d'information impose l'adoption d'une procédure qui nous permettra d'agrandir l'échantillon de base et d'améliorer, pas à pas, l'explication du volume déposé.

#### Volume déposé par une seule crue - échantillon de base.

##### La Roubine

Le choix des variables explicatives pour le volume déposé a été fait en partant du tableau de corrélations partielles (Tableau 4.13) entre les variables et en appliquant la méthode STEPWISE.

	$V_{\text{dep}}$	$Q_{\text{max}}$	$h_{\text{tot}}$	$h_{\text{tot}09}$	$i_{01}$	$i_{05}$	$e_{j00}$	$e_{j09}$
$V_{\text{dep}}$	1.0	0.399	0.533	0.836	0.794	0.722	0.720	0.869
$Q_{\text{max}}$		1.000	0.405	0.634	0.564	0.658	0.535	0.670
$h_{\text{tot}}$			1.000	0.756	0.281	0.279	0.968	0.725
$h_{\text{tot}09}$				1.000	0.627	0.658	0.886	0.995
$i_{01}$					1.000	0.959	0.471	0.471
$i_{05}$						1.000	0.484	0.557
$e_{j00}$							1.000	0.869
$e_{j09}$								1.000

Tableau 4.13. Coefficients de corrélation (R) pour le volume déposé par une seule crue - Roubine

La méthode STEPWISE donne comme variables significatives: la hauteur totale et les intensités maximales en 1 minute, dont le modèle de régression multiple produit explique en 88 % (coefficient de détermination partielle) la variation des volumes déposés.

Le meilleur modèle de régression non-linéaire à deux variables calé sur les données est :

$$V_{\text{depi}} = 0,0389 h_{\text{tot}}^{0,916} i_{01}^{1,638} \quad (4.15)$$

où  $V_{\text{dep1}}$  est le volume déposé produit par une seule crue (l);  $h_{\text{tot}}$  est la hauteur de pluie tombée (mm) et  $i_{01}$  est l'intensité maximale de la pluie en 1 minute (mm/h), dont le coefficient de détermination est ( $R^2$ ) égal à 0,965 (figure 4.12).

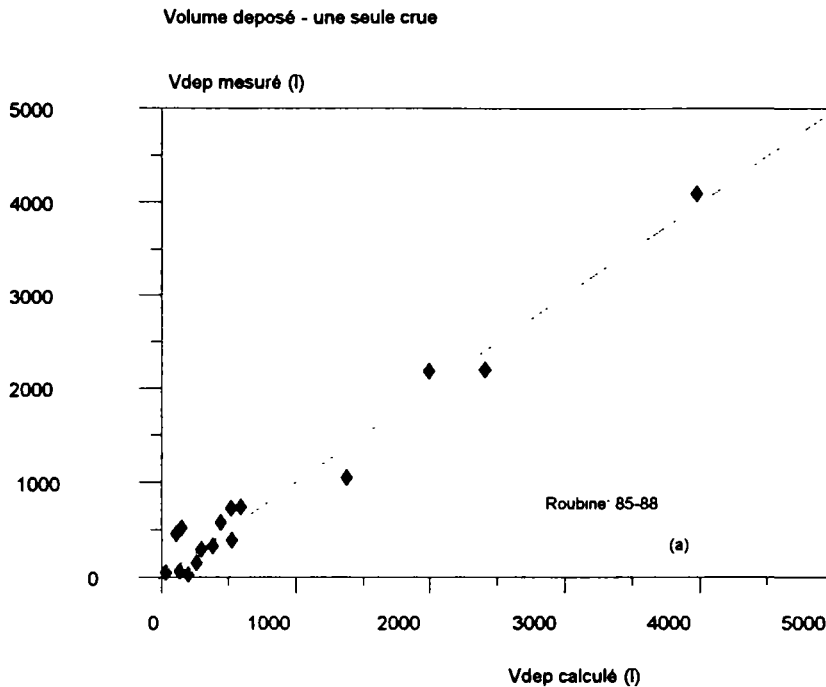


Figure 4.12. Fonction calée par le volume déposé par une seule crue - Roubine

### Le Laval

Le faible nombre de relevés de la plage de dépôts du Laval correspondant à l'apport solide d'une seule crue ( 4 épisodes parmi 99 crues) nous a imposé l'adoption d'une procédure préliminaire capable d'agrandir l'échantillon de base. Après beaucoup de réflexions sur comment faire une première répartition des volumes déposés cumulés dans une suite de crues, on a fini par choisir une relation proportionnelle au coefficient d'écoulement, appliquée sur les épisodes où le volume transité a été mesuré.

La procédure d'extension de l'échantillon de départ est donc simple. On part de l'analyse de la suite de crues et de leur apport solide dans la plage de dépôts et on le distribue en fonction du rapport entre la lame écoulée et la lame tombée à chaque épisode. Ainsi on peut avoir une première estimation des volumes déposés par chaque événement. On constitue l'échantillon de départ avec les volumes déposés ( $V_{\text{depi}}$ ) par les épisodes où les volumes transités ont été mesurés. Avec ces 15 épisodes on cale un premier modèle qui nous permettra d'augmenter les données et de chercher ensuite systématiquement une fonction capable de décrire les apports à la plage de dépôts de l'ensemble des épisodes pluvieux.

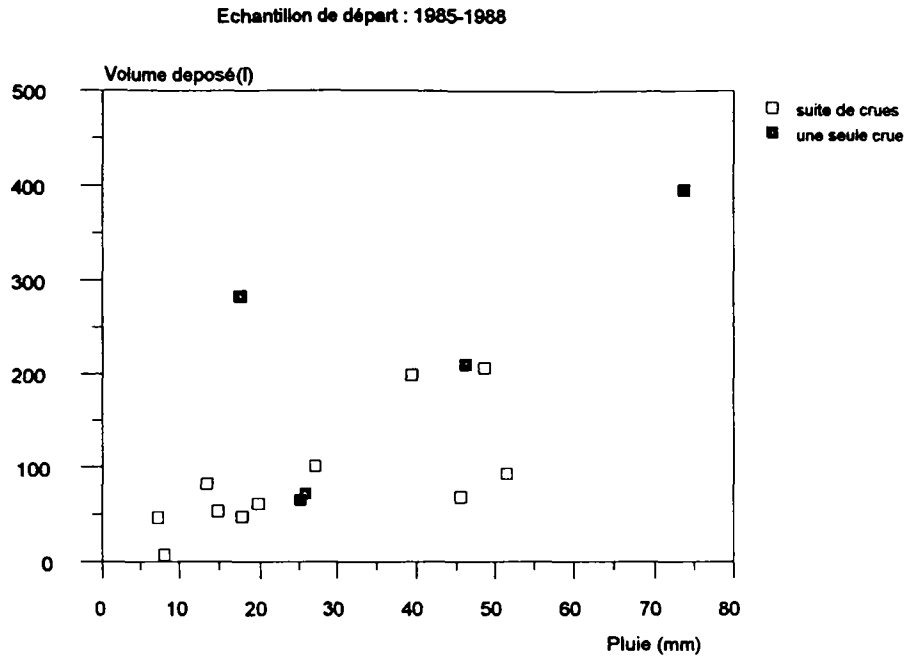


Figure 4.13. Echantillon de départ : volume déposé en fonction de la hauteur de pluie tombée- Laval.

Le meilleur modèle à deux variables calé sur l'échantillon de départ, avec un coefficient de régression égal à 0.628, s'écrit :

$$V_{\text{depi}} = 0,137 h_{\text{tot}}^{1,3998} i_{01}^{0,4369} \quad (4.16)$$

où  $V_{\text{depi}}$  est le volume déposé ( $\text{m}^3$ ) par chacun des 15 épisodes qui composent l'échantillon de départ.

#### Volume déposé par plusieurs crues

Pour considérer la contribution des sédiments apportés à la plage de dépôts par plusieurs crues entre deux mesures consécutives, il faut effectuer plusieurs tentatives. D'abord, avec la fonction calée avec les épisodes de l'échantillon de base, on calcule la contribution probable de chaque crue. On détermine, ensuite, le volume de sédiments apporté à la plage par le groupe de crues et on le compare avec le vrai volume mesuré. La différence de volumes doit être distribuée entre les épisodes, de telle façon que leur somme soit égale à la valeur mesurée. Avec les valeurs de  $V_{\text{dep}}$  corrigées, on recalcule la fonction de régression et on recommence cette opération systématiquement jusqu'à obtenir un coefficient de corrélation qui ne change pas d'une tentative à l'autre ou bien jusqu'à trouver un volume déposé cumulé total pendant la période en étude (85-88) qui soit presque égal à celui mesuré.

Afin de voir si la façon de répartir les erreurs joue un rôle important dans la convergence de la fonction cherchée, on a proposé deux manières de partager les erreurs: proportionnellement au volume déposé calculé et proportionnellement à la hauteur de pluie tombée. Cette étude, menée sur les données de la Roubine, nous indique que la convergence des itérations est assurée si:

- \* la répartition de la différence entre la valeur calculée et la valeur mesurée est faite proportionnellement à la hauteur de pluie tombée, considérant les valeurs parfois négatives comme zéro;
- \* les vraies valeurs mesurées pour une seule crue sont conservées fixes pendant les itérations.

L'évolution des calculs faits pour expliquer le volume déposé par plusieurs crues, en partant du modèle établi par une seule crue, est présentée dans le tableau 4.14 .

		n	Fonction	R <sup>2</sup> (%)
R O U B I N E	1	16	$V_{\text{depi}} = 0,039 h_{\text{tot}}^{0,92} i_{01}^{1,64}$	96,5
	2	59	$V_{\text{dep}} = 0,150 h_{\text{tot}}^{0,89} i_{01}^{1,36}$	89,1
	3	59	$V_{\text{dep}} = 0,219 h_{\text{tot}}^{0,91} i_{01}^{1,27}$	88,1
	4	59	$V_{\text{dep}} = 0,202 h_{\text{tot}}^{0,92} i_{01}^{1,27}$	88,7
	5	59	$V_{\text{dep}} = 0,239 h_{\text{tot}}^{0,92} i_{01}^{1,24}$	88,7
L A V A L	1	15	$V_{\text{dep}} = 0,137 h_{\text{tot}}^{1,40} i_{01}^{0,44}$	62,84
	2	52	$V_{\text{dep}} = 0,203 h_{\text{tot}}^{1,27} i_{01}^{0,54}$	68,54
	3	52	$V_{\text{dep}} = 0,213 h_{\text{tot}}^{1,24} i_{01}^{0,55}$	65,66
	4	52	$V_{\text{dep}} = 0,383 h_{\text{tot}}^{1,16} i_{01}^{0,49}$	67,81
	5	52	$V_{\text{dep}} = 0,514 h_{\text{tot}}^{1,15} i_{01}^{0,40}$	69,55
	6	52	$V_{\text{dep}} = 0,454 h_{\text{tot}}^{1,14} i_{01}^{0,45}$	71,30
	7	52	$V_{\text{dep}} = 0,450 h_{\text{tot}}^{1,136} i_{01}^{0,455}$	71,47

Tableau 4.14. Tentatives pour le calage du volume déposé - Roubine et Laval

Analysant l'évolution du coefficient de régression le long des itérations, on voit que pour la Roubine l'introduction des épisodes appartenant à une suite de crues provoque une diminution de l'explication (figure 4.14), tandis qu'au Laval, on remarque une amélioration de l'explication.

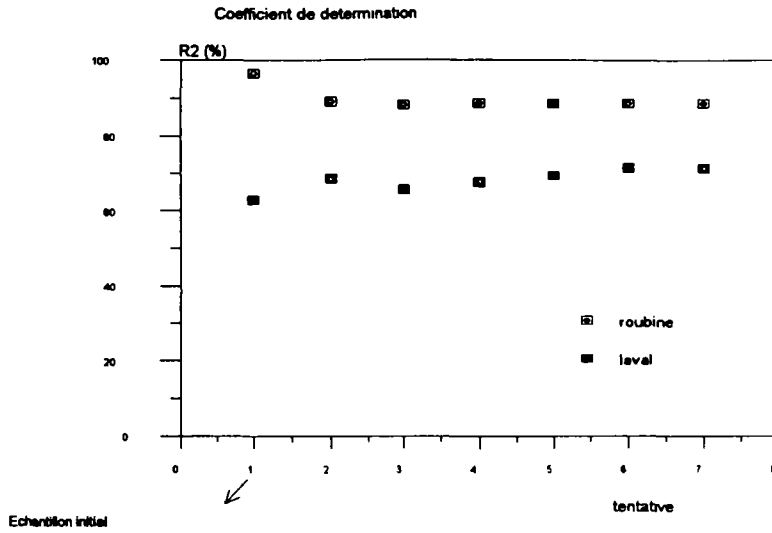


Figure 4.14. Variations du coefficient de détermination avec les iterations dans le calage du volume déposé - Roubine et Laval

Les meilleurs modèles à deux variables (figure 4.15) calés pour représenter le volume de sédiments qui se déposent dans le piège à sédiments:

$$\text{Roubine : } V_{\text{dep}} = 0,239 h_{\text{tot}}^{0,919} i_{01}^{1,24} \quad R^2 = 88,7 \% \quad (4.17)$$

(1)

$$\text{Laval : } V_{\text{dep}} = 0,450 h_{\text{tot}}^{1,136} i_{01}^{0,455} \quad R^2 = 71,47 \% \quad (4.18)$$

(m<sup>3</sup>)

Analysant les deux dernières équations on remarque que l'intensité de la pluie joue plus sur les sédiments déposés à la Roubine qu'au Laval (exposants sur le  $i_{01}$  égal à 1.24 contre 0.455), c'est à dire, son influence décroît entre la Roubine et le Laval.

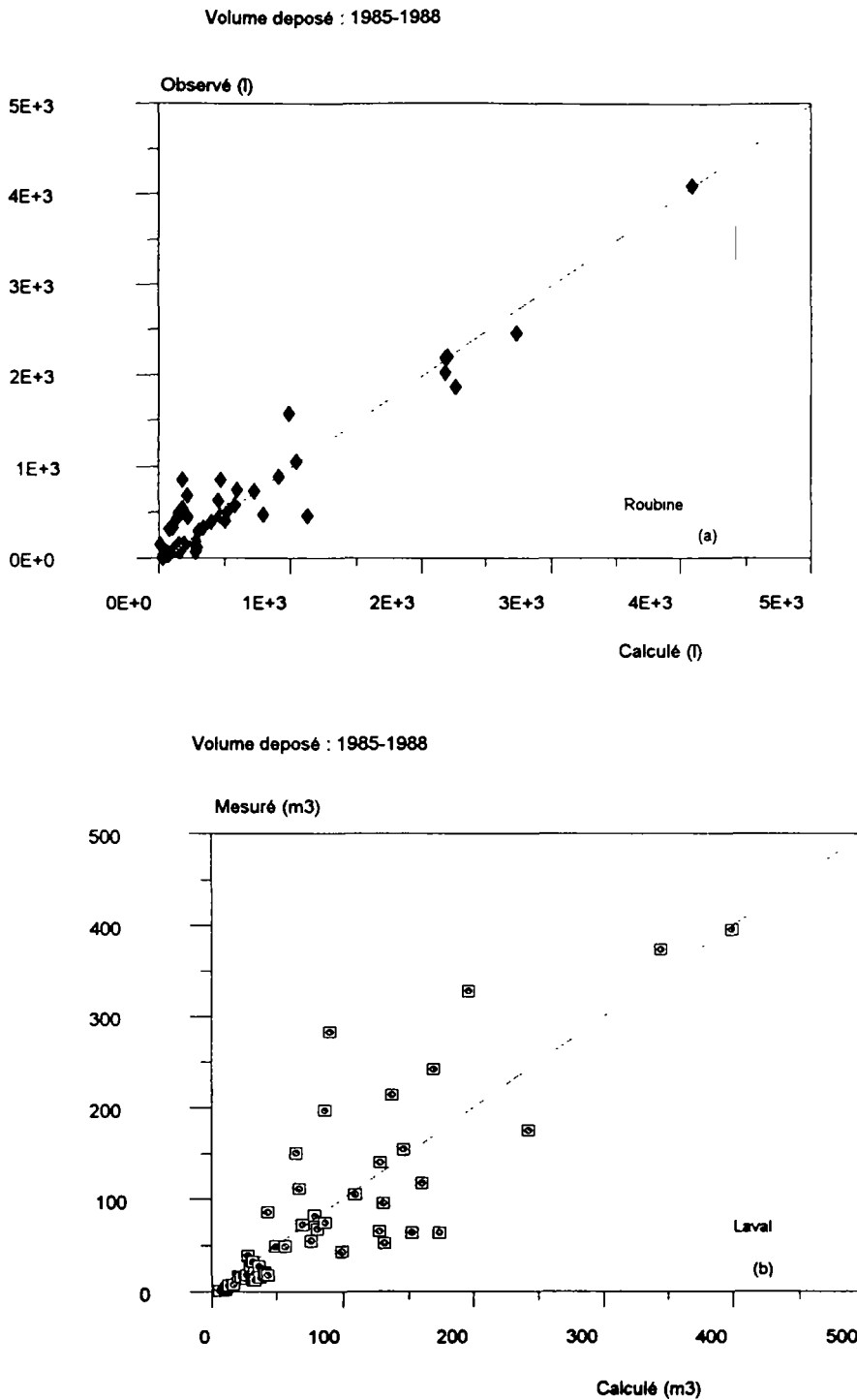


Figure 4.15. Volume déposé : modèles à deux variables : (a) Roubine et (b) Laval (période de calage : 1985-1988)

Introduisant une variable liée à l'écoulement, comme par exemple le débit de pointe, les modèles de régression pour le volume déposé prennent les formes suivantes:

$$\text{Roubine : } V_{\text{dep}} = 0,192 h_{\text{tot}}^{0,923} i_{01}^{1,282} Q_{\text{max}}^{0,0077} \quad R^2 = 88,77 \% \quad (4.19)$$

$$\text{Laval : } V_{\text{dep}} = 0,484 h_{\text{tot}}^{1,065} i_{01}^{0,417} Q_{\text{max}}^{0,0475} \quad R^2 = 71,94 \% \quad (4.20)$$

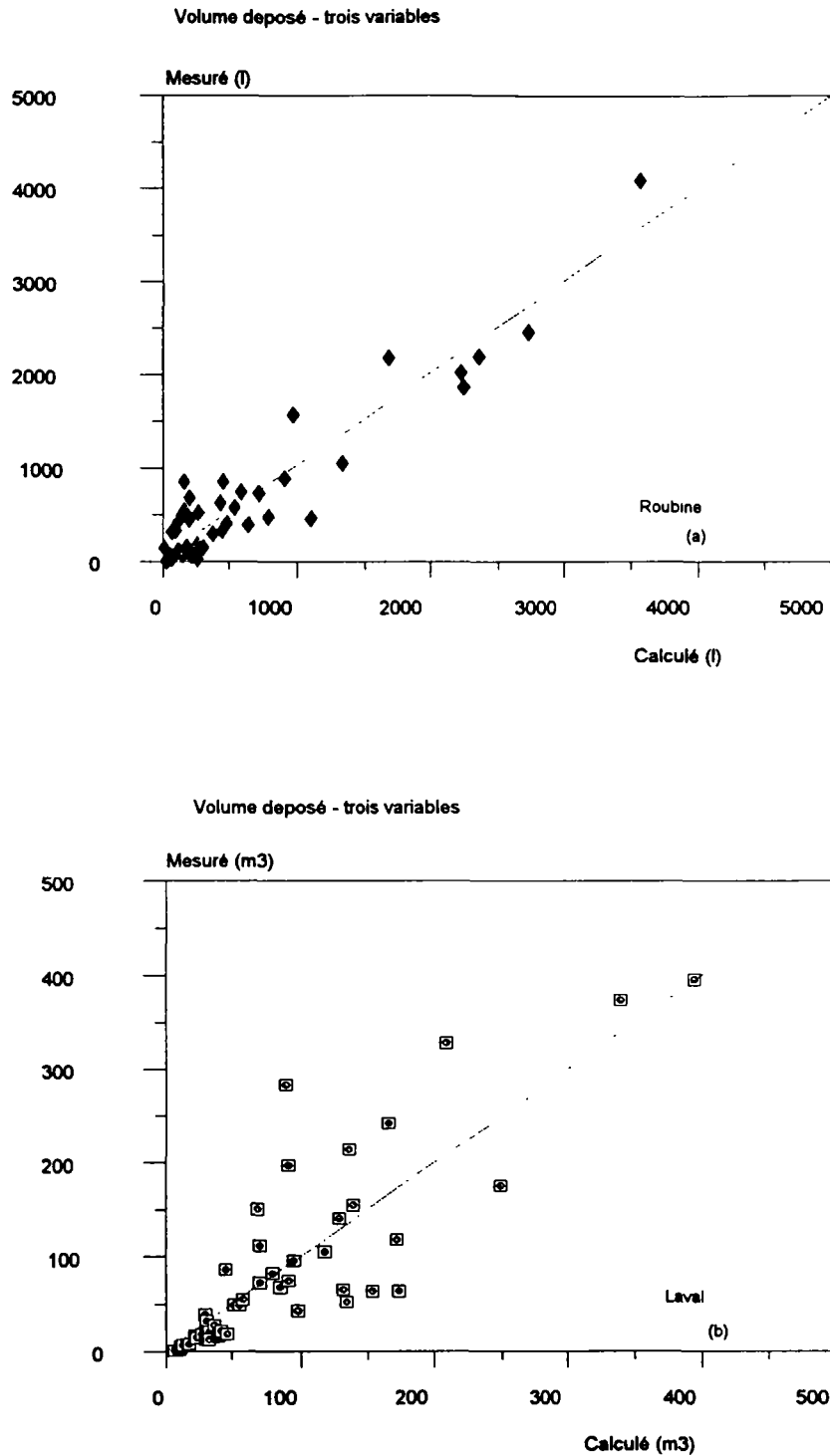


Figure 4.16. Volume déposé : modèles à trois variables : (a) Roubine et (b) Laval (période de calage : 1985-1988)

Comparant les explications faites avec deux et trois variables, on constate que l'introduction du débit de pointe ne produit pas des changements significatifs à l'explication du volume déposé. A la Roubine, le faible exposant de  $Q_{max}$  nous suggère que l'écoulement concentré dans le talweg n'a aucune influence sur le volume de sédiments mesuré dans le piège à sédiments. Même en

remplaçant le débit de pointe par le volume déversé (grandeur où les erreurs de mesure sont plus fréquentes), on n'observe pas une augmentation de l'explication.

$$\text{Roubine : } V_{\text{dep}} = 0,041 h_{\text{tot}}^{1,133} i_{01}^{1,191} V_{\text{dev}}^{0,136} \quad R^2 = 88,81 \% \quad (4.21)$$

$$\text{Laval : } V_{\text{dep}} = 0,348 h_{\text{tot}}^{1,004} i_{01}^{0,464} V_{\text{dev}}^{0,0759} \quad R^2 = 71,96 \% \quad (4.22)$$

Le fait de pas obtenir une amélioration des calages en introduisant une caractéristique de l'écoulement peut suggérer que la quantité de sédiments qui se dépose dans les plages de dépôts est plutôt fonction de la disponibilité sur les versants des matériaux désagregés par la pluie ou de la disponibilité de sédiments en dépôt dans le talweg principal des bassins. Dans le cas de la Roubine, comme son talweg est très court, l'écoulement concentré ne joue pas trop sur la mobilisation des sédiments. Au Laval, le talweg provoque des effets dynamiques de dépôts et de reprises, dont l'évolution au long de l'ensemble de crues peut créer des difficultés dans l'analyse de l'influence de l'écoulement concentré sur la quantité de sédiments qui se déposé dans la plage de dépôts.

On doit bien remarquer que la qualité des relations statistiques trouvées par le volume déposé est surestimé à cause de la reconstitution des données, faite pour traduire le volume déposé par chaque crue entre deux relevés de la plage de dépôts.

#### 4.2.2.6. Etude de l'érosion totale

Après la considération de l'ensemble des épisodes pluvieux qui ont généré des crues, on peut connaître l'érosion totale de chaque crue et chercher un modèle que la relie aux caractéristiques de la pluie ou du débit.

L'érosion totale ( $\text{poid}_{\text{tot}}$ ) est déterminé à partir du volume des sédiments transités et déposés dans la plage de dépôts. Les données manquantes sont calculées au moyen des fonctions calées auparavant: pour la Roubine, équations (4.13) et (4.17); pour le Laval, équations (4.14) et (4.18), ce qui produit un échantillon avec 70 et 78 crues, respectivement. Considérant que la densité des sédiments transités est égale à 2.65 et que la densité des matériaux en dépôt vaut 1.70, le poids de sédiments érodés est :

$$\text{Poid}_{\text{tot}} = 2650 V_{\text{mes}} + 1700 V_{\text{dep}} \quad (4.23)$$

où  $\text{Poid}_{\text{tot}}$  est l'érosion totale (kg);  $V_{\text{mes}}$  le volume transité ( $\text{m}^3$ ) et  $V_{\text{dep}}$  le volume déposé ( $\text{m}^3$ ). La densité apparente des matériaux en dépôt a été mesurée sur le site et on a fixé la valeur moyenne égale à 1,7, car dans la plage il y a un mélange de l'eau et sédiments avec beaucoup de vides. Avec cette procédure, on a reconstitué 62 épisodes de la Roubine et 74 du Laval.

L'examen du tableau de corrélations (tableau 4.15) pour l'érosion totale donne comme variables significatives: pour la Roubine, l'énergie cinétique de la pluie avec un seuil de 9 mm/h et



l'intensité maximale de la pluie en 1 et 5 minutes; pour le Laval, le débit de pointe, la hauteur de pluie avec un seuil de 9 mm/h et l'énergie cinétique totale.

R O U B I N E									
	Poids	V <sub>dev</sub>	Q <sub>max</sub>	h <sub>tot</sub>	h <sub>tot09</sub>	i <sub>01</sub>	i <sub>05</sub>	ej <sub>00</sub>	ej <sub>09</sub>
P <sub>oid</sub>	1.000	0.175	0.723	0.592	0.831	0.841	0.842	0.742	0.870
V <sub>dev</sub>		1.000	0.396	0.625	0.274	-.042	-.020	0.547	0.251
Q <sub>max</sub>			1.000	0.405	0.634	0.564	0.658	0.535	0.670
h <sub>tot</sub>				1.000	0.756	0.281	0.280	0.968	0.725
h <sub>tot09</sub>					1.000	0.627	0.658	0.886	0.995
i <sub>01</sub>						1.000	0.959	0.471	0.681
i <sub>05</sub>							1.000	0.484	0.719
ej <sub>00</sub>								1.000	0.869
ej <sub>09</sub>									1.000

L A V A L									
	Poids	V <sub>dev</sub>	Q <sub>max</sub>	h <sub>tot</sub>	h <sub>tot09</sub>	i <sub>01</sub>	i <sub>05</sub>	ej <sub>00</sub>	ej <sub>09</sub>
P <sub>oid</sub>	1.000	0.700	0.878	0.732	0.831	0.347	0.461	0.815	0.807
V <sub>dev</sub>		1.000	0.434	0.921	0.586	-.081	-.020	0.865	0.533
Q <sub>max</sub>			1.000	0.466	0.728	0.361	0.512	0.584	0.741
h <sub>tot</sub>				1.000	0.723	0.117	0.216	0.960	0.685
h <sub>tot09</sub>					1.000	0.534	0.650	0.861	0.997
i <sub>01</sub>						1.000	0.937	0.256	0.523
i <sub>05</sub>							1.000	0.378	0.648
ej <sub>00</sub>								1.000	0.832
ej <sub>09</sub>									1.000

Tableau 4.15. Coefficients de corrélation entre les variables et l'érosion totale - Roubine et Laval.

Pour la sélection des variables avec l'aide de la méthode STEPWISE, on retient les variables qui ont donné une bonne explication de l'érosion ainsi que les variables totales (sans seuil). Les différents jeux de variables proposés par cette méthode sont :

			R <sup>2</sup> (%)
Roubine	htot09 / ej00 / ej09 / i01 / i05 / Qmax		95,54
Laval	htot / htot09 / ej00 / i01 / Qmax		93,84

Tableau 4.16. Variables explicatives suggérées par la méthode STEPWISE - Roubine et Laval

Les variable explicatives suggérées sont combinées en différents modèles non-linéaires à deux variables (tableau 4.17), pour permettre l'analyse de la réponse de chacune entre d'elles et détecter le meilleur modèle explicatif de l'érosion totale.

	ROUBINE		LAVAL		$i_{15}$
	$i_{01}$	$i_{05}$	$i_{01}$	$i_{05}$	
$h_{tot}$	96.73	94.99	75.40	76.25	74.98
$h_{tot09}$	94.69	92.21	66.91	67.43	67.62
$ej_{00}$	97.37	94.80	76.21	76.37	75.50
$ej_{09}$	94.63	91.77	68.68	68.54	68.85

Tableau 4.17. Coefficients de détermination ( $R^2$  en %) des différents modèles à deux variables - Roubine et Laval

Dans la recherche des modèles de régression, on garde toujours les variables totales, sans seuil, car leur détermination est plus simple à faire. D'après le tableau 4.17 on voit que, en général, l'explication de l'érosion totale diminue à mesure que le seuil augmente. Les modèles constitués par l'énergie cinétique totale et la hauteur totale sont ceux qu'expliquent le mieux l'érosion totale, aussi bien à la Roubine qu'au Laval. Mais, coté intensité de la pluie, on doit considérer l'intensité maximale en 1 minute pour la Roubine et en 5 minutes pour le Laval.

Les meilleurs modèles à deux variables sont :

$$\text{ROUBINE : } \text{Poid}_{tot} = 0.686 h_{tot}^{0.848} i_{01}^{1.179} \quad R^2 = 0.967 \quad (4.24)$$

$$\text{Poid}_{tot} = 0.056 ej_{00}^{0.954} i_{01}^{1.019} \quad R^2 = 0.974 \quad (4.25)$$

$$\text{LAVAL : } \text{Poid}_{tot} = 6062.57 h_{tot}^{0.826} i_{05}^{0.511} \quad R^2 = 0.763 \quad (4.26)$$

$$\text{Poid}_{tot} = 917.51 ej_{00}^{0.826} i_{05}^{0.341} \quad R^2 = 0.764 \quad (4.27)$$

où  $\text{Poid}_{tot}$  est l'érosion totale du bassin versant (kg). Observant ces modèles on voit que les explications obtenues sont de même ordre de grandeur pour les deux bassins. Entre les modèles avec l'énergie cinétique et la hauteur de pluie, on conserve ces derniers. La connaissance de la hauteur de pluie est plus facile à avoir, il ne faut qu'un pluviomètre; d'autre part, le calcul de l'énergie cinétique de la pluie impose l'existence d'un système de traitement des données acquises par un pluviographe. Les intensités de pluie différentes entre le Laval et la Roubine montrent que sur l'unité élémentaire quelque intensité de pluie avec une durée au-delà de son temps de concentration conduit à une baisse notable dans l'explication de l'érosion. Pour le Laval, l'explication faite avec les intensités de pluie en 1 et 5 minutes sont semblables. Une fois que l'intensité en 1 minute sort du traitement des fichiers bruts enregistrés par les appareils, sans avoir besoin d'un deuxième système informatique (comme est le cas des autres intensités), on conserve l'intensité à la minute pour décrire l'érosion totale au Laval.

Les fonctions à retenir pour décrire la production d'érosion à la Roubine et au Laval sont celles capables de conjuguer une bonne explication au niveau statistique à une certaine rapidité et facilité d'estimation des variables. Ces fonctions (figure 4.17) sont :

$$\text{ROUBINE : } \text{Poid}_{\text{tot}} = 0.686 h_{\text{tot}}^{0.848} i_{01}^{1.179} \quad R^2 = 0.967 \quad (4.28)$$

$$\text{LAVAL : } \text{Poid}_{\text{tot}} = 4515.08 h_{\text{tot}}^{0.868} i_{01}^{0.508} \quad R^2 = 0.755 \quad (4.29)$$

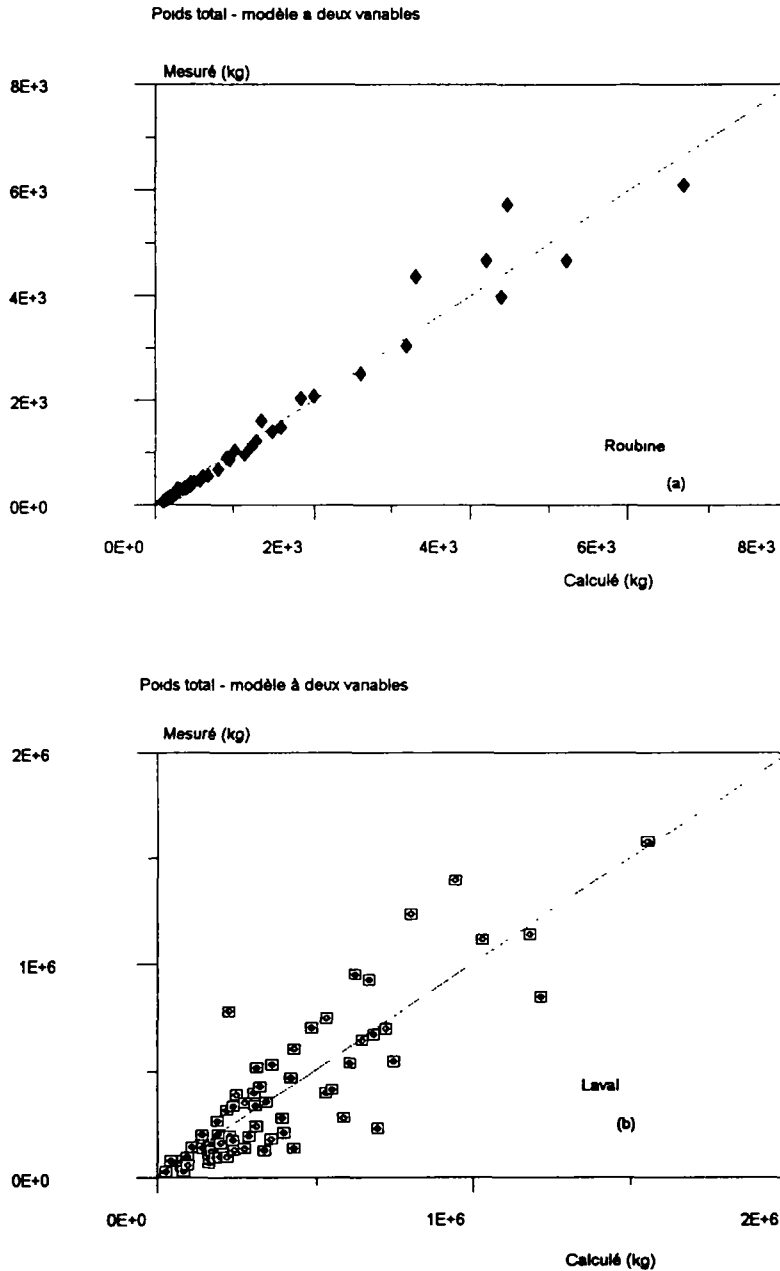


Figure 4.17. Erosion totale : modèle à deux variables : (a) Roubine et (b) Laval (période de calage - 1985-1988)

Introduisant une variable liée à l'écoulement, comme le débit de pointe, on détermine un modèle à trois variables qui explique en 99.44% les variations de l'érosion totale à la Roubine et en 96.99% au Laval. Ces coefficients de détermination sont exceptionnellement bons, à cause de la méthodologie employée pour répartir entre les crues le volume déposé par une suite de crues,

car cette répartition est fait en fonction des mêmes variables qu'on adopte après pour la modélisation.

$$\text{ROUBINE: } \text{Poid}_{\text{tot}} = 0.643 h_{\text{tot}}^{0.905} i_{01}^{1.142} Q_{\text{max}}^{0.124} \quad R^2 = 0.99 \quad (4.30)$$

$$\text{LAVAL : } \text{Poid}_{\text{tot}} = 5303.46 h_{\text{tot}}^{0.477} i_{01}^{0.208} Q_{\text{max}}^{0.339} \quad R^2 = 0.97 \quad (4.31)$$

Le passage de deux à trois variables augmente de 21% l'explication de l'érosion au Laval et quasiment pas à la Roubine (figure 4.18), signifiant que sur le Laval l'écoulement joue un rôle important sur le transport de sédiments érodés par la pluie, soit pour aider l'érosion, soit pour provoquer les phénomènes de dépôt et de reprise dans le lit du torrent.

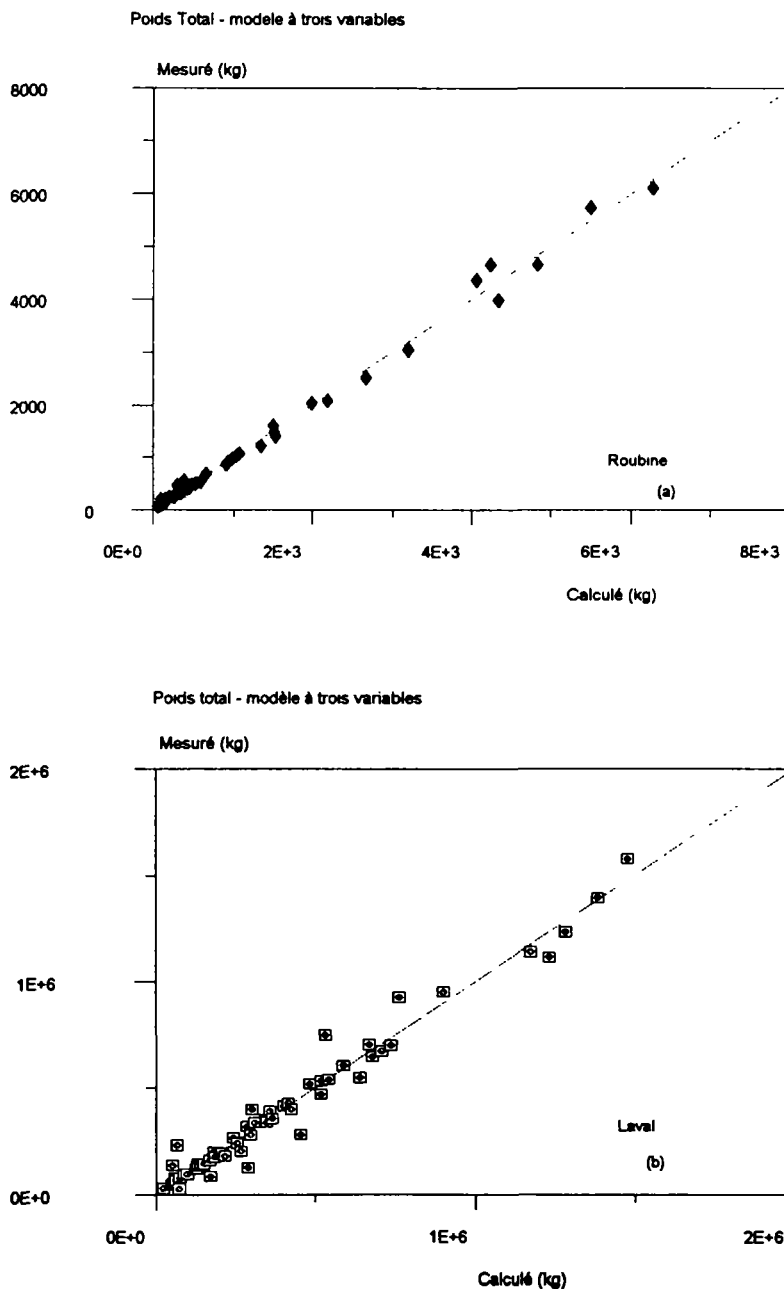


Figure 4.18. Erosion totale : modèle à trois variables : (a) Roubine et (b) Laval.  
(période de calage : 1985-1988)

Une simple vérification de la composition du poids des sédiments érodés en pourcentage de poids de sédiment transité (déduit de  $V_{mes}$ ) et poids de sédiments déposé (déduit de  $V_{dep}$ ), nous indique qu'au Laval une grande partie du poids érodé (60%) est transportée comme suspension, lequel est très bien corrélé au débit de pointe. Par contre, dans la Roubine, seulement 15% du poids érodé est transporté comme suspension. Donc, l'introduction du débit de pointe comme variable explicative du poids total d'érosion ne peut qu'améliorer la qualité de l'explication et réduire au maximum les erreurs d'estimation. Par conséquent, on ne peut pas simuler l'érosion totale du Laval seulement avec des paramètres pluviométriques, ce qui nous amène à une importante conclusion: les processus d'érosion dans une échelle de l'ordre de 1 km<sup>2</sup> sont dépendants de l'écoulement, pourtant, si on ne dispose pas de mesures de débit, on doit appliquer un modèle de transfert pluie - débit pour les générer.

Les bonnes explications obtenues par les modèles d'érosion totale, soit à deux variables, soit à trois, sont entachées d'un biais dû à la reconstitution de beaucoup de données (62 pour la Roubine, 74 pour le Laval). Les données de volume déposé par les crues dans la plage de dépôts sont reconstituées, car souvent on ne connaît que leur cumul, c'est à dire, le volume déposée par une suite de crues. Cette reconstitution est faite en fonction des caractéristiques de la pluie (comme déjà discuté au paragraphe 4.2.2.5), lesquelles sont ensuite utilisées par la modélisation de l'érosion totale.

Suivant le raisonnement selon lequel la production de sédiments est fonction plutôt du ruissellement que de la pluie, on rejoint l'analyse de WILLIAMS (1975) où le facteur d'érosivité de la pluie est remplacé par le produit entre le volume déversé et le débit de pointe. Cette nouvelle expression de l'érosivité appliquée sur les bassins étudiés nous donne:

$$\text{ROUBINE : } \text{Poid}_{\text{tot}} = 8105.67 (V_{\text{dev}} * Q_{\text{max}})^{0.575} \quad R^2=0.752 \quad n=57 \quad (4.32)$$

(m<sup>3</sup>)    (m<sup>3</sup>/s)

$$\text{LAVAL : } \text{Poid}_{\text{tot}} = 21856.75 (V_{\text{dev}} * Q_{\text{max}})^{0.363} \quad R^2=0.909 \quad n=65 \quad (4.33)$$

(m<sup>3</sup>)    (m<sup>3</sup>/s)

Comparant les équations (4.32) et (4.33) avec l'équation universelle de perte en sols modifiée par WILLIAMS (eq.2.12), on remarque que pour la Roubine les exposants des deux équations sont semblables, mais son coefficient est inférieur à celui de Williams. Cette comparaison est faite en considérant que les autres termes de l'équation ( $K$   $LS$   $CP$ ) prennent les suivantes valeurs: 8 pour la Roubine et 1.5 pour le Laval. Cette estimation a été faite à partir des abaques de définition de chacun des facteurs de l'USLE (chap.2). Pour le Laval, les paramètres sont différents à ceux de Williams. Dans les deux bassins versants, l'application de la MUSLE surestime la production d'érosion: 48%, en moyenne à la Roubine et plus de deux fois au Laval (figure 4.19). On constate donc que pour utiliser des lois de production d'érosion calées sur certains bassins on doit, au moins, réévaluer leurs coefficients pour les adapter aux bassins qu'on veut étudier.

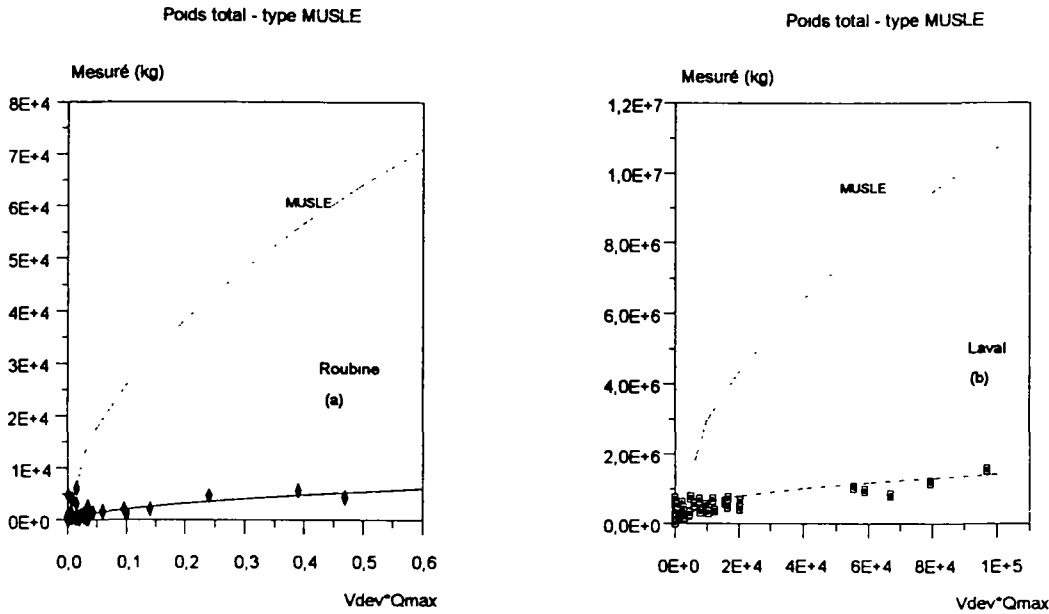


Figure 4.19. Erosion totale : modèle type MUSLE: (a) Roubine et (b) Laval, période: 1985-1988 (la ligne pointillée représente les résultats de l'application de la loi de Williams; Vdev en m3 et Qmax en m3/s)

Analysant la figure 4.19, on observe que la dispersion des points sur la Roubine est beaucoup plus accentuée que sur le Laval, indiquant que les seuls paramètres débitométriques ne suffisent pas pour expliquer la production d'érosion de la ravine élémentaire, toutefois, ils sont tout à fait satisfaisants pour le grand bassin. On se retrouve en face d'un effet d'échelle: pour les surfaces de l'ordre du km<sup>2</sup> (100ha), l'écoulement concentré agit sur la dynamique de la production d'érosion, tandis qu'à l'échelle du 0,001 km<sup>2</sup> (0,1ha), l'érosion est beaucoup plus liée à la pluie

La récapitulation de tous les modèles calés sur l'ensemble de mesures à Draix est vue sur le tableau 4.18. Dans ce tableau on rajoute les modèles calés en fonction de l'intensité en cinq minutes, ce qui permet leur utilisation ailleurs qu'à Draix, car les données du réseau pluviographique français sont dépouillées à partir de six minutes

En regardant le tableau 4.18, on peut constater que le choix des variables explicatives, en général, ne compromet vraiment pas l'explication de l'érosion sur l'unité élémentaire: en adoptant un modèle avec l'intensité à la minute ou avec l'intensité en 5 minutes, avec ou non le débit, les coefficients de déterminations des régressions se conservent toujours aux alentours d'un même ordre de grandeur. Par contre, au Laval, si le changement de seuil d'intensité ne modifie quasiment pas le résultat, l'adoption d'une troisième variable, comme par exemple le débit de pointe, provoque une très nette amélioration de l'explication. On est donc devant un important effet d'échelle: l'écoulement joue un grand rôle dans l'érosion des bassins avec une surface de l'ordre du km<sup>2</sup>.

En dehors du domaine de l'unité élémentaire d'érosion, il est audacieux de supposer que l'érosion est fonction seulement de la pluie, ce qui limite et rend difficile l'extrapolation d'équations de perte en sol du type USLE aux bassins versants sans que l'écoulement soit considéré. En plus, la dernière équation présentée sur le tableau 4.18 (celle du type MUSLE), nous montre que l'expression de la production d'érosion par paramètres strictement liées à l'écoulement est valable pour le grand bassin, mais pas pour l'unité élémentaire d'érosion.

	ROUBINE		LAVAL	
$V_{mes}$	$8.99 Q_{max}^{1.38}$	$R^2=94.5 \%$	$2592 Q_{max}^{0.577}$	$R^2=85.3 \%$
$V_{dep}$	$0.239 htot^{0.919} i_{01}^{1.24}$	$R^2=87.8$	$0.450 htot^{1.135} i_{01}^{0.455}$	$R^2=71.5$
	$0.192 htot^{0.923} i_{01}^{1.282} Q_{max}^{0.077}$	$R^2=88.7$	$0.484 htot^{1.065} i_{01}^{0.417} Q_{max}^{0.0475}$	$R^2=71.9$
$Poid_{tot}$	$0.686 htot^{0.848} i_{01}^{1.179}$	$R^2=96.7$	$4515 htot^{0.863} i_{01}^{0.508}$	$R^2=75.5$
	$1.077 htot^{0.848} i_{05}^{1.203}$	$R^2=94.7$	$6062 htot^{0.826} i_{05}^{0.511}$	$R^2=76.2$
	$0.643 htot^{0.905} i_{01}^{1.142} Q_{max}^{0.124}$	$R^2=99.4$	$5300 htot^{0.477} i_{01}^{0.208} Q_{max}^{0.339}$	$R^2=97.1$
	$0.958 htot^{0.853} i_{05}^{1.233} Q_{max}^{-0.017}$	$R^2=95.0$	$5868 htot^{0.497} i_{05}^{0.235} Q_{max}^{0.311}$	$R^2=96.9$
	$22\ 844\ 882 (V_{dev} * Q_{max})^{0.575}$	$R^2=75.2$	$268\ 278 (V_{dev} * Q_{max})^{0.363}$	$R^2=90.9$

Tableau 4.18. Synthèse des différents modèles calés sur la Roubine et le Laval. (unités: Roubine : htot en mm, i01 en mm/h, Qmax en l/s, Vdev en l ; Laval : htot en mm, i01 en mm/h, Qmax en l/s, Vdev en m3)

#### 4.2.2.7. Comparaison entre les modèles d'érosion calés sur la Roubine et le Laval.

La comparaison entre les deux bassins étudiés: Roubine et Laval est faite par l'analyse des caractéristiques de leurs épisodes mesurés au même temps dans la période de 1985-1988 (47 épisodes). La figure 4.20 montre les relations entre la hauteur de pluie, le volume transité, le volume déposé et le poids spécifique d'érosion. On y remarque que:

- \* Les hauteurs de pluie mesurées à Pompe (sommet du bassin du Laval) et au Laval sont semblables, c'est à dire, la pluie peut être considérée comme homogène sur le bassin;
- \* Entre le volume de matières en suspension transité au Laval et à la Roubine, il y a une certaine corrélation fonction du débit de pointe de l'écoulement ;
- \* Par contre, les volumes de sédiments déposés par chaque événement dans les plages de dépôts n'ont aucune corrélation entre eux. Cette quantité est fort influencée par la disponibilité de sédiments sur les versants et par les phénomènes de dépôt et de reprise dans le talweg, lesquels existent au Laval mais non à la Roubine. A cause des dépôts et des reprises, le volume total de sédiments produit en chacun des bassins est réparti différemment selon le moyen de transport. Au Laval, le volume mesuré dans la plage de dépôts correspond à 40% du volume total de sédiments, indiquant que les sédiments sont très vite transformés en particules fines par la turbulence; à la Roubine, ce rapport est de 85% (pour l'analyse de ces rapports se ramener au paragraphe 4.2.3.1)
- \* Entre les érosions totales (figure 4.20.d) ramenées à la surface dénudée (kg/ha), on constate que dans la plupart des cas la Roubine produit plus d'érosion que le Laval et que cette grandeur est beaucoup plus corrélée que les deux dernières.

D'après la figure 4.20, on peut conclure que parmi les 47 événements communs, des pluies semblables ont une production de sédiments différente. On n'est pas capable de retrouver au niveau de l'épisode pluvieux, une loi qui relie la production d'érosion de l'unité élémentaire (Roubine) à celle du grand bassin (Laval), car ce dernier est fort influencé par la histoire des crues.

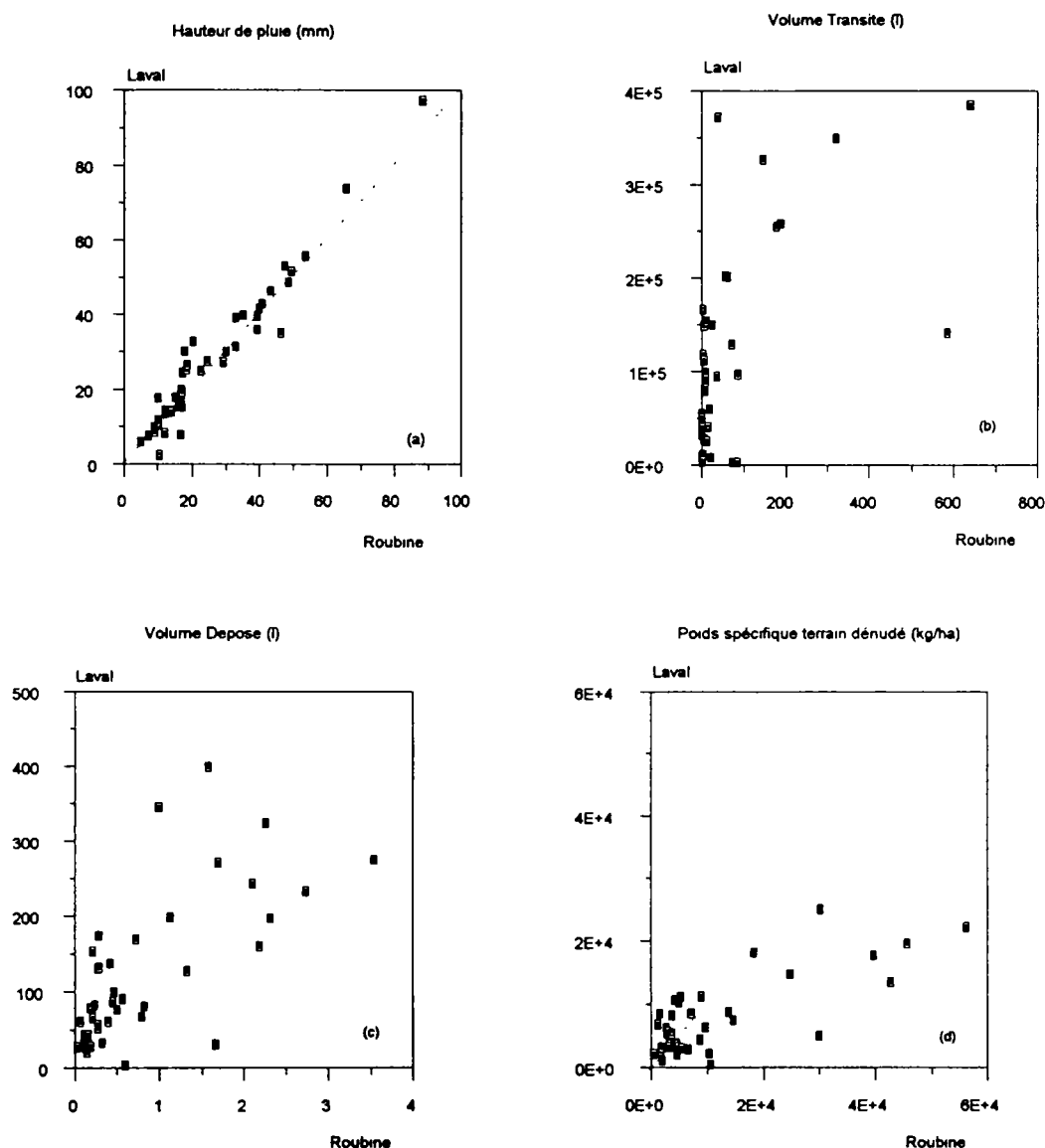


Figure 4.20. Comparaison entre les caractéristiques mesurées en même temps à la Roubine et au Laval: (a) hauteurs totales de pluie (mm); (b) volume de matières en suspension (l); (c) volume déposé dans la plage de dépôts (l) et (d) érosion totale spécifique (kg/ha).

#### 4.2.2.8. Validation des modèles de production d'érosion

Les modèles de régression calés sur l'ensemble des événements mesurés à Draix pendant la période non-hivernale des années 85-88 seront vérifiés sur un échantillon composé par les averses/crues des années 89-90.

L'échantillon de validation a été établi en utilisant la même procédure qu'avec l'échantillon de calage. Chaqueaverse a été analysée : les cas aberrants où on a constaté un mauvais



fonctionnement des appareils ont été éliminés. Les caractéristiques de la pluie (durée, intensité, hauteur) ont été établis en fonction de l'apparition de l'onde de crue. Les crues en période hivernale ont été écartées. La composition de l'échantillon de vérification est la suivante :

	ROUBINE	LAVAL
nombre de crues	42	56
crues en période non-hivernale	35	47
mesures de $V_{mes}$	7	14
mesures de $V_{dep}$ une seule crue	7	4
plusieurs crues	8	12

Tableau 4.19. Taille de l'échantillon de validation des modèles de production d'érosion.

Les vérifications du calage sont faites par la comparaison des valeurs mesurées "in situ" avec les valeurs estimées à l'aide des modèles établis pour chaque bassin versant. Dans la phase du calage on a déterminé les modèles présentés dans le tableau 4.18, pour décrire les volumes des matières en suspension, le volume des sédiments déposés et les poids totaux des sédiments érodés. Dans la phase de validation, on retiendra ceux qui ont donné la meilleure explication de la grandeur étudiée :

$$\text{ROUBINE : } V_{mes} = 8.99 Q_{max}^{1.38} \quad (4.13)$$

$$V_{dep} = 0.239 htot^{0.919} i_{01}^{1.24} \quad (4.17)$$

$$Poid_{tot} = 0.686 htot^{0.848} i_{01}^{1.179} \quad (4.28)$$

$$Poid_{tot} = 0.643 htot^{0.905} i_{01}^{1.142} Q_{max}^{0.124} \quad (4.30)$$

$$\text{LAVAL : } V_{mes} = 2592 Q_{max}^{0.577} \quad (4.14)$$

$$V_{dep} = 0.450 htot^{1.135} i_{01}^{0.455} \quad (4.18)$$

$$Poid_{tot} = 4515 htot^{0.863} i_{01}^{0.508} \quad (4.29)$$

$$Poid_{tot} = 5303.46 htot^{0.477} i_{01}^{0.208} Q_{max}^{0.339} \quad (4.31)$$

A chaque événement mesuré, à partir de la lame de pluie tombée et de l'intensité maximale en 1 minute, on estime des volumes transités et déposés, ainsi que le poids total de sédiments au

moyen des équations 4.28 et 4.29, qui ensuite seront comparés aux valeurs mesurées. Cette comparaison est faite pour les épisodes bien mesurés, ceux pour lesquels le relevé de la plage de dépôts correspond à une seule crue. Les volumes transités manquants seront calculés par les relations établies en fonction du débit de pointe.

Le nombre d'épisodes disponibles pour la validation est très faible: 7 pour la Roubine; 4 pour le Laval. Pour étendre les données disponibles à l'analyse du volume déposé et du poids total d'érosion, on prendra en compte les volumes correspondants à plusieurs crues, en les comparant avec les contributions de chaque crue estimées par les équations (4.17) et (4.18) et totalisées sur la même période. Le poids de sédiments produit par le bassin est calculé par :

$$\text{Poid}_{\text{somme}} = 2.65 \sum (V_{\text{mes}})_i + 1.70 V_{\text{deps}} \quad (4.34)$$

où  $\sum (V_{\text{mes}})_i$  est la somme des volumes transités par les "n" crues et  $V_{\text{deps}}$  est le volume déposé correspondant à la suite de crues. La production d'érosion de la suite de crues est donc estimée par les modèles déjà cités appliqués à chaque pluie et totalisés dans la période entre deux relevés de la plage de dépôts.

La qualité de l'estimation (tableau 4.20) est évaluée par la détermination des coefficients de corrélation entre les valeurs observées (années 89-90) et les valeurs calculées à l'aide des modèles de régression établis pour les années 85-88.

	ROUBINE		LAVAL	
	R	n	R	n
Volume transité	0.9955	7	0.9789	14
Volume déposé : une seule crue	0.8569	7	0.0270	4
toutes les crues	0.8673	15	0.4281	16
Poids total : modèle à deux variables:				
une seule crue	0.8808	7	0.4618	4
plusieurs crues	0.8488	15	0.8806	16
modèle à trois variables:				
une seule crue	0.9030	7	0.7197	4
plusieurs crues	0.8813	15	0.9537	16

Tableau 4.20. Coefficients de corrélation (R) obtenus dans la validation des modèles.

Dans les figures qui suivent (figures 4.21 et 4.22), on présente les épisodes conservés dans la validation des modèles. Les valeurs mesurées "in situ" sont marquées en abscisse et les valeurs issues des modèles de régression sont indiquées en ordonnées.

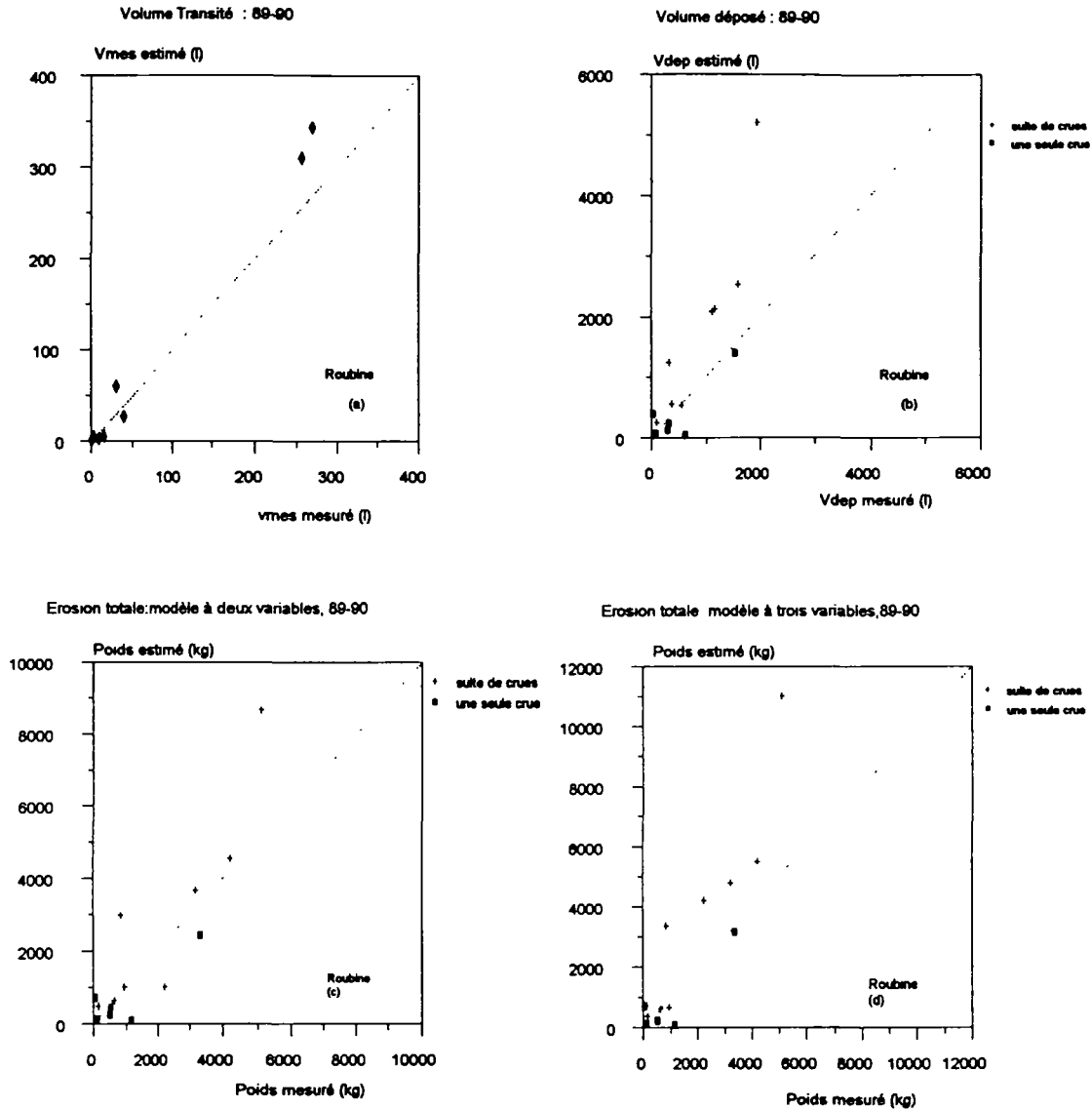


Figure 4.21. Validation des modèles calés : Roubine 89-90: (a) volume transité; (b) volume déposé; (c) érosion totale à deux variables; (d) érosion totale à trois variables.

Les résultats de la validation des modèles sont aussi bien satisfaisants pour le Laval que pour la Roubine. Observant la figure 4.21.c, on constate que l'érosion totale à la Roubine estimée par l'équation 4.28 a tendance à être supérieure à celle mesurée, tandis qu'au Laval, figure 4.22.c, les valeurs estimées par l'équation 4.29 et les valeurs mesurées varient autour de la ligne de meilleur ajustement. On peut expliquer cette variabilité en analysant comment ces valeurs ont été déterminées: l'érosion estimée est fonction de la pluie (surtout à la Roubine) et l'érosion mesurée est le résultat de la dynamique du bassin: de la pluie, de l'écoulement, des dépôts et des reprises. Un certain volume de sédiments, produit par une autre pluie que celle analysée, et stocké dans le bassin sert à augmenter le volume mesuré à l'exutoire. Au Laval, l'érosion calculée est inférieure à celle mesurée, car l'équation ne tient pas compte de l'état initial du bassin, c'est à dire, de l'histoire des crues. Cet effet de stockage de sédiments sert à régulariser le flux solide et, considérant une longue période, permet un bon accord entre les valeurs mesurées et estimées par le modèle. A la Roubine, les mesures traduisent quasiment la totalité du volume de sédiments produit par la pluie, sans l'influence des stocks solides disponibles, pourtant l'érosion estimée devrait être proche de celle mesurée pour assurer la validité du modèle établi.

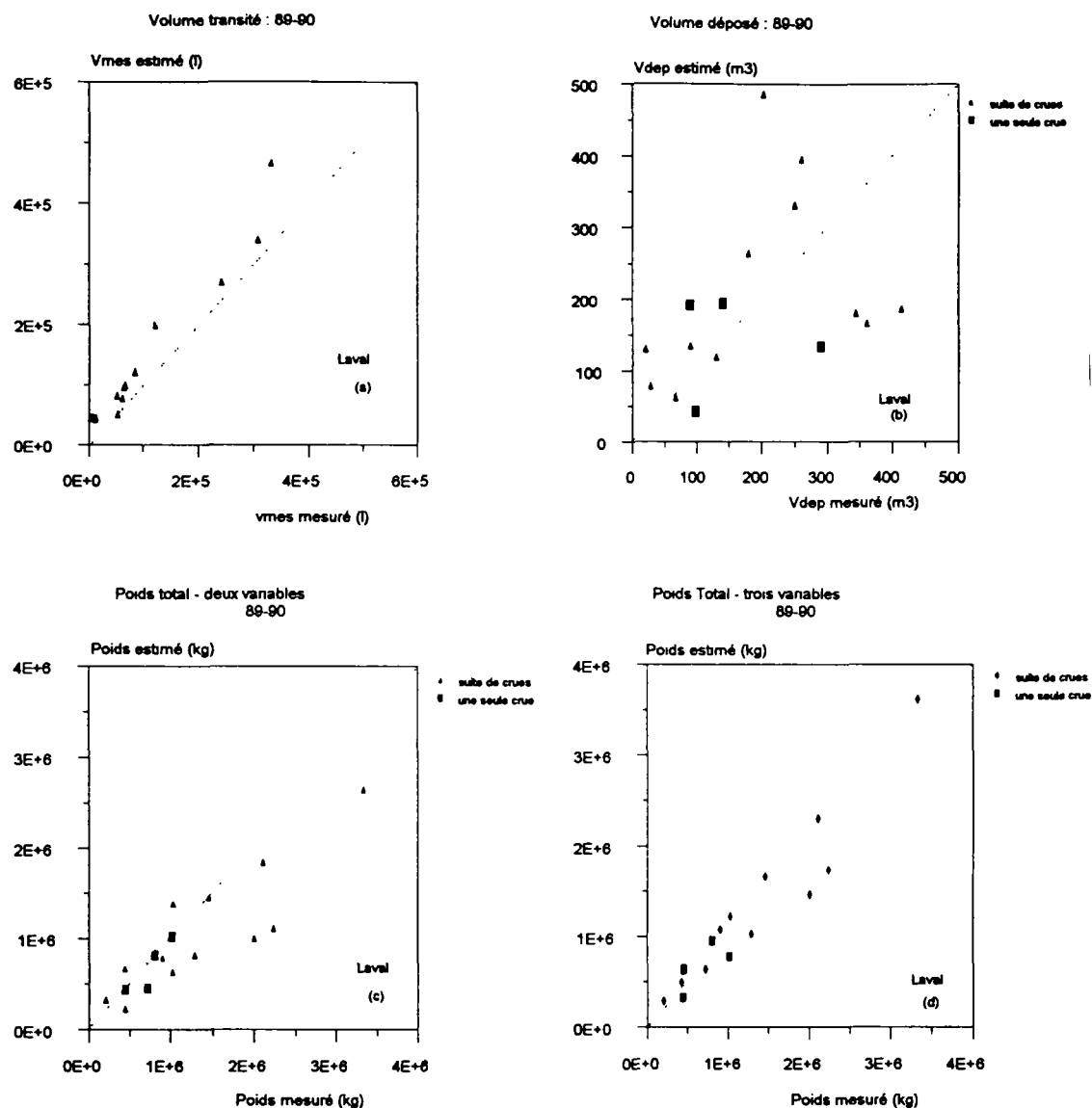


Figure 4.22. Validation des modèles calés : Laval 89-90: (a) volume transité; (b) volume déposé; (c) érosion totale à deux variables; (d) érosion totale à trois variables.

L'augmentation du coefficient de corrélation du volume transité par rapport à celui obtenu pour le calage (tableau 4.21), confirme la bonne explication du volume de matières en suspension par le débit de pointe et montre que les épisodes mesurés sont tout à fait proches de la fonction calée.

	ROUBINE		LAVAL	
	CALAGE 85-88	VALIDATION 89-90	CALAGE 85-88	VALIDATION 89-90
<b>Volume transité</b>	0.9450	0.9910	0.8530	0.9582
<b>Volume déposé</b>	0.8779	0.7522	0.7147	0.1833
<b>Poids total : deux variables</b>	0.9673	0.8808	0.7548	0.7755
<b>trois variables</b>	0.9940	0.7767	0.9700	0.9095

Tableau 4.21. Coefficients de détermination ( $R^2$ ) obtenus dans le calage et la validation des modèles

Pour le Laval, la validation des modèles calés pour le volume déposé et le poids total de sédiments produit est assez faible. On constate une très mauvaise reproduction des résultats mesurés, surtout si on regarde seulement les événements à une seule crue, l'explication chute de 71% à 18%. Considérant la totalité des mesures de  $V_{dep}$ , l'explication augmente un peu, mais pas suffisamment pour qu'on puisse établir la validité des modèles. La qualité des réponses des modèles dans la prévision du poids de sédiments érodé (tableau 4.21) montre que le modèle à trois variables formés par les caractéristiques de la pluie et de l'écoulement améliore sensiblement les résultats au niveau de l'apport solide d'une seule crue et reproduit bien la réponse d'une suite de crues, en assurant leur validité.

#### 4.2.3. Modèle annuel de production d'érosion

##### 4.2.3.1. Analyse globale inter-annuelle

Pour connaître la perte en terre annuelle des bassins étudiés, il faut connaître la contribution des matériaux transités et déposés à la totalité des sédiments érodés. On doit le faire puisque on ne connaît que le volume total annuel déposé dans la plage de dépôts et on doit calculer le volume de matières en suspension transité chaque année.

On part des volumes transités mesurés par les prélèvements; on calcule les volumes correspondants déposés avec l'application des équations établies en 4.2.2.5. et on détermine leurs pourcentages dans le poids total de sédiments produits. Les résultats moyens, après l'analyse de 22 épisodes à la Roubine et 19 au Laval, sont résumés dans le tableau 4.22, où  $X$  est la moyenne,  $s$  est l'écart type et  $C_v$  est le coefficient de variation.

	Matériaux déposés			Matériaux transités			transité déposé
	X	s	cv	X	s	cv	
<b>ROUBINE</b>	85.17%	11.67	0.13	14.83%	11.67	0.86	0.18
<b>LAVAL</b>	39.99%	19.17	0.48	60.01%	19.17	0.32	1.50

Tableau 4.22. Rapport entre les poids de sédiments déposés et transités et l'érosion totale: Roubine et Laval.

Pour le Laval 40% du sédiment qui arrive à l'exutoire du bassin se dépose dans la plage de dépôts, pendant que le restant est mesuré par le préleveur comme suspension. A la Roubine, 85% du sédiment érodé est piégé et 15% transite vers le déversoir. Ces derniers chiffres indiquent qu'au Laval la quantité de matières en suspension est 1.5 fois la quantité de sédiments déposés, tandis qu'à la Roubine, les sédiments en transit représentent 18% du volume déposé.

La perte en terre moyenne annuelle obtenue pour la Roubine et le Laval est vue dans le tableau 4.23. Dans ce tableau, le volume moyen de dépôts a été calculé considérant les dépôts mesurés dans les années 85 à 90 et les coefficients multiplicateurs pour ajouter les transports en MES sont ceux du tableau 4.22.

		ROUBINE	LAVAL
Surface	(ha)	0.133	86
Surface dénudée	(ha)	0.107	60.6
Volume moyen de dépôts (85-90)	(m <sup>3</sup> /an)	8.37	1818
Poids moyen de dépôts	(kg/an)	14 229	3 090 600
Coefficient multiplicateur pour ajouter le transport en MES		1.18	2.5
Poids total érodé	(kg/an)	16 790.22	7 726 500.00
Poids spécifique annuel par ha horizontal de terre nue	(kg/ha/an)	156 917.94	127 500
Poids de terre	(t/ha/an)	156.92	127.50
Perte en terre (d=1.7)	(m <sup>3</sup> /ha/an)	92.30	75.00
Ablation verticale de la roche mère (d=2.65)	(mm)	5.92	4.81
Ablation verticale du sol en place (d=1.3)	(mm)	12.07	9.81

Tableau 4.23. Perte en terre annuelle à la Roubine et au Laval.

Les chiffres obtenus sont voisins; ramenés à la surface dénudée, les valeurs de perte de terre (75 m<sup>3</sup>/ha/an pour le Laval et 92 m<sup>3</sup>/ha/an pour la Roubine) sont indépendants de la surface. Le chiffre à retenir comme moyenne de la perte de terre des marnes noires à Draix est une valeur comprise entre 70 et 100 m<sup>3</sup>/ha/an. Cette plage de valeurs rejoint les résultats obtenus par COMBES (1981), qui a établi une perte en sols de 67 m<sup>3</sup>/ha/an en 18 ans d'enregistrements sur un bassin de 144 ha. BUFALO (1989), à partir des données de deux bassins avec 7.8 et 75 ha situés sur des terres noires de la région du Buech - Hautes Alpes, indique une érosion spécifique de 200 t/ha/an.

Les pertes de terre mesurées au Laval et à la Roubine sont bien supérieures à la plage de valeurs admissible en conservation de sols: 1.9 à 9.4 m<sup>3</sup>/ha/an (KIRKBY, 1980), confirmant donc que la région a graves problèmes d'érosion.

Analysant la perte en terre année par année (figure 4.23), on constate une très grande variabilité de la production d'érosion qui peut dépasser 140 m<sup>3</sup>/ha (en 1986) ou chuter vers 40 m<sup>3</sup>/ha (en 1989). En général, l'érosion produite sur la Roubine est supérieure à celle produite au Laval, à l'exception des années 87 et 90. En ces années on observe au Laval les plus fortes pluies

totales annuelles et les plus fortes lames écoulées enregistrées jusqu'à ce moment, donc une forte capacité de transport.

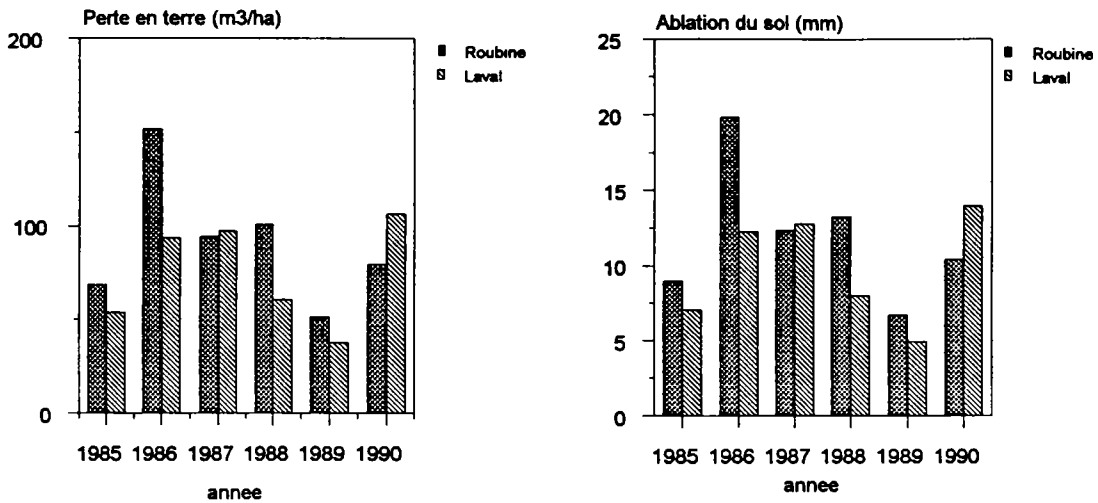


Figure 4.23. Perte en terre et ablation verticale du sol en place - Roubine et Laval

#### 4.2.3.2. Evaluation de l'érosion annuelle.

Le volume déposé dans la plage de dépôts est la seule série de données qui traduit la quantité annuelle de sédiments produite par les bassins. Donc, on n'a pas de problèmes pour connaître les volumes annuels apportés à la plage de dépôts. Par contre, les mesures de matières en suspension sont plus rares à cause du mauvais fonctionnement des équipements et elles sont faites au niveau des événements, ce qui rend difficile l'évaluation des volumes annuels transités en suspension. Deux méthodes sont discutées pour compléter les données manquantes:

**1ère méthode :** les coefficients donnés dans le tableau 4.22, établis à partir d'un raisonnement global et moyen, sont appliqués aux poids totaux annuels déposés pour qu'on puisse incorporer les poids des volumes transités et obtenir le poids total d'érosion.

**2ème méthode :** A chaque événement, les données disponibles de poids de sédiments déposés sont adoptées et, pour celles qui manquent, on utilise les équations 4.13 et 4.14 pour les compléter et ainsi reconstituer les poids des sédiments transités.

L'année 1985 a été mise en lacune au Laval, car plusieurs valeurs du débit de pointe sont manquants, ce qui apporte un préjudice à la détermination des volumes transités. Comparant les résultats des ces deux méthodes on voit qu'ils sont très similaires pour la Roubine, mais pour le Laval, où les volumes transités en suspension sont plus conséquents, ils sont assez différents. A cause des ces différences, on considère que la première méthode reste, pour le moment, la seule capable de nous fournir une bonne estimation de l'érosion totale annuelle "mesurée" dans nos bassins.

ROUBINE (0.1066 ha)						
	1985	1986	1987	1988	1989	1990
Pluie totale (mm)	744	766	947	771	620	826
Volume moyen (m <sup>3</sup> )	6.30	13.94	8.67	9.28	4.71	7.31
Poids moyen (t)	10.71	23.70	14.74	15.78	8.01	12.43
Coeff. multipl.	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
Poids total érodé (t)	12.64	27.97	17.39	18.62	9.45	14.67
Poids de terre (t/ha)	118.55	262.32	163.15	174.63	88.82	137.56
Perte en terre (m <sup>3</sup> /ha)	69.74	154.31	95.97	102.72	52.25	80.92
Ablation (d=2.65) (mm)	4.47	9.90	6.16	6.59	3.35	5.19

LAVAL (60.6 ha)						
	1985	1986	1987	1988	1989	1990
Pluie totale (mm)	744	766	947	771	620	826
Volume moyen (m <sup>3</sup> )	1302	2272	2366	1475	910	2583
Poids moyen (t)	2213.40	3862.40	4022.20	2507.50	1547.00	4391.10
Coeff. multipl.	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Poids total érodé (t)	5534	9656	10056	6269	3867	10978
Poids de terre (t/ha)	91.31	159.34	165.93	103.44	63.83	181.15
Perte en terre (m <sup>3</sup> /ha)	53.71	93.73	97.61	60.85	37.54	106.56
Ablation (d=2.65) (mm)	3.45	6.01	6.26	3.90	2.41	6.84

Tableau 4.24. Calcul de l'érosion annuelle par la première méthode - Roubine et Laval.

ROUBINE						
	1985	1986	1987	1988	1989	1990
Pluie totale (mm)	744	766	947	771	620	826
Volume moyen (m <sup>3</sup> )	6.30	13.94	8.67	9.28	4.71	7.31
Σ Volume transité (m <sup>3</sup> )	0.319	1.06	1.22	1.10	0.36	1.92
Poidtot (kg)	11 606	26 507	17 972	18 691	8 978	17 515
Perte en terre (t/ha)	108.88	248.66	168.59	175.34	84.22	164.31

LAVAL						
	1985	1986	1987	1988	1989	1990
Pluie totale (mm)	744	766	947	771	620	826
Volume moyen (m <sup>3</sup> )	1302	2272	2366	1475	910	2583
Σ Volume transité (m <sup>3</sup> )	***	1837	2152	2402	1755	4520
Poidtot (t)	2 947.45	8 730.45	9 725.00	8 872.80	6 197.75	16 369.10
Perte en terre (t/ha)	***	144.07	160.48	146.42	102.27	270.12

Tableau 4.25. Calcul de l'érosion annuelle par la deuxième méthode - Roubine et Laval.

#### 4.2.3.3. Modèle annuel pour l'érosion mesurée

Dans la plupart des cas, l'étude de la production d'érosion des bassins versants cherche à établir un taux annuel de perte en sol et à la relier à la pluie totale annuelle. Dans notre cas, la comparaison du volume total annuel déposé et de l'érosion totale annuelle avec la pluie (figure 4.24 et 4.25) montre que la corrélation entre ces deux grandeurs est faible. Une grande variabilité est observée dans la série de 6 années, surtout dans les années 85/86/88, où les pluies annuelles de



même ordre de grandeur ont produit des volumes déposés et érosions totales variant dans un rapport allant entre 1 et 2, aussi bien pour la Roubine que pour le Laval.

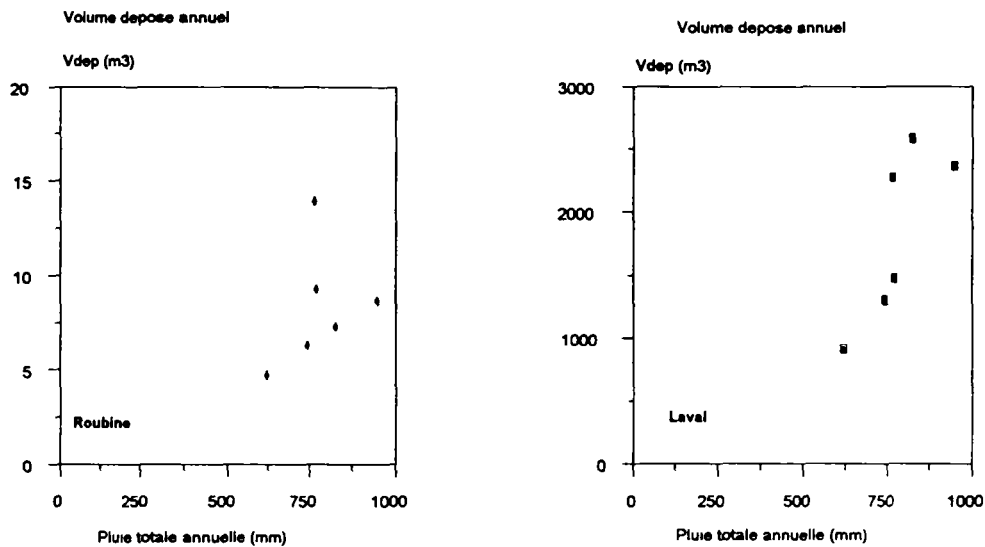


Figure 4.24. Volume déposé annuel en fonction de la pluie totale annuelle.

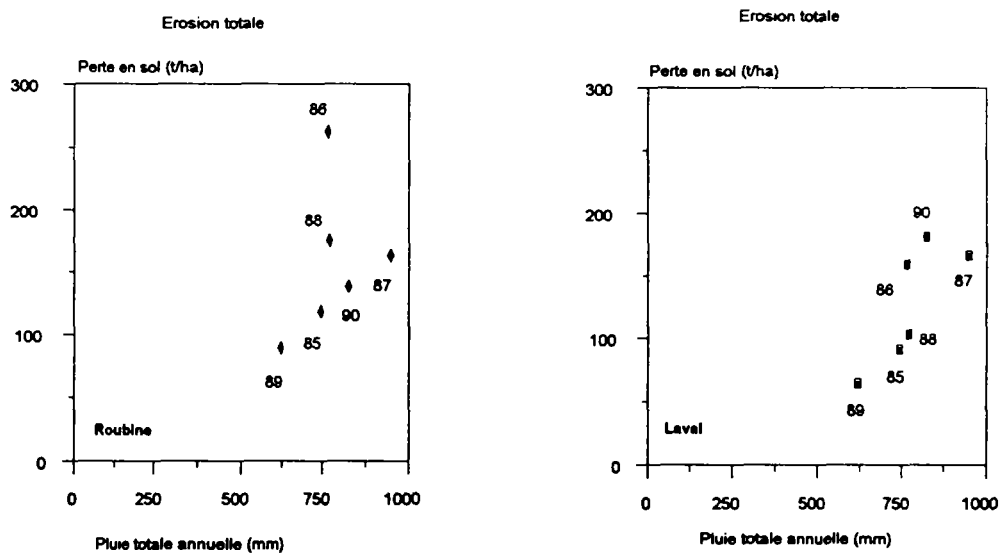


Figure 4.25. Erosion totale annuelle en fonction de la pluie totale annuelle.

Les modèles de régression reliant la pluie totale annuelle et l'érosion totale mesurée sont:

$$\text{Roubine : } A = 211 (P_{an})^{1.36} \quad R^2 = 0.261 \quad (4.35)$$

$$\text{Laval : } A = 277 (P_{an})^{1.51} \quad R^2 = 0.710 \quad (4.36)$$

où  $A$  est la perte en sol annuelle (t/ha/an) et  $P_{an}$  est la hauteur de pluie tombée dans l'année exprimée en mètres (m). Ces lois traduisent bien la dispersion de données observée dans les deux

bassins; malheureusement, au Laval, les effets de surface amortissent les différences produisant une meilleure corrélation. Cependant, ces résultats ne confirment pas la corrélation annuelle entre la perte en sol et la pluie cumulée obtenue par OLIVRY et HOORELBECK (1989) sur trois années de mesures.

#### 4.2.3.4. Modèle annuel comme somme des résultats du modèle événementiel.

Dans le paragraphe 4.2.2.6. on a établi des modèles de production d'érosion qui relient le poids de sédiments qui sort du bassin aux caractéristiques de l'épisode pluvieux et de la crue. Pour reconstituer l'érosion provoquée par chaque événement on adopte les lois suivantes:

$$\text{ROUBINE :} \quad \text{Poid} = 0.686 h_{\text{tot}}^{0.848} i_{01}^{1.179}$$

$$\text{LAVAL :} \quad \text{Poid} = 5303 h_{\text{tot}}^{0.477} i_{01}^{0.208} Q_{\text{max}}^{0.339}$$

A la Roubine, l'existence de quelques hydrogrammes avec débits de pointe douteux, nous amène à retenir, dans ce calcul, le modèle d'érosion à deux variables. Par contre, au Laval, la sensible amélioration des corrélations obtenue avec l'introduction du débit de pointe, nous conduit à retenir le modèle à trois variables.

Ces lois sont appliquées systématiquement à l'ensemble des averses ayant engendré un ruissellement, y compris la période hivernale. A la fin de chaque année, on somme la contribution de chaque épisode pour obtenir l'érosion totale (tableau 4.26). La production spécifique de sédiments est obtenue en divisant l'érosion totale annuelle par la surface dénudée de chaque bassin.

Le tableau 4.26 nous montre l'estimation du poids de terre érodé à chaque année à partir des résultats des modèles événementiels appliqués aux années 85-90 y compris la période hivernale.

	ROUBINE					
	1985	1986	1987	1988	1989	1990
Pluie totale (mm)	744	766	947	771	620	826
Σ poids (kg)	15033.29	23463.75	21913.98	15218.50	6150.79	26460.23
poids de terre (t/ha)	141.03	220.11	205.57	142.76	57.60	248.22

	LAVAL					
	1985	1986	1987	1988	1989	1990
Pluie totale (mm)	744	766	947	771	620	826
Σ Poids (kg)	7 798 588	10 187 217	11 649 620	11 257 871	7 811 042	13931 734
Perte en terre (t/ha)	128.69	168.11	192.24	185.77	128.90	229.90

Tableau 4.26. Erosion annuelle (t/ha/an) déterminée à partir des résultats des modèles événementiels Roubine et Laval.

Les modèles de régression simple calés sont :

$$\text{Roubine : } A_{ev} = 350 (P_{an})^{3.20} \quad R^2 = 0.703 \quad (4.37)$$

$$\text{Laval : } A_{ev} = 230 (P_{an})^{1.21} \quad R^2 = 0.522 \quad (4.38)$$

où  $A_{ev}$  est l'érosion annuelle estimée par l'emploi des modèles événementiels (t/ha/an) et  $P_{an}$  est la pluie totale annuelle (mm) moyenne sur Draix (figure 4.26).

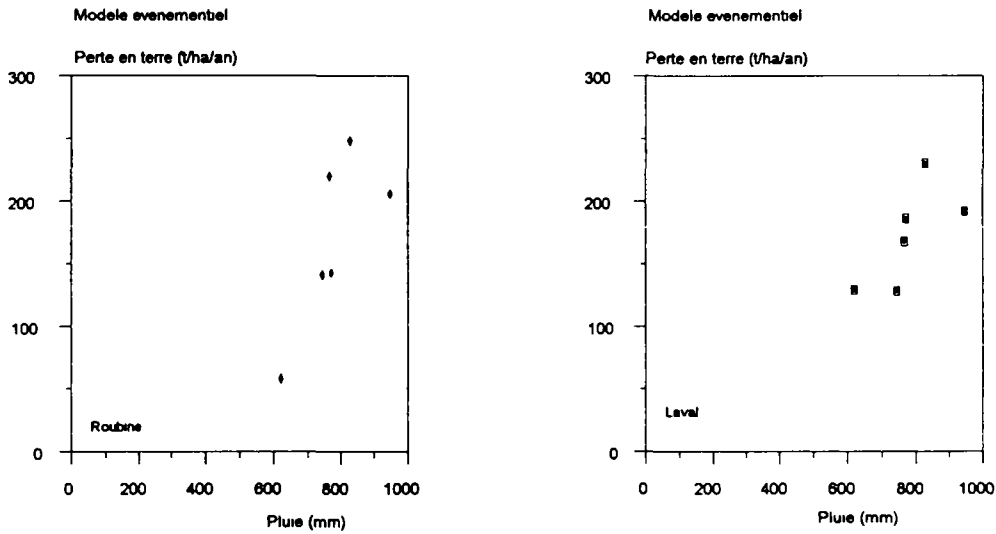


Figure 4.26. Perte de terre (t/ha/an) annuelle estimée à partir des modèles événementiels en fonction de la pluie totale annuelle (mm) - Roubine et Laval.

#### 4.2.3.5. Confrontation des résultats des deux approches

Au niveau de la description de l'érosion annuelle en fonction de la pluie, le modèle événementiel, à la Roubine, réduit les écarts entre les variables, mais au Laval, la corrélation entre ces variables est encore plus faible qu'avant. Les deux approches pour le calcul de l'érosion annuelle: à partir des volumes mesurés dans la plage de dépôts et à partir des modèles événementiels de production d'érosion, ne nous conduisent pas à une bonne corrélation avec la pluie annuelle; peut être à cause du faible nombre de données annuelles disponibles (6); peut être à cause d'erreurs de mesure. Ce qu'on constate après ces analyses, c'est l'existence de fortes dispersions inter-annuelles dans la production totale d'érosion, dont on ne peut pas connaître la tendance avec cet échantillon, car il recouvre une période connue de sécheresse. On considère, donc, un peu prématuré d'établir une loi entre l'érosion annuelle et la pluie.

Mais, on peut utiliser ces informations pour comparer l'estimation de l'érosion à partir des modèles événementiels avec l'érosion annuelle dite mesurée. La figure 4.27 montre les résultats.

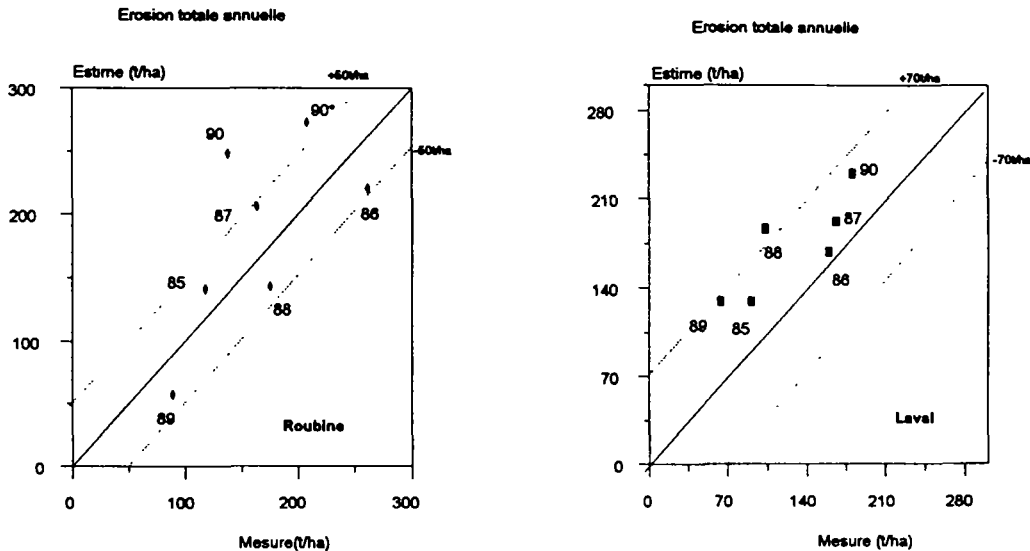


Figure 4.27. Erosion totale annuelle estimée par les modèles événementiels comparée avec celle mesurée - Roubine et Laval (1985-90)

Pour le Laval les valeurs calculées sont toujours surestimées d'environ 70 t/ha. Pour la Roubine, on observe que les valeurs, à l'exception de l'année 90, sont distribuées autour de la ligne de parfait ajustement ("best fit line") dans une fourchette allant de -50 t/ha à +50 t/ha. Due à la gestion des mesures de la plage de dépôts de la Roubine, s'on ne considère pas la période jusqu'au premier relevé en 91, l'érosion annuelle mesurée est sousestimée, car on ne prend pas en compte la production d'importants épisodes en octobre/90. Avec la correction de l'année 90 (marquée dans la figure 4.27 par une étoile), le point s'approche beaucoup plus de la fourchette établie. On voit, donc, que les modèles événementiels sont capables d'estimer l'érosion annuelle avec une incertitude de 50 à 70 t/ha/an,

#### 4.3. Conclusions

- a. Le volume de matières en suspension ( $V_{mes}$ ) représente 15% de l'érosion totale mesurée à la Roubine et 60% de l'érosion totale mesurée au Laval. Il est fort corrélé au débit de pointe et les équations 4.13 et 4.14 peuvent être utilisées en prévision.
- b. Deux processus d'érosion différents peuvent être distingués: avec les faibles intensités, les sédiments transportés sont principalement ceux disponibles sur le bassin. A mesure que l'intensité augmente, à partir d'un certain seuil de débit liquide, l'érosion des versants augmente et la concentration mesurée à l'exutoire du bassin devient presque constante.
- c. Le volume déposé dans la plage de dépôts est bien corrélé à la pluie à la Roubine et pas très bien pour le Laval, ceci à cause de l'existence de dépôts et de reprises dans le talweg du Laval. La prise en compte de l'écoulement dans le grand bassin au moyen du débit de pointe n'améliore quasiment pas le résultat. Le volume déposé est très influencé par l'histoire des crues et par la disponibilité de sédiments. En prévision, les modèles n'ont pas donné de bonnes réponses.

- d.** L'érosion totale de chaque événement est bien corrélée entre les deux bassins. Pour la Roubine, elle est bien expliquée par les paramètres pluviométriques et pour le Laval, on doit ajouter le débit de pointe comme paramètre explicatif. En prévision, le modèle est adapté au Laval, mais pas trop à la Roubine, car la présence d'une année très sèche (89) a beaucoup changé les stocks solides et, donc, la histoire des crues.
- e.** Dans une analyse globale annuelle, on constate que l'érosion totale et le volume déposé ne sont pas bien corrélés à la pluie totale annuelle. Un modèle annuel d'érosion en fonction de la pluie totale surestime la production avec une incertitude de 50 à 70 t/ha/an.
- f.** A l'heure actuelle, le modèle événementiel d'érosion appliqué à chacune des pluies dans l'année est plus adapté à la prévision de l'érosion annuelle que le modèle annuel. En ajoutant à l'échantillon de calcul des nouvelles données annuelles, cette tendance pourrait être modifiée.

**V. ESSAI D'ELABORATION D'UN MODELE HYDRO-SEDIMENTOLOGIQUE  
POUR LE LAVAL**

## CHAPITRE V

### Essai d'élaboration d'un modèle hydro-sédimentologique pour le Laval

#### 5.1. Introduction

Regardant la méthodologie adoptée dans la littérature pour la détermination de la production d'érosion d'un bassin versant, on constate que les lois établies à partir de données mesurées en parcelles d'érosion ("plots";  $S < 1\text{ha}$ ) ou en micro-bassins ( $S < 10\text{ha}$ ) qui donnent le sol érodé par unité de surface sont extrapolées aux grands bassins versants. Cette extrapolation est autant plus grande que la surface élémentaire est petite et elle suppose qu'un bassin versant hétérogène puisse être représenté par une unité homogène. A cause de l'hétérogénéité des bassins versants, il y a l'introduction d'autres facteurs, lesquels sont négligés à une petite échelle. Par exemple, on a vérifié dans le chapitre IV que pour bien modéliser l'érosion produite au Laval, il fallait introduire dans l'analyse un paramètre débimétrique comme le débit de pointe. Au niveau annuel, le facteur qui permet le passage de l'échelle du "champ agricole" à celle du bassin versant est le taux de restitution de sédiments ("sediment delivery ratio"). Ce taux permet la prise en compte de l'ensemble de phénomènes qui se développent à la grande échelle: effet de la concentration des écoulements, hétérogénéité des sols et de la couverture végétale, les différents temps de réponse des sous-bassins,...

Dans le site de Draix, à cause de la particularité des deux bassins versants choisis, on peut essayer d'identifier les facteurs qui agissent chaque fois qu'on change l'échelle de calcul. La Roubine est un sous-bassin du Laval et elle est capable de représenter une bonne partie des phénomènes qui s'y développent, avec l'avantage de ne pas avoir un talweg principal et, donc, de ne pas produire des écoulements concentrés capables d'introduire une dynamique de dépôts et de reprises dans le bilan de sédiments. A la Roubine, comme nous l'avons déjà vu dans le chapitre IV, la production d'érosion est fonction principalement de la pluie et, si on se souvient qu'elle possède plusieurs caractéristiques d'une parcelle-témoin (voir paragraphe 3.2), on peut utiliser leurs données et leurs informations pour pouvoir prévoir la production d'érosion du grand bassin.

Le transfert des lois calées sur l'unité élémentaire vers le bassin versant du Laval ne peut pas être fait sans qu'on cherche une fonction pour traduire les différences topographiques et morphologiques existantes entre la Roubine et ses sous-bassins et sans qu'on considère l'effet de son talweg sur l'apport solide de sédiments provenant des versants.

En lignes générales, l'élaboration d'un modèle où le bassin versant du Laval est découpé en sous-bassins et biefs est synthétisée sur la figure 5.1. On part des résultats de la modélisation hydrologique et de la production d'érosion faites dans le chapitre IV et on y ajoute quelques lois pour évaluer l'apport solide des versants et les effets de l'écoulement concentré dans le chenal (routage des débits liquide et solide, capacité maximale de transport, dégradation des sédiments).

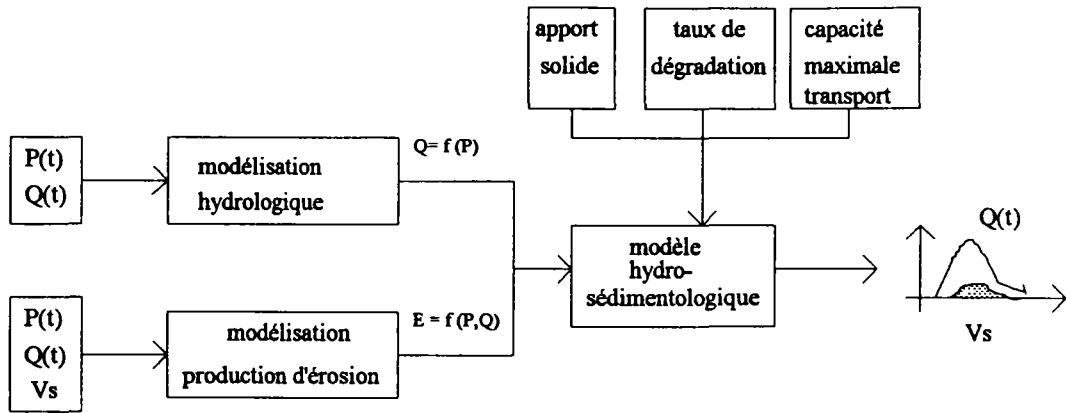


Figure 5.1. Synthèse d'élaboration du modèle hydrosédimentologique du Laval.  
(P=pluie, Q=débit, Vs=volume sédiments, E=érosion totale)

Ce chapitre porte sur l'analyse de deux aspects de cette modélisation: tout d'abord, la recherche d'une fonction qui nous permet d'établir une liaison entre les différences morphologiques des sous-bassins et de l'unité élémentaire, lesquelles se traduisent par un changement de l'érodabilité et, ensuite, l'analyse des phénomènes présents dans le talweg principal comme la dégradation des sédiments et la capacité maximale de transport de l'écoulement. A la fin, on présente une synthèse des différentes étapes de la modélisation du Laval, jusqu'à constituer un premier modèle hydro-sédimentologique appliqué aux marnes noires de Draix.

## 5.2. Etablissement du modèle hydro-sédimentologique du bassin du Laval

Pour évaluer les effets du talweg principal sur la dynamique entre la production d'érosion par les versants et la production d'érosion du bassin versant, on doit établir des liens entre les différentes parties du bassin versant et décrire les différents processus qui s'y développent. Par tant, on fait des hypothèses de base pour la modélisation, on schématise le bassin versant et on détermine les lois pour représenter l'existence du talweg.

### 5.2.1. Les hypothèses de base

Les hypothèses de base pour la modélisation hydro-sédimentologique du bassin versant du Laval sont les suivantes:

- a. Le bassin du Laval est découpé en sous-bassins et biefs;
- b. Les sous-bassins ont un comportement hydro-sédimentologique similaire à celui de l'unité élémentaire;
- c. La pluie est homogène et uniforme sur l'ensemble du bassin y compris l'unité élémentaire (Roubine);
- d. L'écoulement dans les biefs essaye de s'ajuster pour satisfaire sa capacité maximale de transport;



- e. La production de sédiments des sous-bassins correspond à l'érosion des versants causée par l'effet de "splash" de la pluie, autrement dit, leurs talwegs principaux ne produisent pas de sédiments;
- f. La quantité de sédiments qui sort des sous-bassins est proportionnelle à la production de l'unité élémentaire;
- g. Le volume de sédiments mesuré dans l'exutoire du bassin est le résultat des processus dynamiques qui se développent sur les versants et dans le thalweg, c'est à dire, qu'on admet qu'une partie des sédiments érodés par la pluie puisse rester disponible dans le bassin pour être entraînée par une autre pluie/crue;
- h. Quelque autre processus qui puisse produire et/ou empêcher le sédiment d'arriver à l'exutoire du bassin est écarté.

Chaque sous-bassin est donc modélisé globalement, comme un ensemble, produisant un certain apport solide proportionnel à celui de l'unité élémentaire lequel est introduit dans la tête des différents biefs. Les talwegs des sous-bassins sont inactifs au niveau de la production de sédiments et ils sont toujours capables de transporter la charge solide injectée par les versants.

En règle générale on a trois phases de modélisation pour aboutir au modèle final:

1. La schématisation du bassin versant vis à vis l'application du système de calcul ETC;
2. La quantification de la production d'érosion des sous-bassins qui nous conduit à établir une méthode pour transférer les lois de production d'érosion de l'unité élémentaire vers le Laval;
3. La détermination des effets du talweg principal du Laval sur la capacité de transport de l'écoulement.

### 5.2.2. Schématisation du Bassin Versant

Le découpage du bassin versant permet une meilleure prise en compte de l'hétérogénéité et il permet de faire une étude de modélisation qui sépare le comportement d'un sous-bassin de celui d'un bief. L'identification des différents biefs et sous-bassins nous oblige à imposer leur hiérarchisation et à établir un certain nombre de liens qui définissent le comportement des différentes parties. Quand on adopte un système de calcul déjà élaboré, la schématisation du bassin versant est limitée par son architecture; c'est à dire, le nombre de sous-bassins et de biefs est limité par le nombre d'entités admissible par le logiciel. On doit, donc, exploiter au maximum les possibilités du système de calcul, de façon à mieux reproduire la dynamique du bassin versant.

Dans notre cas, on adopte le système de calcul appelé ETC (Erosion des Torrents en Crue; voir paragraphe 4.1.1) conçu pour la simulation du comportement global des biefs et des sous-bassins que d'une description fine des phénomènes. En sa version actuelle, la modélisation du bassin versant doit être telle qu'il n'y ait pas plus de trente entités et que chacune d'entre elles n'ait plus d'un successeur et de quatre antécédents (figure 5.2).

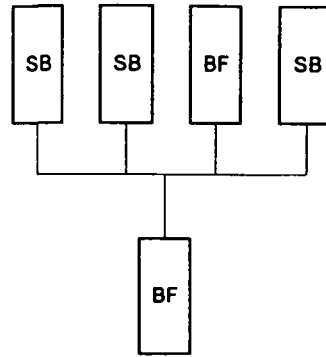
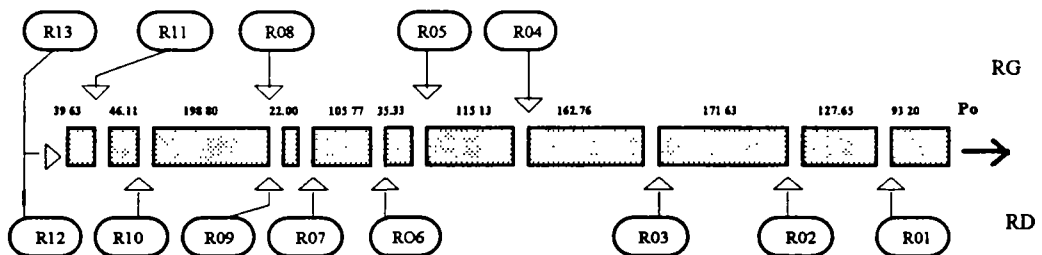
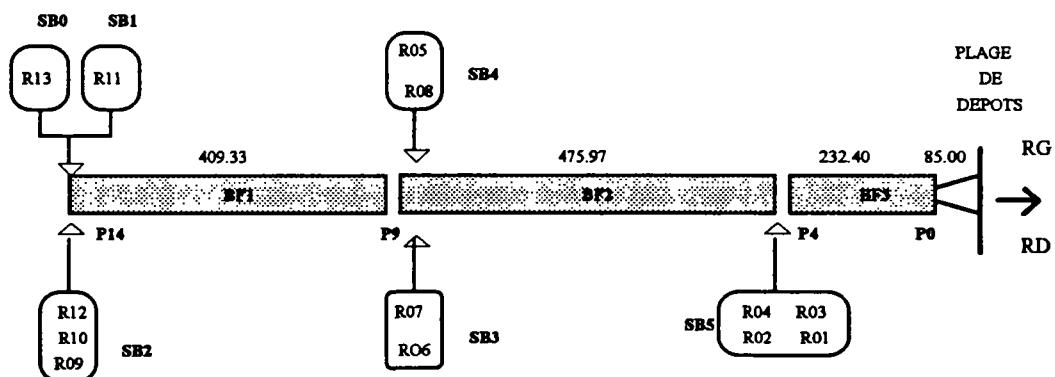


Figure 5.2. Architecture admissible par le système de calcul ETC pour la schématisation d'un bassin versant (BF= bief, SB=sous-bassin).

Avec l'architecture présentée sur la figure 5.2, dans le premier bief (celui le plus à l'amont de l'exutoire) on peut avoir l'apport de jusqu'à quatre sous-bassins, mais dans un bief intermédiaire qui reçoit déjà la contribution du bief amont, le nombre maximal d'entrées de sous-bassins est de trois. Une astuce pour vaincre les limitations d'ordre informatique consiste à créer des biefs fictifs par découpage des vrais biefs, jusqu'à revenir à l'architecture admissible. Cependant, à notre avis, il n'y a pas de sens à découper le Laval en plusieurs petits biefs, car on ne dispose ni d'informations distribuées le long du talweg (comme: mesures de débit liquide, de débit solide, des volumes stockés, des profondeurs de l'écoulement) ni d'informations des caractéristiques de l'écoulement et de l'apport solide des versants, pour qu'on puisse caler et vérifier les réponses d'une modélisation plus détaillée. On dispose de mesures de débits liquides instantanés et de volumes globaux de sédiments recueillis dans son exutoire, ce qui nous conduit à simplifier au maximum la schématisation du bassin versant.



a. Configuration sur le terrain



b. Configuration finale

Figure 5.3. Différentes phases de la schématisation du bassin versant du Laval : (a) configuration sur le terrain; (b) configuration pour la modélisation.

Le découpage du bassin versant du Laval doit donc tenir compte de l'homogénéité hydrologique des sous-bassins, d'homogénéité hydraulique des biefs (pente, section en travers, rugosité), mais aussi des limitations introduites par l'architecture de représentation du bassin au niveau du système de calcul.

Le bassin versant du Laval est présenté sur la figure 5.4. Pour la découper, on part de la configuration observée sur le terrain schématisée sur la figure 5.3.a. et, en essayant de simplifier au maximum la morphologie, on groupe les ravines en sous-bassins et on ajoute les petits biefs pour constituer des biefs plus significatifs (figure 5.3.b.). Les mesures faites sur le terrain sont utilisées pour trouver les caractéristiques moyennes de chaque entité (sous-bassin / bief) de la simulation numérique.

#### 5.2.2.1. Configuration sur le terrain.

L'identification des caractéristiques des ravines et des biefs qui constituent le bassin versant du torrent du Laval a été faite dans ses premiers 1118 m à compter de la fin de la plage de dépôts vers l'amont. Le torrent a été divisé en 6 biefs, 14 sections transversales et 13 ravines. Chaque bief a été choisi en fonction du changement de la morphologie et, en général, on a défini trois sections pour le décrire: une en chaque extrémité et une intermédiaire.

On a mesuré la géométrie de chaque section : largeur, fruit des berges, les pentes à l'amont et à l'aval et en quelques biefs on a évalué la granulométrie du lit, à travers l'échantillonnage sur place des sédiments et leur mesure. Le profil en long du Laval a été établi à partir d'une carte à l'échelle 1:2000 (figure 5.5).

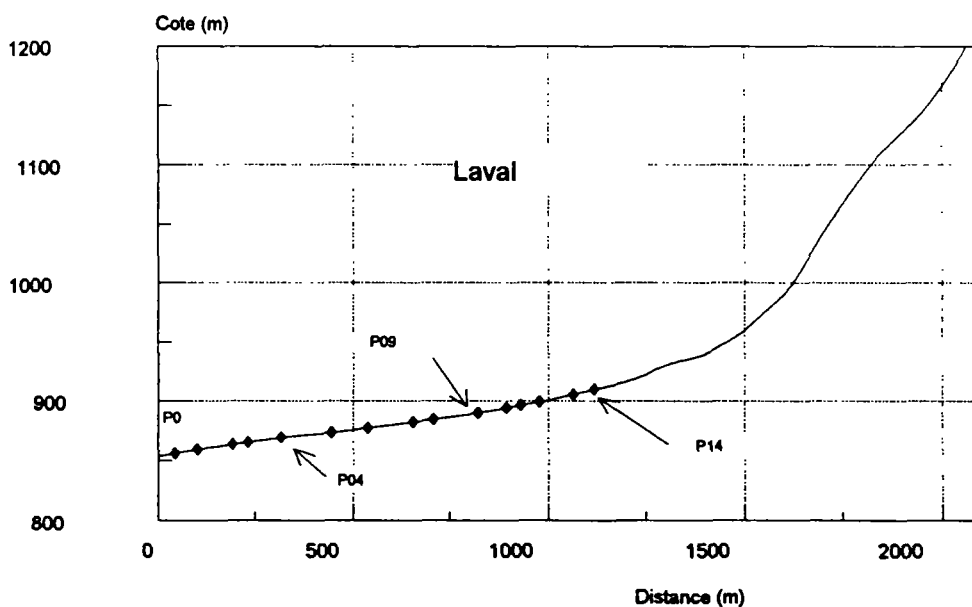
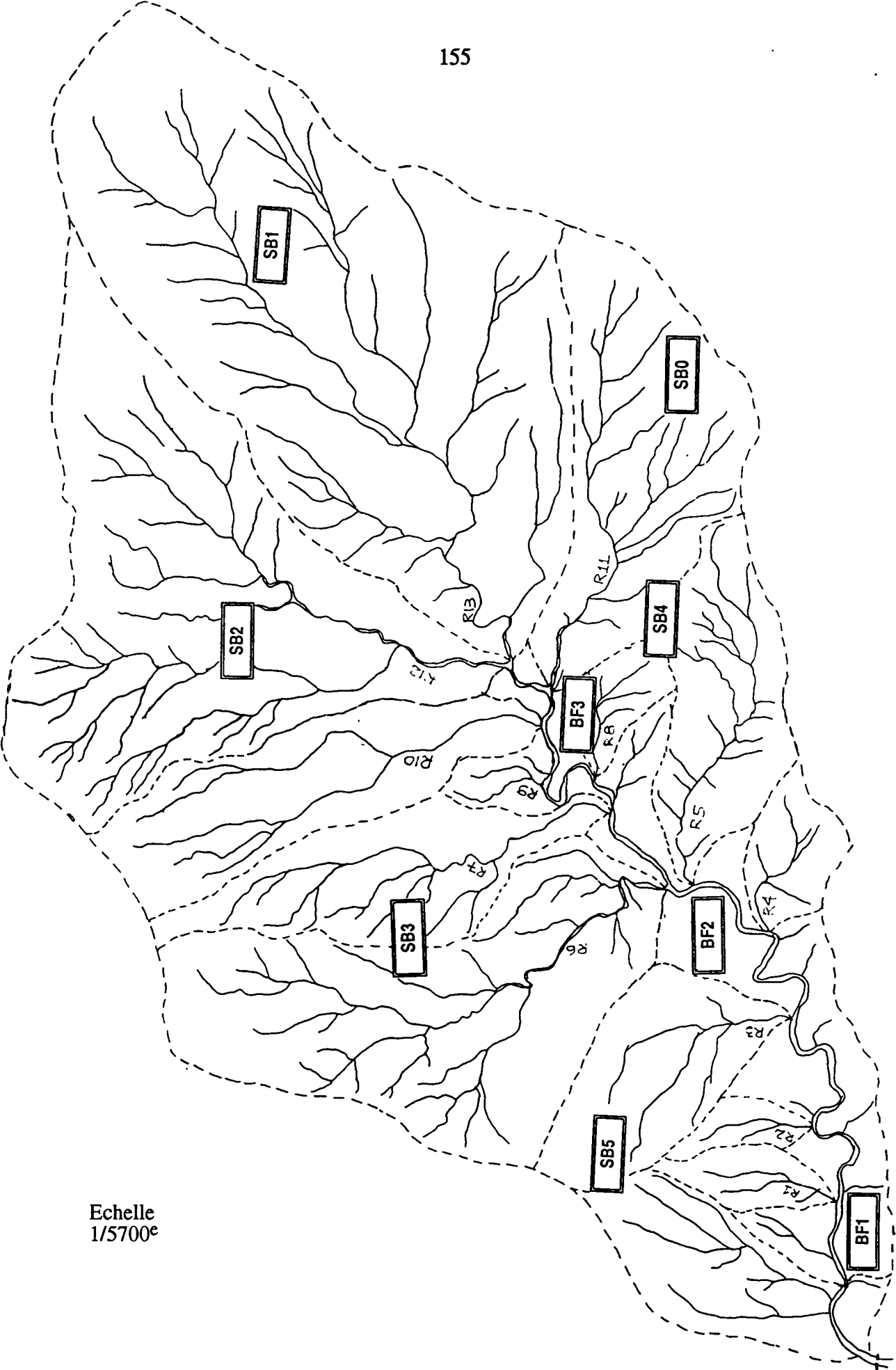


Figure 5.5. Profil en long du Laval avec la localisation des sections transversales.



Echelle  
1/5700<sup>e</sup>

Figure 5.4. Bassin Versant du Laval

Parmi toutes les ravines qui arrivent au torrent du Laval, on en a identifié 13 dont la magnitude de la surface drainée peut signifier un grand apport liquide et solide. Donc, en suivant l'évolution des ces ravines, on pourrait mieux comprendre leur contribution à la dynamique du transport solide du Laval. Les ravines ont été repérées par rapport à la section d'origine P0 et leurs caractéristiques géométriques ont été déterminées (tableau 5.1).

Les caractéristiques géométriques ont été mesurées sur le plan du bassin à l'échelle 1:2000. Le temps de concentration a été estimé à l'aide de l'équation:  $T_c = 145 S^{0.312} J^{-0.625}$ , où le temps de concentration est exprimé en minutes, la surface du bassin en km<sup>2</sup> et la pente en %. Cette équation empirique, basée sur les formules de IZZARD et de MANNING-STRICKLER, a été déterminée par MEUNIER et MATHYS (1989) pour les bassins versants dégradés. Parmi les différentes formules d'évaluation du temps de concentration essayées, cette équation est celle qui a donné les résultats les plus cohérents avec les données observées.

Ravine	Distance à P0 (m)	Surface (ha)	Pente (%)	Longueur (m)	Temps de concentration (min)
R13	1133.86	22.32	33.5	889.43	10.10
R12	1133.86	14.58	32.3	674.13	9.04
R11	1078.68	7.30	37.9	482.70	6.43
R10	1032.57	5.26	39.5	496.32	5.76
R09	975.15	0.63	24.4	172.00	4.05
R08	833.77	1.75	34.4	165.73	2.92
R07	811.77	4.45	33.8	502.75	5.99
R06	720.96	10.95	26.6	659.09	9.23
R05	670.67	4.14	23.5	463.78	7.28
R04	555.54	1.43	34.9	174.88	4.03
R03	392.78	4.33	34.9	269.74	5.42
R02	221.15	1.03	51.4	124.44	2.96
R01	93.20	1.17	39.7	151.17	3.50
R00	***	5.56	51.1	***	***

Tableau 5.1. Caractéristiques géométriques des ravines identifiées dans le bassin versant du Laval.

La surface érodable, c'est à dire, la surface dénudée des ravines a été déterminée à partir d'une photo aérienne prise en 01/07/85 et de la restitution du relief à l'échelle 1:2000. Toutes les taches de végétation, qu'elles soient bois, pâturage ou herbe ont été délimitées sans faire de distinction entre la densité de la couverture végétale.

Le système d'information géographiques ARC-INFO nous a donné la surface végétalisée et dénudée de chaque ravine (tableau 5.2). On y peut remarquer que les ravines les plus proches de l'exutoire du bassin ont une très forte absence de couverture végétale, aux alentours de 95%, tandis que vers le sommet du bassin, le taux de dénudation varie entre 62-88%.

Dans les tableaux 5.1 et 5.2, la ravine R00 est formée par la surface du bassin située entre la première section transversale (Po) du talweg et la station limnigraphique, donc, elle ne constitue pas une vraie ravine. Les deux dernières colonnes montrent les pourcentages de surface végétalisée (%V) et dénudée (%D) par rapport à la surface totale des sous-bassins.

	Total	Surface (m <sup>2</sup> )		% V	% D
		Végétalisée (V)	Dénudée (D)		
R13	223 271	80 701	142 570	36.14	63.86
R12	145 864	37 469	108 395	25.69	74.31
R11	73 072	17 154	55 918	23.48	76.52
R10	52 603	25 687	26 916	48.83	51.17
R09	6 349	733	5 616	11.55	88.45
R08	17 543	1 018	16 525	5.80	94.20
R07	44 479	7 967	36 512	17.91	82.09
R06	109 496	28 701	80 790	26.22	72.78
R05	41 430	10 526	32 731	24.33	75.67
R04	14 292	303	13 989	2.00	88.00
R03	43 257	10 526	32 731	24.33	75.67
R02	10 315	17	10 298	0.16	99.84
R01	11 726	71	11 655	0.61	99.39
R00	55 582	2 842	52 740	5.11	94.89

Tableau 5.2. Surface (m<sup>2</sup>) érodable des ravines du Laval.

A partir des 14 sections mesurées sur le terrain, on a défini les sections caractéristiques de chaque bief. Les six biefs identifiés dans le talweg principal du Laval selon le changement de leurs propriétés morphologiques (largeur, pente, présence de dépôts...) sont caractérisés par (tableau 5.3).

sections limites	longueur	pente	largeur	fruit des berges	
	(m)	(%)	plafond (m)	gauche (degré)	droite (degré)
P0-P2	100.48	8.0	3.3	55	3
P2-P4	132.22	6.4	4.0	50	50
P4-P7	304.62	4.6	3.6	53	45
P7-P10	284.52	4.1	4.2	56	38
P10-P12	155.48	4.7	3.5	48	40
P12-P14	140.68	6.5	3.4	42	45

Tableau 5.3. Caractéristiques géométriques des biefs du Laval mesurées sur le terrain.

A cette époque (avril/91) on a pu aussi décrire l'état des biefs au niveau de l'existence de dépôts, afin d'avoir une première idée du stock de sédiments sur le lit du torrent. En mesurant l'épaisseur, la longueur et la largeur des dépôts sur place, on a estimé un volume d'environ 230 m<sup>3</sup> disponible à l'entraînement par des fortes crues. Ce chiffre, bien qu'obtenu grossièrement, nous servira comme condition initiale pour la validation finale du modèle de production d'érosion. Après cette analyse menée avec une observation plus minutieuse de l'emplacement des dépôts sur le lit, on a vérifié que le torrent peut être divisé en trois grandes zones au niveau du volume de sédiments déposé sur le lit:

**Zone I :** De la fin de la plage de dépôts jusqu'au profil P04 (L=233m); zone très chargée en matériaux fins dont l'origine semble être les effondrements des très raides versants sur la rive gauche;

**Zone II :** Du profil P04 jusqu'au profil P09 (L=476m); zone à la fois très chargée et très peu chargée en sédiments, avec une alternance entre les dépôts de matériaux fins et les dépôts de fines mélangés à des cailloux et plaquettes ;

**Zone III :** Du profil P09 jusqu'au profil P14 (L=410m); correspond au dernier tronçon du Laval en étude; les dépôts sur le lit se font rares, mais on observe une grande quantité de sédiments coincés dans un coude (point d'arrêt d'une probable lave torrentielle) et plusieurs gros blocs distribués au long du lit, provenant des sommets du bassin.

Petit à petit, on simplifie la configuration observée sur le terrain. Au départ (figure 5.3.a), on obtient 11 biefs, quelques uns de très faible longueur. En suite, analysant quantitativement l'état des biefs au niveau du type de sections transversale, pente et présence de dépôts, on les regroupe en nombre de six. Enfin, une estimation des stocks de sédiments et le suivi photographique du talweg, nous ont permis de les diviser en trois biefs homogènes du point de vue des dépôts.

La granulométrie des sédiments constituant le lit du torrent a été évaluée en trois différents dépôts en adoptant la méthode d'échantillonnage suivante: sur une extension de 10 m on mesure, tous les 20 cm, la taille du sédiment placé sous le décimètre. Les courbes granulométriques ainsi obtenues sont présentées dans la figure 5.6. La courbe C1 correspond à un dépôt prélevé dans le bief B1 appartenant à la zone I; la courbe C2 correspond au bief B3 - zone II et la courbe C3, au bief B6 - zone III.

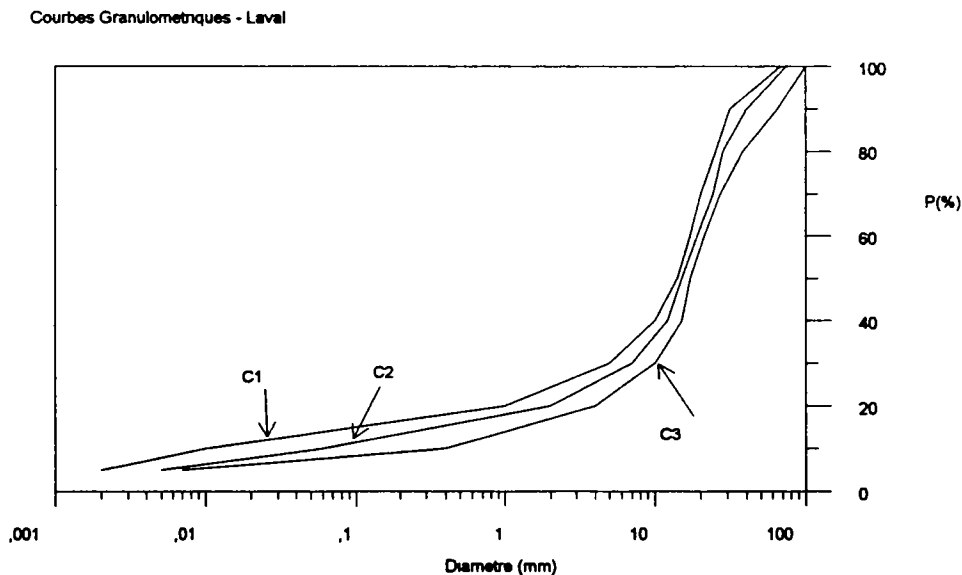


Figure 5.6. Courbes granulométriques des sédiments déposés sur le lit du Laval en différents biefs .

#### 5.2.2.2. Configuration finale pour la modélisation

Les ravines et les biefs identifiés sur le terrain sont regroupés pour constituer les sous-bassins et les biefs dans lesquels le Laval est découpé vis à vis l'application du système de calcul ETC. Le découpage du Laval en sa configuration finale nous conduit à avoir six sous-bassins et trois biefs (figure 5.3.b), dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau 5.4. (Le coefficient de Strickler a été calculé par  $k = 26/D_{90}^{1/6}$ ).

Par rapport à l'identification des ravines (sous-bassins) et des biefs faite sur le terrain, on peut dire que le sous-bassin 2 (SB2) est formé par les ravines R12,R10 et R09; le sous-bassin 1

(SB1), par la ravine R13; le sous-bassin zéro (SB0), par la ravine R11; le sous-bassin 4 (SB4) par les ravines R8 et R5 et le sous-bassin 5 (SB5), par les ravines R1,R2,R3 et R4. Les biefs sont aussi un groupement des biefs identifiés sur le terrain, fait en fonction de la densité des sédiments stockés sur le lit et du suivi photographique du talweg, et leurs sections transversales sont la moyenne de celles mesurées sur le terrain.

Les surfaces végétalisée et dénudée des sous-bassins présents dans le tableau 5.2 ont été établies à partir de groupement des surfaces végétalisées de chaque ravine qui les composent, déterminées selon la procédure décrite en 5.2.2.1.

SOUS - BASSIN							BIEFS							
	Surface (ha)	Pente (%)	Tc (min)	Long. (Km)	végét. (ha)	Surface dénud. (ha)	Long (m)	Larg (m)	fruit des berg.	Pente (%)	D90	D50 (mm)	D30	Coef. Strickler
SB2	20.48	40	10	0.674	6.39	14.09								
SB1	22.30	34	14	0.889	8.00	14.33								
SB0	7.30	38	7	0.490	1.70	5.60								
BF1							410	3.8	0.92	6.0	64	19	10	13
SB3	15.40	33	9	0.659	3.67	11.73								
SB4	5.90	34	7	0.464	0.54	5.36								
BF2							476	4.5	0.96	4.0	40	17	9	14
SB5	13.52	42	6	0.300	1.35	12.14								
BF3							233	4.3	0.83	4.5	31	15	6	15

Tableau 5.4. Caractéristiques géométriques des sous-bassins et biefs du Laval dans la configuration finale pour la modélisation.

### 5.3. Evaluation de l'érodabilité des sous-bassins du Laval

Selon les hypothèses de base prises pour la modélisation du Laval, on suppose que chaque sous-bassin sous l'action d'une pluie produit une quantité de sédiments proportionnelle à celle de l'unité élémentaire (Roubine). On part, donc, de la loi de production d'érosion calée sur la Roubine (voir 4.2.2.6) que multipliée par coefficients de proportionnalité propres à chaque sous-bassin, nous fournissent une estimation du volume de sédiments produit. La production de sédiments des sous-bassins est exprimée au moyen d'un taux d'ablation, c'est à dire, un volume érodé par unité de surface, dont la détermination sera présentée ensuite.

L'extrapolation des résultats de la Roubine ( $S = 0,13$  ha) à quelque sous-bassin du Laval signifie quitter une échelle de l'ordre de 1/8 de hectare et passer à une échelle d'une vingtaine de hectares dont les hétérogénéités de la topographie, de la distribution spatiale de la végétation et du type de couverture végétale peuvent jouer dans le sens de modifier sa réponse à l'action d'une pluie. Si les sous-bassins étaient égaux du point de vue topo et géomorphologique à la Roubine, on pourrait imaginer que leurs productions spécifiques d'érosion (t/ha) soient égales, mais à cause des hétérogénéités on est obligé d'établir un critère qui tiendra compte de ces différences.



La recherche du critère de proportionnalité entre les sous-bassins et l'unité élémentaire a été inspiré des travaux de WISCHMEIER. On admet que les proportionnalités traduites par l'USLE à l'échelle annuelle restent vraies au niveau de l'épisode.

Ecrivons l'équation universelle de perte en sols appliqué à la Roubine et aux sous-bassins du Laval:

$$A_R = E K (LS)_R (CP)_R \quad (5.1)$$

$$A_{SB} = E K (LS)_{SB} (CP)_{SB} \quad (5.2)$$

On peut supposer que l'érosivité de la pluie (E) et l'érodabilité des sols (K) sont égales dans les deux cas, puisqu'on considère qu'il y a homogénéité de la pluie et des sols sur le bassin du Laval, dont la Roubine fait partie. La distinction de comportement se fait au niveau des paramètres topographiques (LS) et de couverture végétale (CP). Eliminant les facteurs E et K communs entre les sous-bassins (y compris la Roubine), la relation entre les pertes en sols est la suivante:

$$\frac{A_{SB}}{A_R} = \frac{(LS)_{SB} (CP)_{SB}}{(LS)_R (CP)_R} \quad (5.3)$$

Le rapport entre les pertes en sol annuelles est réduit à un rapport entre les facteurs topographique et de couverture végétale, qu'on doit essayer d'estimer.

On sait bien que l'érosion causée par l'impact des gouttes de pluie et par le ruissellement augmente en fonction de la surface du bassin et de sa pente. Plus grande est la surface du bassin, plus grande est l'exposition à la pluie. Si la pente des versants est plus forte, le ruissellement se fait avec plus de vitesse et plus grande est l'énergie disponible à l'entraînement des sédiments détachés par la pluie. Donc, il nous paraît logique d'adopter comme facteur topographique le produit entre la surface (S) et la pente (I). Estimant l'influence de la couverture végétale par le pourcentage de terrain dénudé (SE) et remplaçant la perte en sols (A) par la production d'érosion (Poids) on obtient comme facteur de proportionnalité :

$$\frac{(Poids)_{SB}}{(Poids)_R} = \frac{(S * I * SE)_{SB}}{(S * I * SE)_R} = FP \quad (5.4)$$

Les analyses qui ont donnée origine à l'expression 5.4, qui nous propose une relation linéaire entre l'unité élémentaire et le sous-bassin, sont simplifiées car on sait, d'après la littérature, que la variation de la production d'érosion en fonction de ses paramètres n'est pas linéaire. Comme nous l'avons vu au paragraphe 2.1.3., à la multitude de lois qui décrivent la perte en sols, s'ajoute une grande variabilité entre les exposants des paramètres, ce qui rend difficile le choix de celle plus adaptée à notre étude. En plus, faute d'un suivi systématique et régulier des apports solides des sous-bassins, on ne dispose pas de moyens pour juger et évaluer le "poids" de chaque paramètres sur l'érosion des versants. Ceci dit, on a été conduit, pour le moment, à travailler avec une relation linéaire, en sachant que les apports solides auront des erreurs inhérentes à la méthode choisie.

Comme l'équation 5.4. a été établie à partir de la formulation proposée par Wischeimer pour décrire la perte en sol au niveau annuel, on admet que l'équation 5.4 doit générer une perte en sol annuelle très proche de celle mesuré. Donc, la relation de proportionnalité entre l'unité

élémentaire et le sous-bassin évaluée au niveau de l'épisode pluvieux ne sera valable que se capable de reproduire l'érosion totale annuelle.

Le poids de sédiments produit par chaque sous-bassin, cette fois évalué au niveau de l'événement, est le produit entre la production d'érosion de la Roubine calculée par l'équation 4.24 et le coefficient (FP) de proportionnalité :

$$(\text{Poid})_{\text{SB}} = \text{FP} * (\text{Poid})_{\text{R}} \quad (5.5)$$

lequel est divisé par la surface érodée des sous-bassins pour donner leur taux d'ablation.

Pour l'unité élémentaire le produit entre la surface, la pente et le pourcentage de surface dénudée prend la valeur 5.91. Les facteurs de proportionnalité des ravines sont vus dans le tableau 5.5.

Ravine	S*I*SE	facteur (FP)
R13	477.49	80.79
R12	349.95	59.21
R11	211.71	35.82
R10	106.29	17.99
R09	13.60	2.30
R08	56.71	9.60
R07	141.69	23.97
R06	211.99	35.87
R05	73.62	12.46
R04	43.92	7.43
R03	114.35	19.35
R02	52.86	8.94
R01	46.17	7.81
R00	269.07	45.53
Roubine	5.91	

Tableau 5.5. Facteur de proportionnalité entre la production d'érosion (kg) de chaque sous-bassin du Laval et l'unité élémentaire.

Le raisonnement qui conduit à la détermination du taux d'ablation des sous-bassins est résumé comme suit:

- L'unité élémentaire (Roubine) est capable de reproduire et résumer les phénomènes hydro-sédimentologiques de la zone hydrologiquement homogène qu'elle représente;
- La production d'érosion de chaque ravine est proportionnelle à celle de l'unité élémentaire;
- Le facteur de proportionnalité est issue des caractéristiques géométriques de chaque ravine;
- La loi de production calée sur l'unité élémentaire (équation 4.28) est employée pour établir le poids de sédiment érodé par une certaine averse;
- Le facteur de proportionnalité, qui permet le calcul de la production d'érosion en chaque sous-bassin, établit une équivalence entre l'érosion de l'unité élémentaire et celle du sous-bassin :

$$(\text{Poids})_{\text{SB}} = (\text{Poids})_{\text{R}} * \frac{\text{SSB}}{\text{SR}} * \frac{\text{ISB}}{\text{IR}} * \frac{\text{SESB}}{\text{SER}} \quad (5.6)$$

où les indices  $_{SB}$  et  $_R$  indiquent la valeur évaluée au niveau des sous-bassins et de l'unité élémentaire;  $S$  est la surface (ha) ;  $I$  la pente (%) et  $SE$  la surface dénudée.

f. Pour le calcul du volume de sédiments érodé des versants, on adopte une densité du matériau égale à 2.65;

g. Le taux d'ablation, volume de sédiments érodé par unité de surface, est calculé par:

$$(TA)_{SB} = \frac{\gamma_s (Poids)_{SB}}{(SE)_R} \quad (5.7)$$

où  $TA$  est le taux d'ablation ( $m^3/ha$ );  $Poids$  est la production d'érosion du sous-bassin (kg)  $\gamma_s$  est le poids spécifique du sédiment et  $SE$  est la surface dénudée (ha).

L'application au Laval des lois calées sur la Roubine doit tenir compte de l'effet de surface qui se produit. Cet effet est le résultat d'un certain nombre de phénomènes comme par exemple:

- a. L'érodabilité de la Roubine est différente de celle des sous-bassins du Laval, car la géologie, la couverture végétale, la pente et la surface ne sont pas tout à fait identiques;
- b. La distribution spatiale de la pluie qui recouvre toute la Roubine mais peut être seulement quelques sous-bassins du Laval;
- c. L'effet des dépôts et reprises dans le talweg principal, inexistant à la Roubine, mais possibles au Laval.

On admet que les trois phénomènes cités ci-dessus jouent au niveau de l'événement, mais seul le premier joue sur une grande échelle de temps (par exemple, l'année), car les autres doivent se compenser d'une crue à l'autre. On peut donc essayer de quantifier l'effet des différences d'érodabilité en comparant à l'échelle annuelle les valeurs mesurées au Laval et les valeurs calculées à partir de la fonction de production de la Roubine modifiée pour tenir compte des différences entre les sous-bassins.

L'estimation de la production annuelle de sédiments du Laval adoptant les lois de l'unité élémentaire est faite en associant à chaque ravine du Laval une production de sédiments proportionnelle à celle de l'unité élémentaire. Cette proportionnalité est assurée par le rapport entre les caractéristiques géométriques des ravines qui composent les sous-bassins. On suppose qu'au niveau annuel, l'écoulement concentré dans le talweg principal est capable de transporter la totalité des apports solides des versants, donc, on n'aura pas les phénomènes de dépôt et de reprise. D'ailleurs, cette supposition a été confirmée par le suivi photographique du talweg fait entre avril et octobre/91.

La production d'érosion (en poids) de la Roubine à chaque épisode pluvieux est, selon l'équation déjà calée :

$$Poid_{tot} = 0.686 \, h_{tot}^{0.848} \, i_{01}^{1.179} \quad (5.8)$$

Le coefficient de proportionnalité étant le rapport entre les caractéristiques physiques des ravines et de la Roubine, on détermine la contribution de chaque ravine dont la somme donnera la quantité qui arrive à l'exutoire du bassin. C'est dans ce point qu'on suppose que le sédiment érodé des versants est transporté intégralement par l'écoulement concentré dans le réseau

hydrographique; c'est à dire, on n'observe pas les phénomènes de dépôt et de reprise dans le talweg.

Analysant l'ensemble des crues échantillonnées en dehors de la période hivernale et considérant que l'estimation due à l'équation calée sur la Roubine traduit le volume de sédiments produit par les versants, un bilan annuel entre la perte en terre estimée et celle mesurée sur le terrain (tableau 5.6) nous montre que la première est en moyenne 90% plus élevée que la seconde, c'est à dire, le bassin du Laval produit 10% plus de sédiments qu'on peut attendre en l'estimant avec les lois de la Roubine appliquées aux ravines élémentaires.

	MESURE perte en terre (t/ha)	ESTIMATION Poids érodé (kg)	perte en terre (t/ha)	calculé mesuré
1986	121.42	5 933 557	97.91	0.81
1987	144.51	9 692 558	159.94	1.11
1988	135.45	6 449 922	106.43	0.79
moyenne				0.90

Tableau 5.6. Production d'érosion annuelle mesurée au Laval comparée avec celle estimée par la loi de la Roubine modifiée pour tenir compte des caractéristiques géométriques de chaque sous-bassin.

Dans le tableau 5.6, les valeurs mesurées dans une période sont obtenues à partir du volume déposé dans la plage de dépôts plus la somme, sur cette période, des volumes transités par les crues estimés au moyen des équations 4.13 et 4.14.

Accumulant la production annuelle d'érosion en dehors de la période hivernale (figure 5.7), on voit que l'application de la loi de la Roubine nous conduit à poids de sédiments inférieurs à ceux mesurés. Le rapport entre le poids estimé et celui mesuré sur le terrain nous indique que le dernier est en moyenne 10% plus élevé que le premier, traduisant un effet d'échelle que le modèle de transposition des lois n'a pas pu reproduire.

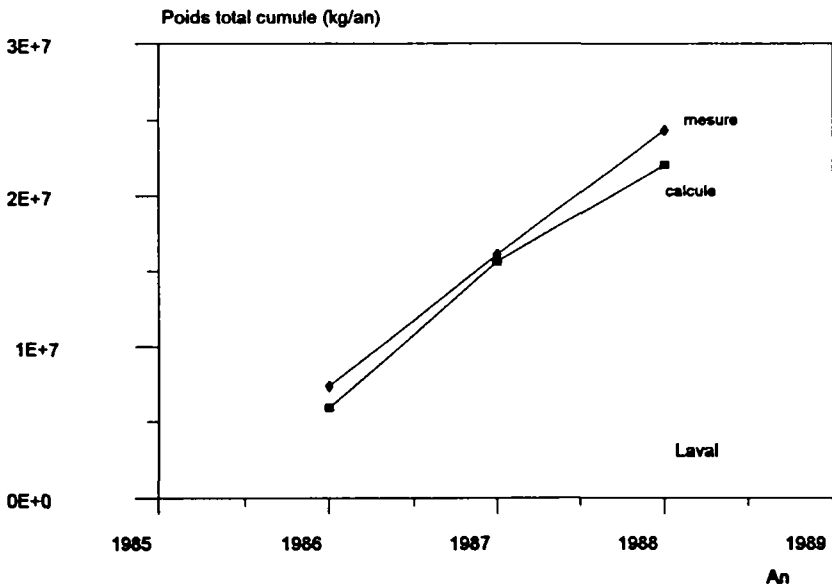


Figure 5.7. Production d'érosion annuelle cumulée mesurée au Laval comparée avec celle estimée par la loi de la Roubine modifiée pour considérer les caractéristiques de chaque sous bassin.

Basé sur observation régulières qualitatives du talweg du Laval, on constate que les crues d'automne sont capables de transporter une grande partie des stocks solides ("crues nettoyantes") de telle façon que le talweg revient à son état initial. On fait donc la supposition que, dans l'échelle de temps annuelle les effets de dépôt et de reprise des sédiments dans le talweg sont négligeables puisque dans une année la totalité des sédiments produits par la pluie sur les versants doit arriver à l'exutoire du bassin (ça se confirme par le fait qu'on n'observe ni unhaussement du lit ni un affaissement), on peut bien constater que les facteurs de proportionnalité (FP) doivent être corrigés pour qu'on puisse utiliser pour le Laval une fonction de production d'érosion valable au niveau des sous-bassins d'une part et sur le Laval entier à l'échelle annuelle. Cette fonction de production, traduite par un taux d'ablation de chaque sous-bassin, nous permet d'étudier, au niveau de l'épisode pluvieux, les effets de la distribution de la pluie et de la capacité de transport du talweg. La correction des facteurs de proportionnalité (tableau 5.7) nous amène à diviser les facteurs FP présents dans le tableau 5.5 par le rapport moyen entre le poids annuel estimé et mesuré issu du tableau 5.6, ce qui représente une augmentation d'environ 10% dans les apports solides des ravines et sous-bassins.

Ravine	FPcor
R13	89.77
R12	65.79
R11	39.80
R10	19.99
R09	2.56
R08	10.67
R07	26.63
R06	39.83
R05	13.84
R04	8.26
R03	21.50
R02	9.93
R01	8.68
R00	50.53

Tableau 5.7. Facteur de proportionnalité entre la production d'érosion de chaque ravine du Laval et l'unité élémentaire corrigé par le rapport moyen entre les production annuelles estimée et mesurée.

Une fois résolu le problème de la transposition des lois calées sur la Roubine vers le sous-bassins du Laval, dont on vient de présenter la validation au niveau annuel, on doit les appliquer au niveau de l'épisode pluvieux pour vérifier, à cette échelle temporelle, l'influence des phénomènes de dépôt et de reprise sur la production globale d'érosion mesurée à son exutoire. On cherche donc à savoir si l'existence d'un talweg principal long d'environ 1200 m, sur les 2118 m de la longueur totale, est capable d'influencer sensiblement la production d'érosion de chaque épisode pluvieux.

A cause d'un manque de données plus détaillées et précises au niveau de la production d'érosion de chaque ravine constituant le Laval et d'évaluations quantitatives des changements de son talweg principal, on doit se contenter de reproduire le volume total de sédiments arrivant à la station limnigraphique.

Au niveau événementiel, l'équation de production d'érosion de la Roubine (eq.4.24) ne peut pas être appliquée pour le calcul de la production d'érosion du Laval car, analysant les équations 4.24 et 4.26, on remarque que à par la différence du coefficient multiplicateur, les exposants de

l'intensité de pluie sont très différents, indiquant un premier effet de surface: la production d'érosion à la Roubine est fonction principalement de la pluie.

On constate cet effet en calculant le poids de sédiments produit par une averse donnée, en supposant que la production spécifique de sédiments au Laval est identique à celle de la Roubine. Le tableau 5.8 donne cette estimation pour les quatre épisodes pluvieux où le volume de sédiments mesuré dans la plage de dépôts du Laval correspond à une seule crue. A chaque épisode pluvieux on calcule la production d'érosion de la Roubine; on la ramène à la surface dénudée et on la multiplie par la surface dénudée du Laval afin d'obtenir sa production d'érosion. Pour la détermination de la perte en sol spécifique on considère la surface dénudée (0.1066 ha pour la Roubine et 63.25 pour le Laval).

épisode	VALEURS MESUREES - LAVAL					ROUBINE	VALEURS ESTIMEES - LAVAL		
	Vmes (m3)	Vdep (m3)	Poidtot <sup>(1)</sup> (kg)	htot (mm)	i01 (mm/h)	Poids <sup>(2)</sup> (kg)	Poids spécifique (kg/ha)	Poids <sup>(3)</sup> (kg)	erreur <sup>(4)</sup>
24/08/87	141	210	744 412	46.2	90	3 564.45	33 437.62	2 114 929	1.84
26/05/88	89	283	725 850	17.6	90	1 572.43	14 750.75	932 985	0.29
20/08/88	258	65	819 643	25.2	78	1 800.91	16 894.09	1 068 551	0.30
18/10/88	327	395	1 570 164	73.7	66	3 674.34	34 468.48	2 180 131	0.39

Tableau 5.8. Production d'érosion du Laval estimée en fonction d'une production spécifique identique à celle déterminée pour la Roubine.

De l'analyse du tableau 5.8, on voit que le poids calculé (3) est toujours supérieur au poids de sédiment (1) qui arrive à la station de contrôle et que les valeurs estimées varient entre 1.3 et 2.8 fois les vraies valeurs mesurées. L'erreur relative (4) commise dans l'estimation varie entre 0.29 et 1.84 avec une moyenne de 0.7.

L'écart entre la vraie production d'érosion du Laval et celle calculé à partir de la Roubine varie entre 1 et 3, valeurs trop significatives pour qu'on puisse assurer l'estimation. De ces résultats on peut conclure que :

i) le bassin versant du Laval ne peut pas être considéré, à première vue, comme ayant une production d'érosion spécifique identique à celle de la Roubine, puisque la quantité de sédiments qui arrive vraiment à l'exutoire du bassin est inférieure à la quantité indiquée par l'équation calée sur la Roubine;

ii) toute cela nous amène à croire que la réponse du Laval, sous le point de vue de l'érosion, à une pluie, n'est pas instantanée comme celle de la Roubine, car les ravines du Laval ne sont pas tout à fait semblables à la Roubine et que la capacité de transport de l'écoulement en son talweg introduit des phénomènes de dépôt et de reprise des sédiments.

On confirme que, au niveau de l'épisode pluvieux, l'érodabilité et la présence du talweg principal sont les responsables par les erreurs d'estimation. Avant d'analyser l'influence du talweg, on doit reprendre le tableau 5.8, cette fois considérant la variabilité de l'érodabilité avec la prise en compte des facteurs de proportionnalité présentés sur le tableau 5.7. Dans ce tableau la colonne

(1) donne le poids total de sédiments mesuré au Laval; la colonne (2) donne le poids total de sédiment à la Roubine calculé au moyen de l'équation 5.8; la colonne (3) est l'estimation du poids total d'érosion du Laval calculé au moyen de l'équation 5.5.

	MESUREE	ROUBINE	ESTIMEES	
épisode	Poidtot <sup>(1)</sup> (kg)	Poids <sup>(2)</sup> (kg)	Poids <sup>(3)</sup> (kg)	erreur <sup>(4)</sup>
24/08/87	744 412	3 564.45	1 453 511	0.95
26/05/88	725 850	1 572.43	641 206	-0.12
20/08/88	819 643	1 800.91	734 376	-0.10
18/10/88	1 570 164	3 674.34	1 498 322	-0.05

Tableau 5.9. Production d'érosion de quelques épisodes du Laval estimée par la loi de la Roubine modifiée pour tenir compte de la différence d'érodabilité de chaque sous bassin.

D'après le tableau 5.9, on constate que la prise en compte de l'érodabilité des sous bassins améliore sensiblement l'estimation du poids de sédiment qui arrive à l'exutoire du Laval. Par rapport au tableau 5.8, on vérifie que les erreurs relatives d'estimation sont plus faibles et que, à l'exception de l'épisode du 24/08/87, les valeurs estimées sont inférieures à celles mesurées. Comme on a considéré que le talweg était capable de transporter les apports solides des versants en sa totalité et, si on se souvient que la production d'érosion de la Roubine est due à l'action de la pluie toute seule, on peut admettre que ce déficit de sédiments a une origine autre que la pluie; vraisemblablement la variation du stock solide sur le lit du torrent.

Au niveau événementiel, on confirme qu'il n'existe pas la même production spécifique entre le Laval et la Roubine et que, même en considérant la variabilité de l'érodabilité de chaque ravine en relation à la Roubine, le talweg principal du Laval doit être pris en compte, car il modifie les rapports entre la production d'érosion par les versants et leur transport jusqu'à station de mesures.

#### 5.4. Les phénomènes de transport solide à prendre en compte

Le talweg principal est un élément important dans la modélisation de tout bassin versant, car l'écoulement concentré, avec sa capacité de transport solide et son pouvoir érosif, peut influencer la quantité de sédiments qui arrive à son exutoire par rapport à la quantité érodée par la pluie. L'évaluation de la charge solide maximale que l'écoulement est capable de transporter se constitue comme le premier phénomène à considérer dans la modélisation du talweg.

A Draix, à cause du type de sédiment, l'écoulement concentré ne présente pas simplement une capacité de transport mais aussi un pouvoir de dégradation: on observe que les plaquettes de marne noire, au fur et à mesure qu'elles se déplacent près du fond, se décomposent en particules chaque fois plus petites qui sont transportées au sein de l'écoulement comme suspension. Ces particules fines mélangées avec l'eau changent sa densité et par conséquent la capacité de transport de l'écoulement. Le phénomène de dégradation des sédiments transportés est observé pour plusieurs rivières (WERRITY,1992) et il constitue un important effet de l'existence du talweg principal. Dans le cas étudié, il permet le changement du type de transport des sédiments par l'écoulement: les sédiments en charriage diminuent leur taille jusqu'à prendre une forme capable d'être transportée en suspension. La dégradation du charriage en suspension est le second phénomène à considérer dans la modélisation du talweg.

La quantité de sédiments transportée par un cours d'eau est souvent divisée en fonction du mécanisme de transport: charriage, suspension et "wash load". Les deux premiers constituent la partie grossière de la charge solide, dont la quantité est limitée par la compétence de l'écoulement. Le dernier représente le transport des particules extrêmement fines (argiles et silts), dont la quantité est limitée par leur disponibilité sur les versants. Il n'y a pas une frontière bien marquée entre la charge du lit ("bed-material load"), composée par les sédiments en charriage et en suspension, et le "wash load". En général, on considère que les sédiments avec un diamètre moyen inférieur à 0.0625 mm (séparation entre sable et silt) constituent la charge solide en "wash-load". Un critère un peu plus raisonnable, mais tout aussi sommaire, c'est considérer que la charge solide en "wash-load" est constituée par les sédiments dont le diamètre est inférieur au diamètre à 10% ( $D_{10}$ ) du lit. Les sédiments en "wash-load" sont transportés à travers le bassin versant par l'écoulement, de telle façon qu'ils ne sont présents dans les sédiments plus grossiers du lit qu'en faibles proportions. Une deuxième source de ce type de matériel est la dégradation des sédiments transportés.

La séparation entre le charriage et la suspension est basée sur l'analyse de la tension de cisaillement. Dès que le cisaillement est supérieur à la tension critique de début d'entraînement, les grains des sédiments commencent à se déplacer près du fond. Au fur et à mesure que le déficit de tension ( $\tau - \tau_c$ ) augmente, on commence à observer la mise en suspension des particules. En ce type de transport, la turbulence de l'écoulement maintient les particules en suspension par opposition à la gravité. Un critère pour la différenciation entre charriage et suspension est donnée par le rapport entre la vitesse de chute de la particule ( $\omega$ ) et la vitesse de cisaillement ( $u_*$ ). Si  $\omega/u_*$  est inférieur à 0.85 (RAUDKIVI, 1990), on se retrouve en présence de la suspension; cas contraire ( $\omega/u_* < 0.85$ ), le transport se fait par charriage.

Appliquant ce critère au Laval, considérant les caractéristiques moyennes du chenal:  $D_{50}=15\text{mm}$ ,  $I=4,5\%$  et  $B=4.2\text{m}$  et une vitesse de chute de l'ordre de 0.40 m/s, on obtient qu'à partir de 100 l/s, il y a la possibilité de la mise en suspension des sédiments. A Draix, débits de pointe inférieures à 100 l/s sont assez fréquents (38 épisodes parmi les 78 qui constituent l'échantillon de calage de la loi de production d'érosion - chap.IV), donc, on ne doit pas être surpris de constater la présence de matériaux fins tout au long du talweg et, en plus grande quantité, dans la plage de dépôts du Laval. En conséquence, quand on associe le volume déposé dans la plage au charriage calculé par les lois de capacité de transport, on est en train de comparer un volume charrié avec un volume produit par deux mécanismes de transport distincts. Toutefois, à cause de l'inexistence de mesures à l'amont de la plage de dépôts, on est obligé d'associer ce volume au charriage et le volume transité à la suspension.

#### 5.4.1. Capacité maximale de transport

La dynamique des sédiments transportés en charriage se fait par référence à la capacité maximale de transport: on admet que les sédiments se déposent si elle est dépassée et que l'écoulement tend à éroder si elle n'est pas satisfaite. La capacité maximale de transport de l'écoulement concentré est évaluée par les formules de Meyer-Peter et Muller, Sogreah, Smart et Jaeggi et Rickenmann, dont la présentation peut être vue au paragraphe 2.2.4.2. Les détails du bilan de sédiments fait à chaque bief est discuté au paragraphe 5.5, au moment de la présentation des fonctions de transfert débit liquide - débit solide qui forment le système de calcul ETC. Remarquons enfin qu'il ne sera pas tenu compte d'une capacité maximale de transports en suspension, dont l'existence semble avérée dans certains cours d'eau chinois.



### 5.4.2. Dégénération du charriage en suspension

Au Laval, on peut essayer de quantifier ce taux de dégradation du charriage en suspension car on connaît le rapport entre le volume mesuré dans la plage de dépôts (qu'on considère comme étant du charriage) et le volume total des sédiments sortant du bassin. En moyenne ce rapport est de l'ordre de 40% pour le volume déposé et de 60% pour le volume transité. Donc, on va admettre que 40% du sédiment qui arrive à la station de mesures est du charriage, tandis que 60% constituent la charge en suspension.

Au niveau de l'unité élémentaire, ces rapports sont de l'ordre de 85% et 15%, indiquant qu'un talweg principal dont le temps de parcours n'est pas suffisant pour provoquer la concentration des écoulements, ne permet pas la dégradation des sédiments et, par conséquent, la teneur de matières en suspension y reste faible.

Soit  $\alpha$  le rapport entre le débit solide en charriage et le débit solide total. Admettons que la quantité de sédiments dans la plage de dépôts est associée au charriage et que le matériau transité représente la suspension. Admettons aussi que le charriage peut se transformer en matières en suspension (MES). On a donc,

$$Q_{Bch} = \alpha Q_B \quad (5.9)$$

$$Q_{Bsu} = (1 - \alpha) Q_B \quad (5.10)$$

où  $Q_B$  est le débit solide (charriage+suspension) en transport;  $Q_{Bch}$  est le débit solide en charriage et  $Q_{Bsu}$  est le débit solide en suspension et  $\alpha$  est le rapport entre le débit solide en charriage et le débit solide total. Plus il y a de charriage (plus  $\alpha$  est grand), plus le charriage peut se transformer en MES. Plus le charriage est petit, moins il peut se transformer en MES.

Supposons que la transformation du charriage en suspension soit proportionnel au rapport  $Q_{char}/Q_{tot}$ . Sur un bief de longueur  $L$ , sans apports latéraux, et un temps de parcours  $\Delta t$ , on a :

$$\frac{d\alpha}{dL} = -k' \alpha \quad (5.11)$$

L'intégration de l'équation 5.11 le long d'un bief, nous conduit à l'expression suivante:

$$\alpha_s = \alpha_e \text{EXP}(-k' (L_s - L_e)) \quad (5.12)$$

où  $\alpha$  est le rapport entre le débit solide en charriage et le débit solide total,  $k'$  est le coefficient de dégradation du charriage et les indices  $e$  et  $s$  indiquent l'entrée et la sortie d'un bief. L'équation (5.12) décrit l'évolution du taux de transformation du charriage en suspension en un seul bief, considérant que la dégradation du sédiment est fonction de la longueur à parcourir. On pourrait aussi considérer que cette transformation soit fonction du temps de parcours et/ou du diamètre moyen du sédiment, car plus le sédiment est grossier, plus il peut se dégrader. Dû aux incertitudes d'évaluation de la vitesse de l'écoulement, à cause d'une méconnaissance de la rugosité du lit et du périmètre mouillé et aussi à la difficulté de caractériser chaque bief par un diamètre moyen, on formule la dégradation des sédiments en fonction de la longueur à parcourir, comme le montre l'équation 5.12.

Des lois de dégradation de ce type sont souvent adoptées par les géomorphologues et géographes pour traduire l'évolution de la granulométrie du lit de rivières. Le changement du poids des sédiments en transport par le Rhin a été formulée par STERNBEG en 1875 (cité en WERRITTY,1992) selon une loi exponentielle décroissante et WERRITTY (1992) l'a appliquée au bassin versant du Czarny Dunajic - Pologne pour évaluer la réduction de la taille des sédiments due au frottement près du fond et au transport sélectif des matériaux.

L'application de l'équation 5.12 au Laval nous impose l'analyse de deux cas de figure: le premier considère le Laval globalement, c'est à dire, que le Laval est constitué d'une seule entité sans apports solides latéraux et le deuxième le considère divisé en sous bassins et biefs, donc, avec plusieurs entrées de sédiments au long du talweg. Ces deux cas sont analysés dans ce qui suit.

#### 5.4.2.1. Laval - une seule entité

Si le Laval était un seul bief sans apports latéraux, le rapport  $\alpha_1$  est donné par la moyenne des valeurs mesurées à l'exutoire:  $V_{\text{dep}}/V_{\text{sol}} = 0.40$ ;  $V_{\text{mes}}/V_{\text{sol}} = 0.60$  et  $\alpha_0$  est considéré comme équivalent aux rapports moyens mesurés à la Roubine (on admet que la Roubine est l'unité élémentaire d'érosion et donc capable de décrire les phénomènes de production d'érosion sur les versants, sans avoir les effets dynamiques causés par la présence d'un talweg).

Les conditions aux limites, à l'entrée du talweg et à l'exutoire du bassin versant, sont:

$$\alpha_0 = [V_{\text{dep}}/V_{\text{sol}}]_R = 0.85 \quad (5.13)$$

$$\alpha_1 = [V_{\text{dep}}/V_{\text{sol}}]_L = 0.40 \quad (5.14)$$

les indices R et L indiquent que la grandeur est évaluée à la Roubine et au Laval, respectivement. Les débits solides en charriage et total sont remplacés par les volumes, car c'est cette grandeur qu'on mesure sur le terrain. Considérant que la longueur du talweg entre les sections P<sub>0</sub> et P<sub>14</sub> est de 1118 m, on peut déterminer la constante k' (coefficient de dégradation du charriage). Remplaçant en (5.11) les valeurs de  $\alpha$  aux limites, le coefficient k' est égal à 0.00067 m<sup>-1</sup>.

La loi de dégradation du charriage en suspension s'écrit par:

$$\alpha_1 = \alpha_0 e^{(-0.00067*(L_1 - L_0))} \quad (5.15)$$

On doit bien remarquer que cette loi est constante le long du talweg, car on a supposé le Laval comme étant une seule entité et sans apports latéraux. Ceci donne, pour le découpage actuel du bassin versant du Laval, en trois biefs, les taux de dégradation du charriage présentés dans le tableau 5.10.

	L (m)	$\alpha$ entrée	$\alpha$ sortie	$\alpha_{\text{moy}}$
BIEF 1	410	0.85	0.65	0.75
BIEF 2	476	0.65	0.47	0.56
BIEF 3	232	0.47	0.40	0.43

Tableau 5.10. Rapport de transformation du charriage en suspension - Laval comme une seule entité.

D'après le tableau 5.10, on remarque que le taux de charriage décroît avec la distance, c'est à dire, un apport solide en tête de bief dont 85% représente le charriage, se transforme au fur et à mesure qu'il se déplace dans le lit du torrent, jusqu'à atteindre un rapport de 40%. Cette transformation, comme nous l'avons déjà dit, se fait par la désagrégation des plaquettes de marne et par la mise en suspension des fins.

#### 5.4.2.2. Laval - plusieurs entités

En fait, la condition décrite antérieurement ne représente pas la réalité physique, car le Laval est formé par un certain nombre de sous bassins et des biefs, dont les apports solides sont faits au noeud de chaque bief. On peut imaginer que chaque apport solide va se dégrader selon la loi établie par le bassin comme un tout ou que la valeur du taux de charriage ( $\alpha$ ) à la sortie d'un bief n'est pas la même que celle du  $\alpha$  à l'entrée du bief suivant puisqu'il y a des apports des versants. La première hypothèse de calcul conduirait à adopter un même  $k'$  partout et à faire un décalage de la loi donnée par l'équation 5.12. En supposant que la dégradation des apports solides en chaque noeud suit une même loi, on néglige l'effet de l'augmentation de la charge solide en mouvement sur le rapport  $Q_{\text{char}}/Q_B$ . En réalité, la courbe de variation du taux de charriage présente une discontinuité en chaque noeud, causée par l'injection d'une nouvelle charge solide. Donc, pour être plus fidèle, on doit adopter la deuxième hypothèse, ce qui nous impose un calcul par essais successifs, car le coefficient  $k'$  devient un paramètre de calage:  $k'$  doit être modifié jusqu'à ce qu'on obtienne un rapport entre les volumes déposés et total à l'exutoire égal à 0.40.

La détermination analytique du taux de charriage, dans le cas d'apports solides aux noeuds des biefs, est basée sur le schéma montré sur la figure 5.8, dont la configuration correspond à celle du Laval.

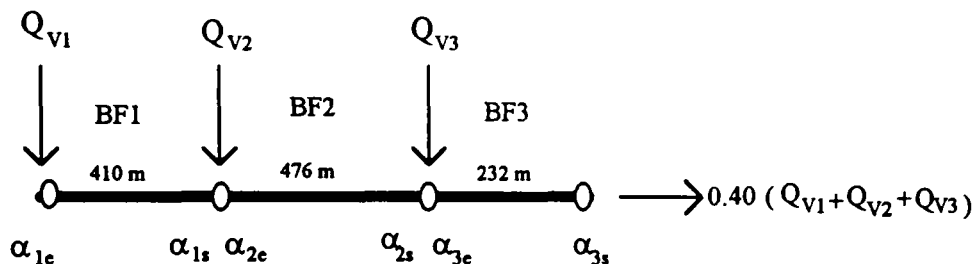


Figure 5.8. Schématisation du talweg pour la détermination analytique du taux de dégradation du charriage (les indices e et s indiquent l'entrée et la sortie des biefs)

La charge solide totale  $(V_{\text{sol}})_i$ , en volume, à l'entrée d'un bief quelconque  $i$  est la somme des apports solides des versants à l'amont de ce bief :  $(V_{\text{sol}})_i = \sum QV_i$ . Le volume solide en charriage qui arrive en tête de bief est composée par le charriage venant du bief amont et par 85% de l'apport solide des sous bassins:  $(V_{\text{char}})_i = (V_{\text{char}})_{i-1} + 0.85 QV_i$ . Le rapport entre ces deux grandeurs nous donne le taux de charriage ( $\alpha_{ie}$ ) à l'entrée du bief  $i$ .

A la sortie du bief  $i$ , le taux de charriage ( $\alpha_{is}$ ) est déterminé par son équation de définition:  $\alpha_{is} = \alpha_{ie} e^{-k_i L_i}$  et le quantité de sédiments en charriage est calculé par:  $(V_{\text{char}})_{is} = \alpha_{is} (V_{\text{sol}})_i$ . A

partir de ce raisonnement, le taux de charriage à la sortie de chaque bief schématisé sur la figure 5.8 est:

$$\text{Bief 1 : } \alpha_1 = 0.85 QV_1 e^{-k_1 L_1} / W_1$$

$$\text{Bief 2 : } \alpha_2 = (0.85 QV_2 + 0.85 QV_1 e^{-k_1 L_1}) e^{-k_2 L_2} / (QV_1 + QV_2)$$

$$\text{Bief 3 : } \alpha_3 = (0.85 QV_3 + 0.85 QV_2 e^{-k_2 L_2} + 0.85 QV_1 e^{-k_1 L_1} e^{-k_2 L_2}) e^{-k_3 L_3} / (QV_1 + QV_2 + QV_3) \quad (5.16)$$

où  $QV_i$  sont les apports solides des versants en tête de bief et  $\alpha_i$  les rapports entre le volume de sédiments en charriage et le volume total de sédiments en transport de chaque bief. le premier terme en parenthèse est l'apport solide des versants et la somme des autres est le volume de sédiments en charriage venant du bief amont.

D'après les mesures, le rapport entre le volume en charriage (celui mesuré à la plage de dépôts) et le volume solide total produit par le bassin est égal à 40%. Donc, le taux de charriage à la sortie du bief 3 est égal à 0.40 et le volume de sédiments sortant en charriage est:

$$(0.85 QV_3 + 0.85 QV_2 e^{-k_2 L_2} + 0.85 QV_1 e^{-k_1 L_1} e^{-k_2 L_2}) e^{-k_3 L_3} = 0.4 (QV_1 + QV_2 + QV_3) \quad (5.17)$$

Observant l'équation 5.17, on constate que l'apport solide plus à l'amont se dégrade dans les trois biefs et que le plus à l'aval, ne se dégrade que dans le dernier bief. On peut aussi remarquer que l'introduction d'une certaine quantité de sédiments en chaque noeud provoque une discontinuité de l'équation de variation du taux de charriage.

Pour estimer les coefficients de dégradation du charriage ( $k'$ ) propres à chaque bief, on a choisi de les caler au niveau annuel, de façon à reproduire la quantité totale annuelle de sédiments mesurée dans la plage de dépôts. Ce choix est fait car au niveau annuel les phénomènes de dépôt et de reprise dans le talweg ne jouent plus sur la production d'érosion du bassin versant (cette affirmation parvient des observations faites sur le terrain). On a donc le droit de négliger la capacité de transport de l'écoulement et de supposer que la totalité des apports solides des versants arrive à l'exutoire du bassin. On part de l'équation 5.17 et on estime ses variables dans l'année.

Le tableau 4.25, chapitre IV, nous donne les valeurs annuelles des volumes déposés dans la plage de dépôts du Laval, ainsi que la totalisation du volume de matières en suspension. On y remarque que le rapport moyen entre ces volumes et le volume total est, respectivement, égal à 0.43 et 0.57, confirmant les rapports moyens (eq.5.14) fixés au niveau de l'épisode pluvieux. Les apports solides en tête de bief sont déterminés à partir de la méthodologie décrite en 5.2, sauf que, cette fois, la production d'érosion de l'unité élémentaire est considérée comme étant celle vue sur le tableau 4.26, chapitre IV, c'est à dire, la production d'érosion de toutes les pluies tombées dans l'année. La quantité de sédiments sortant en charriage du bassin est évaluée à partir des volumes annuels mesurés dans la plage de dépôts en considérant que leur densité vaut 1.7.

Le tableau 5.11 montre la production annuelle d'érosion de la Roubine ainsi que l'apport solide annuel de chaque sous bassin du Laval et le poids total de sédiments mesuré dans la plage de dépôts. La somme des apports solides des sous bassins: SB2, SB1 et SB0 constitue l'apport solide au premier bief, celle des sous bassins SB3 et SB4, l'apport au deuxième bief et le sous bassin SB5, au dernier bief.

	86	87	88	89	90
poids plage	3 862 400	4 022 200	2 507 500	1 547 000	4 391 100
Roubine	23 464	21 914	15 218	6 151	2 446
SB2	2 245 739	2 097 389	1 456 515	588 712	2 341 067
SB1	1 930 383	1 802 865	1 251 985	506 043	2 012 324
SB0	837 665	782 330	543 283	219 591	873 222
SB3	1 534 456	1 433 176	995 257	402 257	1 599 684
SB4	725 272	677 362	470 388	190 127	756 059
SB5	2 030 340	1 896 218	1 316 814	532 246	2 116 524
Σapports	9 303 945	8 689 340	6 034 242	2 438 994	9 698 880

Tableau 5.11. Apports solides annuels (kg) des sous bassins du Laval calculés à partir de la production annuelle de la Roubine corrigée pour tenir compte des différences d'érodabilité.

L'application de l'équation 5.17 aux années 86-90 (l'année 85 a été négligée à cause de plusieurs données manquantes), nous amène à résoudre un système de cinq équations à trois variables. Par l'emploi de la régression non-linéaire du logiciel Statgrafics, en optimisant les valeurs des coefficients  $k$ , on obtient:

$$k_1' = 0,001202$$

$$k_2' = 0,001162$$

$$k_3' = 0,001059$$

Ces valeurs sont à peu près constantes et on peut admettre une valeur moyenne ( $k' = 0,0011$ ) valable sur tous les biefs du Laval. Le coefficient de dégradation, considérant que le Laval est formé par plusieurs entités, est le double de celui obtenue quand on le considère comme une seule entité, ce qui indique que les apports solides intermédiaires causent une augmentation de la dégradation.

#### 5.4.3. Interaction des deux phénomènes

En pratique, la tendance de l'écoulement à satisfaire sa capacité maximale de transport en charriage (CMT) et la dégradation du charriage en suspension sont deux phénomènes concomitants au cours d'une crue et il est bien évident qu'on a négligé le premier phénomène dans le raisonnement précédent effectué à l'échelle annuelle. Les simulations avec ETC au niveau d'une crue, en tenant compte cela, nous conduit à envisager la dégradation du charriage en suspension sous la forme un peu différente, en privilégiant son expression en fonction du débit solide de charriage.

De (5.9), (5.10) et (5.11), on déduit que, à débit solide total constant, on a:

$$\frac{dQ_{Bch}}{Q_{Bch}} = -k' dL \quad (5.18)$$

Intégrant l'équation 5.18 entre les section d'entrée (e) et de sortie (s) d'un bief quelconque, on constate que le débit solide en charriage est égal au charriage à l'entrée multiplié par son facteur de dégradation:

$$(Q_{Bch})_s = (Q_{Bch})_e e^{-k' (L_s - L_e)} \quad (5.19a)$$

mais, quand on considère l'interaction entre l'écoulement et les sédiments, le volume en charriage à l'entrée d'un bief est évalué par les formules de capacité maximale de transport (CMT). Le charriage qui sort d'un bief est donc écrit comme:

$$(Q_{Bch})_s = \lambda \text{ CMT} \quad (5.19b)$$

où CMT est la capacité maximale de transport et  $\lambda = e^{-k' (L_s - L_e)}$  est la partie de la quantité de sédiments en mouvement qui continue à être du charriage à la sortie du bief (autrement dit, que ne se dégrade pas). Par conséquent, le débit en suspension généré par la dégradation du charriage est:

$$(Q_{Bsu})_s = (1 - \lambda) \text{ CMT} \quad (5.20)$$

Ces sont ces formules qui seront donc utilisées dans la modélisation avec ETC avec les valeurs de  $k'$  déterminées en 5.4.2.2. Mais le modèle prenant en compte les deux processus successivement et non simultanément, le biais introduit sera corrigé comme indique en 5.5.2.4.

### 5.5. Le modèle ETC - phase solide. (Transfert débit liquide - débit solide)

La conception du système de calcul ETC en sa phase solide est simple. Après la détermination de la pluie nette et l'obtention de l'hydrogramme de la crue à l'exutoire du bassin, il détermine la perte en sol de chaque sous-bassin, ce qui constitue l'apport solide devant être propagé dans les biefs.

La phase liquide (transfert pluie - débit) étant résolue en chaque sous-bassin (voir 4.1), les hydrogrammes ainsi générés seront le point d'appui pour la création des sédimentogrammes injectés en chaque tête de bief et propagés à l'aide des lois de capacité de transport solide.

Le bassin versant est divisé en sous-bassins et en biefs. Chaque sous-bassin doit être hydrologiquement homogène et chaque bief doit être homogène du point de vue hydraulique (pente, section en travers, rugosité...). La figure 5.9 illustre le découpage du bassin versant en entités, c'est à dire, en sous-bassins et biefs.

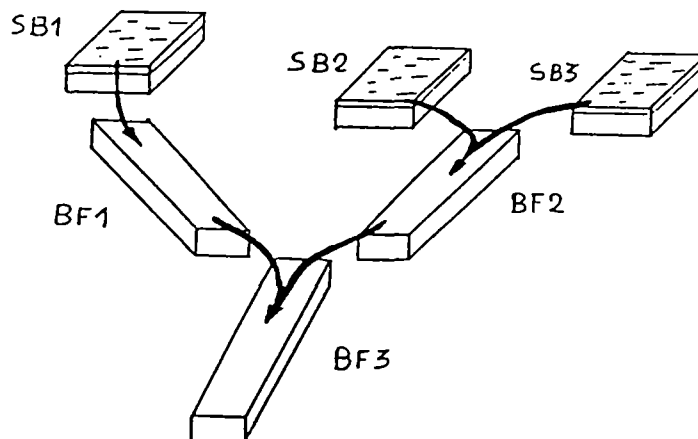


Figure 5.9. Schéma du découpage du bassin versant.

Les paramètres caractéristiques des entités dépendent des fonctions de transfert considérées, mais il est possible de prévoir certaines caractéristiques du bassin communes aux différents calculs.

Les bassins versants sont définis par:

- \* la surface ;
- \* la pente;
- \* la longueur du plus long talweg;
- \* la dénivelé totale;
- \* le taux d'ablation.

Les biefs sont représentés par:

- \* la longueur;
- \* la pente;
- \* le fruit des berges;
- \* la largeur au plafond;
- \* la rugosité;
- \* la courbe granulométrique;
- \* un stock solide en dépôt.

Les processus érosifs qui se développent sur les versants sont modélisés selon les principes suivants:

Le sous-bassin est le réceptacle de la pluie, dont l'énergie cinétique est capable de disloquer superficiellement le terrain ("splash"). Une fois le sol saturé, le versant se met à ruisseler et à entraîner des particules constituant le sol. Globalement la transformation de la pluie sur le sol se traduit par un débit liquide et un débit solide. Ces débits sont véhiculés dans les biefs qui les reçoivent en leur partie amont comme ils sortent des sous-bassins. Les hydrogrammes et les sédimentogrammes à la sortie des biefs (figure 5.10) s'obtiennent par des transformations des valeurs d'entrée: translation simple des hydrogrammes et détermination de leur capacité de transport solide.

Le débit solide dans les biefs évolue selon qu'il y a érosion du lit ou qu'il y a des dépôts. Le modèle doit tenir compte des interactions entre les débits solides et liquides transitant dans le talweg principal, afin d'établir les lois plus adaptées à leur simulation, en essayant de reproduire les volumes de sédiments mesurés à l'exutoire du bassin. Sous cet aspect, notre contribution est centrée sur l'implantation de certaines lois de transport solide, l'évaluation de leur applicabilité aux torrents et la création d'un taux de dégradation des sédiments en transit dans les biefs pour essayer de modéliser la variation de la densité de l'eau en présence d'un fort transport solide.

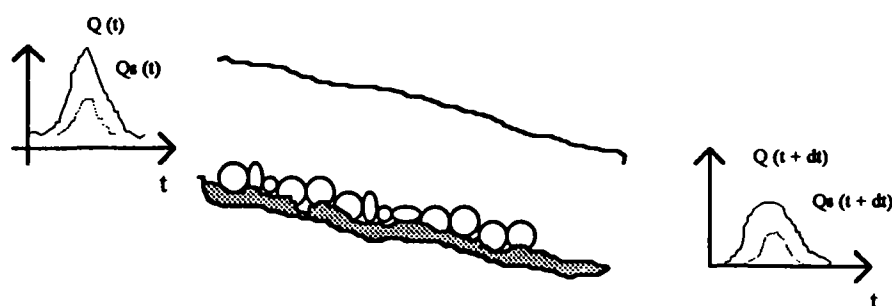


Figure 5.10. Interaction entre les débits liquides et solide transitant dans un bief.

### 5.5.1. Erosion d'un sous-bassin.

Dans le modèle ETC on part d'un taux d'ablation propre à chaque sous-bassin pour déterminer un volume global d'érosion qui sera distribué au long du temps selon l'hydrogramme généré. On va tout d'abord analyser comment estimer le taux d'ablation (ou le volume érodé) causé par chaque pluie, pour ensuite déterminer le sédimentogramme à injecter dans la tête du bief.

#### 5.5.1.1. Volume global d'érosion.

La simulation de l'érosion d'un sous bassin est faite par une fonction de transfert à deux paramètres : la surface sujette à l'érosion (surface érodable/surface totale) et le taux d'ablation ( $\text{m}^3/\text{ha}$ ).

Le volume global érodé pendant un épisode pluvieux s'écrit par :

$$V_E = S * SE * T_A \quad (5.21)$$

où  $V_E$  est le volume érodé ( $\text{m}^3$ ),  $S$  la surface du sous-bassin (ha);  $SE$  la pourcentage de surface érodable (%) et  $T_A$  le taux d'ablation ( $\text{m}^3/\text{ha}$ ).

Le taux d'ablation est déterminé en chaque sous-bassin en supposant qu'ils ont un comportement similaire à la Roubine, de telle façon que chaque pluie produira un volume érodé différent. C'est à dire, que l'érosion estimée avec l'équation (4.24) calée sur la Roubine corrigée par le facteur de proportionnalité comme indiqué en 5.2, étant une fonction de la hauteur de pluie tombée et de l'intensité maximale, conduira à un taux d'ablation pour les sous-bassins différents de pluie à pluie. On essaie, donc, de faire varier l'apport solide des versants selon les caractéristiques de la pluie et des paramètres géomorphologiques des sous-bassins.

#### 5.5.1.2. Obtention des sédimentogrammes à l'exutoire des sous-bassins

Le sédimentogramme, courbe qui donne la variation du débit solide en fonction du temps, à l'exutoire de chaque sous-bassin est obtenu en considérant que l'érosion est proportionnelle au ruissellement. Le débit solide à l'exutoire du sous-bassin est calculé par :

$$Q_B(t) = \frac{V_E}{V_{Liq}} * Q(t) \quad (5.22)$$

où  $Q_B(t)$  est le débit solide à l'instant  $t$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $V_E$  est le volume global érodé ( $\text{m}^3$ );  $Q(t)$  est le débit liquide à l'instant  $t$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) et  $V_{Liq}$  est le volume liquide écoulé ( $\text{m}^3$ ).

Cette fonction simule l'érosion d'un bassin versant et la formation d'un débit solide qui subira une transformation lors de son parcours dans le réseau hydrographique (dépôt, érosion).



### 5.5.2. Les phénomènes de transport solide dans les biefs

#### 5.5.2.1. Routage du débit solide de charriage dans les biefs

Dans son principe, ETC se rapproche des systèmes hydrologiques globaux semi-distribués. Pour le routage des débits liquides, une propagation sans déformation est utilisée; ceci permet de ne pas avoir recours aux équations de Saint Vénant et de considérer les biefs comme des entités globales (pente, largeur et longueur constantes).

Pour rester cohérent, le routage des débits solides respect aussi ces simplifications. Ceci conduit à étudier le phénomène des dépôts et des reprises sans modifier les caractéristiques des biefs, ce qui peut éventuellement conduire à des simplifications erronées. Ce problème devra donc être étudié ultérieurement, soit par confrontation à un modèle plus précis (à partir des équations de Saint Vénant sur un lit mobile à caractéristiques variables), soit par des mesures et des observations plus fines, soit plutôt avec les deux procédés à la fois.

L'ambition de ce travail de modélisation est seulement de voir, si l'on peut rendre compte, avec les formules de transport solide existantes, des mesures effectuées sur le bassin versant du Laval.

Le routage du débit solide sera fait en comparant l'apport solide à chaque pas de temps de calcul avec la capacité maximale de transport de l'écoulement. Cinq fonctions ont été programmées pour la définir :

- \* Meyer -Peter et Muller;
- \* SOGREAH;
- \* Smart et Jaeggi;
- \* Smart modifié par Meunier;
- \* Rickenmann;

dont la description détaillée a été faite dans le chapitre 2, item 2.3.4.2.

Le point commun à ces fonctions est la définition d'une capacité maximale de transport de l'écoulement, c'est à dire, un certain débit liquide peut transporter par charriage une certaine charge solide, que ces formules cherchent à déterminer. Les phénomènes d'érosion et de dépôt sur le lit interviennent de la façon suivante :

- \* **érosion des sédiments déposés**: si le sédimentogramme à l'amont est insuffisant pour satisfaire la capacité maximale de transport du bief;
- \* **érosion du lit** : si la couche supérieure du lit peut ou est détruite et si le sédimentogramme à l'amont est insuffisant pour satisfaire la capacité maximale de transport du bief;
- \* **dépôt des sédiments** : si le sédimentogramme à l'amont est supérieur à la capacité maximale de transport du bief.

Le modèle donne la liberté de choix d'une ou autre fonction de calcul de la capacité maximale de transport. En la calculant à chaque pas de temps et en la comparant avec l'apport solide (sédimentogramme à l'exutoire des sous-bassins), on peut faire le bilan de sédiments et connaître le volume des sédiments stocké dans les biefs. Si la capacité de transport du débit

liquide entrant dans le bief est inférieure au débit solide apporté par les versants, une partie des sédiments sera entraînée par l'écoulement et l'excédent se déposera dans le bief. Dans le cas contraire, l'écoulement essaiera de satisfaire sa capacité de transport en provoquant des érosions: tout d'abord celle des dépôts existants pour éroder le lit ensuite, s'il peut.

A partir de ce bilan discret des sédiments fait au niveau de l'entrée et de la sortie des biefs, on établit les volumes des matériaux érodés ou déposés dans les biefs et on propage le sédimentogramme à l'amont jusqu'à la sortie du bief, lequel ajouté au nouveau sédimentogramme des versants, constitue l'apport solide à l'entrée du prochain bief.

### 5.5.2.2. Le dépavage

Quand la capacité de transport est supérieure à l'apport solide à l'amont du bief et le dépôt de sédiments sur le lit n'est pas suffisant pour l'assurer, on doit vérifier si le pavage du lit est détruit ou pas. Pour le faire on compare le débit liquide avec le débit critique de dépavage dont la description dans le cas de l'écoulement en torrents est faite, parmi autres, par la formule de BATHURST (1985) .

$$q_{cp} = 0,15 I^{-1,12} g^{0,50} D_{50}^{1,5} \quad (5.23)$$

où  $q_{cp}$  est le débit liquide unitaire critique de dépavage ( $m^3/s/m$ ),  $I$  est la pente moyenne du talweg;  $g$ , l'accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ) et  $D_{50}$  le diamètre à 50% du poids (m) .

Si le débit liquide est supérieur au débit de dépavage, le lit est érodé pour satisfaire la capacité maximale de transport de l'écoulement, mais pas avant d'avoir transporté le volume de sédiments en stock sur le talweg. Dans le cas contraire, l'écoulement transporte le débit solide amont et la totalité des sédiments en dépôt, mais il n'assure pas sa capacité maximale de transport.

Une autre manière de connaître le débit de dépavage consiste à combiner le paramètre critique de transport de Shields avec une équation de résistance à l'écoulement, ce qui conduit à:

$$q_{cp} = 0,38 I^{-1,16} D_{90}^{3/2} \quad (5.24)$$

Les deux équations antérieures donnent de résultats assez similaires. Dans le modèle on adoptera la formule de Bathurst, car elle a été établie pour les rivières à fortes pentes avec sédiments grossiers.

Parfois, les écoulements concentrés dans les talwegs se font sur la roche-mère, c'est à dire, à l'exception des dépôts de sédiments, le fond est capable de résister à la contrainte de cisaillement de l'écoulement. Dans ce cas (observé au Laval), pour empêcher le dépavage du lit, il faut saisir un  $D_{90}$  qui soit grand, pour obtenir un débit de destruction du pavage très élevé. Avec ce procédé, une fois que le stock de sédiments dans les biefs est érodé, l'écoulement n'aura pas le pouvoir d'éroder le lit. Notons d'ailleurs ici que les formules de dépavage utilisées ne correspondent pas aux formules de seuils de début de transport utilisées dans celles qui donnent la CMT. La confrontation des diverses possibilités reste à faire, mais resterait un peu théorique compte tenu de la spécificité du chenal du Laval (lit sur roche-mère) et de l'absence d'observations fines des phénomènes d'érosion pendant les crues dans les biefs.

### 5.5.2.3. Obtention du débit solide en suspension

Toutes les formules de transport solide adoptées par le modèle ETC sont des formules qui déterminent seulement le débit solide en charriage. Pour estimer le débit solide en suspension, il faut choisir une méthode qui soit adaptée au cas étudié. Il y a au moins trois manières de résoudre ce problème: soit on choisit une formule de transport solide en suspension qui sera appliquée concomitamment à la formule de transport en charriage; soit on adopte une formule de transport total où le charriage et la suspension sont évaluées ensemble; soit on essaie de quantifier un taux de dégradation du charriage en suspension.

L'application de différentes formules de transport solide total (YANG, ENGELUND et HANSEN, ACKERS et WHITE) à quelques épisodes nous a conduit à de très mauvais résultats: les volumes transportés par les crues étant, en général, beaucoup plus faibles que ceux mesurés. On constate donc que les conditions d'obtention des formules de transport solide jouent un rôle important dans le résultat: la plupart d'entre elles ont été établies pour des conditions tout à fait différentes des nôtres: fleuves ou canaux à faibles pentes transportant des sédiments fins et très peu de sédiments grossiers. Si on ajoute à la mauvaise performance des formules de transport total l'inexistence de formules de transport en suspension adaptées aux écoulements hyperconcentrés qui se produisent sur les torrents, il ne nous reste que la dernière possibilité d'évaluation de la suspension: le taux de dégradation du charriage en suspension, dont la détermination est décrite en 5.4.2 et qui impose une série de réflexions sur comment faire le bilan de sédiments en chaque bief pour le prendre en compte conjointement avec la capacité maximale de transport (paragraphe 5.4.3).

L'introduction dans le calcul d'une dégradation des sédiments en mouvement près du fond modifie le bilan de sédiments en chaque bief, car une partie du débit solide en charriage se transforme en sédiment fin. Au niveau du système de calcul ETC, la dégradation du charriage est faite en chaque bief après la détermination de sa capacité de transport et du volume stocké sur la lit. A partir des équations 5.19 et 5.20, on détermine les volumes sortant du bief en charriage et en suspension après la dégradation, en observant que la capacité maximale de transport de l'écoulement soit satisfaite. C'est à dire, si après la dégradation il reste sur le lit un volume de sédiments capable de fournir une quantité égale à celle qui se dégrade, le volume de sédiments en charriage sortant du bief sera égal à la capacité de transport. Cas contraire, le stock solide fournit la quantité disponible et le volume de sédiments sortant du bassin sera éventuellement inférieur à celui calculé sans dégradation.

Cette option de calcul existe dans les quatre fonctions de transfert de routage des débits solides citées auparavant, mais la variation de la densité du fluide porteur provoquée par la mise en suspension des particules ne joue que sur la capacité maximale de transport calculé par Rickenmann. Pour les autres formules, l'augmentation de la teneur de matières en suspension n'influence pas le calcul du volume charrié, car elles supposent que la densité apparente des sédiments ne varie pas avec la densité du mélange. En pratique, compte tenu des relatives faibles pentes des biefs du Laval (de 4 à 6%), l'augmentation du charriage due à la présence de matériaux fins reste modérée.

On suppose donc que le transport solide dans le talweg du Laval est responsable de la désagrégation des plaquettes de marne qui, petit à petit, prennent une forme et une taille leur permettant d'être transportées en suspension. Chaque bief aura son propre facteur de charriage ( $\lambda = e^{kL}$ ), dont la détermination a été discutée dans l'item 5.4.2. On déduit de chaque apport solide des versants, une quantité de sédiments susceptible d'être transportée par charriage et un autre par suspension en appliquant le rapport entre ces grandeurs observé à la Roubine.

#### 5.5.2.4. Modélisation des transports solides dans les biefs

En chaque tête de bief, la quantité de sédiments qui y arrive en charriage et en suspension est:

$$Q_{VCH} = 0.85 Q_V \quad (5.25)$$

$$Q_{VSU} = 0.15 Q_V \quad (5.26)$$

où  $Q_V$  est l'apport solide des versants (l/s),  $Q_{VCH}$  est la partie du apport solide des versants qui entre dans le bief comme charge en charriage et  $Q_{VSU}$ , la charge en suspension. Ces grandeurs doivent être routés sur les biefs, prenant en compte sa capacité maximale de transport.

A la sortie d'un bief, sans apport solide du bief amont, on a une partie du charriage qui s'est transformée en suspension et une autre partie qui continue à être charrié:

$$Q_{BSu} = (1 - \lambda) * Q_B \quad (5.27)$$

$$Q_{Bch} = \lambda Q_B \quad (5.28)$$

où  $\lambda$  est la partie du volume en charriage que ne se dégrade pas,  $Q_B$  est le débit solide ( $m^3/s$ ) calculé par les formules de capacité maximale de transport,  $Q_{Bch}$  est le débit solide ( $m^3/s$ ) transporté en charriage et  $Q_{BSu}$  est le débit solide ( $m^3/s$ ) transporté en suspension.

Le bilan de sédiments dans un bief quelconque avec un apport solide venant du bief amont doit être fait en prenant en compte tous les différents types d'apport solide (soit des versants, soit du bief amont) et de transport solide. En appelant :

$Q_V$ - apport solide des versants	( $m^3/s$ )
$Q$ - débit liquide à l'amont	( $m^3/s$ )
$Q_B$ - débit solide sortant du bief amont	( $m^3/s$ )
$ED$ - volume en dépôt (+) ou en érosion (-)	( $m^3/s$ )
$\lambda$ - partie du charriage que ne se dégrade pas	

et en conservant les indices CH pour le charriage et su pour la suspension, le bilan de sédiments à la sortie du bief  $i$  est le suivant (figure 5.11) :

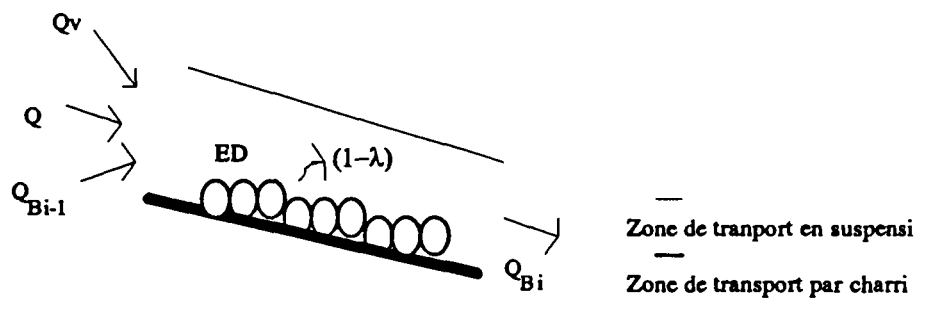


Figure 5.11. Bilan de sédiments par bief.

Le volume (ou le débit) de sédiments qui sort du bief est égal à la différence entre le volume qui entre et le volume qui se dépose sur le lit:  $Q_s = (Q_{vch} + Q_{B_{i-1}}) - ED$ . La partie de ce volume qui sort en charriage est:

$$Q_{Bch\ i} = \lambda [(Q_{vch} + Q_{Bch\ i-1}) - ED]$$

$$Q_{Bch\ i} = \lambda Q_B \quad (5.29)$$

et en suspension :

$$Q_{Bsu\ i} = Q_{vsu} + Q_{Bsu\ i-1} + [(1 - \lambda)(Q_{vch} + Q_{Bch\ i-1} - ED)]$$

$$Q_{BSU\ i} = Q_{VSU} + Q_{BSU\ i-1} + [(1 - \lambda)Q_B] \quad (5.30)$$

avec  $Q_{Bch\ i}$  le débit solide en charriage à la sortie du bief  $i$ ;  $Q_{Bsu\ i}$  le débit solide en suspension à la sortie du bief  $i$ ;  $Q_{Bch\ i-1}$  le débit en charriage à l'entrée du bief  $i$  et  $Q_{BSU\ i-1}$  le débit solide en suspension à l'entrée du bief  $i$ .

Le terme en crochets dans l'équation 5.30 de la suspension est la partie générée par le volume de sédiments en charriage dû à sa désagréation pendant le transport dans le talweg.

L'apport solide des versants ( $Q_v$ ) est calculé en utilisant les taux d'ablation propres à chaque sous bassin, dont la séparation en charriage et en suspension est donnée par le taux de charriage de l'unité élémentaire.

La quantité de sédiments en dépôt ou en érosion ( $ED$ ) est la différence entre le charriage et la capacité de transport de l'écoulement, celle-ci déterminé par les différentes formules décrites dans le chapitre II, item 2.3.4.2.

Avec cette méthode, pour que le débit solide en charriage qui sort de chaque bief ne soit pas toujours inférieur à sa capacité de transport, on doit admettre que les dépôts sont capables de fournir le matériau nécessaire pour compléter le déficit créé par la dégradation. Ainsi, si le volume de sédiments sur le lit ( $ED$ ) est supérieur au déficit ( $Q_B - Q_{Bch}$ ), le modèle complète la quantité qui sort en charriage ( $Q_{Bch}$ ) à partir des stocks jusqu'à la capacité maximale de transport, si possible. Cela revient à s'approcher au maximum du volume qui sortirait dans le cas de non dégradation.

### 5.5.3. Simulations du transport solide pour des épisodes isolés

#### 5.5.3.1. Initialisation du modèle

Le système de calcul ETC en sa phase solide a été appliqué aux trois épisodes du Laval où on connaît la production d'érosion due au passage d'une seule crue. (L'un des épisodes du tableau 4.10 a été éliminé par manque de mesures du volume transité en suspension ).

Pour faire le routage des sédiments le modèle ETC demande la définition de la fonction de calcul de la capacité de transport et la saisie de quelques paramètres comme : la surface érodable du bassin; les taux d'ablation, les coefficients de transformation du charriage en suspension et les volumes de sédiments stockés dans les biefs. La surface érodable a été établie par la délimitation des régions qui possèdent une certaine couverture végétale, sur une carte à l'échelle 1:2000 analysée conjointement avec la photo aérienne (prise de vue du 01/07/85). La cartographie a été faite avec le système d'informations géographiques ARC-INFO. Les taux d'ablation sont variables d'un épisode pluvieux à un autre et font objet du traitement particulier décrit au paragraphe 5.2.

Avant de configurer les calculs et saisir les paramètres, on doit discrétiser le bassin versant. Une grande partie de la performance des modèles hydro-sédimentologiques vient de la bonne représentation de chacun des éléments qui traduisent numériquement les sous bassins et les biefs qui constituent le bassin versant. Le Laval est discrétisé en six sous bassins et trois biefs dont les caractéristiques ont été présentées au paragraphe 5.3.2.2.

La production d'érosion de chaque sous bassin, ainsi que les taux d'ablation pour les trois épisodes en simulation sont vus dans le tableau 5.12. On a adopté l'hypothèse d'un comportement similaire entre les sous bassins et la Roubine comme indiqué ci-dessus.

			24/08/87	20/08/88	18/10/88	
L	htot	(mm)	46.20	25.20	73.70	
A	i <sub>01</sub>	(mm/h)	90	78	66	
V	V <sub>mes</sub>	(m <sup>3</sup> )	141	258	327	
A	V <sub>dep</sub>	(m <sup>3</sup> )	210	65	395	
L	Poidtot	(kg)*	730 650	794 200	1 538 050	
ROUBINE (kg)**			3564.45	1800.91	3674.34	
			Poids	Taux***	Poids	Taux
			(kg)	(m <sup>3</sup> /ha)	(kg)	(m <sup>3</sup> /ha)
SB2			341 154	9.11	172 365	4.60
SB1			293 247	7.74	148 161	3.91
SB0			127 751	8.66	64 292	4.37
SB3			233 115	7.52	117 779	3.80
SB4			110 177	7.74	55 666	3.91
SB5			308 432	9.57	155 833	4.83
					317 941	9.86

$$* \text{ Poidtot} = 2650 V_{\text{mes}} + 1700 V_{\text{dep}}$$

$$(\text{Poids})_{\text{SB}} = (\text{Poids})_{\text{R}} * \text{FP}$$

$$** (\text{Poids})_{\text{R}} = 0.686 \text{ htot}^{0.848} i_{01}^{1.179}$$

$$*** \text{ Taux} = (\text{Poids})_{\text{SB}} / 2650 / \text{SE}$$

Tableau 5.12. Taux d'ablation des épisodes pluvieux adoptés dans la simulation du débit solide du Laval.

Une fois l'architecture du bassin versant définie, on doit configurer les calculs, c'est à dire, qu'on doit choisir les fonctions de transfert qui expriment les lois du comportement hydro-sédimentologique du bassin. Elles sont divisées en deux groupes :

- \* fonctions de transfert concernant les sous bassins;
- \* fonctions de transfert concernant les biefs.

#### Fonctions concernant les sous bassins.

Pour passer de la pluie brute à la pluie nette on a choisi la Fonction de production linéaire à seuil, dont les paramètres sont le seuil de ruissellement et le coefficient d'écoulement. Ces valeurs ont été fixées à 7.5 mm et 0.35, respectivement, selon les résultats moyens du calage de la phase hydraulique du modèle ETC (voir chapitre IV, item 4.1.1.2.)

Pour passer de la pluie nette à l'hydrogramme, on a utilisée la méthode de l'hydrogramme triangulaire. Cette fonction de transfert établit une correspondance entre une pluie carrée (constante en fonction du temps) et un hydrogramme triangulaire dont le temps de montée est égal au temps de concentration. Ses paramètres sont: le temps de concentration (min) et la surface du sous bassin (ha).

Pour la modélisation globale de l'érosion d'un sous bassin, le modèle détermine un volume global d'érosion sur le sous bassin puis répartit ce volume proportionnellement aux débits liquides. On a comme paramètres : le pourcentage de la surface totale sujette à l'érosion et le taux d'ablation.

#### Fonctions concernant les biefs

Le routage des débits liquides est fait par la translation pure de l'hydrogramme. Cette fonction simule la transformation d'un hydrogramme à la traversé d'un bief en l'opérant une simple translation, sans déformation. Cette translation est déterminée directement à partir du calcul de la vitesse moyenne de l'hydrogramme amont utilisant la formule de Manning. Les paramètres à saisir sont le coefficient de rugosité ( $K=26/D_{90}^{1/6}$ ); la longueur du bief (m); la pente moyenne(%), le fruit des berges et la largeur moyenne au plafond (m). Comme les pentes sont fortes ( $I>4\%$ ) et les vitesses de l'écoulement supérieures à 1 m/s, cette procédure nous semble adaptée à nos besoins.

Le routage des débits solides est fait en employant les formules de capacité maximale de transport à fortes pentes déjà décrites, car notre but est de vérifier leur applicabilité au cas des terres noires, ainsi que d'évaluer l'influence du changement de la densité du fluide porteur sur le transport solide.

### 5.5.3.2. Résultats des simulations avec ETC

Pour la phase liquide on a choisi comme fonction de transfert pluie brute/pluie nette la fonction linéaire à seuil ayant comme paramètres un coefficient d'écoulement et un seuil de ruissellement variables d'épisode à épisode. Pour les épisodes du 20/08/88 et du 18/10/88 ils sont ceux qui ont donné la meilleur calage; pour l'épisode du 24/08/87, ils sont les paramètres moyens: 0,35 et 7,5 mm respectivement. Le routage des débits liquides a été fait par la méthode rationnelle et le routage des débits solides par les différentes fonctions déjà décrites. Les taux d'ablation adoptés pour chaque épisode pluvieux sont ceux du tableau 5.12. Les volumes liquides et les apports solides des versants sont vus sur le tableau 5.13. En cette simulation d'épisodes isolés, on ne considère pas les stocks solides des biefs, car on n'a pas de moyens pour les estimer. Les coefficients de dégradation sont ceux déterminés au paragraphe 5.4.2.2: pour le bief 1,  $k_1' = 0.0012$ ; pour le bief 2,  $k_2' = 0.00116$  et pour le bief 3,  $k_3' = 0.00106$ .

Le bilan de masse (tableaux 5.13 à 5.15) donne le volume total des sédiments sortant des sous bassins et des biefs ainsi que le volume des matériaux érodés ( $ED < 0$ ) ou déposés ( $ED > 0$ ). Sur ces tableaux, les volumes sortants des biefs ( $V_s$ ) donnent le charriage avec ou sans dégradation.

Dans les tableaux 5.13 à 5.15,  $V_{Liq}$  est le volume liquide total ( $m^3$ ) qui sort de chaque sous bassin;  $Q_v$  est l'apport solide des versants ( $m^3$ );  $V_s$  est le volume solide sortant du bief ( $m^3$ ) en charriage et  $ED$  est le volume d'érosion ( $ED < 0$ ) ou de dépôt ( $ED > 0$ ) sur le lit.

24/08/87			C = 0,35; seuil = 7,5 mm; Dt = 5 min; 300Dt							
	$V_{Liq}$ ( $m^3$ )	$Q_v$ ( $m^3$ )	Meyer Peter		Sogreah		Smart Jaggi		Rickenmann	
			Vch ( $m^3$ )	ED ( $m^3$ )	Vch ( $m^3$ )	ED ( $m^3$ )	Vch ( $m^3$ )	ED ( $m^3$ )	Vch ( $m^3$ )	ED ( $m^3$ )
SB2	2876	131								
SB1	3111	111								
SB0	1023	50								
BF1	7090	sans dégrad.	244	0	236	10	169	70	164	80
		avec dégrad.	236	0	222	0	169	10	161	30
SB3	2143	88								
SB4	829	42								
BF2	9982	sans dégrad.	338	20	235	110	113	170	110	170
		avec dégrad.	227	0	204	10	113	120	114	100
SB5	1908	119								
BF3	11890	sans dégrad.	374	70	269	70	120	90	124	90
		avec dégrad.	235	0	226	10	120	70	130	60

Tableau 5.13. Volume ( $m^3$ ) en charriage ( $V_{ch}$ ) et en dépôts ( $ED$ ) dans les biefs du Laval selon les différentes formules de capacité de transport - épisode du 24/08/87



20/08/88			valeurs observées: Qmax=1.63 m³/s; VL=3407m³ C = 0,25; seuil = 7,0 mm; Dt = 2 min; 150Dt							
	VLIq	Qv	Meyer Peter		Sogreah		Smart Jaggi		Rickenmann	
	(m³)	(m³)	Vch	ED	Vch	ED	Vch	ED	Vch	ED
			(m³)	(m³)	(m³)	(m³)	(m³)	(m³)	(m³)	(m³)
SB2	78	66								
SB1	850	56								
SB0	280	25								
BF1	1916	sans dégrad.	89	40	61	60	38	90	37	90
		avec dégrad.	89	0	61	40	38	70	37	70
SB3	586	45								
SB4	277	21								
BF2	2729	sans dégrad.	80	70	47	70	26	70	24	70
		avec dégrad.	80	30	47	50	26	60	25	60
SB5	522	60								
BF3	3251	sans dégrad.	84	50	53	40	28	50	27	50
		avec dégrad.	84	30	53	30	28	40	28	40

Tableau 5.14. Volume ( $\text{m}^3$ ) en charriage et en dépôts dans les biefs du Laval selon les différentes formules de capacité de transport - épisode du 20/08/88

18/10/88			valeurs observées: Qmax=2.88 m³/s; VL=26965m³ C = 0,40; seuil = 7,0 mm; Dt = 5 min; 300Dt							
	VLIq	Qv	Meyer Peter		Sogreah		Smart Jaggi		Rickenmann	
	(m³)	(m³)	Vch	ED	Vch	ED	Vch	ED	Vch	ED
			(m³)	(m³)	(m³)	(m³)	(m³)	(m³)	(m³)	(m³)
SB2	4761	135								
SB1	5150	115								
SB0	1694	51								
BF1	11605	sans dégrad.	248	10	255	0	255	0	248	10
		avec dégrad.	252	0	249	0	244	0	226	10
SB3	3548	49								
SB4	1373	44								
BF2	16527	sans dégrad.	192	130	333	0	227	110	192	130
		avec dégrad.	224	0	211	0	190	0	177	0
SB5	3159	122								
BF3	19685	sans dégrad.	221	80	437	0	244	90	221	80
		avec dégrad.	238	0	232	0	221	0	212	10

Tableau 5.15. Volume ( $\text{m}^3$ ) en charriage et en dépôts dans les biefs du Laval selon les différentes formules de capacité de transport - épisode du 18/10/88

Le bilan des sédiments à l'exutoire du Laval (sortie du bief 3) est présenté sur le tableau 5.16. Pour les trois épisodes on voit les volumes déposés et érodés le long du talweg principal, les volumes qui sortent en charriage et en suspension selon les différentes formules, ainsi que les volumes mesurés dans la plage et les volumes transités mesurés par prélèvement. A partir du poids de sédiments déposé dans la plage, on corrige le volume déposé de façon à déterminer un volume équivalent à celui mesuré mais considérant que sa densité est égale à 2.65. On y voit que:

- L'apport solide des versants est peut être inférieur (épisodes du 20/08/88 et du 18/10/88) ou supérieur (épisode du 24/08/87) aux volumes de sédiments mesurés à l'exutoire du bassin.

		24/08/87	20/08/88	18/10/88
Apport des versants	(m <sup>3</sup> )	537	273	516
Meyer-Peter	dépôt	0	60	0
	suspension	302	129	278
	charriage	235	84	238
Sogreah	dépôt	20	120	0
	suspension	291	100	284
	charriage	226	53	232
Smart et Jaeggi	dépôt	200	170	0
	suspension	217	75	295
	charriage	120	28	221
Rickenmann	dépôt	190	170	20
	suspension	217	74	284
	charriage	130	29	212
valeurs mesurées	dépôt	262	-27	-64
	V <sub>dep</sub> (m <sup>3</sup> )	134	42	253
	V <sub>mes</sub> (m <sup>3</sup> )	141	258	327
	V <sub>tot</sub> (m <sup>3</sup> )	275	300	580

Tableau 5.16. Bilan des sédiments à la sortie du dernier bief (BF3) après l'application du taux de dégradation du charriage en suspension, selon les différentes fonctions de transport solide.

- b. Dans l'épisode du 24/08/87, les formules dues à Meyer-Peter et Muller et à Sogreah propagent vers l'exutoire du bassin une quantité de sédiments supérieure à celle mesurée. Les formules de Smart et Jaeggi et Rickenmann conduisent à volumes inférieurs à celui mesuré. Le volume en suspension généré par les trois formules est toujours supérieur à celui mesuré.
- c. Dans l'épisode du 20/08/88, quelle que soit la formule adoptée, le volume total de sédiments propagés est toujours inférieur au volume total ( $V_{\text{dep}} + V_{\text{mes}}$ ) mesuré. Cependant, le volume charrié calculé par Meyer-Peter est supérieur à celui mesuré dans la plage de dépôts, tandis que dans les autres formules il est inférieur. Les volumes en suspension sont toujours inférieurs à ceux mesurés.
- d. Dans l'épisode du 18/10/88, les volumes sortant en charriage et en suspension sont inférieurs à ceux mesurés quelque soit la formule adoptée.
- f. étant donné que les formules adoptées sont "bed load équations", les volumes solides par elles propagés représentent le charriage potentiel à chaque épisode. Dans ce cadre d'idées, l'erreur relative ( $(V_{\text{calc}} - V_{\text{mes}}) / V_{\text{mesure}}$ ) commise par chaque formule, après l'application du taux de transformation du charriage en suspension (tableau 4.17), nous amène aux observations suivantes:

\* les formules de Smart et Jaeggi et Rickenmann sous-estiment les valeurs et donnent de réponses similaires.

\* Les erreurs relatives des formules de Meyer-Peter et Sogreah sont très variables d'un épisode à l'autre, car on a empêché le dépavage du lit. On peut observer, surtout dans l'épisode du 18/10/88, que avec la formule de Meyer-Peter l'écoulement transporte la totalité des apports des versants sans satisfaire sa capacité maximale, laquelle, si on permet le dépavage du lit, atteint 752 m<sup>3</sup>.

	24/08/87	20/08/88	18/10/88	$\epsilon_m$	s
Meyer-Peter	0.75	1.00	-0.06	0.56	0.55
Sogreah	0.69	0.26	-0.08	0.29	0.38
Smart et Jaeggi	-0.10	-0.33	-0.13	-0.19	0.12
Rickenmann	-0.03	-0.31	-0.16	-0.17	0.14

Tableau 5.17. Erreurs relatives ( $\epsilon_m$ ) moyennes et écart type (s) des formules de transport solide dans l'estimation du volume de sédiments transporté par charriage au Laval.

\* la formule de Meyer-Peter est celle qui conduit à la plus grande erreur relative moyenne dans la prévision des volumes en charriage et celle qui produit le plus fort écart type. Par contre, les formules de Rickenmann et de Smart et Jaeggi sont celles qui conduisent à la plus faible erreur relative ainsi que les plus faible écart type.

g. Les erreurs relatives commises dans l'estimation de la suspension au moyen d'une dégradation du charriage en suspension sont présentées sur le tableau 5.18.

	24/08/87	20/08/88	18/10/88	$\epsilon_m$	s
Meyer-Peter	1.14	-0.50	-0.15	0.16	0.86
Sogreah	1.06	-0.61	-0.13	0.11	0.86
Smart et Jaeggi	0.54	-0.71	-0.10	-0.09	0.63
Rickenmann	0.54	-0.71	-0.13	-0.10	0.63

Tableau 5.18. Erreurs relatives ( $\epsilon_m$ ) moyennes et écart type (s) des formules de transport solide dans l'estimation du volume de sédiments transporté par suspension au Laval.

On constate que, indépendamment de la formule adoptée, par l'épisode du 24/08/87 le volume transité est surestimé, tandis que dans les autres il est sous-estimé. A l'exception de la formule de Meyer-Peter, les autres produisent des erreurs relatives moyennes de même ordre de grandeur; les plus faibles écarts étant observés avec Rickenmann et Smart et Jaeggi.

h. La prise en compte d'un coefficient de dégradation du charriage en suspension provoque une diminution du volume en dépôt sur le talweg par rapport à la solution sans dégradation (tableaux 5.13 à 5.15), mais aucune conclusion ne peut être obtenue car on n'a pas assez de crues avec prélèvements ni la connaissance des volumes transités en suspension dans différentes sections du talweg principal pour pouvoir étudier à fond le problème et valider complètement le modèle de dégradation.

i. L'analyse des erreurs relatives commises dans l'estimation du volume global de sédiments qui sort du bassin du Laval (tableau 5.19) est un moyen plus fiable d'évaluer la qualité des réponses obtenues et de proposer une formulation plus adaptée à notre cas d'étude. L'adoption du volume total, somme des volumes de sédiments en charriage et en suspension, élimine les problèmes générés quand on considère que le volume stocké dans la plage de dépôts est équivalent au volume transporté par charriage, car on observe la présence de matériaux fins qui peuvent avoir été transportés comme charge en suspension.

	24/08/87	20/08/88	18/10/88	$\epsilon_m$	s
Meyer-Peter	0.95	-0.29	-0.11	0.18	0.67
Sogreah	0.88	-0.49	-0.11	0.09	0.71
Smart et Jaeggi	0.26	-0.66	-0.11	-0.18	0.44
Rickenmann	0.22	-0.66	-0.14	-0.18	0.46

Tableau 5.19. Erreurs relatives ( $\epsilon_m$ ) moyennes et écart type (s) des formules de transport solide dans l'estimation du volume total de sédiments transporté au Laval.

Au niveau de l'estimation du volume total de sédiments, la formule Sogreah conduit à la plus faible erreur relative moyenne, mais au plus élevé écart type. Les réponses de Smart et Jaeggi et de Rickenmann sont semblables.

- j. L'analyse des dépôts/érosion dans le chenal du Laval, déterminé par la comparaison entre la capacité maximale de transport de chaque formule et les apports solides des versants, est présentée sur le tableau 5.20. La détermination des erreurs relatives est fait en prenant la différence entre l'apport solide des versants et le volume total mesuré à l'exutoire du bassin comme le volume de dépôts mesuré (tableau 5.16). A l'exception de Meyer-Peter, les trois autres formules donnent des réponses semblables au niveau moyen, mais la dispersion des formules de Rickenmann et Smart et Jaeggi sont les plus élevées.

	24/08/87	20/08/88	18/10/88	$\epsilon_m$	s
Meyer-Peter	-1.00	-3.22	-1.00	-1.74	1.28
Sogreah	-0.92	-5.44	-1.00	-2.45	2.59
Smart et Jaeggi	-0.24	-7.29	-1.00	-2.84	3.86
Rickenmann	-0.27	-7.29	-1.31	-2.96	3.79

Tableau 5.20. Erreurs relatives ( $\epsilon_m$ ) moyennes et écart type (s) des formules de transport solide dans l'estimation du volume de dépôts au Laval.

Les simulations de la transformation du débit liquide en débit solide au moyen des différentes formules de calcul de capacité de transport des écoulements appliquées aux trois crues dont on connaît les volumes solides apportés à la plage de dépôts et les volumes transités, sont synthétisées comme suit:

- Le facteur de proportionnalité entre les sous bassins et la Roubine permet l'estimation des taux d'ablation des sous bassins et, donc, la modélisation du Laval découpé en sous bassins et biefs.
- Une première approche de la quantification du volume de sédiments en suspension a été faite avec la création d'un taux de dégradation du charriage en suspension, mais, à cause du faible nombre d'épisodes utilisés pour son calage, les résultats obtenus ne peuvent pas être vérifiés.
- En considérant l'application des formules de Smart et Jaeggi et de Rickenmann, la description du volume en suspension au moyen du taux de dégradation, nous amène à des volumes transités en moyenne 10% plus faibles que ceux mesurés, avec une grande variabilité d'épisode à épisode.
- En relation au volume en charriage, on observe que les erreurs relatives produites par les formules de Rickenmann et de Smart et Jaeggi sont semblables et varient assez peu entre les épisodes.

Avec les formules de Meyer-Peter et de Sogreah, on observe les plus fortes variations des erreurs entre les épisodes, car souvent les dépôts générés sont nuls, indiquant que la capacité de transport pourrait être plus élevée.

- e. Considérant la capacité des différentes formules à reproduire la charge en charriage, la charge en suspension et le volume total de sédiments à la sortie du bassin versant, on retient les formules de Smart et Jaeggi et de Rickenmann comme celles qui conduisent à la plus constante erreur relative (charriage:  $\epsilon_m = -0,18$ ; suspension  $\epsilon_m = -0,10$ ; volume total  $\epsilon_m = -0,18$ ). Ces deux formules plus la formule de Sogreah, qui a l'avantage de produire la plus faible erreur relative dans l'estimation du volume total de sédiments, seront adoptées pour faire la simulation d'une suite d'épisodes et valider l'ensemble de lois choisies pour décrire le comportement hydro-sédimentologique du Laval.
- f. L'interprétation des résultats de la simulation du transport solide des ces épisodes a été rendu difficile par les incertitudes dues à l'initialisation des stocks de sédiments sur le lit des biefs. C'est pour essayer de la réduire au minimum, qu'on a fait un relevé du talweg du Laval pour avoir une estimation des volumes déposés avant et après une certaine période sur laquelle on va valider notre modèle.

### 5.5.3.3. Conclusions

On ne peut guère espérer de conclusions définitives: en effet, ces trois crues ont été choisies car elles étaient les seules à posséder des mesures considérées comme bonnes du volume transité et du volume déposé. Mais, d'une part, on ne connaît pas la valeur des dépôts dans les biefs avant et après la crue, d'autre part l'hétérogénéité naturelle d'un écoulement à l'autre est forte: le taux de matières en suspension à l'exutoire est respectivement pour les trois crues de 0.52, 0.86 et 0.56, alors que le taux de dégradation de dégradation du charriage en suspension introduit dans le modèle a été établi à partir d'un ratio moyen égal à 0.6.

Les conclusions qu'on peut tirer de ces simulations se déduisent de la figure 5.12:

- \* Il y a une réponse globalement semblable des quatres formules testées. La formule de Meyer-Peter donne une réponse assez différente des trois autres.
- \* Pour deux crues au moins (les deux dernières), les capacités de transport données par les formules semblent sous estimées: le calcul a donné soit dépôt, soit non érosion, alors que les volumes mesurés en charriage comme en suspension sont supérieurs aux volumes calculés et qu'il y a eu érosion de la crue naturelle.
- \* Il sera envisageable d'augmenter, au vu de cette remarque, les formules de la CMT d'un facteur constant, spécialement pour la formule de Smart et Jaeggi et celle de Rickenmann dont les écarts aux valeurs mesurées ont une faible variation d'une crue à l'autre, mais cela rendrait le traitement de la crue de 24/08/87 moins bon vraisemblablement.

Au lieu d'entreprendre une rectification des formules qui serait prématurée, nous allons faire la simulation d'une suite d'épisodes à partir des trois dernières formules et comparer aux observations faites sur le terrain.

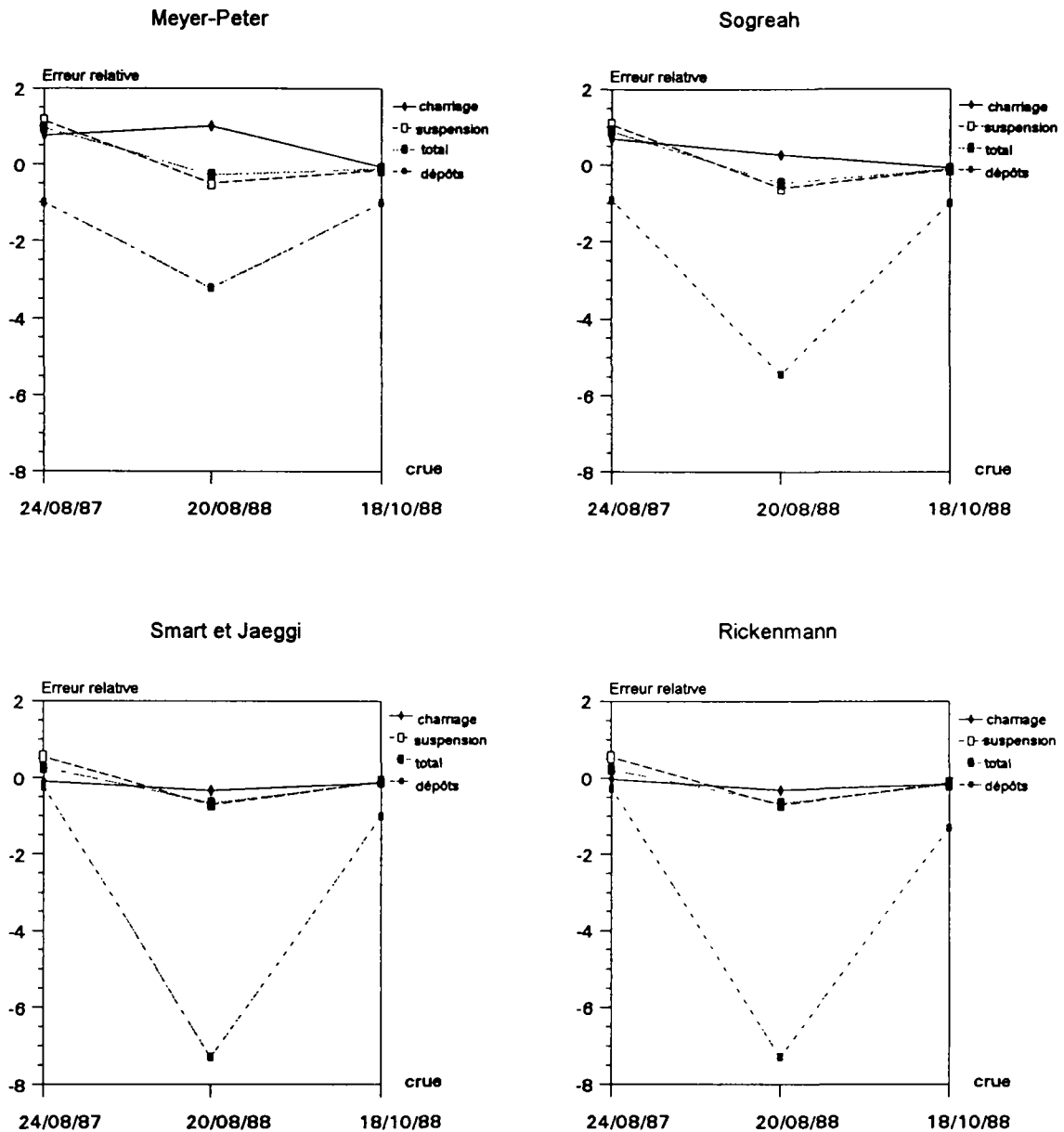


Figure 5.12. Représentation graphique des erreurs relatives obtenues dans la simulation des trois crues.

#### 5.5.4. Simulations du transport solide d'une suite de crues - Validation globale du modèle

Les fonctions pour décrire la capacité de transport et les taux de dégradation du charriage en suspension ont été confrontées à épisodes isolés où l'état initial du bassin a été difficile à évaluer. Pour pouvoir confirmer les tendances observées avec la simulation des épisodes isolés, choisir la fonction de capacité de transport la plus adaptée et ensuite valider le modèle, on a fait un suivi photographique des biefs du Laval pendant la période allant d'avril/91 à mars/92. On a pu évaluer qualitativement la dynamique des dépôts et des reprises dans le talweg, aussi bien qu'avoir une idée des volumes de sédiments stockés. On obtient, donc, une estimation de la variable la plus importante pour la simulation en continu des averses: la disponibilité des matériaux dans le bassin.

#### 5.5.4.1. Caractéristiques des épisodes et initialisation du modèle

Pour la validation, on a choisi la période entre le 12/04/91 et le 11/10/91, car les estimations des stocks solides sont les plus fiables à cause des conditions de travail sur le terrain. Entre ces deux dates, deux autres visites au site ont été faites (en juin/91 et le 17/09/91), mais aucun changement visible de l'état des biefs n'a été détecté. Dans la simulation, on considère l'évolution chronologique des pluies/crues, considérant, par conséquent, les changements de l'état du bassin au niveau de la disponibilité de sédiments. Les stocks solides ont été mesurés avec l'aide d'un décimètre, pour la mesure de la longueur et largeur des dépôts et estimation de son épaisseur.

Dans cette période, on a identifié 13 épisodes pluvieux ayant provoqué un ruissellement, dont les caractéristiques sont présentées sur le tableau 5.21. Le premier, le 10/05/91, trouve un bassin assez chargé en sédiments produits dans la période hivernale. Les suivants trouvent un bassin où les conditions de transport solide sont fort liées à la production par la pluie, à la disponibilité de sédiments et à la capacité de transport de l'écoulement.

date	htot (mm)	i01 (mm/h)	V <sub>dep</sub> (m <sup>3</sup> ) d=1.7      d=2.65		tsec (jours)	Plim (mm)	C	seuil (mm)
10/05/91	16.1	12			8	8.9	0.25	9
06/06/91	9.4	24			26	9.0		
07/06/91	12.5	18			0.5	4.5	0.40	6
31/07/91	14.9	48			53	9.0	0.10	12
04/08/91	8.9	66			4	8.4	0.35	7.5
09/08/91	22.7	42			5	8.7	0.30	7
11/08/91	9.6	72	104	67	2	7.2	0.30	8.5
02/09/91	14.8	48			22	9.0	0.28	9
12/09/91	34.1	54	232	216	10	8.9	0.28	9
13/09/91	5.5	18			1	5.7		
25/09/91	36.2	66			12	9.0	0.28	9
28/09/91	97.16	30	713	673	2	7.2	0.30	8.5
05/10/91	50.7	18	***	***	7	8.9	0.25	9

Tableau 5.21. Caractéristiques des épisodes pluvieux de la période de validation du modèle hydro-sédimentologique et paramètres de simulation.

Les volumes de sédiments stockés dans les trois biefs du Laval sont présentés dans le tableau 5.22. On voit qu'au début du mois d'octobre le lit a été "nettoyé" et que les quelques dépôts restants représentent 25% du total observé en avril, ce qui confirme les impressions acquises avec le traitement statistique des données pour lesquelles les pluies de fin d'été et de début d'automne sont des pluies qui produisent des crues de capacité de transport élevée.

Date de la mesure	Bief 1	Bief 2	Bief 3
12/04/91	6	164	60
juin/91	*	*	*
17/09/91	*	*	*
11/10/91	0	35	22

Tableau 5.22. Volumes stockés dans les biefs du Laval le 12/04/91 et le 11/10/91 (le signe \* indique il n'y a pas eu changement notable des stocks).

La simulation de cette période est faite en considérant comme condition initiale pour l'épisode du 10/05/91 les stocks estimés sur le terrain en 12/04/91. Les volumes de sédiments en dépôt après le passage de la première crue, estimés par le modèle, constituent la condition initiale du prochain épisode et ainsi par la suite, jusqu'à aboutir au dernier épisode de la série (le 05/10/91), dont les volumes en stock sont comparés à ceux mesurés sur le terrain en 11/10/91. Les paramètres qui caractérisent le transfert pluie - débit sont estimés en fonction de la détermination du temps entre deux averses (temps sec) et de la tendance de leur variation observée sur les figures 4.1. Ce procédé permet la prise en compte de l'état du bassin versant et il réduit l'incertitude qu'on obtient avec l'adoption de la valeur moyenne de paramètres dont l'éventail est assez large. Ainsi, à partir du temps sec, on calcule la pluie limite (celle qui va ruisseler) en utilisant l'équation indiquée par la figure 3.11 et on estime les valeurs du coefficient d'écoulement et du seuil de ruissellement à partir de leurs tendances de variation détectés au moment du calage des modèles hydrologiques (figure 4.1).

#### 5.5.4.2. Résultats des simulations

Les volumes des sédiments qui sortent du dernier bief par charriage sont comparés avec les trois relevés de la plage de dépôts faites dans la période du 05/04 à 10/10/91. Le poids de sédiment mesuré dans la plage de dépôts, dont la densité est égale à 1.7, est ramené à un volume équivalent de sédiments ayant la densité égale à 2.65, lequel on considère dans la comparaison comme étant le volume mesuré. Ces volumes mesurés correspondent parfois à plusieurs crues, on accumule les volumes en charriage générés par les différentes fonctions de capacité de transport pour bien pouvoir les comparer.

date de mesure	Vdep mesuré cumulé	Rick	$\epsilon$	SmaJae	$\epsilon$	Sogreah	$\epsilon$
11/08	67	28	-0.58	82	0.22	127	0.89
12/09	216	73	-0.66	154	-0.29	246	0.15
28/09	673	349	-0.48	482	-0.28	733	0.09
$\epsilon$			-0.57		-0.12		0.38
s			0.09		0.29		0.44

Tableau 5.23. Comparaison entre les volumes cumulés ( $m^3$ ) mesuré dans la plage de dépôts et estimés par le modèle dans la période de validation.

Analysant le tableau 5.23, on constate que les formules sous estiment le volume déposé mesuré. L'erreur relative de l'estimation de la formule de Rickenmann (Rick) diminue au fur et à mesure qu'on s'approche de la fin de la période, quand on observe les plus forts débits. La formule de Smart et Jaeggi (SmaJae) surestime le volume charrié au début de la période et le sousestime à la fin, toujours produisant une erreur relative absolue de même ordre de grandeur. Parmi les trois formules étudiées, la formule Sogreah produit la plus forte dispersion des résultats et celle de Rickenmann, la plus faible. En général, le volume déposé mesuré dans la plage de dépôts est mieux reproduit par la formule de Smart et Jaeggi ( $\epsilon = -0.12$ ,  $s = 0.29$ ) et ensuite par la formule de Rickenmann ( $\epsilon = -0.57$ ,  $s = 0.09$ ).

L'évolution du volume charrié cumulé au long de la période (figure 5.13) montre que la formule de Rickenmann produit très peu de sédiments quand les averses sont faibles, indiquant un très faible changement des volumes dans la plage de dépôts, ce qui rejoint les observations faites sur le terrain au moment des relevés de la plage. Par contre, avec les épisodes de forte magnitude, la production de sédiments en charriage est beaucoup plus faible que celle mesurée. Les formules Sogreah et Smart et Jaeggi conduisent à volumes charriés de même ordre de grandeur avec les



faibles épisodes, lesquels diffèrent des volumes mesurés sur le terrain. Néanmoins, au fur et à mesure que la magnitude des épisodes augmente, les résultats des deux formules s'éloignent et la différence entre le calcul et la mesure a une légère augmentation.

Une partie du mauvais accord entre l'estimation et la mesure quand les épisodes sont faibles, vient de la loi de production d'érosion, puisque cette loi a été établie sur l'ensemble des données, dont les plus faibles constituent un nuage de points avec une dispersion plus accentuée que celle observée pour les plus fortes. Autrement dit, la loi qui fournit les apports solides des versants est presque univoque pour les forts épisodes, mais pour les faibles elle ne représente que le centre de masse d'un nuage de points. En plus, il y a l'erreur de la mesure de la plage de dépôts que pour les faibles épisodes peut atteindre jusqu'à 10% de la valeur mesurée plus une erreur constante d'environ 50 m<sup>3</sup> due à la technique de mesure (OLIVIER, communication orale).

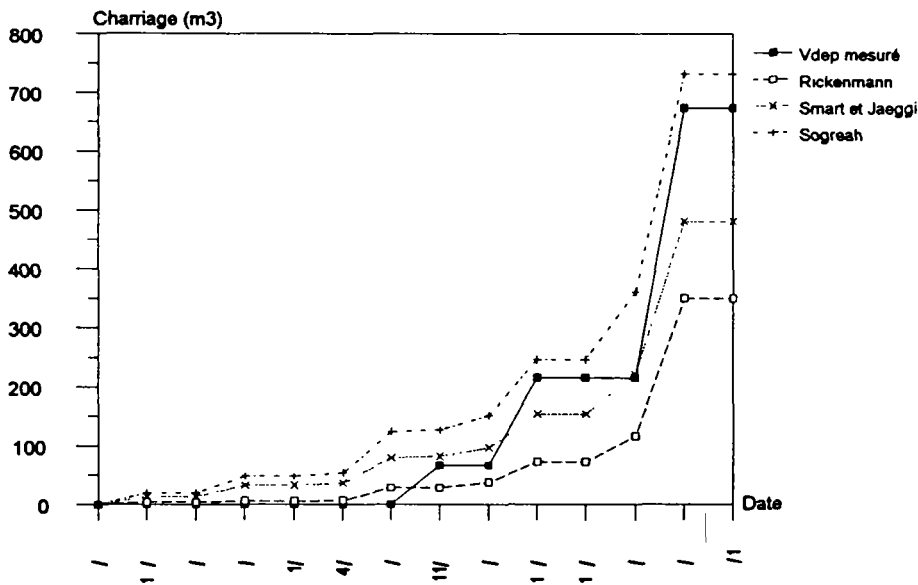


Figure 5.13. Comparaison entre les volumes cumulés de sédiments sortant du dernier bief du Laval calculés par le modèle et mesurés.

On doit également chercher une explication pour les différences des volumes transportés, considérant la structure de chaque formule de transport solide. On doit analyser les variables considérées et, ce qui est le plus important, la manière dont le débit critique de début d'entraînement est défini, puisqu'il donne le seuil à partir duquel le transport solide démarre.

Comparant le débit critique des trois formules, en supposant qu'il s'agit de l'eau claire, on vérifie que le débit critique de la formule Sogreah et celui de Smart et Jaeggi sont de même ordre de grandeur, mais environ cinq fois inférieur à celui de Rickenmann (tableau 5.24).

	Rickenmann	Smart et Jaeggi	Sogreah
BF1	0.106	0.0235	0.0167
BF2	0.178	0.0423	0.0327
BF3	0.120	0.0302	0.0182

Tableau 5.24. Débits critiques de début d'entraînement (m<sup>3</sup>/s) en chacun des biefs du Laval, selon les définitions de Rickenmann, Smart et Jaeggi et Sogreah

Il est donc évident que la formule Sogreah, pour avoir le plus faible débit critique, commence à transporter les sédiments dès la montée des eaux, tandis que selon Rickenmann seulement les forts débits peuvent le faire. En chaque bief, le débit solide calculé par la formule Sogreah est toujours plus élevé que celui calculé par les autres formules. Les formules de Smart et Jaeggi et Rickenmann produisent des débits solides très proches, mais toujours au-dessous de celui calculé par Sogreah. Ces tendances, issues d'une étude théorique des formules appliquée aux trois biefs du Laval, sont montrées sur la figure 5.14. Cette figure a été élaborée avec la considération qu'il n'y a pas de changement de la densité de l'eau et qu'il n'y a pas de transformation du charriage en suspension.

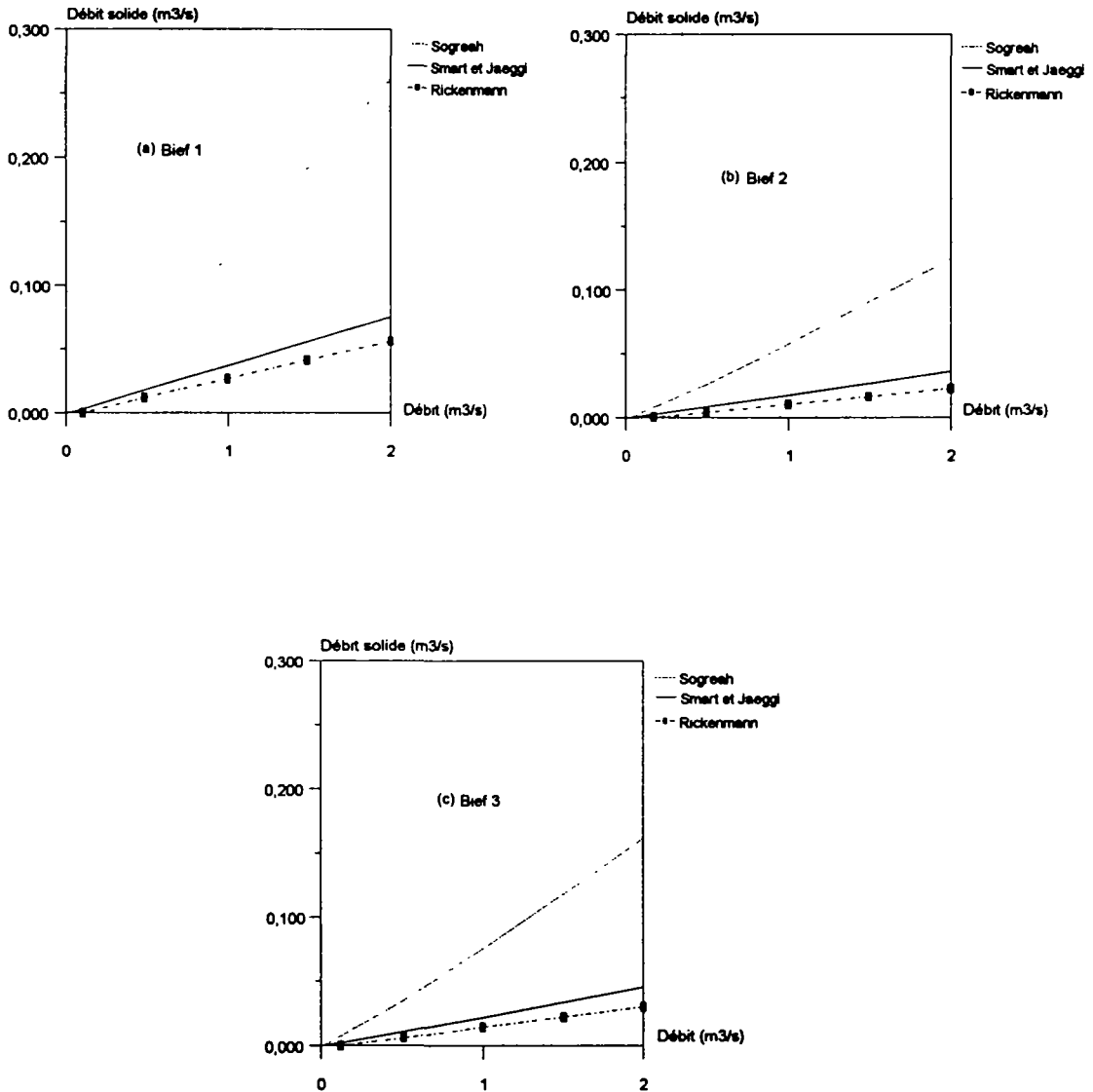


Figure 5.14. Débit solide produit par les différentes formules de transport solide en chaque bief en fonction du débit liquide considérant que le fluide porteur est l'eau claire  
(a) bief 1, pente=6%; (b) bief 2, pente=4%; (c) bief 3, pente=4.5%.

La figure 5.15 montre le rapport entre le volume solide sortant par charriage du dernier bief et le débit de pointe de chaque épisode calculé par le modèle, aussi bien que le seuil de démarrage du transport solide. On y constate que les plus fortes productions de sédiments sont faites pour les épisodes ayant un fort débit de pointe en septembre et octobre.

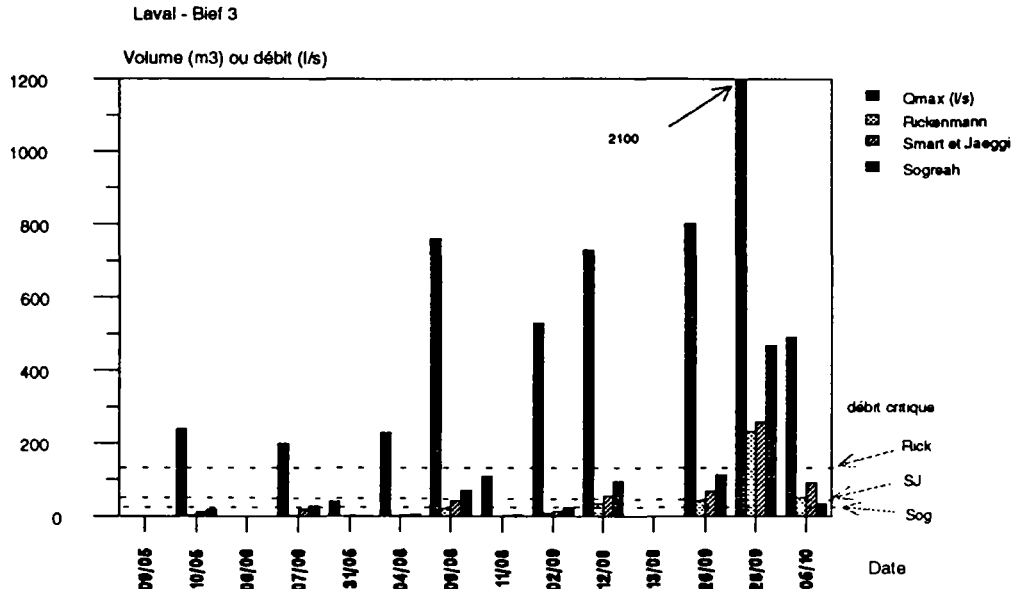


Figure 5.15. Rapport entre le volume solide sortant du dernier bief (m<sup>3</sup>) et le débit de pointe (l/s) calculé par ETC pour les épisodes de la période entre avril/91 et octobre/91.

L'analyse des volumes de matières en suspension est plus délicate, car on ne dispose pas des mesures en continu et, surtout en cette période, aucun prélèvement n'a été fait. Mais, comme il y a une forte corrélation entre le débit de pointe et le Vmes, on utilise l'équation 4.18 pour générer les volumes de sédiments transités, qu'on considère comme étant "mesurés" et de les comparer avec les volumes transités calculés par le modèle.

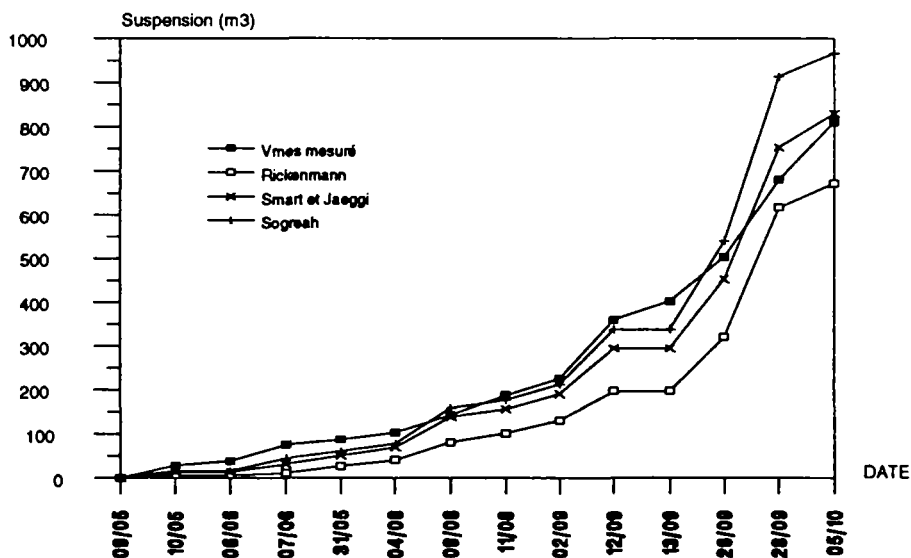


Figure 5.16. Comparaison entre les volumes transités en suspension mesuré et estimé dans la période du 12/04 à 10/10/91.

La comparaison présentée sur la figure 5.16 porte sur les valeurs cumulées et on observe que, en général, le volume transité calculé avec le modèle établi à partir du taux de dégradation du charriage est inférieur à celui calculé par l'équation 4.18. Au niveau de chaque épisode, la reconstitution du volume transité est assez bonne par les formules Sogreah et Smart et Jaeggi et moins bonne avec Rickenmann. A la fin de la période, le volume total transité mesuré est égal à 628 m<sup>3</sup>: la formulation avec Rickenmann produit 617 m<sup>3</sup> ( $\epsilon=-0.02$ ); Smart et Jaeggi produit 753 m<sup>3</sup> ( $\epsilon=0.20$ ) et Sogreah génère 913 ( $\epsilon=0.47$ ). Donc, la meilleure description du volume de matières en suspension est obtenue avec la formulation de Rickenmann associée au taux de dégradation du charriage, ce qui conduit à une erreur de l'estimation de l'ordre de 2%.

Le volume total de sédiments, cumulé jusqu'au 28/09/91 (dernier relevé de la plage de dépôts) est égal à 1301 m<sup>3</sup>. Les volumes totaux obtenus avec Rickenmann, Smart et Jaeggi et Sogreah sont, respectivement, 965 m<sup>3</sup> ( $\epsilon=-0.26$ ); 1235 m<sup>3</sup> ( $\epsilon=-0.05$ ) et 1644 m<sup>3</sup> ( $\epsilon=0.26$ ). La plus faible erreur relative est celle de la formule Smart et Jaeggi.

L'évolution du volume solide stocké dans les biefs est présentée dans la figure 5.17. Ces volumes sont comparés avec ceux estimés sur le terrain à la fin de la période, c'est à dire, stock nul pour le bief 1; 35 m<sup>3</sup> pour le bief 2 et 22 m<sup>3</sup> pour le bief 3. Le modèle, avec l'option de la formule de Rickenmann, surestime le stock final dans les trois biefs. Avec l'option de la formule de Smart et Jaeggi, le modèle reproduit l'absence de dépôts dans le bief 1, mais produit forts dépôts dans les deux autres biefs. Avec Sogreah, le modèle pratiquement ne produit pas de dépôts, car ils sont nuls sur les biefs 1 et 3 et très faible sur le bief 2. Les stocks solides des biefs sont donc sur estimés par la modélisation avec Smart et Jaeggi et Rickenmann et sous estimés avec Sogreah; la situation la plus critique étant observée par le bief 2, celui dont la pente est la plus faible.

Confrontant les volumes stockés dans les biefs calculés par le modèle avec les observations faites sur le terrain, on constate qu'en juin/91, l'augmentation des dépôts est aussi faible que celle observée. Par contre, en 17/09/91, les formules, à l'exception de Sogreah, produisent changements notables dans les biefs qui ne correspondent pas aux observations de terrain.

#### 5.5.4.3. Conclusions

Le tableau 5.25 présente une synthèse des analyses faites ci-dessous. Le charriage est mieux reproduit par la formule de Sogreah, la suspension par Rickenmann et le volume total par Sogreah. Cependant, la formule de Smart et Jaeggi est celle dont les erreurs relatives des volumes sont de même ordre de grandeur et leur variation est moins accentuée. Avec Rickenmann, l'erreur relative commise dans l'estimation de la suspension est d'environ -2%, mais pour le charriage elle atteint -67%. Avec Smart et Jaeggi, la suspension est estimée avec une erreur de 20% et le charriage avec 54%. A cause d'une description des volumes solides en charriage, en suspension et total avec une précision moins variable, on considère que la formulation Smart et Jaeggi a été capable de reproduire la production de sédiments de la suite de crues enregistrées dans la période du 10/4 au 05/10/91.

Volume	Rick	SmaJae	Sogreah
charriage	-0.48	-0.28	0.09
suspension	-0.02	0.20	0.45
total	-0.26	-0.05	-0.26
dépôts	10	6	-0.93

Tableau 5.25. Erreurs relatives commises dans l'estimation des volumes cumulés en charriage, suspension, total et en dépôts jusqu'à l'épisode du 28/09/91.

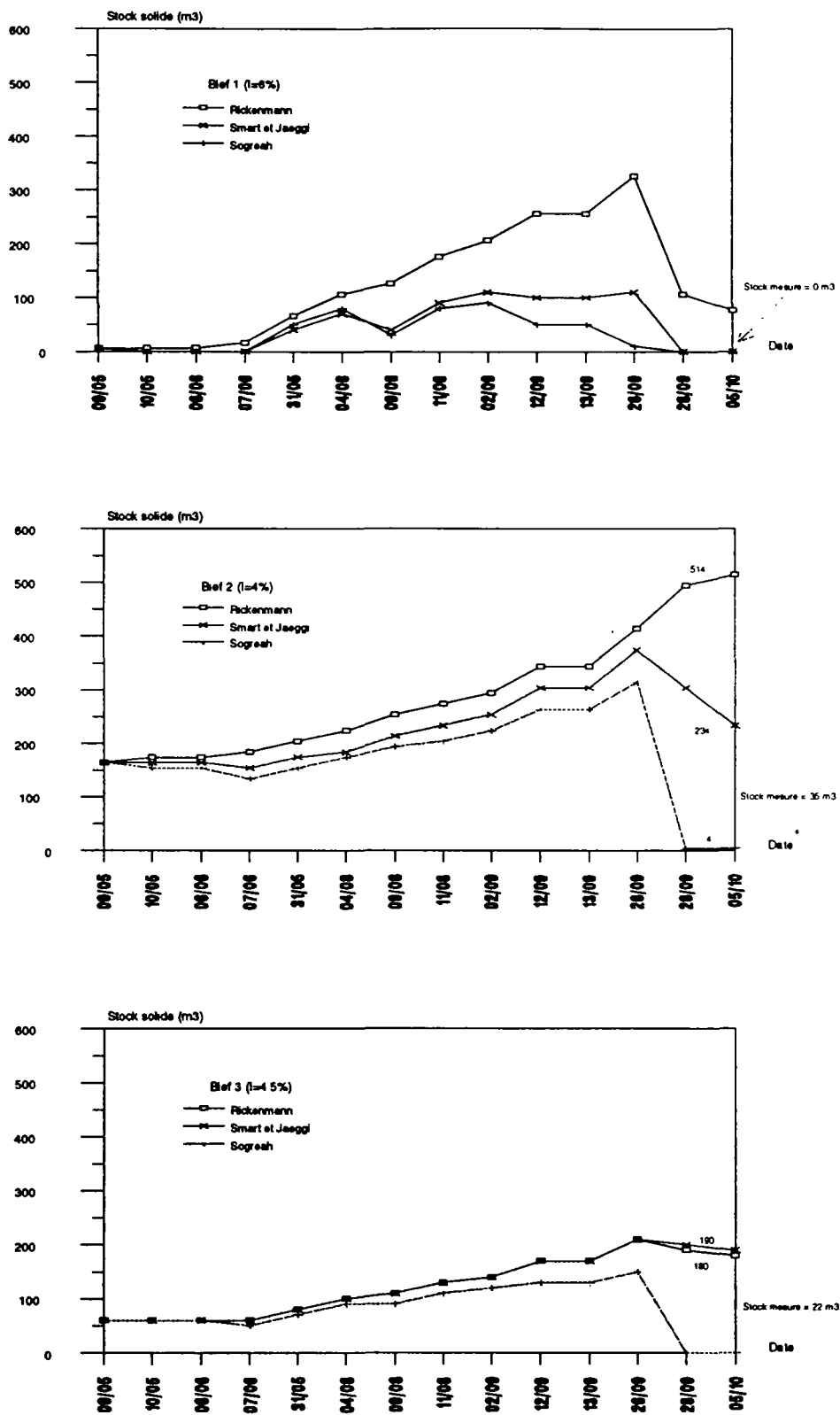


Figure 5.17. Evolution du stock de sédiments dans les biefs pour la période du 12/04 à 10/10/91.

Dans l'application des formules de transport solide aux épisodes isolés (voir 5.5.3.2), on avait obtenu avec Smart et Jaeggi une précision moyenne de l'ordre de -19% dans l'estimation du charriage, de -9% dans l'estimation de la suspension et de -18% pour le volume total. Ces erreurs n'étaient pas les plus faibles, mais ceux qui avaient la plus faible dispersion des résultats. L'application des ces formules à une période où on connaît les stocks solides initiales des biefs, conduit à une augmentation de l'erreur relative dans l'estimation du charriage ( $\epsilon = -28\%$ ) et dans la suspension ( $\epsilon = 20\%$ ), mais à une diminution des erreurs dans le volume total ( $\epsilon = -5\%$ ). On peut donc considérer que la formule de Smart et Jaeggi est, à l'heure actuelle, la plus adaptée à la modélisation du Laval.

A part l'assez bonne description des volumes solides transportés, il reste toujours le problème des forts stocks solides générés par le modèle sur le lit du torrent, dont l'analyse est très délicate, car on ne dispose pas de moyens de vérifier l'évolution des dépôts au long des épisodes au niveau des volumes déposés et de la granulométrie. L'évaluation plus précise des ces grandeurs permettra d'améliorer la définition du taux de dégradation du charriage, d'établir un nouveau bilan de sédiments en chaque bief prenant en compte le type de matériau et d'avoir une idée du pourcentage de particules fines présentes dans les dépôts, aidant la connaissance d'une quantité de sédiments capable de nourrir la suspension.

## 5.6. Le Modèle Final

Dans ce qui suit on fait une synthèse des fonctions les plus adaptées pour décrire le comportement hydro-sédimentologique du Laval et qui constituent le modèle de production d'érosion que nous proposons.

Le modèle de production d'érosion proposé est un modèle conceptuel où le bassin versant est modélisé par deux éléments: les versants (ou sous bassins) et les biefs. Trois processus sont considérés: le transfert pluie - débit, l'érosion des versants et le transport solide. Sur les versants le ruissellement et la production d'érosion due à l'action de la pluie sont déterminés. A cause de la rare couverture végétale et des fortes pentes, on néglige l'interception et la rétention d'eau dans les dépressions du terrain, mais on considère qu'une certaine quantité de pluie est perdue, car elle remplit les vides créés dans la structure du sol par les processus de désagrégation des marnes noires. Dans les biefs, l'eau et les sédiments apportés par les versants sont propagés, la capacité de transport de l'écoulement est déterminée ainsi que les volumes de sédiments stockés. Au moyen d'un taux de dégradation du charriage en suspension, on effectue la modélisation de la teneur de matières transportée en suspension, afin de considérer son influence sur le charriage à fortes pentes. Etant donnée que la mesure de la production d'érosion du Laval n'est faite qu'à l'exutoire, il va de soi que les résultats du modèle sont validés seulement à la sortie du bassin et que les résultats obtenus par le modèle en des sections intermédiaires sont moins fiables, car non vérifiés explicitement par des mesures.

### *La pluie nette*

La détermination de la pluie nette, celle qui deviendra ruissellement, est faite par l'emploi d'une fonction de production linéaire à seuil. On considère que seulement une partie de la pluie ruisselle et que le ruissellement démarre quand un seuil de pertes initiales est dépassé.

La pluie nette ( $P_n$ ) est exprimé par :

$$P_n(t) = K P(t) \quad (5.31)$$

où  $P_n(t)$  est la pluie nette dans l'instant  $t$ ;  $P(t)$  est la pluie brute et  $K$  est le coefficient de ruissellement à caler. Les deux conditions possibles sont:

$$\int P(t) dt < \text{seuil} \Rightarrow P_n(t) = 0$$

$$\int P(t) dt > \text{seuil} \Rightarrow P_n(t) = C P(t)$$

où seuil est le seuil de ruissellement, qui traduit la perte moyenne due à l'infiltration de l'eau dans les vides formés par les plaquettes des marnes noires désagrégées.

### ***Le ruissellement***

Une fois la pluie nette connue, elle est transformée en ruissellement à l'aide de l'hydrogramme triangulaire.

### ***L'érosion des versants***

L'érosion des versants est déterminée par une loi de production d'érosion qui donne le poids de sédiment produit par une certaine averse. On y considère le détachement du sol causé par la pluie ("splash") et par le ruissellement en nappe.

$$(\text{Poids})_R = a h_{\text{tot}}^b i_{01}^c \quad (5.32)$$

où  $(\text{Poid})_R$  est le poids de sédiment érodée dans la ravine élémentaire d'érosion (kg);  $h_{\text{tot}}$  est la hauteur totale de pluie (mm) et  $i_{01}$  est l'intensité maximale de la pluie en 1 minute (mm/h). Cette loi a été calée statistiquement ( $R^2=0.97$ ) sur un échantillon de 70 événements mesurés dans la ravine élémentaire d'érosion (Roubine). Les coefficients obtenus sont :  $a = 0.686$  ;  $b = 0.848$ ;  $c = 1.179$  (chapitre IV).

Les différences entre la ravine élémentaire d'érosion et les sous bassins sont prises en compte par un facteur de proportionnalité qui établit un rapport entre leurs caractéristiques géométriques. Le sédiment produit en chaque sous bassin et disponible pour le transport solide est:

$$(\text{Poids})_{\text{SB}} = \text{FP} * (\text{Poids})_R \quad (5.33)$$

où  $\text{FP}$  est le facteur de proportionnalité, rapport entre les produits des pentes et superficies des surfaces dénudées des sous bassins (SB) et de la Roubine (R). Par cette formulation, on voit qu'aucune propagation des sédiments est faite dans les talwegs des sous bassins; autrement dit, la quantité de sédiments qui arrive en tête de bief est la production instantanée des versants sous l'action de la pluie. Le sédimentogramme à l'exutoire de chaque sous bassin est obtenu en considérant que le débit solide (volume érodé dans un intervalle de temps) est proportionnel au ruissellement. L'apport solide des versants est divisé en charriage et en suspension selon les rapports observés dans

l'échelle de la Roubine: les matériaux en charriage représentent 85% du volume total en transport, tandis que 15% sont transportés comme suspension.

### *Routage du débit liquide dans les biefs*

Les débits liquides à la sortie de chaque bief sont obtenus par la translation pure des hydrogrammes générés par les versants, faite par l'estimation de leur vitesse moyenne de déplacement. Cette fonction simule la transformation de l'hydrogramme à la traversé d'un bief par une simple translation sans déformation, ce qui est adapté à nos conditions: écoulement torrentiel et fortes pentes.

### *Routage des débits solides dans les biefs*

Dès que l'apport solide des versants atteint le talweg principal, il est transporté par l'écoulement selon sa capacité maximale de transport. Si la capacité de transport est inférieure à la quantité de sédiments disponible au transport, les dépôts formés et le volume de sédiments en transport est limité par la capacité de transport. Si la capacité de transport est supérieure à la disponibilité de sédiments, la différence est satisfaite par les sédiments stockés sur le lit. On n'admet pas le phénomène de dépavage du lit, car le torrent du Laval écoule sur la roche-mère et, à l'exception des dépôts, elle ne peut pas être érodée. On suppose que pendant une averse, les dépôts de matériaux restent non-consolidés et, donc, disponibles à être entraînés par l'écoulement.

La capacité maximale de transport est évaluée par la formule de Smart et Jaeggi (1983) :

$$q_B = \frac{4}{(s-1)} \left( \frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} I^{1.6} q \left( 1 - \frac{\Theta_{CR}(s-1)D_m}{h_m I} \right) \quad (5.34)$$

où  $Q_B$  est le débit solide en volume ( $m^3/s$ ),  $Q$  est le débit liquide ( $m^3/s$ ),  $D_{90}$  est le diamètre à 90 en poids (m),  $D_{30}$  est le diamètre à 30% (m),  $D_m$  est le diamètre moyen,  $\Theta_{CR}$  est le paramètre adimensionnel de cisaillement,  $I$  est la pente,  $\rho_m$  est la masse spécifique du mélange,  $\rho_s$  est la masse spécifique du matériau et  $\rho$  est la masse spécifique de l'eau et  $h_m$  est la profondeur de l'écoulement. Les grandeurs en minuscule sont les grandeurs par unité de largeur.

La formulation due à Rickenmann diffère des deux autres car elle considère la variation de la densité du fluide porteur dans le calcul de la capacité de transport, tandis que les autres le considèrent toujours comme étant de l'eau claire.

Le débit critique d'entraînement de la formule est calculé au moyen du paramètre de transport adimensionnel critique:

$$\Theta_{CR} = 0,05 \cos(\arctan I) \left( 1 - \frac{I}{\tan \varphi} \right) \quad (5.35)$$

Par définition :  $\Theta_{CR} = h_c I / (s-1)D_m$  ; où  $D_m$  est le diamètre moyen du sédiment,  $I$  est la pente des biefs et  $\varphi$  est l'angle de frottement interne.



On suppose aussi que à cause de la nature géologique du terrain : marne noire ("bad-lands"), il y a une diminution de la taille des particules, en fonction de la distance parcourue, qui prennent une taille capable d'être transporté par suspension. Cette dégradation des sédiments, qu'on appelle dégradation du charriage en suspension, augmente la teneur des matières dans le sein de l'écoulement et, en fonction de leur concentration, peut provoquer des changements dans la capacité de transport de l'écoulement. La loi de transformation des sédiments est une loi exponentielle du type :

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} e^{k_i L_i} \quad (5.36)$$

où  $\alpha_i$  est le taux de charriage du bief  $i$ ,  $k_i$  est un coefficient de dégradation du charriage et  $L_i$  est la longueur du bief  $i$ . Le calage sur les épisodes des années 85-88 des coefficients  $k_i$ , nous conduit aux valeurs suivants du taux de dégradation du charriage en suspension:  $k_1'=0.0012$ ;  $k_2'=0.00116$ ;  $k_3'=0.00106$ , dont les faibles différences nous autorisent à proposer une valeur constante égale à 0.0011.

Le bilan des sédiments en chaque bief, nous donne le volume de sédiments qui sort en charriage :

$$Q_{Bch_i} = \lambda [(Q_{Vch} + Q_{Bch_{i-1}}) - ED] \quad (5.37)$$

et en suspension :

$$Q_{Bsu_i} = Q_{Vsu} + Q_{Bsu_{i-1}} + [(1 - \lambda)(Q_{VCH} + Q_{Bch_{i-1}} - ED)] \quad (5.38)$$

avec  $Q_{Bch_i}$  le débit solide en charriage à la sortie du bief  $i$ ;  $Q_{Bsu_i}$  le débit solide en suspension à la sortie du bief  $i$ ;  $Q_{Bch_{i-1}}$  le débit en charriage à l'entrée du bief  $i$ ,  $Q_{Bsu_{i-1}}$  le débit solide en suspension à l'entrée du bief  $i$  et  $\lambda$  la partie du charriage que ne se dégrade pas ( $\lambda=e^{-k'L}$ ).

## VI. SYNTHÈSE, CONCLUSIONS ET VOIES DE RECHERCHE FUTURES

## Chapitre VI

### Synthèse, conclusions et voies de recherche

#### 6.1. Synthèse et conclusions

##### *sur les réponses des bassins versants*

- a. D'importants volumes de sédiments sont mesurés dans la plage de dépôts aux mois de mars et d'octobre, où on observe un "nettoyage" des bassins. Les périodes hivernales sont inactives au point de vue de la production d'érosion, mais très actives au niveau de la désagrégation des sols.
- b. La présence de fortes concentrations en sédiments fins impose la correction des hauteurs d'eau mesurées par le limnigraphe bulle à bulle pour la détermination des débits liquides.
- c. Il y a une dépendance assez étroite entre la concentration de flux mesurée (ou débit solide instantané) et le débit liquide dans les deux bassins; à part les phénomènes d'hystérésis qu'y sont observés. Cette dépendance se traduit par les lois:

Laval :  $Q_{\text{sus}} = 0.0045 Q^{1.461}$  ( $R^2=0.85$ )

Roubine :  $Q_{\text{sus}} = 0.0165 Q^{1.410}$  ( $R^2=0.91$ )

calées sur les mesures faites entre 1985 et 1990.

- d. On constate le développement de trois types de courbes d'hystérésis au Laval et à la Roubine: (1) sens des aiguilles d'une montre; (2) sens trigonométrique et (3) courbe en huit; le premier étant le plus fréquent. Leur analyse nous permet de diviser les crues en deux groupes: celles avec de faibles volumes liquides et de faibles débits de pointe dont la concentration à la montée des eaux est plus élevée qu'à la descente (faible production de sédiments par la pluie et entraînement des sédiments disponibles) et celles avec de forts débits de pointe, en général liées aux pluies de forte intensité et de courte durée, dont la concentration est plus élevée à la descente des eaux (grande dégradation des sols).
- e. Deux types de pluie ont été identifiés sur la Roubine: (1) pluies de durée en général supérieure à 8h, hauteur tombée supérieure à 30mm et intensité inférieure à 50 mm/h qui transportent les sédiments disponibles sur le bassin versant et (2) pluies de courte durée, faible lame tombée, mais forte intensité qui ont un fort pouvoir de désagrégation des sols. L'intensité de pluie de 50 mm/h se présente comme un seuil d'érosivité. On a pas pu identifier de seuil identique au Laval, car le volume de matières en suspension est fort perturbé par les phénomènes de dépôt et de reprise dans la plage de dépôts située à l'amont de la section de prélèvements.

### *sur la modélisation hydrologique*

- a. Les trois modèles hydrologiques analysés: ETC, IPH II et NAM ont été capables de bien reproduire les caractéristiques des hydrogrammes mesurés comme leurs volumes et leurs débits de pointe.
- b. On constate que la transformation pluie-débit au Laval est un processus d'origine plutôt superficielle, sans la formation d'écoulements hypodermiques ou de base significatifs.
- c. La modélisation faite par ETC avec un coefficient d'écoulement et un seuil de ruissellement répond bien à nos besoins. Les tendances de variation de ses paramètres ont été établies ainsi que leurs valeurs moyennes: 0.35 et 7.5 mm, respectivement.

### *sur la modélisation de l'érosion*

- a. Deux modèles d'érosion ont été établis pour chacun des bassins versants: un au niveau annuel et l'autre au niveau événementiel. Le modèle entre l'érosion totale annuelle et la pluie totale annuelle n'a pas été satisfaisant. Au niveau événementiel, l'érosion totale est bien expliquée par la pluie sur les deux bassins et si on ajoute un paramètre lié à l'écoulement, la corrélation au Laval est augmentée. Les modèles calés au niveau de l'épisode sont:

à deux variables:

$$\text{Roubine :} \quad \text{Poidtot} = 0.686 \text{ htot}^{0.848} i_{01}^{1.179} \quad R^2 = 0.967$$

$$\text{Laval :} \quad \text{Poidtot} = 4515 \text{ htot}^{0.863} i_{01}^{0.508} \quad R^2 = 0.755$$

à trois variables:

$$\text{Roubine:} \quad \text{Poidtot} = 0.643 \text{ htot}^{0.905} i_{01}^{1.142} Q_{\max}^{0.848} \quad R^2 = 0.994$$

$$\text{Laval :} \quad \text{Poidtot} = 5300 \text{ htot}^{0.477} i_{01}^{0.208} Q_{\max}^{0.339} \quad R^2 = 0.971$$

- b. Le volume de matières en suspension représente 15% de l'érosion totale mesurée à la Roubine et 60% de celle mesurée au Laval. Il est bien corrélié au débit de pointe:

$$\text{Roubine:} \quad V_{\text{mes}} = 8.99 Q_{\max}^{1.38} \quad R^2 = 0.945$$

$$\text{Laval:} \quad V_{\text{mes}} = 2592 Q_{\max}^{0.848} \quad R^2 = 0.853$$

- c. On observe la possible existence d'un seuil de concentration pour les fortes débits liquides (entre 100 et 400 g/l), provoquant une dépendance presque univoque entre le volume de matières en suspension et le débit de pointe et indiquant que, telle comme les observations faites en écoulements hyperconcentrés en Chine, il y a une teneur limite de sédiments que l'écoulement est capable de transporter. L'étude de la dépendance entre la concentration (ou le volume de matières en suspension) et le débit liquide constitue un important sujet de recherches futures.

d. Le volume déposé dans la plage de dépôts à la Roubine est bien corrélé à la pluie, mais au Laval, à cause des dépôts et des reprises des sédiments dans le lit du torrent, la corrélation est moins bonne. Les lois calées sont:

$$\text{Roubine:} \quad V_{\text{dep}} = 0.239 \, h_{\text{tot}}^{0.919} i_{01}^{1.24} \quad R^2 = 0.878$$

$$\text{Laval:} \quad V_{\text{dep}} = 0.450 \, h_{\text{tot}}^{1.135} i_{01}^{0.455} \quad R^2 = 0.715$$

e. A cause du mode de gestion de la plage de dépôts du Laval, on a été obligé à reconstituer un bon nombre des données pour pouvoir connaître le volume déposé et l'érosion de chaque crue appartenant à une période entre deux relevés.

f. Comparant la production d'érosion dans les deux échelles étudiées, on constate qu'à la Roubine, l'érosion est produite par l'effet de la pluie ("splash" et ruissellement en nappe), tandis qu'au Laval, l'écoulement concentré joue un rôle important et doit être pris en compte. Au niveau de l'épisode pluvieux, aucune corrélation a été observée entre les volumes transités et déposés mesurés sur les deux bassins. Donc, il n'y a pas de rapport entre l'érosion totale des deux bassins. Au niveau annuel, la perte en terre des deux bassins est de même ordre de grandeur: 75 m<sup>3</sup>/ha/an au Laval et 94 m<sup>3</sup>/ha/an à la Roubine.

g. L'érosion totale mesurée au Laval est fort influencée par l'histoire des crues et par la disponibilité de sédiments sur les versants et le talweg.

h. En validation, les modèles pour le volume transité donnent des bonnes réponses, mais les modèles pour le volume déposé ne sont pas capables de garder la même qualité d'explication trouvée dans le calage. Par contre, les modèles d'érosion totale sont satisfaisants, principalement au Laval où la possibilité de formation de stocks solides en disponibilité régularise le flux solide.

i. Pour estimer l'érosion totale, il vaut mieux appliquer le modèle événementiel à toutes les crues dans l'année qu'adopter un modèle annuel, fonction de la pluie totale annuelle.

### *sur la modélisation hydro-sédimentologique*

a. un modèle conceptuel a été établi pour décrire la production d'érosion des bassins versants sur les marnes noires ("bad-lands").

b. La loi de production d'érosion calée sur la Roubine (unité élémentaire d'érosion) a été appliquée aux sous bassins du Laval après la prise en compte d'un facteur de proportionnalité. Ce facteur, rapport entre les caractéristiques topographiques de la Roubine et des sous bassins, est toute à fait satisfaisant, mais il doit être vérifié par mesures sur le terrain des apports solides des sous bassins.

c. L'influence du chenal principal a été considérée sous deux aspects: sa capacité maximale de transport par charriage et sa capacité à dégrader le sédiment transporté près du fond.

d. Parmi les formules de capacité maximale de transport à fortes pentes disponibles dans la littérature, la plus adaptée à notre cas d'étude est celle de Smart et Jaeggi.

- e. L'introduction d'une loi de dégradation des sédiments dû à son transport par l'écoulement concentré a permis la transformation d'une partie des sédiments en matériaux fins capables d'être transportés en suspension. Ainsi, on a pu déterminer une charge solide en suspension et évaluer le changement de densité de l'eau à cause de la mise en suspension de particules.
- f. Au niveau des trois épisodes isolés pour lesquels on ne connaît pas les stocks initiaux de sédiments, les volumes de sédiments générés par le modèle ont été, en moyenne, sous estimés: de -19% pour le charriage; -10% pour la suspension et -18% pour l'érosion totale.
- g. La simulation d'une suite de crues a conduit à des erreurs relatives d'estimation de l'ordre de -28% pour le charriage; 20% pour la suspension et -5% pour le volume total d'érosion; la suspension étant sur estimée et les autres sous estimés.
- h. L'analyse des résultats obtenus par la simulation d'épisodes isolés et par la simulation d'une suite de crues montre que la prise en compte des stocks solides des biefs produit une amélioration de la compréhension de la production d'érosion du grand bassin. L'état initial du bassin est donc de fondamentale importance pour l'évaluation de sa production d'érosion.
- i. Ce modèle, qui pour le moment peut être considéré comme étant adéquat, doit être repris au fur et à mesure que de nouvelles crues sont enregistrées et, principalement, après une évaluation précise des apports solides des versants (volumes et type de sédiment) et de l'évolution des dépôts au long des épisodes (volumes et granulométrie). Ces études permettront d'améliorer la définition du taux de dégradation du charriage; d'évaluer l'importance et la présence de particules fines dans les dépôts et de généraliser les caractéristiques qui doivent être prises en compte pour faire le transfert des lois de l'unité élémentaire vers les sous bassins.

## 6.2. Voies de recherche

Trois points importants doivent être exploités pour avancer dans la connaissance des phénomènes qui influencent la production d'érosion à Draix:

- a. l'identification des apports solides des sous bassins;
- b. la dynamique des dépôts et des reprises dans le lit du torrent;
- c. les relations entre la concentration de matières en suspension et le débit liquide.

Le premier point permettra de vérifier et mieux caler le facteur de proportionnalité entre la Roubine et les sous bassins, ce qui est, à la limite, une étude de l'influence des différentes caractéristiques géomorphologiques sur la production d'érosion. Pour le faire, on peut soit mesurer l'apport solide des sous bassins du Laval, soit exploiter les données disponibles sur les autres bassins versants qui constituent les projet des BVE de Draix et les généraliser.

Le deuxième point requiert un suivi régulier du lit du Laval, en fixant au long du talweg des sections d'observations pour quantifier le volume de sédiments déposé, le type de granulométrie et identifier les cycles dépôt/reprise. Ce procédé permettra une meilleure évaluation de la loi de dégradation du charriage et une meilleure description du transport solide.

Le troisième point conduit à une meilleure définition des relations entre le débit liquide et le débit solide en suspension, ce qui facilite le traitement des données quand il n'y a pas assez de

prélèvements ou quand seulement une partie de la crue est échantillonnée. En complétant les données manquantes de  $V_{mes}$ , on pourrait corriger systématiquement les débits liquides enregistrés par le limnigraphe bulle à bulle.

### 6.3. Conclusion finale

Ce travail a essayé d'exploiter au maximum les données disponibles, pour commencer à comprendre la dynamique de la production d'érosion sur les marnes noires. On a élaboré deux modèles: un hydrologique et un autre de production d'érosion (chapitre IV), dont les résultats ont été utilisés pour élaborer un modèle hydro-sédimentologique (chapitre V) qui prend en compte la capacité de transport de l'écoulement. En ce modèle, le bassin versant est découpé en sous-bassins et biefs: les premiers sont modélisés par une loi de production d'érosion et le second, par une fonction de capacité maximale de transport associé à un taux de dégradation du charriage en suspension.

A faute de données plus détaillées au niveau de la quantification de volumes disponibles sur les biefs et au niveau de l'estimation des apports solides des versants, on a été contraint à formuler un certain nombre d'hypothèses, dont la validation on a pas pu établir. L'application de ce modèle indique que la formulation adoptée peut conduire à excellents résultats, dès que les bonnes données se multiplient et que quelques hypothèses de départ se transforment en paramètres de calage (par exemple: le coefficient de dégradation du charriage et le facteur de proportionnalité pour le calcul des apports solides des versants).

## BIBLIOGRAPHIE

- ATHESIAN, J.K.H. 1974. Estimation of rainfall index. *Journal of Irrigation and Drainage Division*, New York, ASCE, 100(3):293-307, mars.
- ASHIDA, K. et BAYAZIT, M. 1973. Initiation of motion and roughness of flows in steep channels. *Proc. 15th IAHR Congres*, Istambul, Turkey.
- BATHURST, J. C. 1978. Flow resistance of large roughness. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, 104(12):1587-1603 apud BAYAZIT, M. 1986. Flow structure and sediment transport mechanics in steep channels. *Proceedings of Euromech 156: Mechanics of sediment transport*. Istambul, Turkey, 12-14 july 1982. Balkema, Rotterdam, 1983.
- BATHURST, J.C.; LI, R.M. et SIMONS, D.B. 1981. Resistance equation for large-scale roughness. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, 107(12): 1593-1613 apud BAYAZIT, M. 1986. Flow structure and sediment transport mechanics in steep channels. *Proceedings of Euromech 156: Mechanics of sediment transport*. Istambul, Turkey, 12-14 july 1982. Balkema, Rotterdam, 1983.
- BATHURST, J.C.; GRAF, W.H. et CAO, H.H. 1985. Initiation of sediment transport in steep channels with coarse bed material. *Proceedings of Euromech 156: Mechanics of sediment transport*. Istambul, Turkey, 12-14 july 1982. Balkema, Rotterdam, 1983.
- BATHURST, J.C. 1985. Flow resistance in mountain rivers. *Journal of Hydraulics Engineering*. 111(4).
- BATHURST, J.C. 1987. Bed load discharge equations for steep mountain rivers. In: *Sediment transport in gravel bed rivers*. eds. Thorne, Bathurst et Hey. John Wiley and Sons.
- BAYAZIT, M. 1976. Free surface flow in channel of large relative roughness. *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, 14(2):115-126 apud BAYAZIT, M. 1986. Flow structure and sediment transport mechanics in steep channels. *Proceedings of Euromech 156: Mechanics of sediment transport*. Istambul, Turkey, 12-14 july 1982. Balkema, Rotterdam, 1983.
- BAYAZIT, M. 1986. Flow structure and sediment transport mechanics in steep channels. *Proceedings of Euromech 156: Mechanics of sediment transport*. Istambul, Turkey, 12-14 july 1982. Balkema, Rotterdam, 1983.
- BDPA, DDA de Seine Maritime. 1984. Carte départementale des terres agricoles, Montevilliers - Le Havre. apud GRILL, J.J. et DUVOUX, B. 1991. *Maîtrise du ruissellement et de l'érosion-Conditions d'adaptation des méthodes américaines*. CEMAGREF, Antony. 157 p.
- BERTHELOT, R. et alli. 1972. *Inventario dos recursos hidricos superficiais na regio de Imbituba*. Relatorio tecnico, Instituto de Pesquisas Hidraulicas, UFRGS, Porto Alegre.
- BEVERAGE, J.P. et CULBERTSON, J.K. 1964. Hyperconcentrations of suspended-sediment. *Journal of the Hydraulics Division*, New York, ASCE, 90( ):117-128.
- BUFFALO, M. 1989. *L'érosion des terres noires dans la région du Buech*. Thèse de géologie. Université Aix-Marseille III.
- BUFFALO, M.; OLIVEROS ; et QUELENNEC, . 1989. L'érosion des terres noires dans la région du Buech (Hautes-Alpes) - Contribution à l'étude des processus érosifs sur le bassin versant représentatif de Saint Genis. *La Houille Blanche*, n° 3-4.



- CEMAGREF. 1987. *Bassins Versants Expérimentaux de Draix - Compte rendu de recherche n.1 en érosion et hydraulique torrentielle*. Grenoble, Division de Protection contre les Erosions, 128 p., sept.
- CEMAGREF. 1988. *Bassins Versants Expérimentaux de Draix - Etude et mesure de l'érosion*. Grenoble, Division de Protection contre les Erosions, 38 p. (Présentation et synthèse - mai 88)
- CEMAGREF. 1989. *Bassins Versants Expérimentaux de Draix - Compte rendu de recherche n.2 en érosion et hydraulique torrentielle*. Grenoble, Division de Protection contre les Erosions, 113 p.
- CLARKE, R.T. 1973. Mathematical models in hydrology. Irrigation and Drainage paper n° 19, FAO.
- COLBY, B.R. 1964. Practical computations of bed-material discharge. *Journal of Hydraulics Division*, ASCE, 90(2): apud SIMONS, D.B. et SENTURK, F. 1977. *Sediment Transport Technology*. Fort Collins, Colorado, Water Resources Publications. 515 p.
- COMBES, F. 1981. Le barrage du Saignon: un exemple de sédimentation, la gestion régionale des sédiments. Séminaire national. Doc. BRGM n° 30, 101-104.
- COUVERT, B.; LEFEBVRE, B.; LEFORT, Ph. et MORIN, E. 1991. Etude générale sur les seuils de correction torrentielle et les plages de dépôts. *La Houille Blanche*, 6:449-456.
- DAIDO, A. 1971. On the occurrence of mud-debris flow. *Bulletin of Disaster Prevention Research Institut*, Kyoto University, v.21, tome 2 apud RICKENMANN, D. 1990. *Bed load transport capacity of slurry flows at steep slopes*. Zurich, Mitteilungen der Versuchsanstalt für wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zurich, n°.103, 249p.
- DAVIES, T.R.H. 1986. Large debris flows: a microviscous phenomenon. *Acta mechanica*, v.63. apud RICKENMANN, D. 1990. *Bed load transport capacity of slurry flows at steep slopes*. Zurich, Mitteilungen der Versuchsanstalt für wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zurich, n°.103, 249p.
- DAVIES, T.R.H. 1988. *Debris flows surges - A laboratory investigation*. Mitt.n° 96 de Versuchsanstalt für wasserbau, Hydrologie und glaziologie, ETH Zurich, n° 96. apud RICKENMANN, D. 1990. *Bed load transport capacity of slurry flows at steep slopes*. Zurich, Mitteilungen der Versuchsanstalt für wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zurich, n°.103, 249p.
- DELWAULLE, J.C. 1973. Résultats de six ans d'observations sur l'érosion au Niger. *Bois et Forêts des Tropiques*. 150 : 15-37.
- DESCROIX, L. 1985. Contribution à l'étude de la dynamique érosive dans les Baronnies Orientales et les pays du Buech moyen: problèmes d'aménagement. Thèse de Doctorat de 3ème cycle de géographie de l'aménagement. Université Lyon II, Lyon. 260p.
- DJEDIDI, K. 1989. *Modélisation de l'érosion pluviale dans les marnes des Alpes du Sud à l'échelle de la petite ravine*. Rapport de stage, CEMAGREF, E.N.S. d'Hydraulique, Grenoble.
- EINSTEIN, H.A. 1950. *The bed load function for sediment transportation in open channels*. Washington, U.S. Department of Agriculture. 78 p. (Soil Conservation Service. Technical Bulletin 1026).
- ELLISON, W.D. 1947. Soil erosion studies. *Agricultural Engineering*. v.28, p. 402-405.
- ENGEL, O.G. 1967. Pressure, initial flow velocity and the time dependence of crater depth in fluid impacts. *Journal of applied physics*, 38(10): 3935-3940, sept.67.

- FEI, X. 1983. Grain composition and flow properties of heavily concentrated suspensions. *Proc. 2nd. intern. symp. on river sedimentation*. Nanjing, Chine, v.1. apud MEUNIER, M. 1992. *Elements d'hydraulique torrentielle*. CEMAGREF, série: Montagne, n°.1, 278p.
- FORSTER, G.R. et MEYER, L.D. 1972. A closed-form soil erosion equations for upland areas. In: SHEN, H.W., ed. *Sedimentation*, Fort Collins, Colorado. Chap.12, p12.1-12.19.
- FORSTER, G.R. et WISCHMEIER, H.W. 1974. Evaluating irregular slopes for soil loss prediction. *Trans.Am.Soc.Agric.Engrs*, 17 : 305-309.
- FORSTER, G.R. et MEYER, L.D. 1975. Mathematical simulation of upland erosion by fundamental erosion mechanics. *Agricultural Research Service*, Report ARS-S-40, U.S.Department of Agriculture, Washington, DC. apud KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.2.
- GRAFF, W.H. 1989. Flow resistance over a gravel bed - its consequence on initial sediment mouvement. International workshop on fluvial hydraulics of mountains regions, Trent, Italy.
- GRILL, J.J. et DUVOUX, B. 1991. *Maîtrise du ruissellement et de l'érosion - Conditions d'adaptation des méthodes américaines*. CEMAGREF, Antony. 157 p.
- HOLBERGER, R.L. et TRUETT, J.B. 1976. *Sediment yield from construction sites*. Proc. of the third Fed. Inter-Agency Sedim. Confer., PB-245-100. apud KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.2.
- HORTON, R.E. 1939. Analysis of runoff plot experiments with varying infiltrations capacity. *Trans. Am. Geoph. Union*, Par IV, p.693. apud TUCCI, C.M. 1986. Modelos matematicos em hidrologia e hidraulica. *Revista Brasileira de Engenharia*, v.3, jan.86.
- IKEDA, S. 1982. Incipient motion of sand particles on side slopes. *Journal of Hydraulics Division*, 108 (1)
- JACKSON, W.L.; GEBHARDT, K. et VAN HAVEREN, B.P. 1986. Use of the modified universal soil loss equation for average annual sediment annual estimates on small rangeland drainage bassins. In: ASSOCIATION INTERNATIONALE DES RECHERCHES HYDRAULIQUES. *Drainage bassin sediment delivery*, Publication n° 159, Albuquerque, New Mexico, USA.
- KIRKBY, M.J. 1980. The problem. In: KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.1, p.1.6.
- LAWS, J.O. 1941. Measurements of the fall velocity of water drops and raindrop. *Trans.Amer.Geophys.Union*, 22
- LAWS, J.O. et PARSON, D.A. 1943. Relation of raindrop size to intensity. *Trans.Amer.Geophys.Union*, 24:452-460. apud SEMPERE-TORRES, D. et alli. 1991. Quantification of soli detachment by raindrop impact : Performances of classical formulae of kinetic energy in mediterranean storms. In: ASSOCIATION INTERNATIONALE DES RECHERCHES HYDRAULIQUES. *Erosion and Sediment transport Monitoring Programs in river basins*. In press.
- LEFRANC, P. 1990. *ETC - un modèle d'érosion des torrents en crue*. Grenoble, CEMAGREF - PE, Mémoire de troisième année, ENITRATS. 2v, 161 p.
- LEFORT, P. 1991. *Transport solide dans le lit des cours d'eau - Dynamiques fluviale*. SOGREAH - ENSHMG - INPG.
- LEITE, L.A.K. 1986. *Contribution de la modélisation à l'étude des pollutions diffuses d'origine agricole : étude comparative des principaux modèles évaluant l'impact de ces pollutions sur les eaux superficielles continentales*. DEA Université Paris-Val de Marne, Ecole Nationale de Ponts et Chaussées, sept.86.

- LI, R.M. et SIMONS, D.B. 1973. Discussion of "Sediment yield computed with universal equation" by J.R. Williams.
- LI, R.M. 1976. Watershed sediment yield. In: SHEN, H.W., ed. *Stochastic approaches to water resources*, Fort Collins, Colorado. Chap.21.
- LI, R.M.; SHEN, H.W. et SIMONS, D. 1987. Mechanics of soil erosion by overland flow. In: AIRH. Proceedings of the 15 th IAHR Congress, Istambul, Turkey.
- LUQUE, R.F. et Van BEEK, R. 1976. Erosion and transport of bed-load sediment. *Journal of Hydraulic Research*, 14 (2)
- MASSON, J.M. 1972. L'érosion des sols par l'eau en climat méditerranéen - méthodes expérimentales pour l'étude des quantités érodées à l'échelle du champ. *La Houille Blanche*, 8, p 673-678.
- MASSON, J.M. 1976. *Mesure de l'agressivité des pluies en rapport avec l'érosion des sols*. Laboratoire d'Hydrologie Mathématique, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier, France.
- MEUNIER, M. et MATHYS, N. 1989. *Etude comparative sommaire des débits de crue des zones urbanisées et des bassins versants naturels en montagne*. CEMAGREF/PE, communication interne.
- MEUNIER, M. 1989. Essai de synthèse des connaissances en érosion et hydraulique torrentielle. *La Houille Blanche*, n°. 5, p.361-375.
- MEUNIER, M. 1992. *Elements d'hydraulique torrentielle*. CEMAGREF, série: Montagne, n°.1, 278p.
- MEYER-PETER, E. et MULLER, R. 1948. Formulas for bed load transport. In: ASSOCIATION INTERNATIONALE POUR TRAVAUX HYDRAULIQUES, 2., Stockolm, 1948. *Rapport*. Stockolm, p. 39-64.
- MEYER, L.D. et WISCHMEIER, H.W. 1969. Mathematical simulation of the process of soil erosion by water. *Trans.Am.Soc.Agric.Engrs*, 12(6) : 754-758.
- MIETTON, M. 1988. Dynamique de l'interface lithosphere-atmosphere au Burkina Faso: contribution geomorphologique à l'étude de l'érosion en zone tropicale de savane. Thèse de Doctorat d'Etat Es-Lettres et Sciences Humaines, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2v.
- MIZUYAMA, T. 1977. Bed load transport in steep channels. Thesis Doctor of Agriculture. Kyoto University, Japon apud MEUNIER, M. 1992. *Elements d'hydraulique torrentielle*. CEMAGREF, série: Montagne, n°.1, 278p.
- MUNOZ, R.H. et TUCCI, C.M. 1974. Modelo matematico do Arroio Chasqueiro. Relatorio Tecnico, Instituto de Pesquisas Hidraulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- MUSGRAVE, G.W. 1947. The quantitative evaluation of factors in water erosion - a first approximation. *Journal of Soil and Water Conservation*, 2(3):133-138. apud SHEN, H.W., ed. *Sedimentation*, Fort Collins, Colorado. Chap.25.
- MUTCHLER, C.K. et BROWIE, A.J. 1976. Effect of land use on sediment delivery ratios. Proc. of the third Fed. Inter-Agency Sedim. Conf., PB-245-100 apud KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.2.
- NAIK, B. 1983. *Mechanics of mudflow treated as the flow of a Bingham fluid*. Ph.D. Thesis, Washington State University, USA apud 68. RICKENMANN, D. 1990. *Bed load transport capacity of slurry flows at steep*

*slopes*. Zurich, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zurich, n°.103, 249p.

NAM. 1989. *Documentation and user's guide*. Danish Hydraulic Institut.

NIKURADSE, J. 1933. Stromungsgesetze in röhren Rohren. Forschg. Arb. Ing. Wesen. n°.361 apud SIMONS, D.B. et SENTURK, F. 1977. *Sediment Transport Technology*. Fort Collins, Colorado, Water Resources Publications. 515 p.

OLIVRY, J.C. et HOORELBECK, J. 1989. Erosion des terres noires de la vallée du Buech (Alpes du Sud). *Cahier ORSTOM - Pédologie*. v; XXV, n° 1-2, p.95-110.

ONSTAD, C.A. et FORSTER, G.R. 1975. Erosion modeling on a watershed. *Trans. Am. Soc. Agric. Engrs.*, **18**, p.288-292.

ONSTAD, C.A. et alli. 1976. Watershed erosion model validation for southwest Iowa. *Proc. of the third Fed. Inter-Agency Sedim. Conf.*, PB-245-100, Water Resources Council, Washington, DC. apud KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.2.

PIERSON, T.C. et COSTA, J.E. 1984. A rheological classification of subaerial sediment-water flows. Abstracts with programs, 97 th. Annual Meeting GSA, v.16, n°.6 apud LAN, Y. et Julien, P.Y. 1987. Research review on hyperconcentrated flows. Colorado State University, June 87, CER 86- 87PYJ-HY2.

QIAN, Y. et WANG, Z. 1984. A preliminary study in the mechanism of debris flows. *Acta Geographica Sinica*, v.39, n°.1 (in Chinese) apud LAN, Y. et Julien, P.Y. 1987. Research review on hyperconcentrated flows. Colorado State University, June 87, CER 86- 87PYJ-HY2.

RAMPON, A. 1987. *Sedimentation et barrages: érosion et transport - les dépôts dans les barrages*. CEMAGREF, Mémoire n° 18, 210 p., mai 87.

RAKOCZI, L. 1975. Effects of man on sedimentation and erosion in rural environments. *Hydrological Sciences Bulletin*, Reading, **20**(1):103-112, Mar.

RENFRO, G.W. 1972. Use of erosion equations and sediment delivery ratio for predicting sediment yield. Paper presented at the Sediment Yield Workshop, USDA Sed. Lab., Oxford, Mississippi. apud SHEN, H.W., ed. *Sedimentation*, Fort Collins, Colorado.

RENARD, et alli. 1974. Applicability of the universal soil loss equation to semiarid rangeland conditions in the southwest. *Hydrology and water resources in Arizona et Southwest*, American water resources association. apud KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.2.

RICKENMANN, D. 1990. *Bed load transport capacity of slurry flows at steep slopes*. Zurich, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zurich, n°.103, 249p.

RICKENMANN, D. 1991. Hyperconcentrated flow and sediment transport at steep slope. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, **117**(11):1419-1439, nov.91.

ROEHL, J.N. 1962. Sediment sources areas, delivery ratios and influencing morphological factors. Publication 58, IAHS, p.202-03. apud SHEN, H.W., ed. *Sedimentation*, Fort Collins, Colorado. Chap. .

ROOSE, E. 1977. Erosion et ruissellement en Afrique de l'Ouest - vingt années de mesures en petites parcelles expérimentales. *Travaux et Documents de l'ORSTOM*, n.78, 108 p.

SANCHEZ, J. 1972. Previsión de crecidas en el Río Cauca através de un modelo determinístico. Tese de mestrado, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

- SCHOKLITSCH, A. 1950. *Handbuch des wasserbaus*, 2., Auflage, Springer Verlag, Vienne apud SIMONS, D.B. e SENTURK, F. 1977. *Sediment Transport Technology*. Fort Collins, Colorado, Water Resources Publications 515 p.
- SEMPERE-TORRES, D. et alli. 1991. Quantification of soli detachment by raindrop impact: Performances of classical formulae of kinetic energy in mediterranean storms. In: ASSOCIATION INTERNATIONALE DE RECHERCHES HYDRAULIQUES. *Erosion and Sediment transport Monitoring Programs in river basins*. In press.
- SHIELDS, A. 1936. Anwendung der ahnlichkeitsmechanik und turbulenzforschung auf die geschiebebewegung *Mitteil. PREUSS. VERS ANST.* apud SIMONS, D.B. et SENTURK, F. 1977. *Sediment Transport Technology* Fort Collins, Colorado, Water Resources Publications. 515 p.
- SMITH, D.D. et WHITT, D.M. 1947. Estimating losses from field area of claypan soil. *Proc. Soil. Sci. Am.* 12 485-490 apud KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.2.
- SMITH, D.D. et WHITT, D.M. 1948. Evaluating soil losses from field areas. *Agricultural Engineering*. 29: 394 396 apud KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.2.
- SMART, G.M. et JAEGGI, M.R. 1983. *Sediment transport on steep slopes*. Zurich, Mitteilung der Versuchsanstalt fur Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH, n.64, 191 p.
- SMITH, D.D. et WISCHMEIER, W.H. 1957. Factors affecting sheet and rill erosion. *Trans. Amer. Geophys. Union* 38, p.889-96. apud KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.2.
- STEVENS, M.A. ; SIMONS, D.B. et LEWIS, G.L. 1976. Safety factors for riprap protection. *Journal of Hydraulic Division, ASCE*, 104 (8).
- TAKAHASHI, T. 1978. Mechanical characteristics of debris flows. *Journal of Hydraulics Division, Am. Soc. Civ. Eng.*, 104(8):1153-1169, aug.78.
- TAKAHASHI, T. 1981. Debris flow. *Ann. Rev. Fluid Mechanics*. 13:57-77 apud RICKENMANN, D. 1990. *Bed load transport capacity of slurry flows at steep slopes*. Zurich, Mitteilungen der Versuchsanstalt fur wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zurich, n°.103, 249p.
- TAKAHASHI, T. 1987. High velocity flow in steep erodible channels. *Proc. of 22nd. IAHR Congres.* Lausanne, Switzerland, Tech. Session A.
- TASK COMMITTEE FOR PREPARATION OF SEDIMENT MANUAL. 1970. Sediment sources and sediment yields. *Journal of the Hydraulics Division, New York, ASCE*, 96(6):1283-1329, june.
- THOMPSON, S.M. et CAMPBELL, P.L. 1979. Hydraulics of a large channel paved with boulders. *Journal of Hydraulic Research, IAHR*, 17(4):341-354
- TUCCI, C.M.; SANCHEZ, J. et LOPES, M.S. 1984. *Modelo matematico precipitação - vazão IPHII*. Recursos Hidricos. Publicação 3. Instituto de Pesquisas Hidraulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- TUCCI, C.M. 1986. Modelos matematicos em hidrologia e hidraulica. *Revista Brasileira de Engenharia*, v.3, jan.86.
- Van DOREN, C.A. et BARTELLI, L.J. 1956. A method of forecasting soil loss. *Agricultural Engineering*, 37 : 335-341 apud KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.2.

- WAN, Z. 1982. *Bed material movement in hyperconcentrated flow*. Ser. Paper 31, Institut Hydrodynamic, T. U. Denmark apud RICKENMANN, D. 1990. *Bed load transport capacity of slurry flows at steep slopes*. Zurich, Mitteilungen der Versuchsanstalt für wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zurich, n°.103, 249p.
- WARD, T.J. 1986. Discussion of "Sediment transport formula for steep channels" by Smart, G.M., *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 112(10).
- WALLING, D.E. 1983. The sediment delivery problem. In: RODRIGUEZ-ITURBE et GRUPTA. 1983. Scale problems in hydrology. *Journal of Hydrology*. 65:209-237.
- WERRITTY, A. 1992. Downstream fining in a gravel-bed river in Southern Poland : lithologic controls and the role of abrasion. In: Dynamics of Gravel-bed rivers. Edited by Billi; Hey; Thorne et Tacconi. 1992, John Wiley, Chap.16.
- WILLIAMS, J.R. 1971. Prediction of sediment yields from small watersheds. *Trans. Am. Soc. Agric. Engrs*, 14, 1157-1162.
- WILLIAMS, J.R. et BERNDT, H.D. 1972. Sediment yield computed with universal equation. *Journal of the Hydraulics Division*, New York, ASCE, 98(12):2087-2098, Dec.
- WILLIAMS, J.R. 1975. Sediment routing for agricultural watersheds. *Water Resources Bulletin*, Am. Water Resources Association, 11(5):965-974.
- WILLIAMS, G.P. 1989. Sediment concentration versus water discharge during single hydrologic events in rivers. *Journal of Hydrology*, Elsevier Sciences, 111: 89-106.
- WISCHMEIER, W.H. et SMITH, D.D. 1958. Rainfall energy and its relationship to soil loss. *Trans.Amer.Geophys.Union*, 39:285-91. apud KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.2.
- WISCHMEIER, W.H. 1959. A rainfall erosion index for a universal soil-loss equation. *Proc.Soil Sci. Soc. Am.*, 23:246-249. apud KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.2.
- WISCHMEIER, W.H. et SMITH, D.D. 1965. *Predicting rainfall-erosion losses from cropland east of the rocky mountains*, Agricultural Handbook n.282. U.S.Dep. of Agriculture apud KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.2.
- WISCHMEIER, W.H. et alli. 1971. A soil erodability nomograph for farmland and construction sites. *Journal of Soil and Water Conservation*, 26:189-193 apud SHEN, H.W., ed. *Sedimentation*, Fort Collins, Colorado. Chap. .
- WISCHMEIER, W.H. 1974. New developments in estimating water erosion. *Proceedings of the 29th Annual Meeting of the Soil Conservation Society of America*, SCSA, apud KIRKBY, M.J. et MORGAN, R.P.C., ed. *Soil Erosion*. New York, John Wiley. Chap.2.
- WISCHMEIER, W.H. et SMITH, D.D. 1978. *Predicting rainfall erosion*. United States Departement of Agriculture, Agriculture Handbook n.537.
- WHITTAKER, J. et JAEGGI, N.N.R. 1986. Blockschwellen, Mitt. n°.91 de Versuchsanstalt für wasserbau, Hydrologie und glaziologie, ETH Zurich apud RICKENMANN, D. 1990. *Bed load transport capacity of slurry flows at steep slopes*. Zurich, Mitteilungen der Versuchsanstalt für wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zurich, n°.103, 249p.

- WORTINGTON, . 1908. A study of splashes. *Proc.R.Soc.London*. Ser.A, 25, p.261-271 et 498-503. apud PREECE, C.M. 1979. *Treatise on materials science and technology*. Chap.2, v.16, Erosion, p.127-83.
- YALIN, M.S. 1963. An expression for bed-load transportation. *Journal of the Hydraulics Division*, New York ASCE, 89(3):221-50, may.
- YANO, K. et DADO, A. 1965. Fundamental study on mud-flow. Bulletin Disaster Prevention Research Institute Kyoto University, Japon, v.14, tome 2 apud RICKENMANN, D. 1990. *Bed load transport capacity of slurry flows at steep slopes*. Zurich, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie ETH Zurich, n°.103, 249p.
- YOUNG, R.A. et WIERSMA, J.L. 1973. The role of rainfall impact on soil detachment and transport. *Water Resources Research*, 9:1629-1636 .
- ZINGG, A.N. 1940. Degree and length of land slope as it affects soil loss in runoff. *Agricultural Engineering*, p 564 apud SHEN, H.W. ed. *Stochastic approaches to water resources*, Fort Collins, Colorado, Chap.21, 2v.

**Liste de Figures, Liste de Tableaux et Liste de Symboles**



## Liste des figures

- Figure 2.1. Processus typiques d'érosion et de sédimentation dans les bassins versants (ASCE-1970)
- Figure 2.2. Paramètres caractéristiques du "splash" d'une goutte.
- Figure 2.3. Nomographes pour la détermination du facteur d'érodabilité des sols (WISCHMEIER, 1975- apud KIRKBY, 1980)
- Figure 2.4. Facteur topographique de l'équation universelle de perte en sols (d'après KIRKBY, 1980).
- Figure 2.5. Effet de la surface de drainage des bassins versants sur la production d'érosion - Taux de restitution de sédiments (d'après Task Committee for Preparation of Sediment Manual, ASCE, 1970).
- Figure 2.6. Interactions possibles entre le détachement et le transport de sédiments.
- Figure 2.7. Profil de vitesses sur un fond rugueux (D'après ASHIDA et BAYAZIT, 1973).
- Figure 2.8. Courbe de FEI(1983) pour la classification des écoulements.
- Figure 2.9. Les domaines de l'hydraulique des écoulements chargés (d'après MEUNIER, 1992)
- Figure 2.10. Diagramme des facteurs de perte de charge selon NAIK (1983) (D'après Rickenmann, 1991)
- Figure 2.11. Diagramme de Shields (D'après BATHURST et al, 1984).
- Figure 2.12. Valeurs critiques du paramètre de Shields en fonction de la rugosité relative. (ASHIDA et BAYAZIT, 1973 - d'après Bayazit, 1983)
- Figure 2.13. Variation du facteur de Shields en fonction de la profondeur relative en canaux avec sédiments grossiers et pentes supérieures à 1%. (D'après BATHURST, 1983)
- Figure 2.14. Transport solide dans un torrent à fortes pentes. (D'après LEFRANC, 1990)
- Figure 2.15. Formules simplifiées donnant le débit solide à la capacité maximale de transport.
- Figure 2.16. Rapport entre le transport solide obtenu avec un mélange et le transport solide en eau claire en fonction du nombre de Reynolds du grain (D'après RICKENMANN, 1990).
- Figure 2.17. Rapport entre les débits solide et liquide par unité de largeur en fonction du facteur de densité ( $s-1$ ).
- Figure 3.1. Le site de Draix
- Figure 3.2. Carte géologique détaillée - Bassins du Laval et du Francon.
- Figure 3.3. Taux de couverture végétale (%) - Roubine et Laval.
- Figure 3.4. Composition d'un site de mesures.
- Figure 3.5. Localisation des stations pluvio et débitométriques.
- Figure 3.6. Exemple de mauvais enregistrement des données.
- Figure 3.7. Exemple de prélèvement.
- Figure 3.8. Pluie mensuelle aux postes pluviométriques Laval et Pompe.
- Figure 3.9. Pluie moyenne totale annuelle aux postes pluviométriques Laval et Pompe.
- Figure 3.10. Pluie limite à la Roubine
- Figure 3.11. Pluie limite au Laval.
- Figure 3.12. Exemples de courbes d'hystérésis mesurées à la Roubine et au Laval.
- Figure 3.13. Exemple de la correction de la courbe de tarage due à la présence de sédiments en suspension.
- Figure 3.14. Rapport entre les débits instantanés solide et liquide - Roubine et Laval.
- Figure 3.15. Rapport entre les heures où on observe le débit liquide de pointe et la concentration maximale - Roubine et Laval.
- Figure 3.16. Rapport entre le volume solide transporté par la crue et le volume liquide déversé - Roubine et Laval.
- Figure 3.17. Volume total en fonction du volume brut du mélange après la correction de la densité du fluide porteur - Roubine et Laval.
- Figure 3.18. Concentration volumique moyenne (%) en fonction du débit de pointe - Roubine et Laval.
- Figure 3.19. Concentrations instantanées (g/l) maximale et moyenne en fonction du volume liquide écoulé - Roubine et Laval.
- Figure 3.20. Concentrations instantanées maximale et moyenne (g/l) des crues en fonction du débit de pointe - Roubine et Laval.
- Figure 3.21. Volume solide transporté en suspension versus l'énergie cinétique de la pluie - Roubine.
- Figure 3.22. Volume solide transporté en suspension versus le débit de pointe de l'écoulement - Roubine (chaque point représente une des crues prélevées entre avril/85 et août/91).
- Figure 3.23. Rapport entre l'énergie cinétique de la pluie et le volume solide produit - Laval.
- Figure 3.24. Rapport entre le débit de pointe, le volume solide en suspension et le type de courbe d'hystérésis - Laval.
- Figure 4.1. Variation des paramètres du modèle ETC - Fonction de production linéaire et du Soil Conservation Service.

- Figure 4.2. Schéma du modèle IPH II
- Figure 4.3. Flux d'eau dans la couche supérieure du sol - modèle IPH II
- Figure 4.4. Variation des paramètres du modèle IPH II
- Figure 4.5. Schéma du modèle NAM
- Figure 4.6. Application du modèle NAM - épisode du 24/08/87
- Figure 4.7. Comparaison entre les résultats de calage des modèles hydrologiques en quelques épisodes du Laval
- Figure 4.8. Altération des roches du bassin versant du Laval (D'après COULMEAU, in CEMAGREF-1987)
- Figure 4.9. Méthodologie pour le traitement d'une suite de crues
- Figure 4.10. Volume transité de matières en suspension : (a) Roubine et (b) Laval (période de calage: 1985-1988)
- Figure 4.11. Concentrations instantanées mesurées en différentes crues en fonction du débit liquide instantané: (a) Roubine et (b) Laval.
- Figure 4.12. Fonction calée pour le volume déposé par une seule crue - Roubine
- Figure 4.13. Echantillon de départ : volume déposé en fonction de la hauteur de pluie tombée-Laval
- Figure 4.14. Variations du coefficient de détermination avec les itérations dans le calage de Vdep- Roubine et Laval
- Figure 4.15. Volume déposé : modèle à deux variables: (a) Roubine et (b) Laval (période de calage: 1985-1988)
- Figure 4.16. Volume déposé : modèle à trois variables: (a) Roubine et (b) Laval (période de calage: 1985-1988)
- Figure 4.17. Erosion totale : modèle à deux variables: (a) Roubine et (b) Laval (période de calage: 1985-1988)
- Figure 4.18. Erosion totale : modèle à trois variables: (a) Roubine et (b) Laval (période de calage: 1985-1988)
- Figure 4.19. Erosion totale : modèle type MUSLE: (a) Roubine et (b) Laval , période de calage: 1985-1988 (la ligne pointillée représente les résultats de l'application de la loi de Williams)
- Figure 4.20. Comparaison entre les caractéristiques mesurées au même temps à la Roubine et au Laval: (a) hauteurs totales de pluie (mm); (b) volume de matières en suspension (l); (c) volume déposé dans la plage de dépôts (l) et (d) érosion totale spécifique (kg)
- Figure 4.21. Validation des modèles calés : Roubine 89-90 (a) volume de matières en suspension; (b) volume déposé dans la plage de dépôts; (c) érosion totale à deux variables et (d) érosion totale à trois variables.
- Figure 4.22. Validation des modèles calés : Laval 89-90 (a) volume de matières en suspension; (b) volume déposé dans la plage de dépôts; (c) érosion totale à deux variables et (d) érosion totale à trois variables.
- Figure 4.23. Perte en terre et ablation verticale du sol en place - Roubine et Laval
- Figure 4.24. Volume annuel déposé en fonction de la pluie totale annuelle
- Figure 4.25. Erosion totale annuelle en fonction de la pluie totale annuelle
- Figure 4.26. Perte en terre annuelle (t/ha) estimée à partir des modèles événementiels en fonction de la pluie totale annuelle (mm) - Roubine et Laval
- Figure 4.27. Erosion totale annuelle estimée par les modèles événementiels comparée avec celle mesurée - Roubine et Laval (1985-90)
- 
- Figure 5.1. Synthèse d'élaboration du modèle hydro-sédimentologique du Laval.
- Figure 5.2. Architecture admissible par le système de calcul ETC pour la schématisation d'un bassin versant.
- Figure 5.3. Différentes phases de la schématisation du bassin versant du Laval: (a) configuration sur le terrain; (b) configuration intermédiaire; (c) configuration finale.
- Figure 5.4. Le bassin versant du Laval.
- Figure 5.5. Profil au long du Laval avec la localisation des sections transversales.
- Figure 5.6. Courbes granulométriques des sédiments déposés sur le lit du Laval en différents biefs.
- Figure 5.7. Production d'érosion annuelle cumulée mesurée au Laval comparée avec celle estimée par la loi de la Roubine modifiée pour considérer les caractéristiques de chaque sous-bassin.
- Figure 5.8. Schématisation du talweg pour la détermination analytique du taux de dégradation du charriage.
- Figure 5.9. Schéma du découpage du bassin versant.
- Figure 5.10. Interaction entre les débits liquide et solide transitant dans un bief.
- Figure 5.11. Bilan des sédiments par bief.
- Figure 5.12. Représentation graphique des erreurs relatives dans la simulation des trois crues.
- Figure 5.13. Comparaison entre les volumes cumulés de sédiments sortant du dernier bief du Laval calculés par le modèle et mesurés.
- Figure 5.14. Débit solide produit par les différentes formules de transport solide en chaque bief en fonction du débit liquide considérant que le fluide porteur est l'eau claire (a) bief 1, pente=6%; (b) bief 2, pente=4%; (c) bief 3, pente=4.5%.
- Figure 5.15. Rapport entre le volume solide sortant du dernier bief (m<sup>3</sup>) et le débit de pointe (l/s) calculé par ETC pour les épisodes de la période entre avril/91 et octobre/91.
- Figure 5.16. Comparaison entre les volumes transité en suspension mesuré et estimé dans la période du 12/04 à 10/10/91.
- Figure 5.17. Evolution du stock de sédiments dans les biefs pour la période du 12/04 à 10/10/91.

## Liste des tableaux

- Tableau 1.1. Quelques taux annuels d'érosion déterminés par le Soil Conservation Service des Etats Unis en 1982. (D'après GRIL et DUVOUX,1991).
- Tableau 1.2. Coût approximatif des dégâts causés par la sédimentation-Etats Unis. (BROWN,1948).
- Tableau 2.1. Quelques équations de perte en sols (d'après LI, SHEN et SIMONS,1987).
- Tableau 2.2. Facteurs des pratiques agricoles de l'équation universelle de pertes en sols en fonction des pratiques anti-érosives (d'après KIRKBY, 1980).
- Tableau 2.3. Estimation du taux de restitution de sédiments  
(Source USSCS, 1971- D'après KIRKBY,1980)
- Tableau 2.4. Quelques lois de production d'érosion et leurs caractéristiques de calage.
- Tableau 2.5. Quelques modèles de production d'érosion.
- Tableau 2.6. Diverses classifications des écoulements selon de la concentration des particules (selon BRADLEY, 1987 in RICKENMANN,1990).
- Tableau 2.7. Caractéristiques des écoulements très chargés selon QIAN et WANG (1984).
- Tableau 2.8. Caractéristiques des écoulements très chargés selon DAVIES(1988).
- Tableau 2.9. Concentration critiques de transition entre les écoulements peu et très chargés selon différents chercheurs.
- Tableau 2.10. Quelques corrections pour la contrainte critiques de cisaillement de Shields appliquée à fortes pentes.
- Tableau 2.11. Quelques équations de transport par charriage en fortes pentes ( $I > 1\%$ ).
- Tableau 3.1. Taux de couverture végétale (%) à Draix.
- Tableau 3.2. Caractéristiques des bassins versants étudiés.
- Tableau 3.3. Caractéristiques des stations de mesures de la Roubine et du Laval.
- Tableau 3.4. Catalogue des événements - résultats globaux.
- Tableau 3.5. Précipitation totale mensuelle et pluie journalière maximale-poste pluviographe du Laval.
- Tableau 3.6. Précipitation totale mensuelle et pluie journalière maximale- oste pluviographe de Pompe.
- Tableau 3.7. Synthèse des hauteurs totales de pluie tombées et écoulées - Roubine et Laval.
- Tableau 3.8. Apport annuel de sédiments à la plage de dépôts - Roubine et Laval.
- Tableau 3.9. Concentrations volumiques de l'écoulement avant la plage de dépôts - Roubine et Laval.
- Tableau 3.10. Synthèse des prélèvements pour la mesure de la teneur de matières en suspension à la Roubine.
- Tableau 3.11. Synthèse des prélèvements pour la mesure de la teneur de matières en suspension à la Laval.
- Tableau 4.1. Caractéristiques des modèles hydrologiques adoptés.
- Tableau 4.2. Paramètres de calage - modèle ETC.
- Tableau 4.3. Mesure de la qualité des calages - modèle ETC.
- Tableau 4.4. Paramètres de calage du modèle IPH II.
- Tableau 4.5. Mesure de la qualité des calages - modèle IPH II.
- Tableau 4.6. Paramètres de calage - modèle NAM.
- Tableau 4.7. Mesure de la qualité des calages - modèle NAM.
- Tableau 4.8. Comparaison entre les modèles hydrologiques.
- Tableau 4.9. Porosité et taux de calcaire des principales formations rocheuses à Draix.
- Tableau 4.10. Taille des échantillons choisis pour le calage des modèles de production d'érosion-Roubine et Laval.
- Tableau 4.11. Coefficients de corrélation (R) entre Vmes et les autres paramètres.
- Tableau 4.12. Régressions faites pour expliquer Vmes.
- Tableau 4.13. Coefficients de corrélation (R) pour le volume déposé par une seule crue- Roubine.
- Tableau 4.14. Tentatives pour le calage du volume déposé - Roubine et Laval.
- Tableau 4.15. Coefficients de corrélation entre les variables et l'érosion totale - Roubine et Laval.
- Tableau 4.16. Variables explicatives suggérées par la méthode Stepwise - Roubine et Laval.
- Tableau 4.17. Coefficients de détermination ( $R^2$ ) des différents modèles créés à deux variables -Roubine et Laval.
- Tableau 4.18. Synthèse des différents modèles calés sur la Roubine et le Laval.
- Tableau 4.19. Taille de l'échantillon de validation des modèles de production d'érosion.
- Tableau 4.20. Coefficients de corrélation (R) obtenus dans la validation des modèles.
- Tableau 4.21. Coefficients de détermination ( $R^2$ ) obtenus dans le calage et la validation des modèles.
- Tableau 4.22. Rapport entre les quantités des sédiments déposés et transités et l'érosion totale - Roubine et Laval.
- Tableau 4.23. Perte en terre annuelle à la Roubine et au Laval.
- Tableau 4.24. Calcul de l'érosion totale annuelle par la première méthode - Roubine et Laval.

Tableau 4.25. Calcul de l'érosion totale annuelle par le deuxième méthode - Roubine et Laval.

Tableau 4.26. Erosion totale annuelle (t/ha/an) déterminée à partir des résultats des modèles événementiels - Roubine et Laval.

Tableau 5.1. Caractéristiques géométriques des ravines identifiées dans le bassin versant du Laval.

Tableau 5.2. Surface (m<sup>2</sup>) érodable des ravines du Laval.

Tableau 5.3. Caractéristiques géométriques des biefs du Laval mesurées sur le terrain.

Tableau 5.4. Caractéristiques géométriques des sous-bassins et biefs du Laval dans la configuration finale pour la modélisation.

Tableau 5.5. Facteur de proportionnalité entre la production d'érosion (kg) de chaque sous-bassin du Laval et l'unité élémentaire.

Tableau 5.6. Production d'érosion annuelle mesurée au Laval comparée avec celle estimée par la loi de la Roubine modifiée pour tenir compte des caractéristiques géométriques de chaque sous-bassin.

Tableau 5.7. Facteur de proportionnalité entre la production d'érosion de chaque ravine du Laval et l'unité élémentaire corrigé par le rapport moyen entre les production annuelles estimée et mesurée.

Tableau 5.8. Production d'érosion du Laval estimée en fonction d'une production spécifique identique à celle déterminée pour la Roubine.

Tableau 5.9. Production d'érosion du Laval estimée par la loi de la Roubine modifiée pour tenir compte de la différence d'érodabilité de chaque sous-bassin.

Tableau 5.10. Rapport de transformation du charriage en suspension - Laval comme une seule entité.

Tableau 5.11. Apports solides annuels (kg) des sous bassins du Laval calculés à partir de la production annuelle de la Roubine corrigée pour tenir compte des différentes érodabilités.

Tableau 5.12. Taux d'ablation des épisodes pluvieux adoptés dans la simulation du débit solide du Laval.

Tableau 5.13. Volume (m<sup>3</sup>) en charriage et en dépôts dans les biefs du Laval selon les différentes formules de capacité de transport - épisode du 24/08/87

Tableau 5.14. Volume (m<sup>3</sup>) en charriage et en dépôts dans les biefs du Laval selon les différentes formules de capacité de transport - épisode du 20/08/88

Tableau 5.15. Volume (m<sup>3</sup>) en charriage et en dépôts dans les biefs du Laval selon les différentes formules de capacité de transport - épisode du 18/10/88

Tableau 5.16. Bilan des sédiments en chaque bief après l'application du taux de dégradation du charriage en suspension selon les différentes fonctions de transport solide.

Tableau 5.17. Erreurs relatives ( $e_m$ ) moyennes et écart type (s) des formules de transport solide dans l'estimation du volume de sédiments transporté par charriage au Laval.

Tableau 5.18. Erreurs relatives ( $e_m$ ) moyennes et écart type (s) des formules de transport solide dans l'estimation du volume de sédiments transporté par suspension au Laval.

Tableau 5.19. Erreurs relatives ( $e_m$ ) moyennes et écart type (s) des formules de transport solide dans l'estimation du volume total de sédiments transporté au Laval.

Tableau 5.20. Erreurs relatives ( $e_m$ ) moyennes et écart type (s) des formules de transport solide dans l'estimation du volume de dépôts au Laval.

Tableau 5.21. Caractéristiques des épisodes pluvieux de la période de validation du modèle hydro-sédimentologique et paramètres de simulation.

Tableau 5.22. Volumes stockés dans les biefs du Laval le 12/04/91 et le 11/10/91 ( le signe \* indique il n'y a pas eu changement notable des stocks).

Tableau 5.23. Comparaison entre les volumes cumulés (m<sup>3</sup>) mesuré dans la plage de dépôts et estimés par le modèle dans la période de validation.

Tableau 5.24. Débits critiques de début d'entraînement (m<sup>3</sup>/s) en chacun des biefs du Laval, selon les définitions de Rickenmann, Smart et Jaeggi et Sogreah

Tableau 5.25. Erreurs relatives commises dans l'estimation des volumes cumulés en charriage, suspension, total et en dépôts jusqu'au épisode du 28/09/91.

## Liste des Symboles

A	- perte en sol moyenne par unité de surface (USLE)	(t/ha/an)
A <sub>ev</sub>	- perte en sols annuelle estimé par l'emploi des modèles événementiels	(t/ha/an)
B	- taux de bifurcation	
b	- angle moyen du "splash"	
C	- facteur de couverture végétale	
C <sub>max</sub>	- concentration instantanée maximale mesurée	(g/l)
C <sub>mes</sub>	- concentration de matières en suspension mesurée (V <sub>sol</sub> /V <sub>liq</sub> )	
C <sub>moy</sub>	- concentration moyenne mesurée	(g/l)
CMT	- capacité maximale de transport par charriage	
CP	- facteur de couverture végétale et de pratiques culturales (USLE)	
C <sub>v</sub>	- concentration volumique de la phase solide dans le mélange (C <sub>v</sub> = V <sub>sol</sub> /(V <sub>sol</sub> +V <sub>liq</sub> ))	
DH	- dénivelé	(m)
D	- détachement total	
DF	- détachement des sols par le ruissellement	
DP	- détachement des sols par la pluie	
D <sub>30...D<sub>90</sub></sub>	- diamètre pour lequel 30%.....90% des sédiments ont un diamètre supérieur (mm)	
D <sub>m</sub>	- diamètre moyen du sédiment	(mm)
DR	- taux de restitution de sédiments	
d	- durée de la pluie	(h)
dh <sub>j</sub>	- hauteur de pluie tombée dans l'incrément de temps j	(mm)
d <sub>m</sub>	- densité du mélange	
d <sub>s</sub>	- densité des sédiments	
dv/dy	- taux de déformation d'un fluide	
E	- énergie cinétique totale de la pluie	(J/m <sup>2</sup> )
ED	- volume en dépôt (+) ou en érosion (-) dans les biefs	(m <sup>3</sup> /s)
E <sub>v<sub>an</sub></sub>	- perte en sol annuelle estimée par l'emploi des modèles événementiels	(t/ha/an)
e	- fonction exponentielle	
e <sub>j</sub> et e <sub>j00</sub>	- énergie cinétique de la pluie	(J/m <sup>2</sup> )
e <sub>j05...e<sub>j15</sub></sub>	- énergie cinétique de la pluie avec un seuil de 5...15 mm/h	(J/m <sup>2</sup> )
F	- infiltration potentielle	(mm)
FD	- traînée	(N)
FL	- portance	(N)
FP	- facteur de proportionnalité pour la détermination du taux d'ablation des sous bassins	
f	- facteur de perte de charge	
g	- pesanteur	(m/s <sup>2</sup> )
G	- percolation	
H	- hauteur moyenne du "splash"	
He	- nombre adimensionnel de Hedstroem	
He <sub>uma</sub>	- heure où on observe la concentration maximale dans les hydrogrammes	(h)
He <sub>uqmax</sub>	- heure où on observe le débit de pointe dans les hydrogrammes	(h)
h	- profondeur moyenne de l'écoulement	(m)
h <sub>c</sub>	- profondeur de l'écoulement corrigée par la densité du mélange	(m)
h <sub>cr</sub>	- hauteur critique de l'écoulement	(m)
h <sub>ecou</sub>	- lame écoulée	(mm)
h <sub>f</sub>	- hauteur de l'écoulement avec l'eau claire	(mm)
h <sub>m</sub>	- hauteur de l'écoulement d'un mélange (eau+sédiments)	(mm)
h <sub>tot</sub>	- hauteur totale de pluie tombée	(mm)
h <sub>tot03...h<sub>tot15</sub></sub>	- hauteur de pluie tombée avec un seuil de 3...5 mm/h	(mm)
I	- pente des versants	( - )
I <sub>b</sub>	- taux d'infiltration résiduelle	(mm/h)
I <sub>c</sub>	- pente critique des versants	

$I_j$	- intensité de la pluie dans l'incrément de temps $j$	(mm/h)
$IP$	- infiltration potentielle	(mm)
$I_0$	- taux maximale d'infiltration	(mm/h)
$i_{30}$	- intensité maximale de la pluie en 30 minutes	(mm/h)
$i_{01}$	- intensité maximale de la pluie en 1 minute	(mm/h)
$i_{03}, \dots, i_{60}$	- intensité maximale de la pluie avec un seuil de 3...60 mm/h	(mm/h)
$j$	- incrément de la pluie	
$K$	- facteur d'érodabilité du sol (USLE)	
$K_{sub}$	- coefficient de propagation de l'écoulement souterrain	
$K_{sup}$	- coefficient de propagation de l'écoulement de surface	
$k'$	- coefficient de dégradation du charriage en suspension	
$k_r$	- rugosité équivalente des formes de fond	
$k_s$	- rugosité équivalente des grains	
$L$	- longueur du talweg	(m)
$L_c$	- longueur critique des versants	
$LS$	- facteur topographique (USLE)	
$Lu$	- facteur de longueur des versants (USLE)	
$P$	- facteur de pratiques de conservation du terrain (USLE)	
$P(t)$	- pluie brute dans l'instant $t$	(mm)
$P_{an}$	- pluie moyenne totale annuelle	(mm)
$P_{ef}$	- pluie effective après l'application du histogramme temps-surface (IPH II)	
$P_{lim}$	- pluie limite	(mm)
$P_n(t)$	- pluie nette dans l'instant $t$	(mm)
$P_u$	- pluie utile	(mm)
$P_{30}$	- pluie maximale avec 30 minutes de durée	(mm)
$Poid_{tot}$	- poids d'érosion totale	(kg)
$(Poids)_{SB}$	- production d'érosion en poids d'un sous bassin	(kg)
$(Poids)_R$	- production d'érosion en poids de la Roubine	(kg)
$Q$	- débit liquide	(l/s)
$Q_B$	- débit solide total (charriage + suspension)	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{BCH}$	- débit solide en charriage à la sortie du bief	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{BSU}$	- débit solide en suspension à la sortie du bief	
$Q_{cr}$	- débit critique d'entraînement	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{max}$	- débit de pointe	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_v$	- apport solide des versants	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{vch}$	- apport solide des versants en charriage	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{vsu}$	- apport solide des versants en suspension	(m <sup>3</sup> /s)
$q$	- débit liquide par unité de largeur	(m <sup>3</sup> /s/m)
$q_B$	- débit solide par unité de largeur	
$q_{cp}$	- débit liquide critique de dépavage par unité de largeur	(m <sup>3</sup> /s/m)
$q_{cr}$	- débit unitaire critique	(m <sup>3</sup> /s/m)
$q_{max}$	- débit de pointe par unité de largeur	(mm/h)
$R$	- facteur d'érosivité de la pluie (USLE)	
$Re$	- nombre de Reynolds	( - )
$Re_*$	- nombre de Reynolds de la particule	( - )
$Re_B$	- nombre de Reynolds de Bingham	( - )
$RH$	- rayon hydraulique	(m)
$RI$	- interception et rétention initiales	(mm)
$R_{max}$	- capacité maximale de stockage du réservoir de pertes	(mm)
$r$	- rayon moyen du "splash"	
$S$	- surface du bassin versant	(ha)

SE	- surface érodable (ou dénudée) des sous bassins	(ha)
ST	- stockage d'eau dans le réservoir hypodermique	(mm/h)
Su	- facteur de pente (USLE)	
SY	- production de sédiments annuelle mesurée à l'exutoire du bassin	(t/ha)
s	- densité apparente du sédiment	
TA	- taux d'ablation	(m <sup>3</sup> /ha)
Tc	- temps de concentration	(min)
Tj	- durée de l'incrément j	
TP	- percolation dans la couche supérieure du sol	(mm/h)
T	- capacité totale de transport (pluie + ruissellement)	
TF	- transport des sols par le ruissellement	
TP	- transport des sols par la pluie	
t	- temps de récurrence de la pluie	(ans)
ts	- temps sec entre deux épisodes pluvieux	(jours)
u*	- vitesse de cisaillement	(m/s)
v	- vitesse de l'écoulement	(m/s)
Vbru	- volume total avant la correction due à la densité du mélange	(m <sup>3</sup> )
Vch	- volume de sédiments transporté par charriage	
V <sub>dep</sub>	- volume déposé dans la plage de dépôts	(m <sup>3</sup> )
V <sub>depl</sub>	- volume solide déposé par une seule crue	
V <sub>deps</sub>	- volume solide déposé correspondent à une suite de crues	(m <sup>3</sup> )
V <sub>depi</sub>	- volume solide déposé par les épisodes qui constituent l'échantillon de départ	
VE	- volume global d'érosion pendant un épisode pluvieux	(m <sup>3</sup> )
Vliq	- volume liquide après la correction due à la densité du mélange	(m <sup>3</sup> )
V <sub>mes</sub>	- volume de matières en suspension	(m <sup>3</sup> )
Vsol	- Volume solide total (V <sub>dep</sub> +V <sub>mes</sub> )	(m <sup>3</sup> )
Vtot	- Volume total en écoulement (Vliq+Vsol)	
W	- facteur hydrologique de ONSTAD (1976)	
X	- longueur des versants (USLE)	(m)
x <sub>j</sub>	- distance entre le sommet des versants et la partie finale du j-ème segment	(m)
Y	- production de sédiments d'une averse mesurée à l'exutoire du bassin	(t/ha)

α	- rapport entre le débit solide en charriage et le débit solide total	
β	- angle du talweg	
γ	- poids spécifique du fluide	(kg/m.s)
γ <sub>s</sub>	- poids spécifique du sédiment	(kg/m.s)
η <sub>B</sub>	- viscosité de Bingham	
η <sub>A</sub>	- viscosité apparente	
φ	- angle de frottement interne de la particule	
μ <sub>a</sub>	- viscosité apparente du mélange	(N.s/m <sup>2</sup> )
μ <sub>o</sub>	- viscosité apparente du fluide porteur	(N.s/m <sup>2</sup> )
μ	- viscosité dynamique du fluide	(N.s/m <sup>2</sup> )
ν	- viscosité cinématique du fluide	(m <sup>2</sup> /s)
ρ	- masse spécifique du fluide	(kg/m <sup>3</sup> )
ρ <sub>s</sub>	- masse spécifique des sédiments secs	(kg/m <sup>3</sup> )
σ	- masse spécifique du sédiment	(kg/m <sup>3</sup> )
λ	- partie du volume de sédiments en mouvement qui continue à être du charriage (qui ne se dégrade pas à la sortie d'un bief)	
χ	- constante de Von Karman	
τ	- contrainte de cisaillement	(N/m <sup>2</sup> )
τ <sub>B</sub>	- contrainte critique de Bagnold	(N/m <sup>2</sup> )
τ <sub>CR</sub>	- contrainte critique de cisaillement	(N/m <sup>2</sup> )
Ω	- poids sous l'eau de la particule	

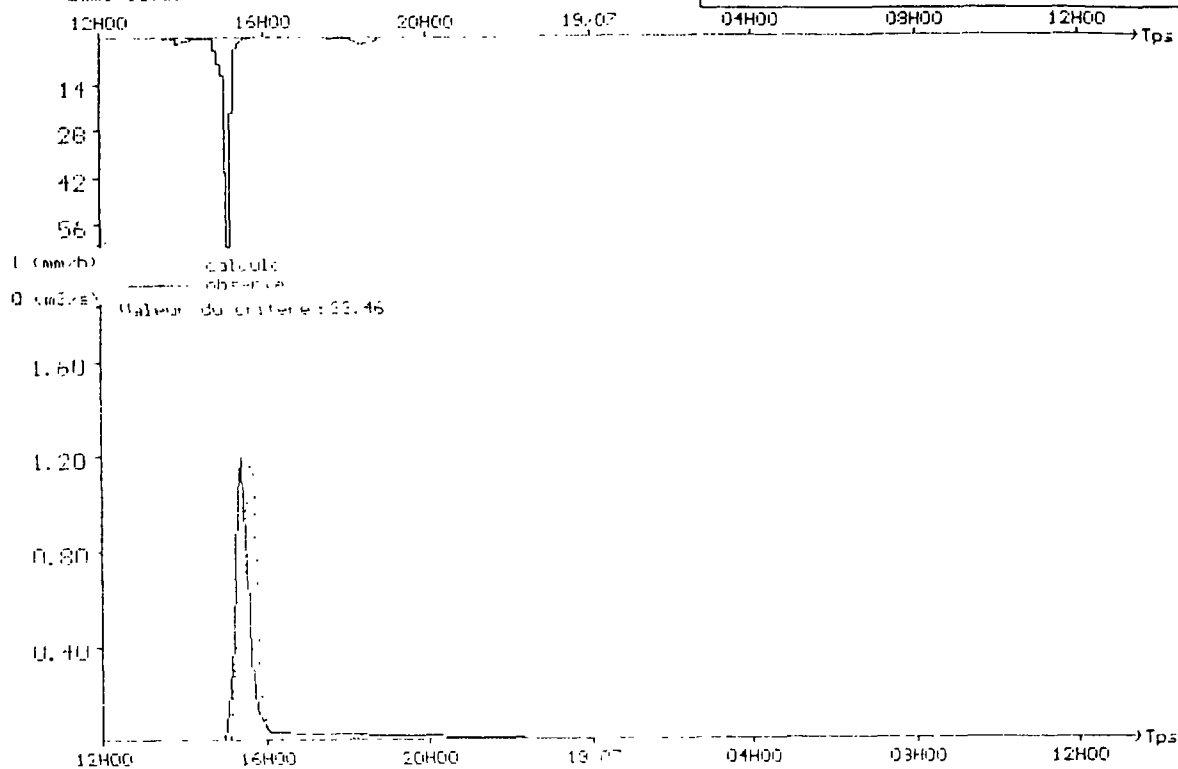
$\Delta H$	- dénivellation du bassin versant	(m)
$\Phi_B$	- paramètre adimensionnel de transport solide	( - )
$\Theta$	- paramètre adimensionnel de cisaillement	( - )
$\Theta_{CR}$	- contrainte de cisaillement critique adimensionnelle	( - )
$\Theta_{CS}$	- contrainte de cisaillement critique adimensionnelle à fortes pentes	( - )
$\Theta_m$	- paramètre adimensionnel de cisaillement calculé avec les grandeurs relatives à la profondeur du mélange	( - )



**ANNEXE - Hidrogrammes de calage**

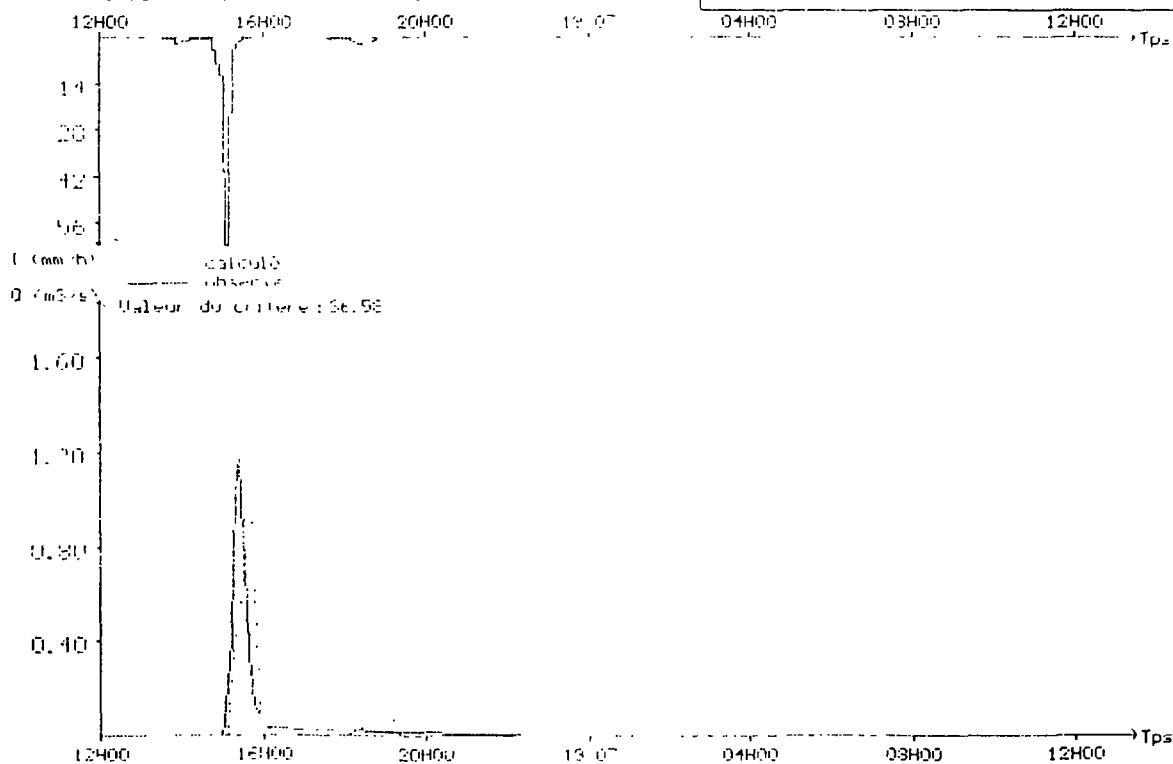
Pas de calcul : 5 minutes  
 Pluie totale : 14.40 mm  
 lame écoulée calculée : 2151 m<sup>3</sup> à 2.41 mm  
 Intensité maximale : 63.00 mm/h à 15H06 le 18/07  
 Débit maximum calculé : 1.20 m<sup>3</sup>/s à 15H38 le 18/07  
 Débit maximum observé : 1.20 m<sup>3</sup>/s à 15H22 le 18/07  
 Lame écoulée observée : 2151 m<sup>3</sup> à 2.50 mm

Bief BF3 Crue du 18/07/86  
 Fonction linéaire  
 coef=0.35  
 seuil=2.5



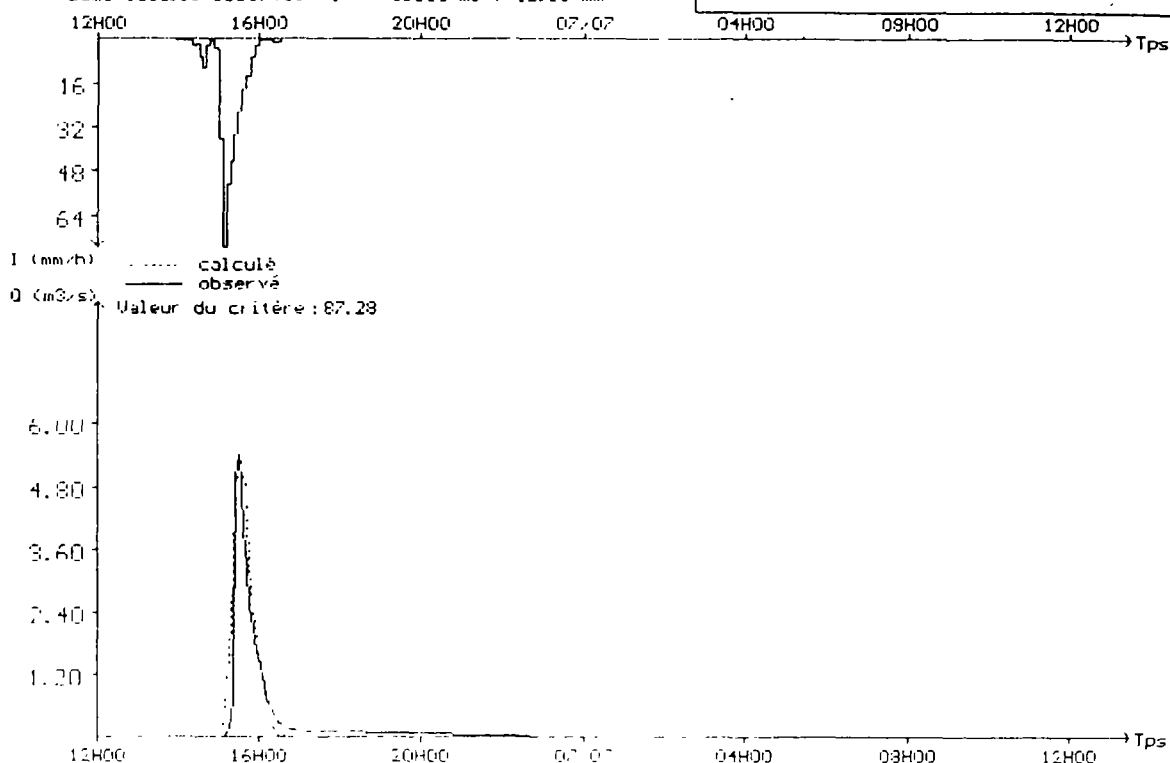
Pas de calcul : 5 minutes  
 Pluie totale : 14.40 mm  
 lame écoulée calculée : 2151 m<sup>3</sup> à 2.41 mm  
 Intensité maximale : 63.00 mm/h à 15H06 le 18/07  
 Débit maximum calculé : 1.13 m<sup>3</sup>/s à 15H38 le 18/07  
 Débit maximum observé : 1.20 m<sup>3</sup>/s à 15H22 le 18/07  
 Lame écoulée observée : 2151 m<sup>3</sup> à 2.50 mm

Bief BF3 Crue du 18/07/86  
 Soil Conservation  
 coefficient=28  
 seuil=5



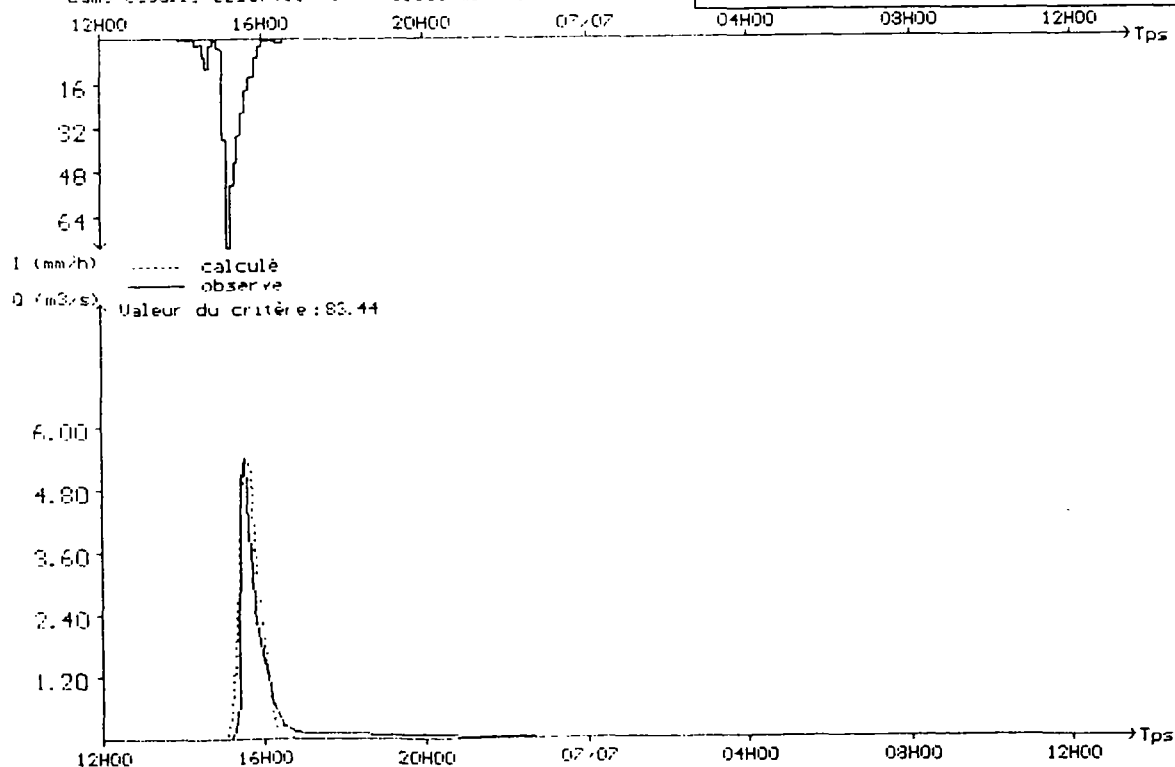
Pas de calcul : 5 minutes  
 Pluie totale : 28.90 mm  
 Lamé écoulee calculée : 10797 m3 ( 12.55 mm)  
 Intensité maximale : 75.60 mm/h à 15H12 le 06/07  
 Débit maximum calculé : 5.36 m3/s à 15H32 le 06/07  
 Débit maximum observé : 5.42 m3/s à 15H32 le 06/07  
 Lamé écoulee observée : 11055 m3 ( 12.85 mm)

Bief BF3 Crue du 06/07/87  
 Production linéaire  
 coeff=0.45  
 seuil=2 mm



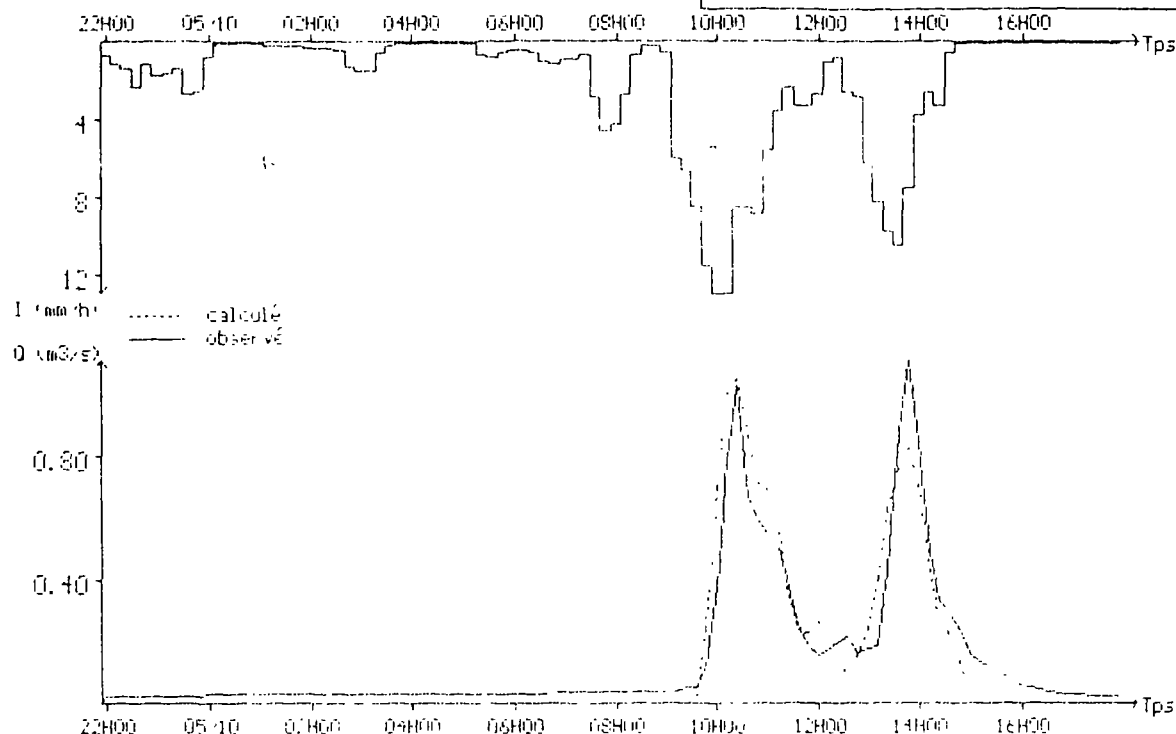
Pas de calcul : 5 minutes  
 Pluie totale : 28.90 mm  
 Lamé écoulee calculée : 11334 m3 ( 13.18 mm)  
 Intensité maximale : 75.60 mm/h à 15H12 le 06/07  
 Débit maximum calculé : 5.43 m3/s à 15H32 le 06/07  
 Débit maximum observé : 5.42 m3/s à 15H32 le 06/07  
 Lamé écoulee observée : 11055 m3 ( 12.85 mm)

Bief BF3 Crue du 06/07/87  
 Soil Conservation  
 infilt=25  
 interc=4



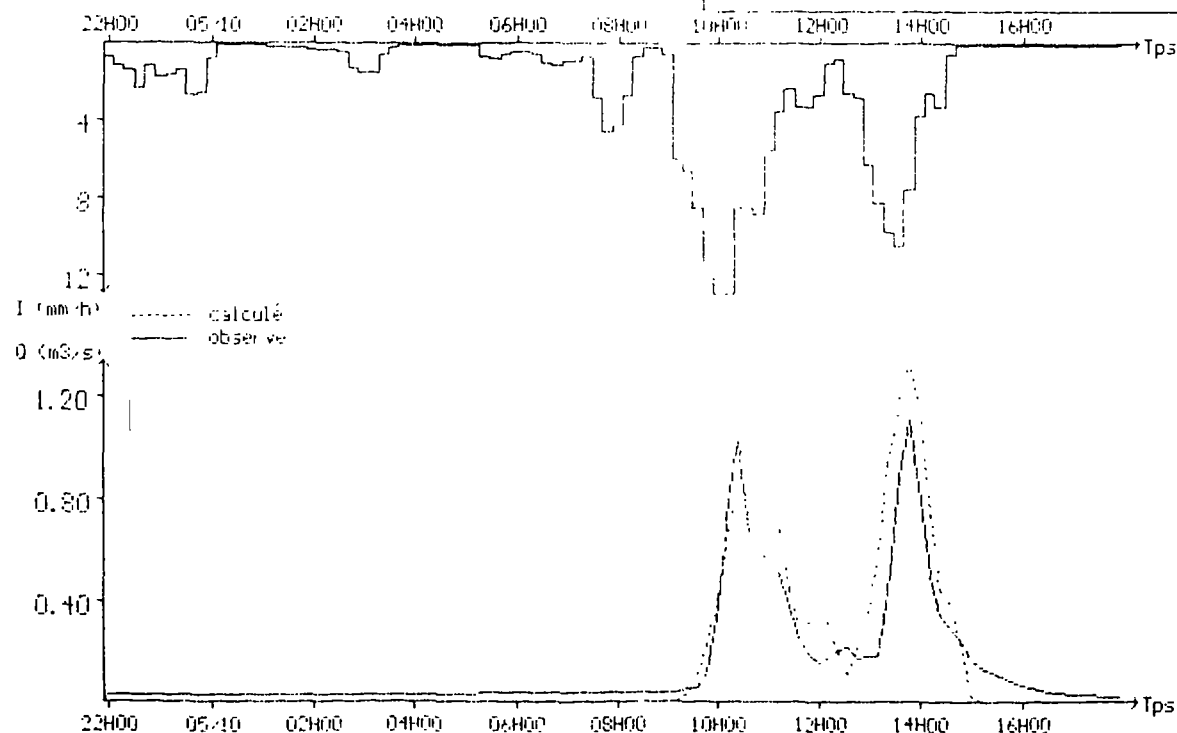
Pas de calcul : 12 minutes  
 Pluie totale : 42.40 mm  
 Lane écoulee calculée : 8849 m<sup>3</sup> ( 10.29 mm)  
 Intensité maximale : 13.00 mm/h à 09H58 le 05/10  
 Débit maximum calculé : 1.06 m<sup>3</sup>/s à 10H22 le 05/10  
 Débit maximum observé : 1.11 m<sup>3</sup>/s à 13H46 le 05/10  
 Lane écoulee observée : 10403 m<sup>3</sup> ( 12.10 mm)

Biet EF3  
 bassin du Laval : crue du 04/10/87  
 fonction de production : **production**  
 seuil ruissellement = 13 mm  
 coefficient d'écoulement = 0.35



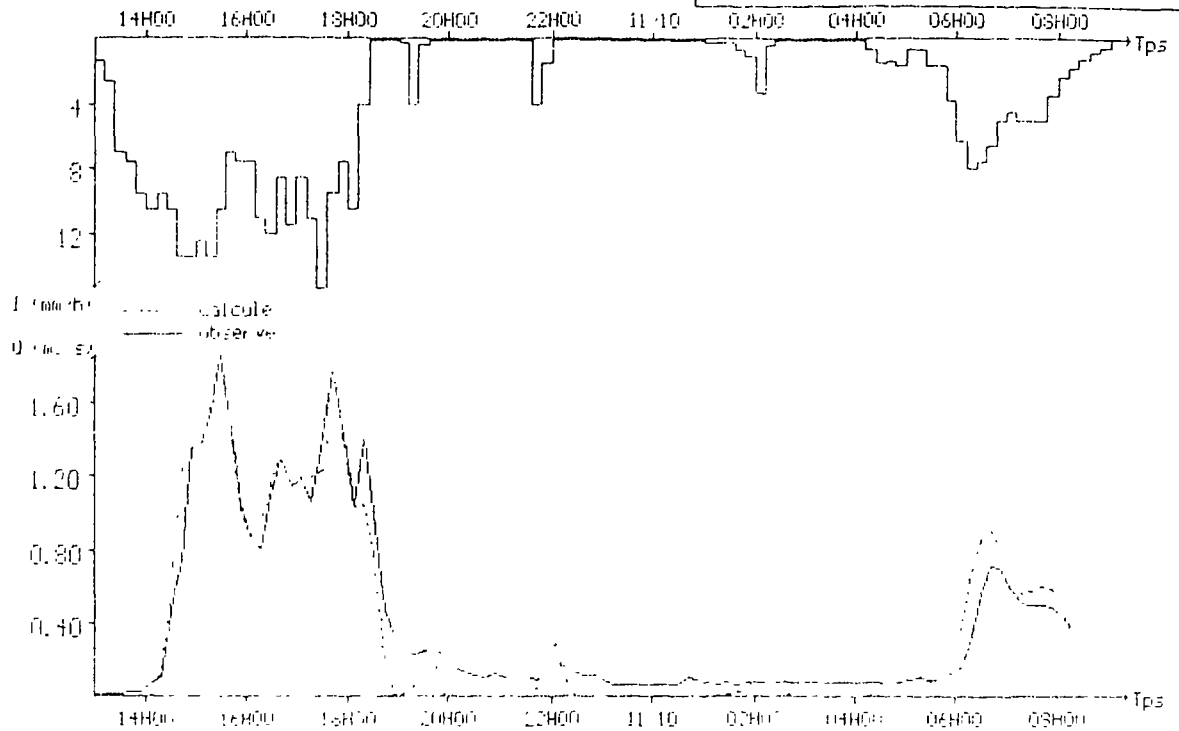
Pas de calcul : 12 minutes  
 Pluie totale : 42.40 mm  
 Lane écoulee calculée : 10051 m<sup>3</sup> ( 12.62 mm)  
 Intensité maximale : 13.00 mm/h à 09H58 le 05/10  
 Débit maximum calculé : 1.53 m<sup>3</sup>/s à 13H46 le 05/10  
 Débit maximum observé : 1.11 m<sup>3</sup>/s à 13H46 le 05/10  
 Lane écoulee observée : 10403 m<sup>3</sup> ( 12.10 mm)

Biet EF3  
 fonction de : **Soil Conservation Service**  
 Intensité maximale d'infiltration = 55 mm/h  
 interception = 9 mm



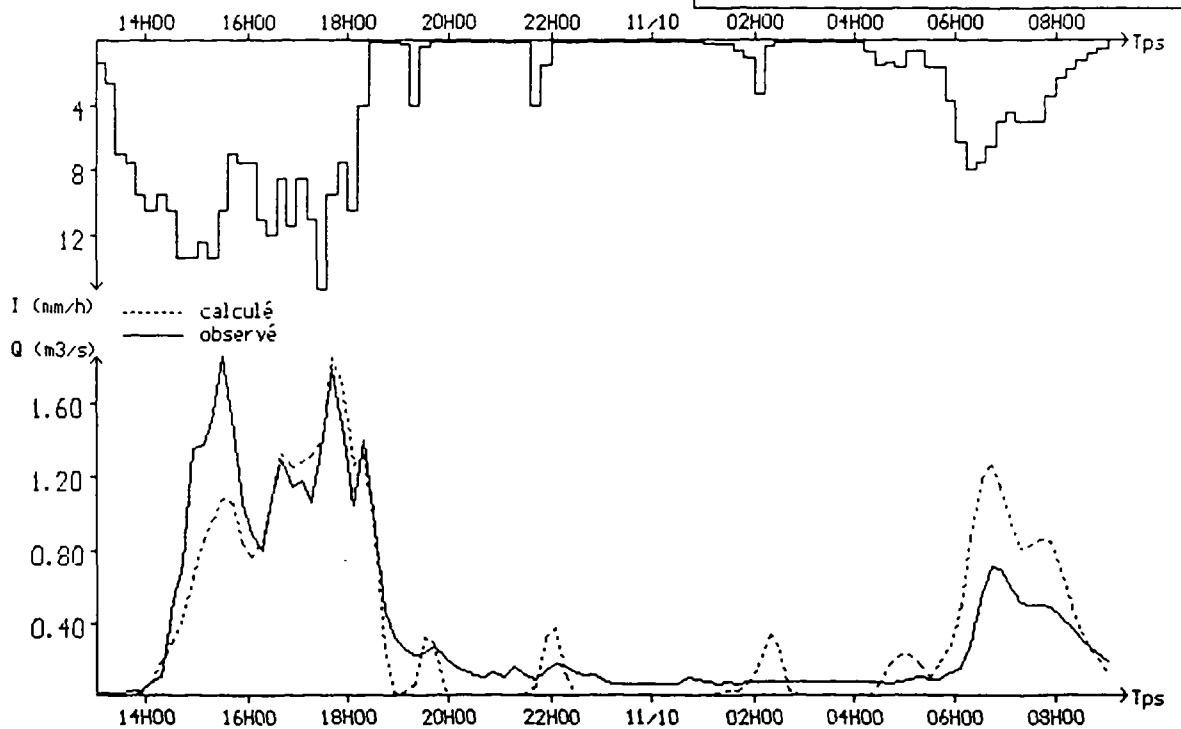
Pas de calcul : 12 minutes  
 Pluie totale : 69.23 mm  
 Lane écoulee calculée : 26475 m<sup>3</sup> ( 30.79 mm)  
 Intensité maximale : 15.50 mm/h à 17H30 le 10/10  
 Débit maximum calculé : 1.60 m<sup>3</sup>/s à 15H05 le 10/10  
 Débit maximum observé : 1.85 m<sup>3</sup>/s à 15H30 le 10/10  
 Lane écoulee observée : 28219 m<sup>3</sup> ( 32.81 mm)

Bief BF3  
 bassin du Laval  
 fonction de ~~proportionnalité~~  
 seuil ruissellement = 7.5 mm  
 coefficient d'écoulement = .5



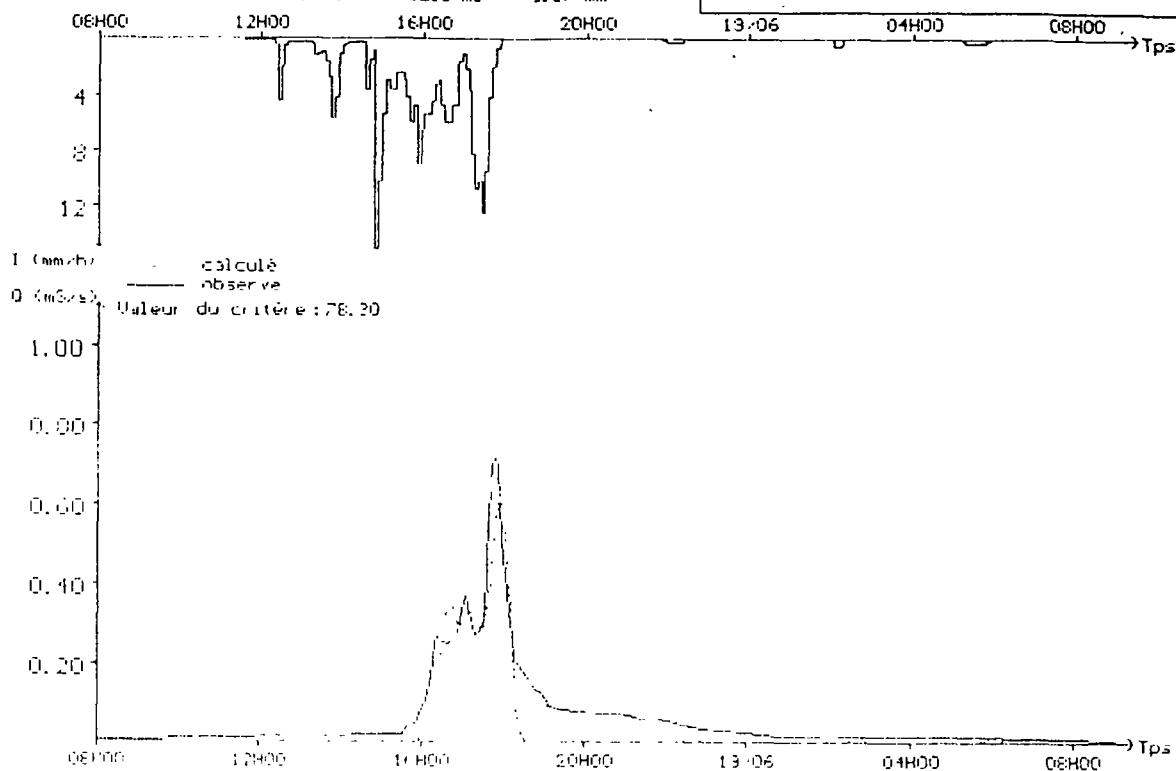
Pas de calcul : 12 minutes  
 Pluie totale : 69.23 mm  
 Lane écoulee calculée : 27590 m<sup>3</sup> ( 32.08 mm)  
 Intensité maximale : 15.50 mm/h à 17H30 le 10/10  
 Débit maximum calculé : 1.84 m<sup>3</sup>/s à 17H42 le 10/10  
 Débit maximum observé : 1.85 m<sup>3</sup>/s à 15H30 le 10/10  
 Lane écoulee observée : 28219 m<sup>3</sup> ( 32.81 mm)

Bief BF3  
 bassin du Laval  
 fonction du ~~Soil Conservation Service~~  
 capacité maximale d'infiltration = 70 mm  
 interception = 3 mm



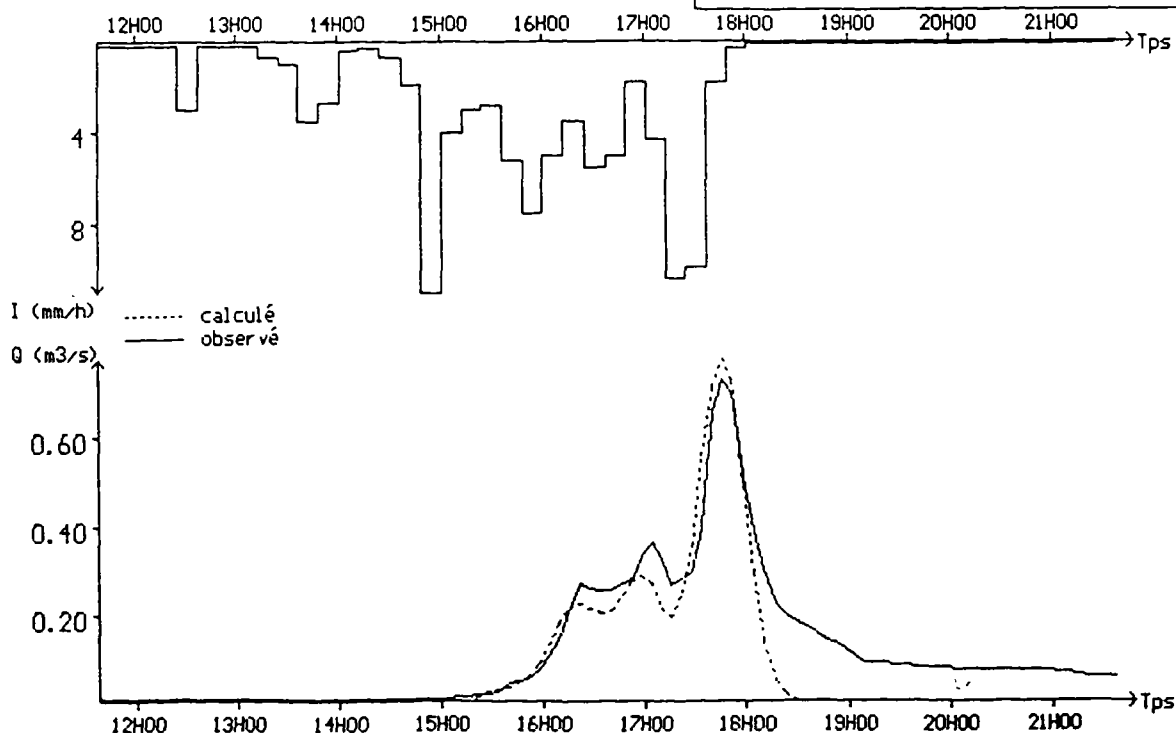
Pas de calcul : 5 minutes  
 Pluie totale : 18.50 mm  
 Lamé écoulee calculée : 2700 m<sup>3</sup> ( 3.15 mm)  
 Intensité maximale : 15.15 mm/h à 14H52 le 18/06  
 Débit maximum calculé : 0.62 m<sup>3</sup>/s à 17H58 le 18/06  
 Débit maximum observé : 0.72 m<sup>3</sup>/s à 17H48 le 18/06  
 Lamé écoulee observée : 5219 m<sup>3</sup> ( 6.07 mm)

Bief BF3  
 Fonction linéaire  
 coef = 0.30  
 seuil = 9 mm



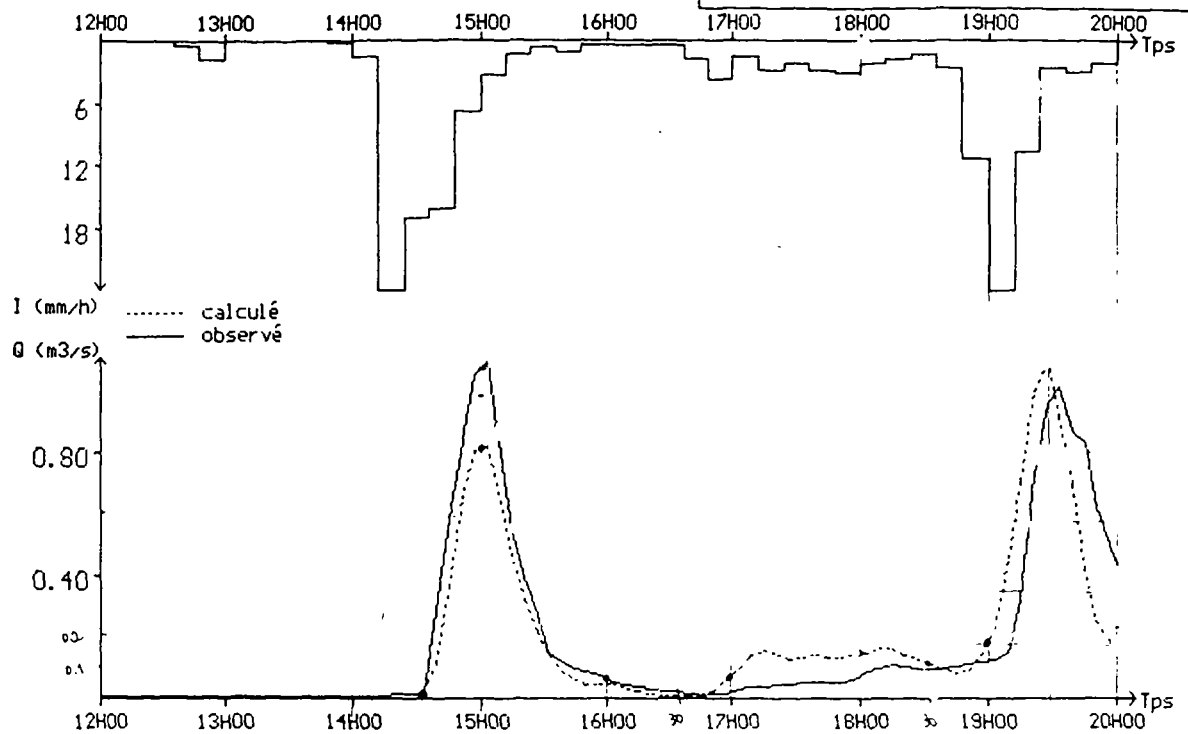
Pas de calcul : 6 minutes  
 Pluie totale : 19.20 mm  
 Lamé écoulee calculée : 2701 m<sup>3</sup> ( 3.14 mm)  
 Intensité maximale : 11.12 mm/h à 14H52 le 18/06  
 Débit maximum calculé : 0.77 m<sup>3</sup>/s à 17H46 le 18/06  
 Débit maximum observé : 0.73 m<sup>3</sup>/s à 17H46 le 18/06  
 Lamé écoulee observée : 4129 m<sup>3</sup> ( 4.80 mm)

Bief BF3  
 bassin du Laval  
 fonction du ~~Service~~ Service  
 capacité maximale d'infiltration = 50 mm  
 interception = 5 mm



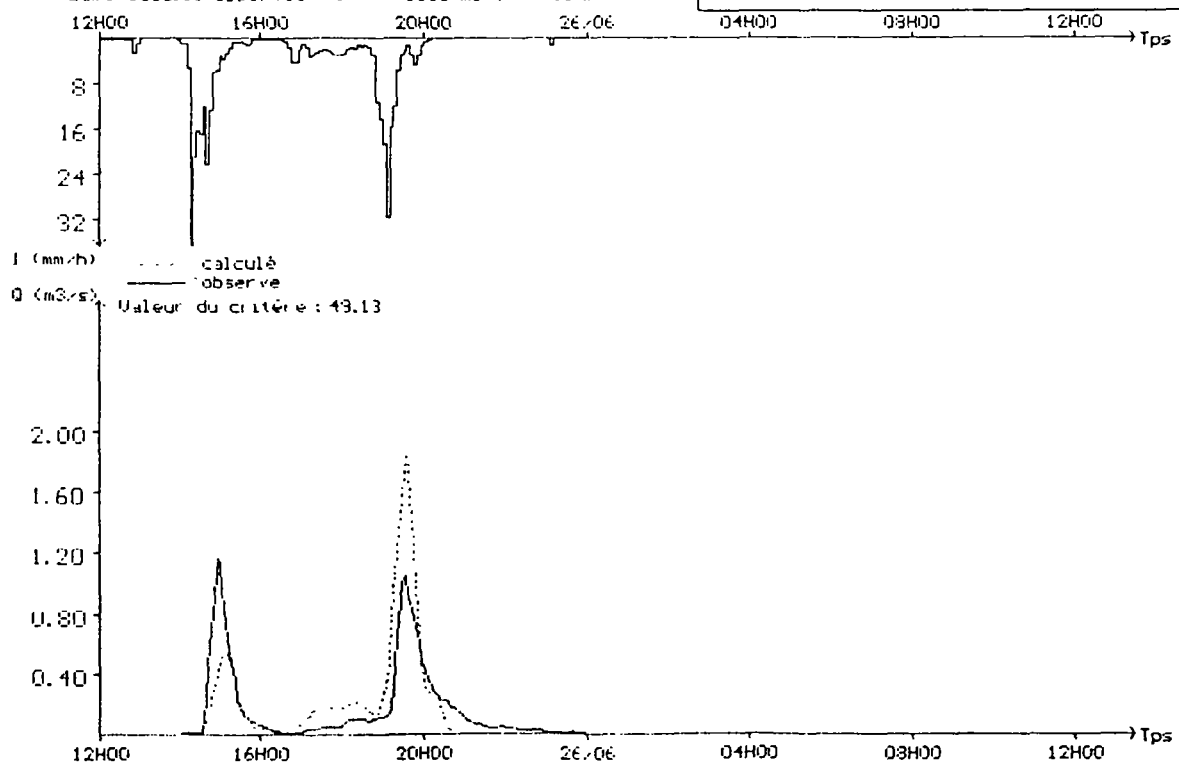
Pas de calcul : 6 minutes  
 Pluie totale : 30.43 mm  
 Lane écoulee calculée : 4983 m3 ( 5.79 mm)  
 Intensité maximale : 24.00 mm/h à 14H15 le 25/06  
 Débit maximum calculé : 1.11 m3/s à 19H27 le 25/06  
 Débit maximum observé : 1.10 m3/s à 15H03 le 25/06  
 Lane écoulee observée : 5331 m3 ( 6.20 mm)

Bief BF3  
 bassin du laval  
 fonction de production linéaire  
 seuil de ruissellement = 6.5 mm  
 coefficient d'écoulement = 0.25



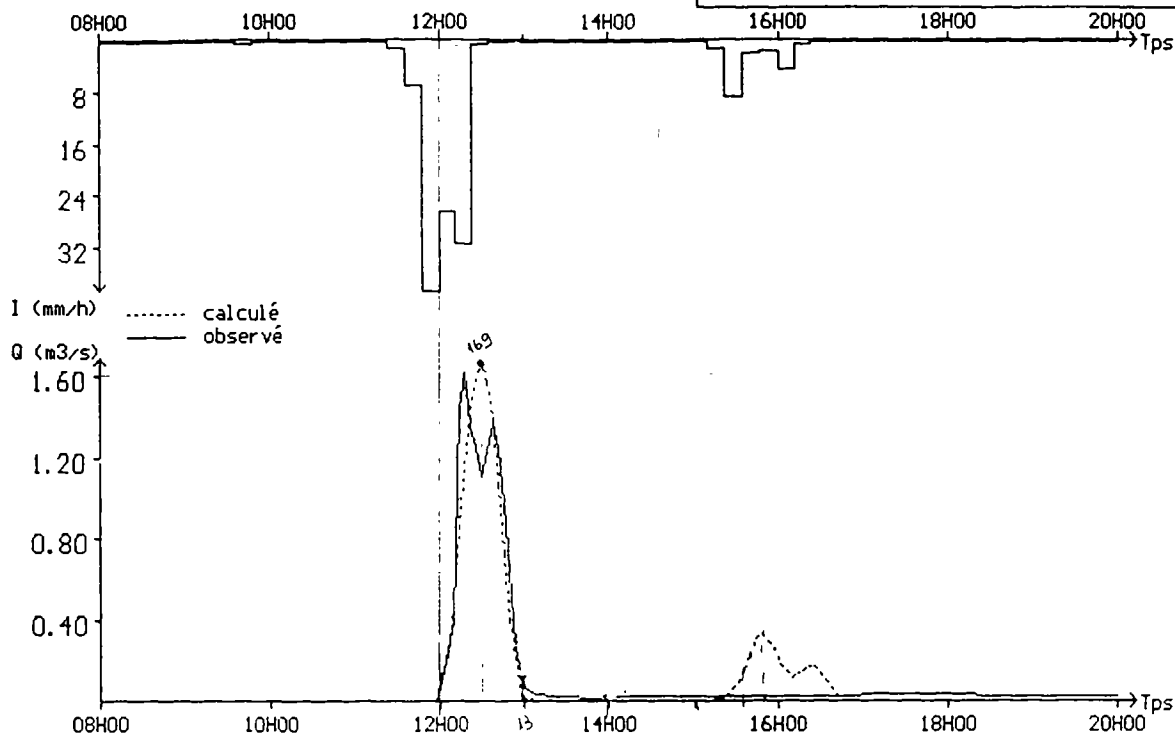
Pas de calcul : 5 minutes  
 Pluie totale : 30.60 mm  
 Lane écoulee calculée : 7027 m3 ( 8.17 mm)  
 Intensité maximale : 36.90 mm/h à 14H18 le 25/06  
 Débit maximum calculé : 1.85 m3/s à 19H52 le 25/06  
 Débit maximum observé : 1.17 m3/s à 14H58 le 25/06  
 Lane écoulee observée : 6533 m3 ( 7.60 mm)

Bief BF3  
 Sol: Conservation  
 infiltr=60  
 interc=3



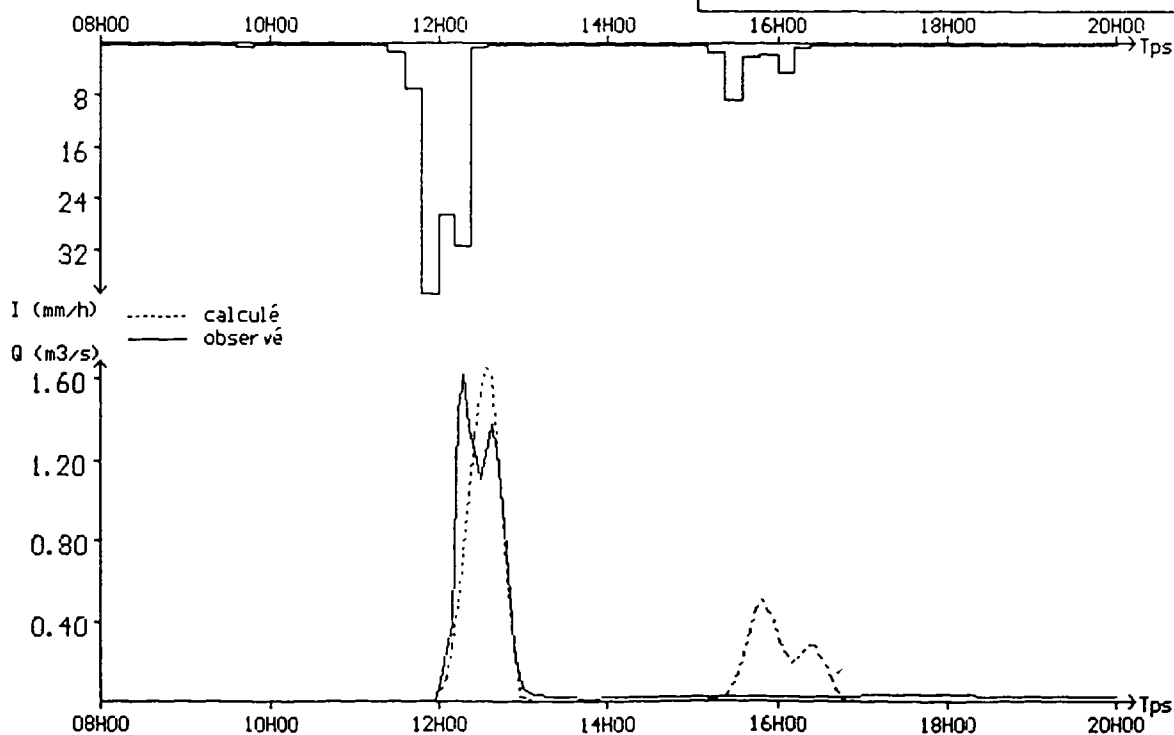
Pas de calcul : 4 minutes  
 Pluie totale : 25.30 mm  
 Lane écoulee calculée : 3935 m<sup>3</sup> ( 4.58 mm)  
 Intensité maximale : 39.00 mm/h à 11H50 le 20/08  
 Débit maximum calculé : 1.69 m<sup>3</sup>/s à 12H30 le 20/08  
 Débit maximum observé : 1.63 m<sup>3</sup>/s à 12H18 le 20/08  
 Lane écoulee observée : 4124 m<sup>3</sup> ( 4.80 mm)

Bief BF3  
 bassin du Laval  
 fonction de ~~production linéaire~~  
 seuil de ruissellement = 7 mm  
 coefficient d'écoulement = 0.25



Pas de calcul : 4 minutes  
 Pluie totale : 25.30 mm  
 Lane écoulee calculée : 4155 m<sup>3</sup> ( 4.83 mm)  
 Intensité maximale : 39.00 mm/h à 11H50 le 20/08  
 Débit maximum calculé : 1.67 m<sup>3</sup>/s à 12H34 le 20/08  
 Débit maximum observé : 1.63 m<sup>3</sup>/s à 12H18 le 20/08  
 Lane écoulee observée : 4124 m<sup>3</sup> ( 4.80 mm)

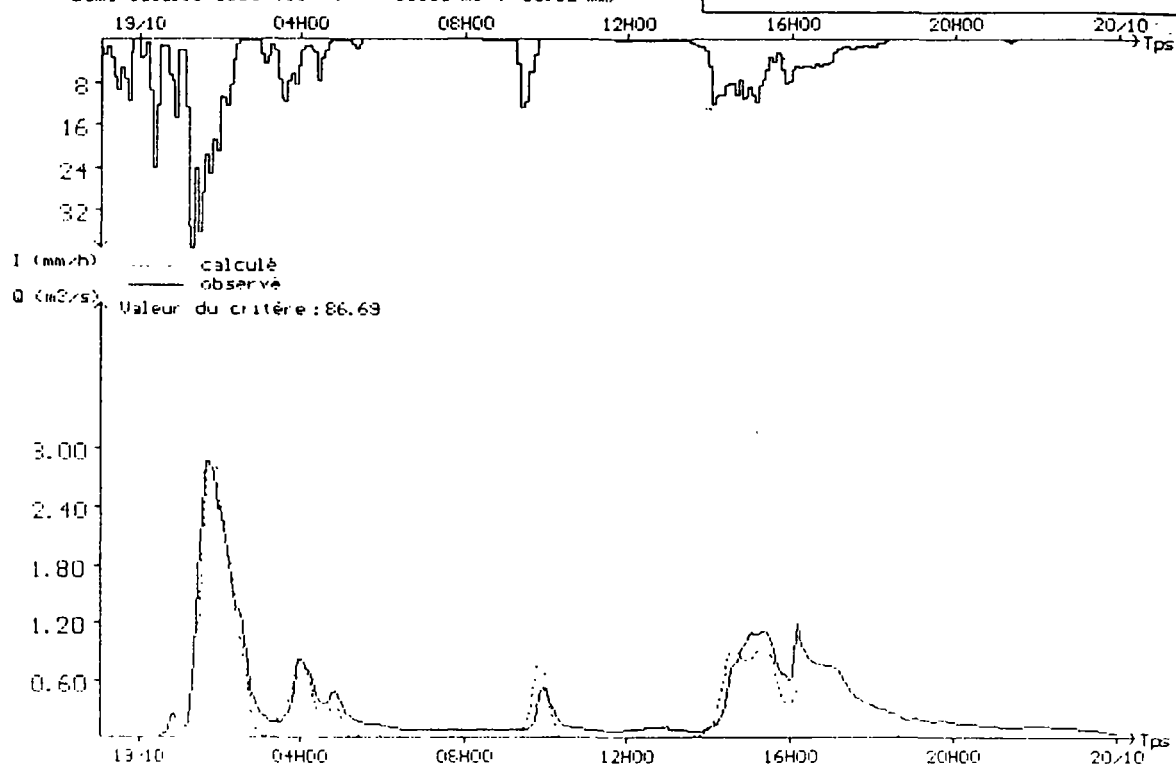
Bief BF3  
 bassin du Laval  
 fonction du ~~Soil Conservation Service~~  
 capacité maximale d'infiltration = 65 mm  
 interception = 5 mm





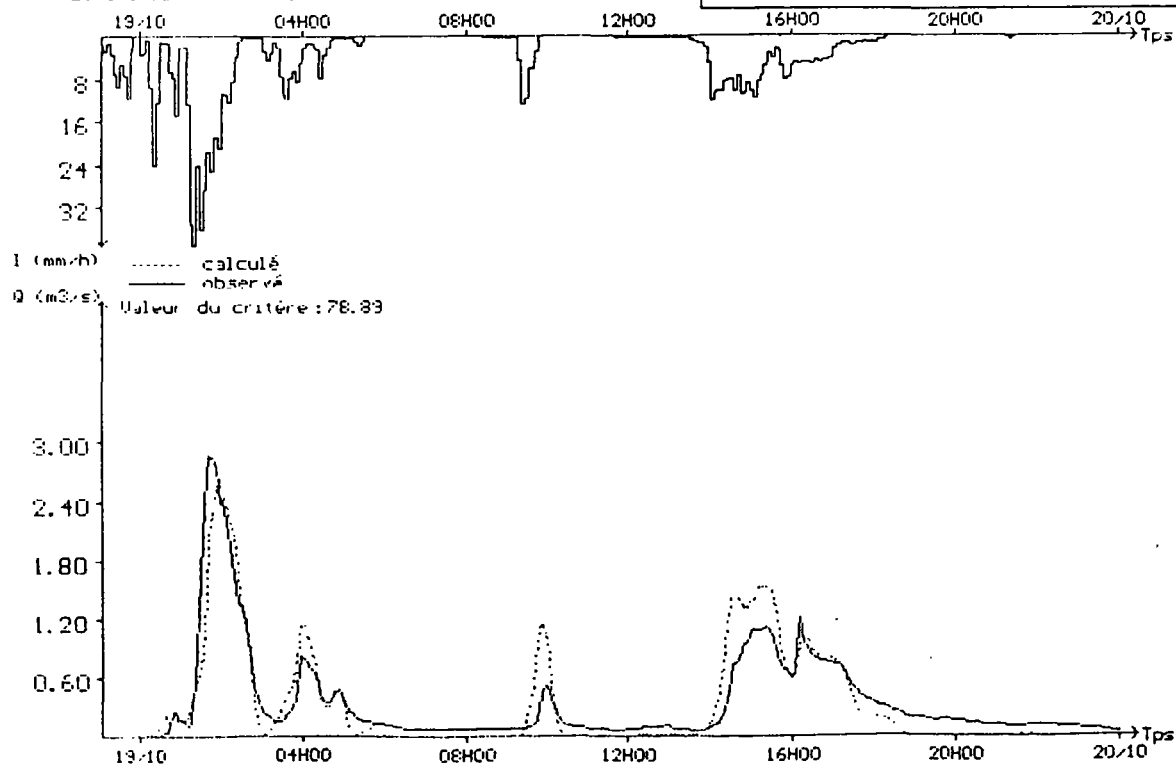
Pas de calcul : 5 minutes  
 Pluie totale : 72.90 mm  
 Lamé écoulee calculée : 22498 m3 ( 26.16 mm)  
 Intensité maximale : 39.20 mm/h à 01H22 le 19/10  
 Débit maximum calculé : 2.94 m3/s à 01H52 le 19/10  
 Débit maximum observé : 2.89 m3/s à 01H42 le 19/10  
 Lamé écoulee observée : 30305 m3 ( 35.82 mm)

Bief BF3 Crue du 18/10/88  
 Production linéaire  
 coeff=0.40  
 seuil=8 mm



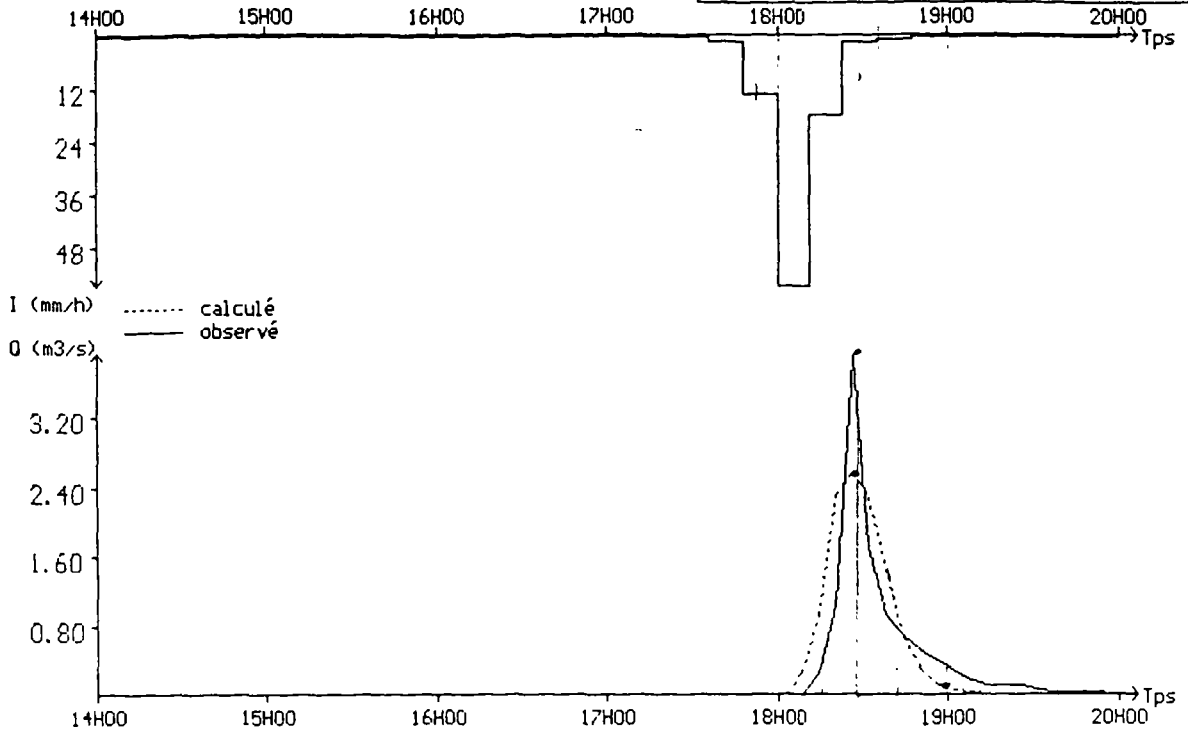
Pas de calcul : 5 minutes  
 Pluie totale : 72.90 mm  
 Lamé écoulee calculée : 28648 m3 ( 33.31 mm)  
 Intensité maximale : 39.20 mm/h à 01H22 le 19/10  
 Débit maximum calculé : 2.61 m3/s à 01H58 le 19/10  
 Débit maximum observé : 2.89 m3/s à 01H42 le 19/10  
 Lamé écoulee observée : 30305 m3 ( 35.82 mm)

Bief BF3 Crue du 18/10/88  
 Soil Conservation  
 infilt=80  
 inter=2



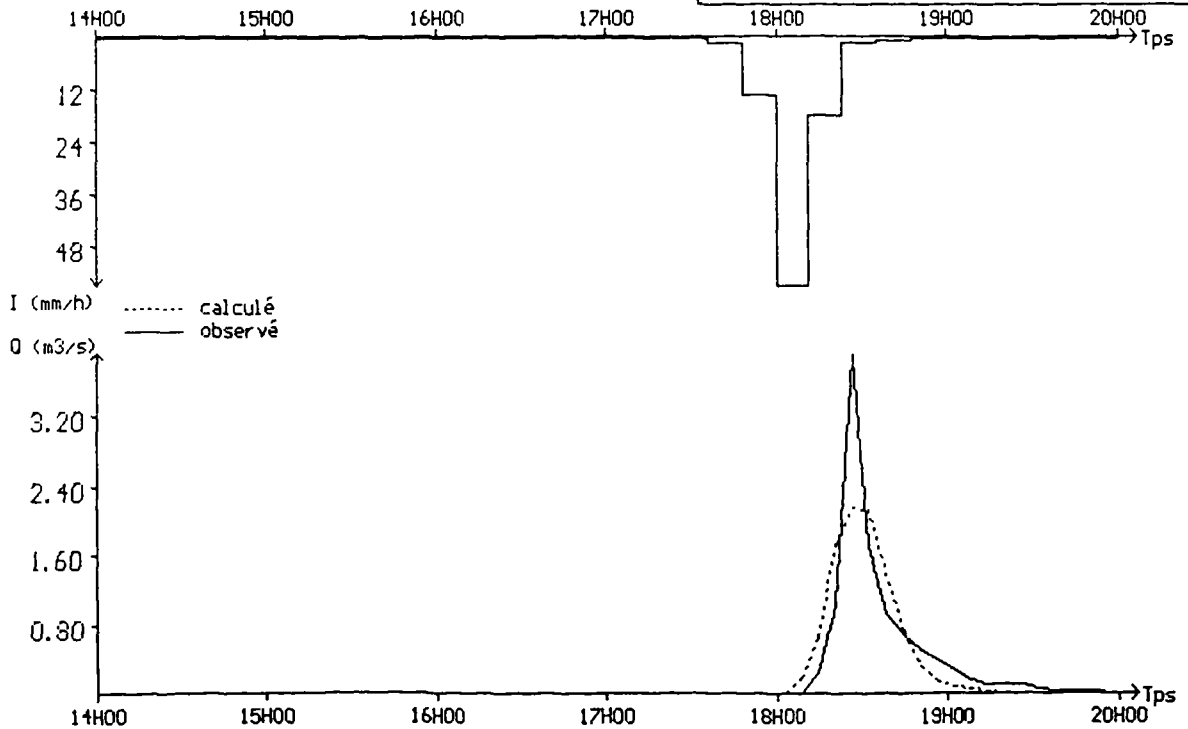
Pas de calcul : 6 minutes  
 Pluie totale : 18.52 mm  
 Lamé écoulee calculée : 3373 m<sup>3</sup> ( 4.62 mm)  
 Intensité maximale : 57.00 mm/h à 18H03 le 14/06  
 Débit maximum calculé : 2.56 m<sup>3</sup>/s à 18H27 le 14/06  
 Débit maximum observé : 3.92 m<sup>3</sup>/s à 18H27 le 14/06  
 Lamé écoulee observée : 3800 m<sup>3</sup> ( 4.42 mm)

Bief BF3  
 bassin du Laval  
 fonction de ~~production~~ ~~fonction~~  
 seuil de ruissellement = 11 mm  
 coefficient d'écoulement = 0.7



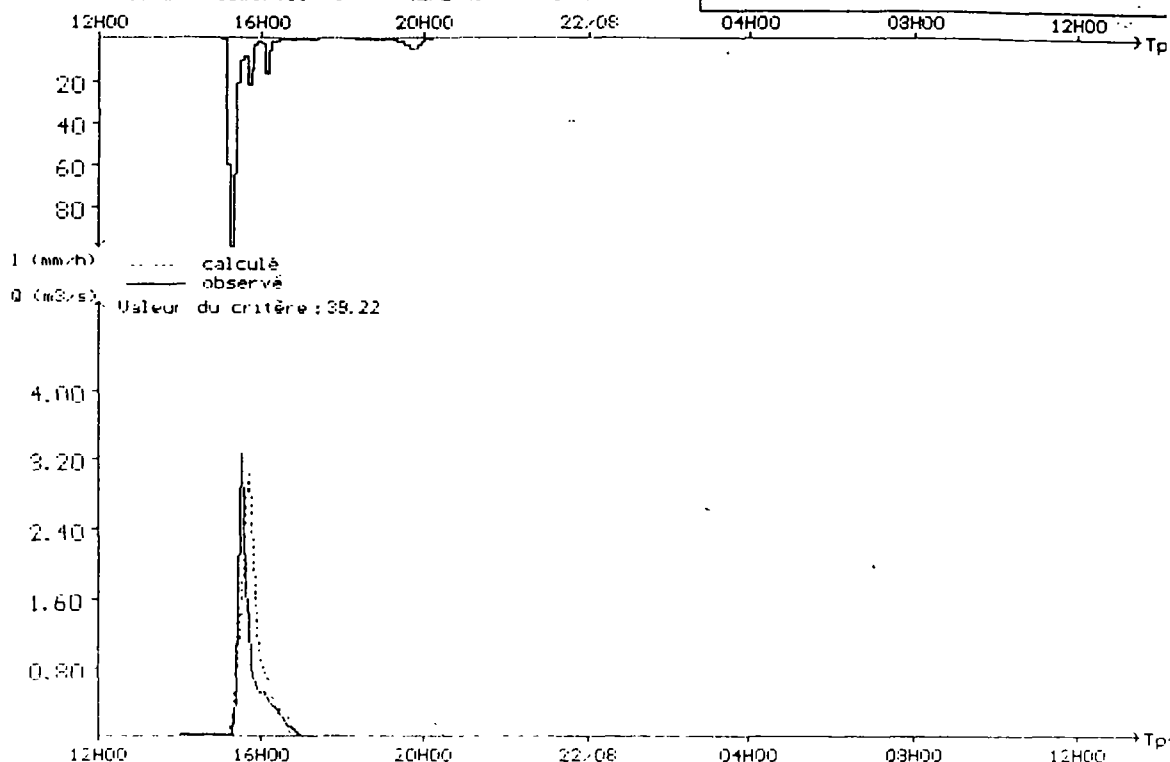
Pas de calcul : 6 minutes  
 Pluie totale : 18.52 mm  
 Lamé écoulee calculée : 3481 m<sup>3</sup> ( 4.05 mm)  
 Intensité maximale : 57.00 mm/h à 18H03 le 14/06  
 Débit maximum calculé : 2.16 m<sup>3</sup>/s à 18H27 le 14/06  
 Débit maximum observé : 3.92 m<sup>3</sup>/s à 18H27 le 14/06  
 Lamé écoulee observée : 3800 m<sup>3</sup> ( 4.42 mm)

Bief BF3  
 bassin du Laval  
 fonction du Soil Conservation Service  
 capacité maximale d'infiltration = 10 mm  
 interception = 10 mm



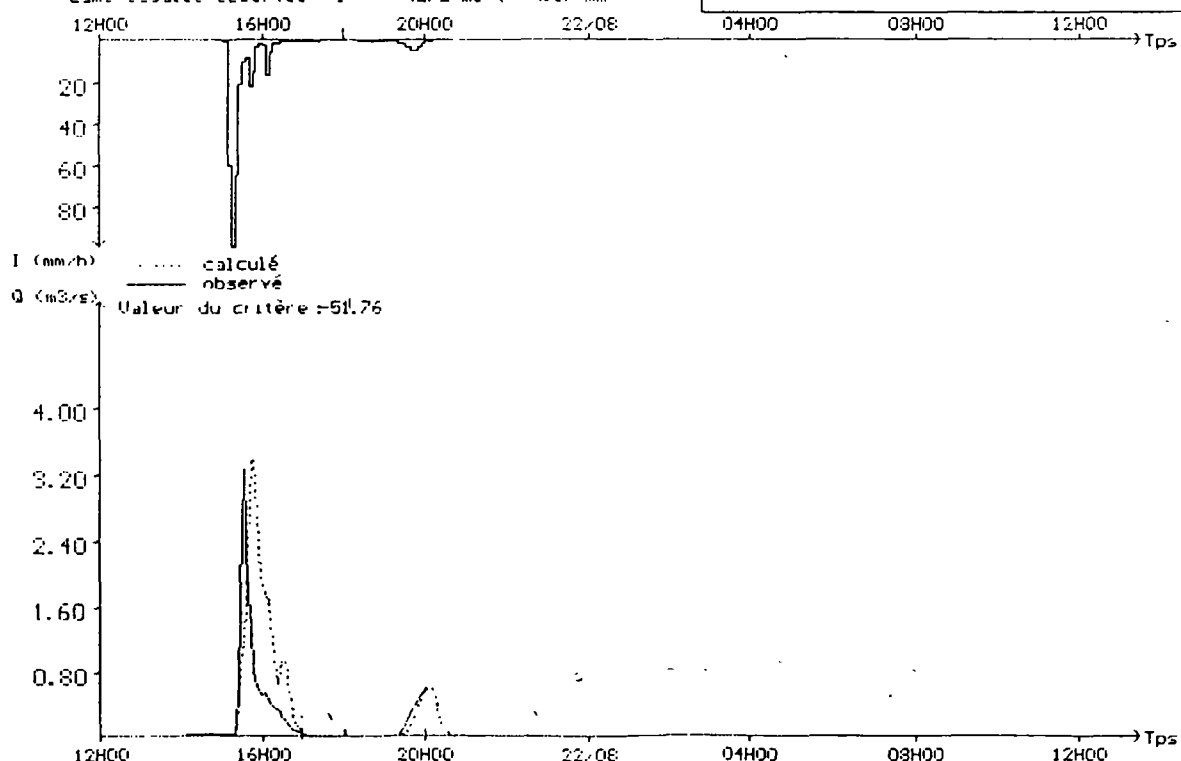
Pas de calcul : 5 minutes  
 Pluie totale : 30.20 mm  
 Lamé écoulee calculée : 6020 m3 ( 7.00 mm) - 0.39 = 6.61  
 Intensité maximale : 99.00 mm/h à 15H18 le 21/08  
 Débit maximum calculé : 3.07 m3/s à 15H42 le 21/08  
 Débit maximum observé : 3.26 m3/s à 15H32 le 21/08  
 Lamé écoulee observée : 4272 m3 ( 4.97 mm)

Bief BF3 Crue du 21/08/83  
 Production linéaire  
 coeff=0.25  
 seuil=2.2

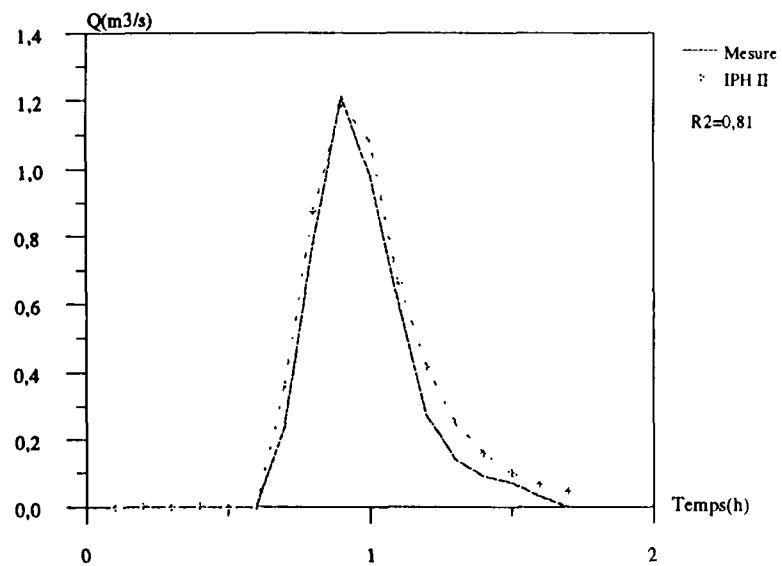


Pas de calcul : 5 minutes  
 Pluie totale : 30.20 mm  
 Lamé écoulee calculée : 9072 m3 ( 10.55 mm) - 0.34 = 9.21  
 Intensité maximale : 99.00 mm/h à 15H18 le 21/08  
 Débit maximum calculé : 3.43 m3/s à 15H48 le 21/08  
 Débit maximum observé : 3.26 m3/s à 15H32 le 21/08  
 Lamé écoulee observée : 4272 m3 ( 4.97 mm)

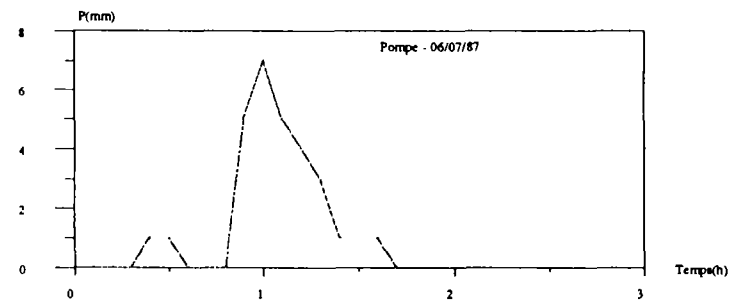
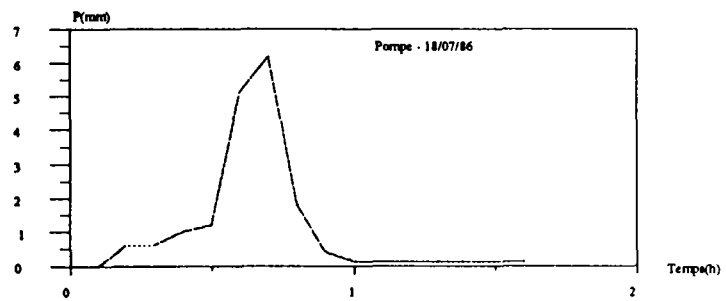
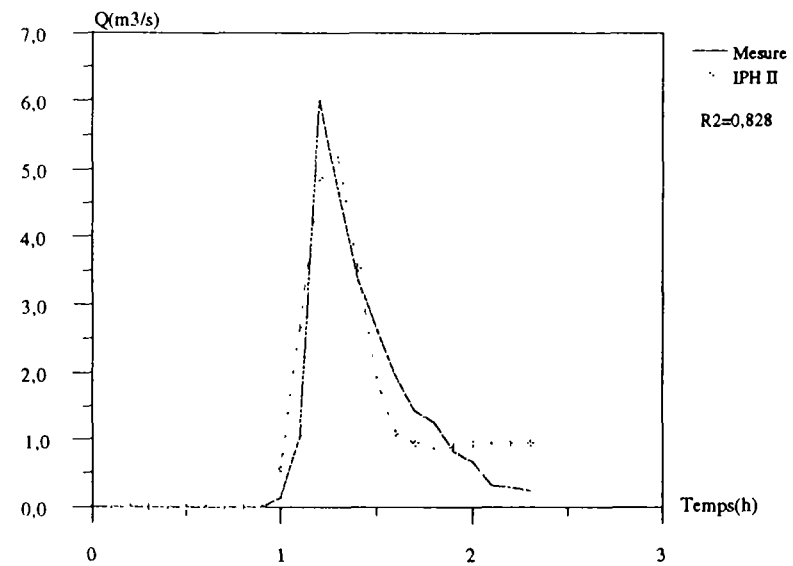
Bief BF3 Crue du 21/08/83  
 Soil Conservation  
 infilt=35  
 interc=5  
 -



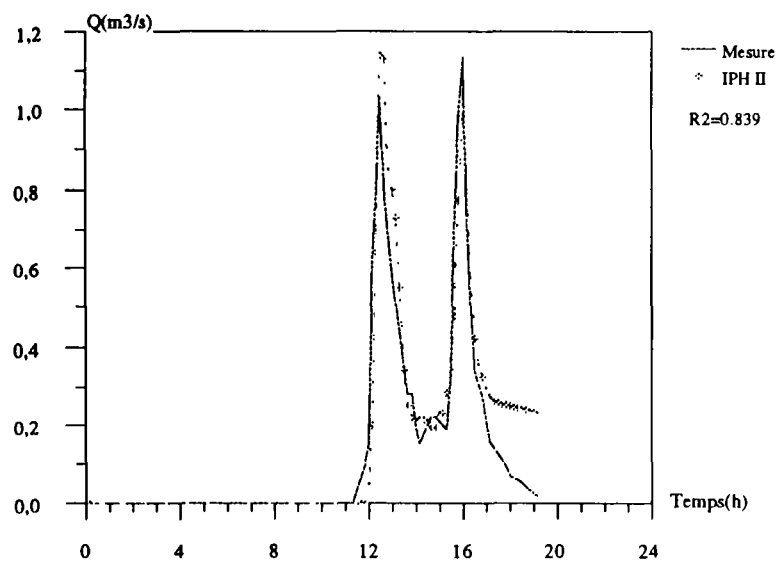
LAVAL - crue du 18/07/86  
Modele IPH II



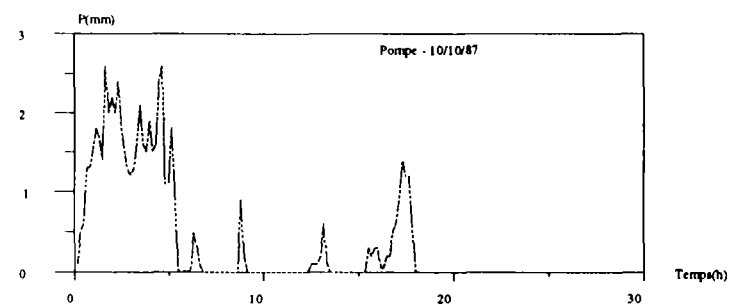
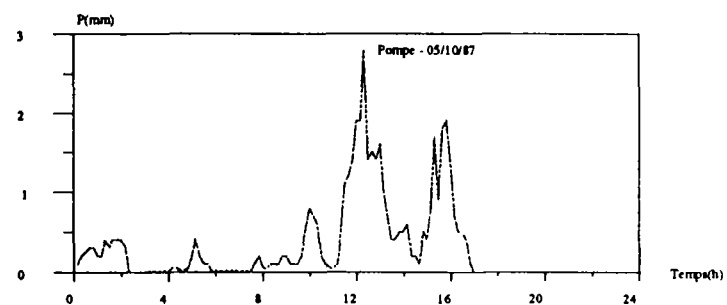
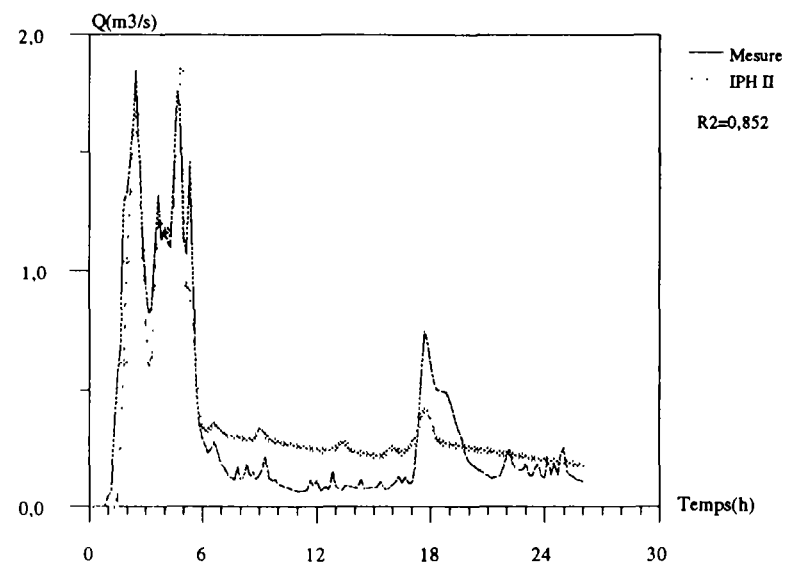
LAVAL - crue du 06/07/87  
Modele IPH II



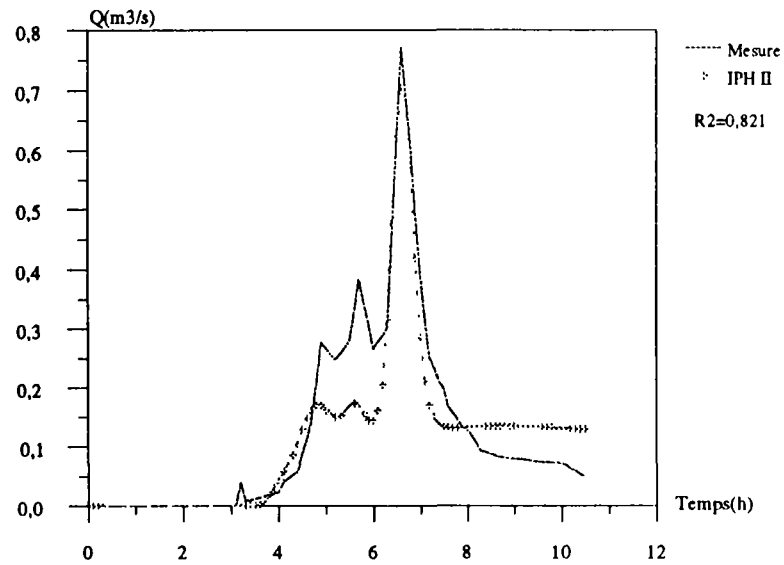
LAVAL - crue du 05/10/87  
Modele IPH II



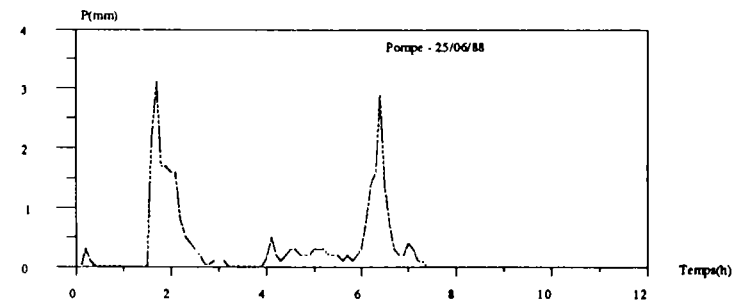
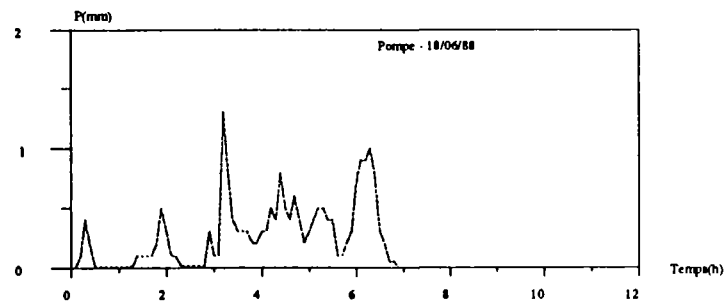
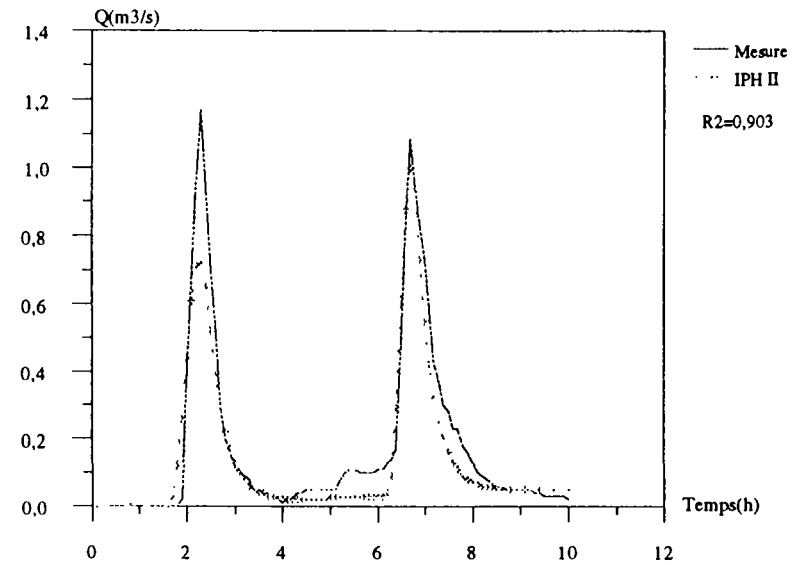
LAVAL - crue du 10/10/87  
Modele IPH II



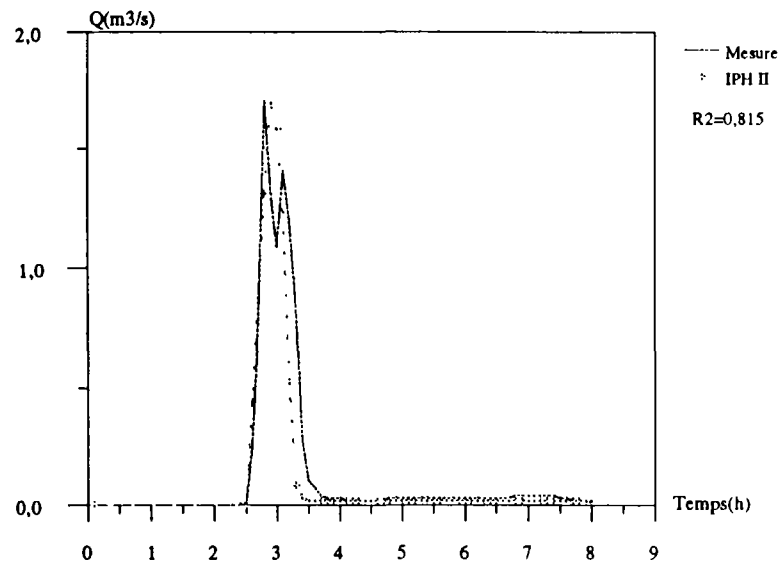
LAVAL - crue du 18/06/88  
Modele IPH II



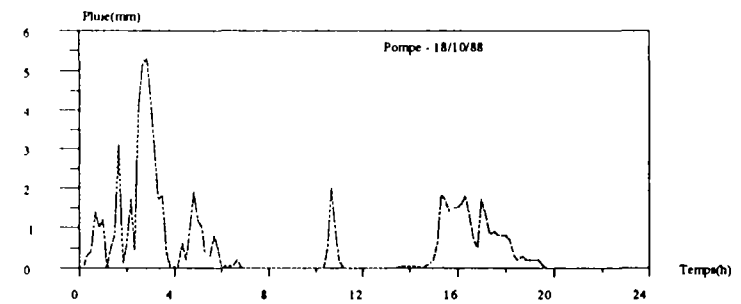
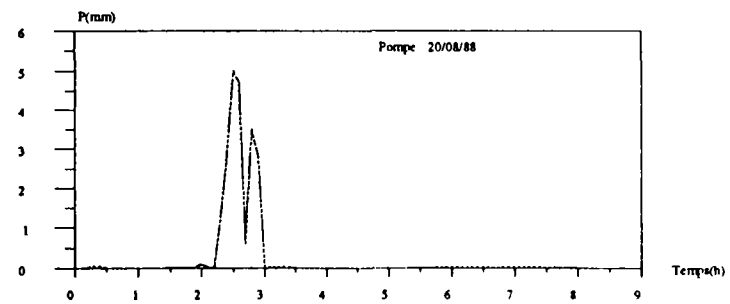
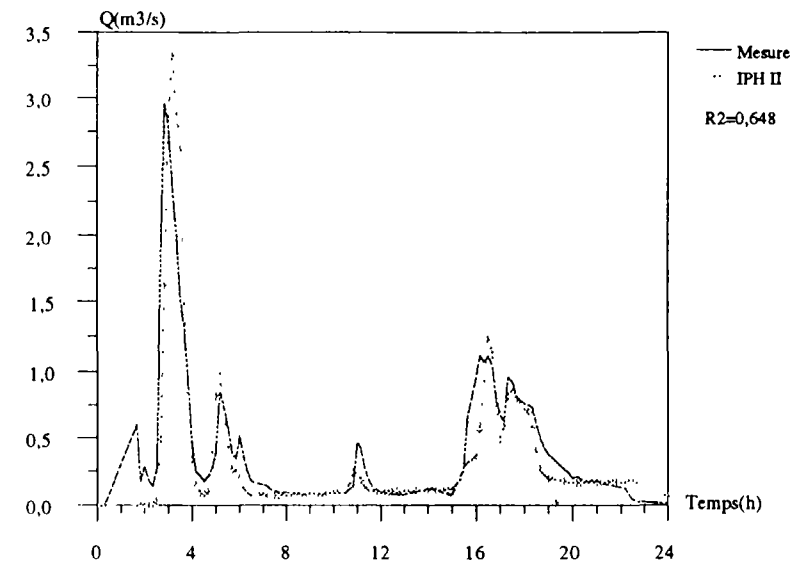
LAVAL - crue du 25/06/88  
Modele IPH II



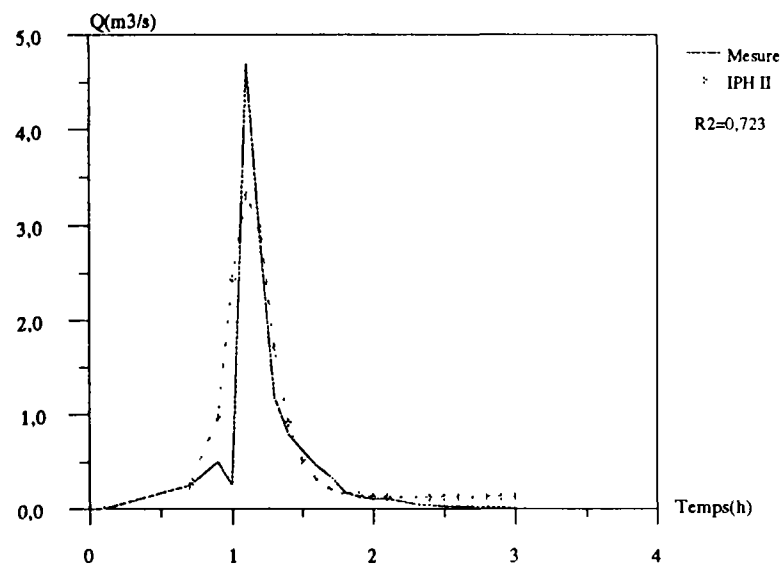
LAVAL - crue du 20/08/88  
Modele IPH II



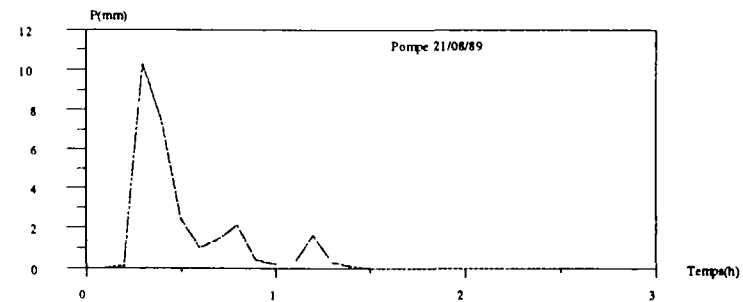
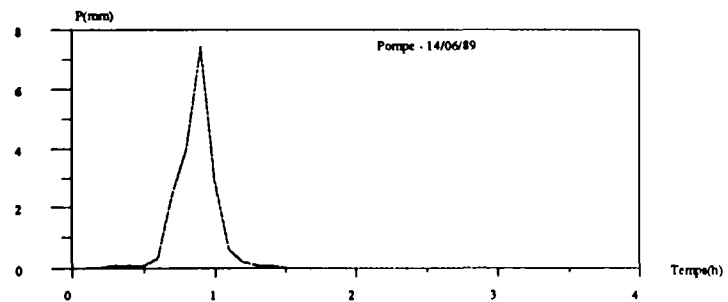
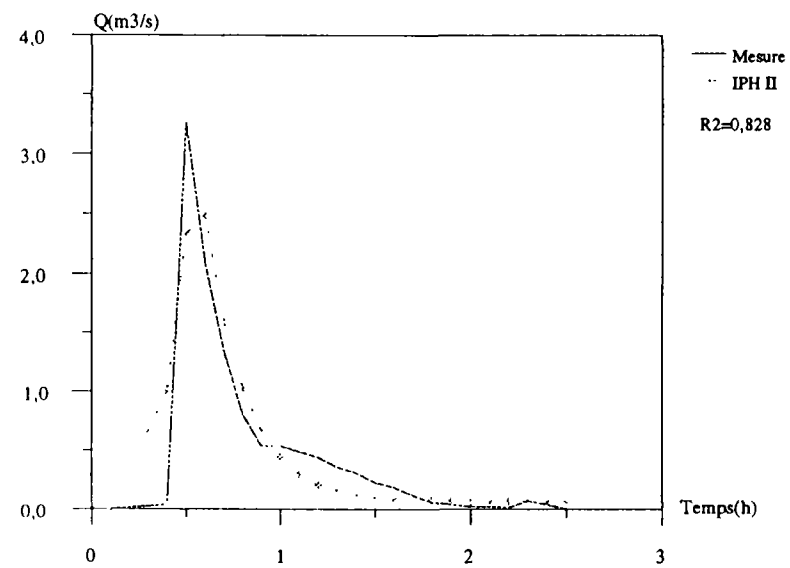
LAVAL - crue du 18/10/88  
Modele IPH II



LAVAL - crue du 14/06/89  
Modele IPH II

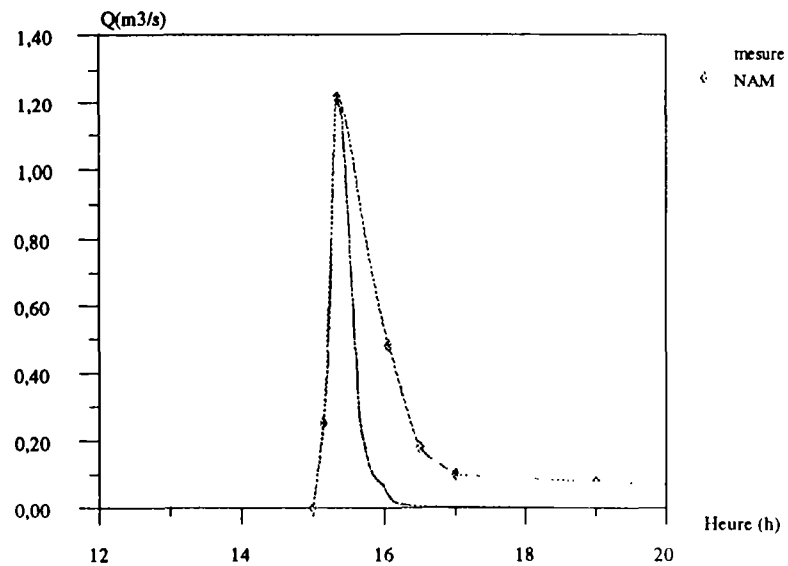


LAVAL - crue du 21/08/89  
Modele IPH II

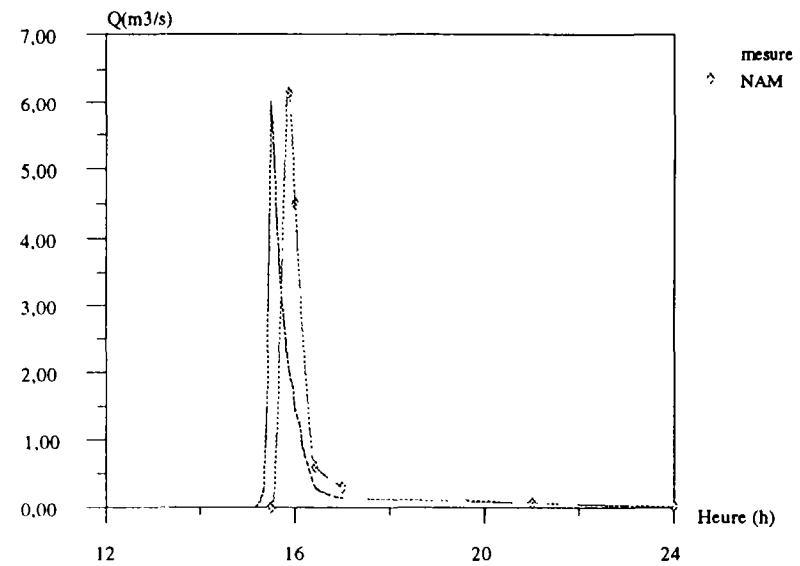




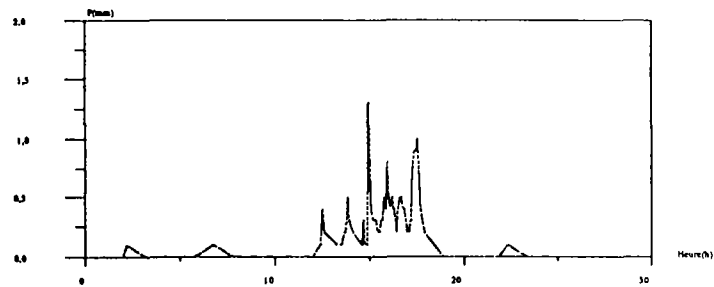
LAVAL - crue du 18/07/86  
Modèle NAM



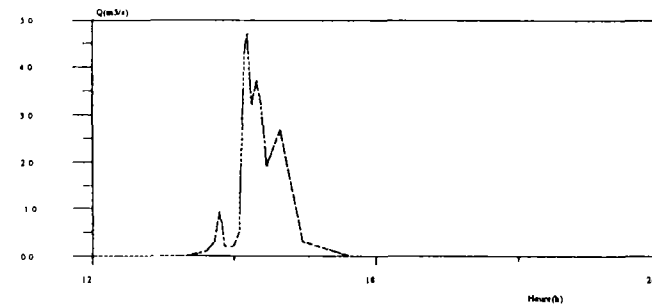
LAVAL  
Laval - crue du 06/07/87  
Modèle NAM



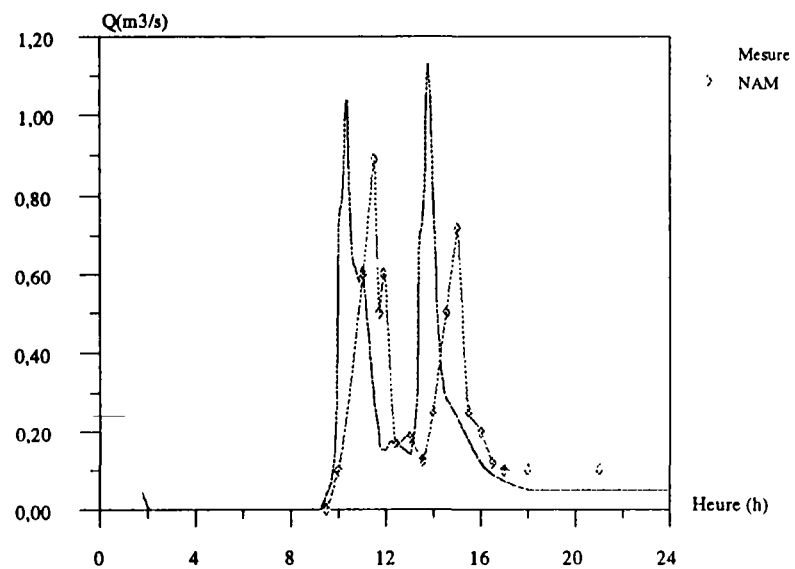
Pompe 18/06/81



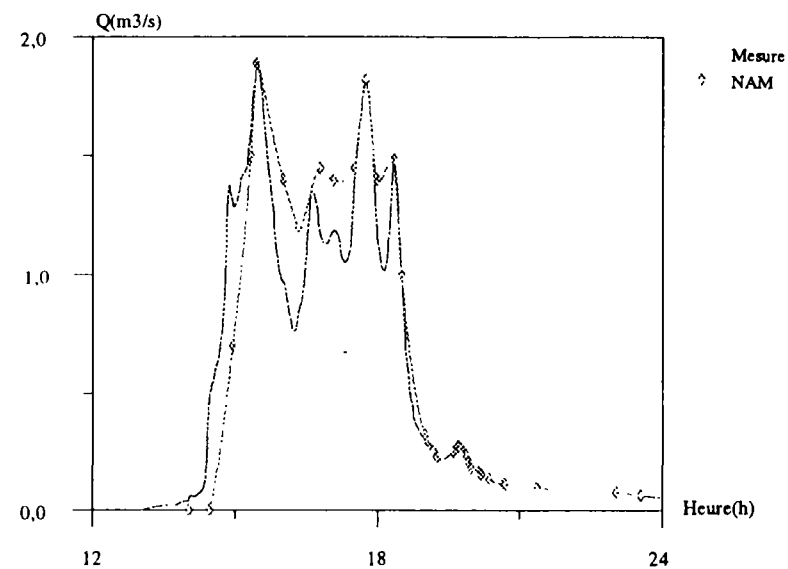
Pompe 06/07/87



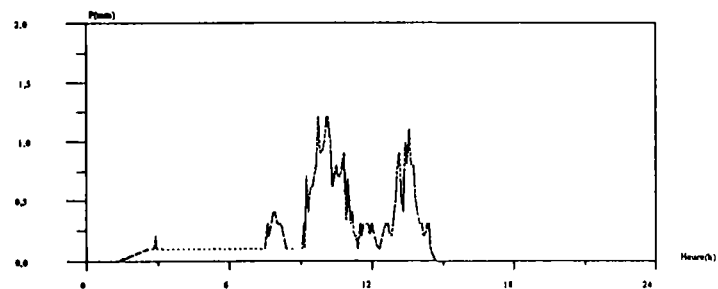
LAVAL - crue du 05/10/87  
Modèle NAM



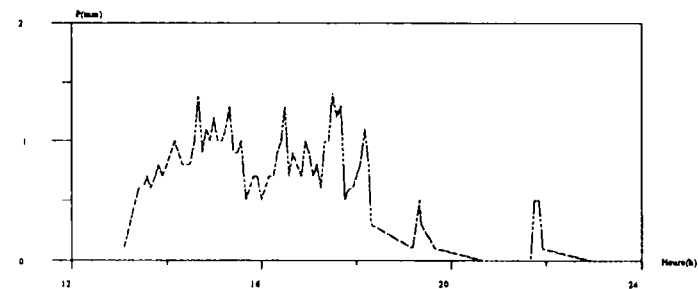
LAVAL - crue du 10/10/87  
Modèle NAM



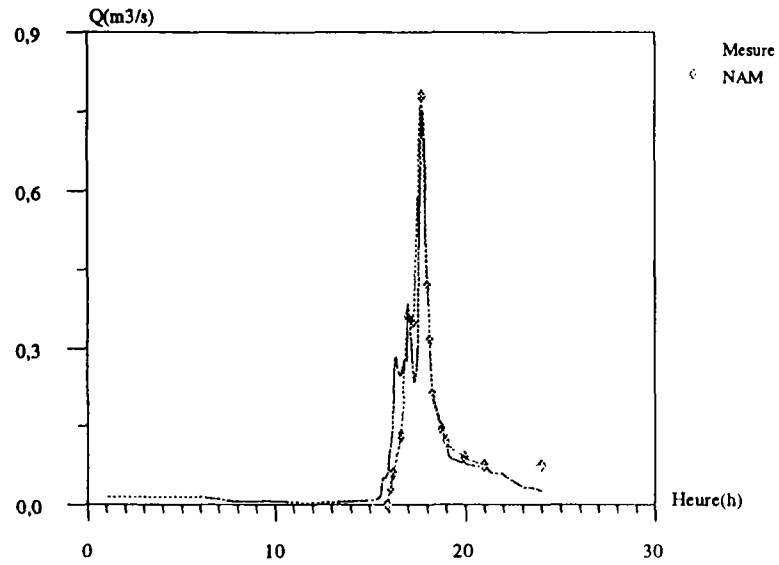
Pompe - 05/10/87



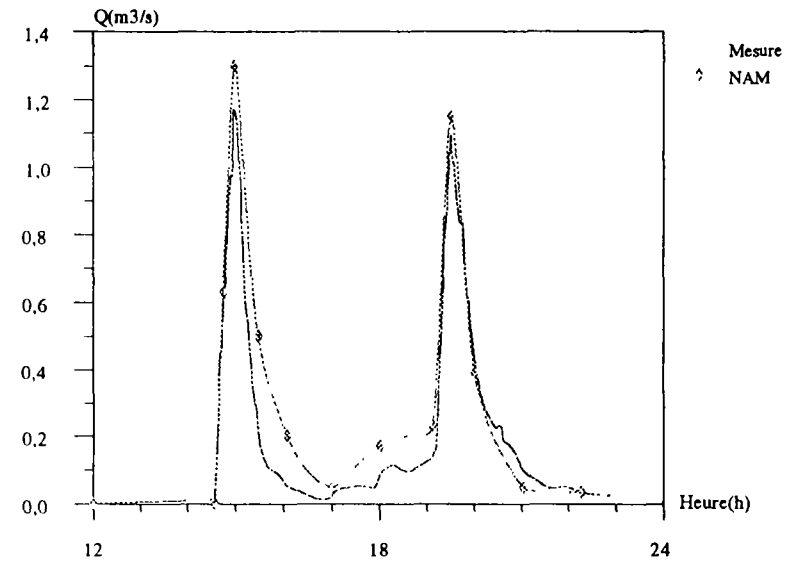
Pompe - 10/10/87



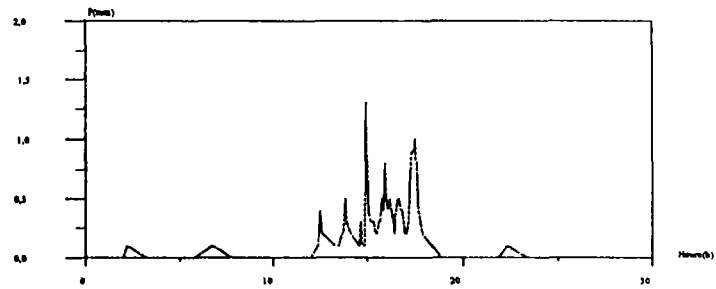
LAVAL - crue du 18/06/88  
Modele NAM



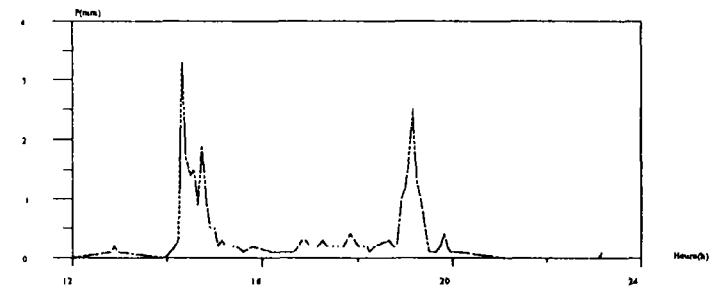
LAVAL - crue du 25/06/88  
Modele NAM



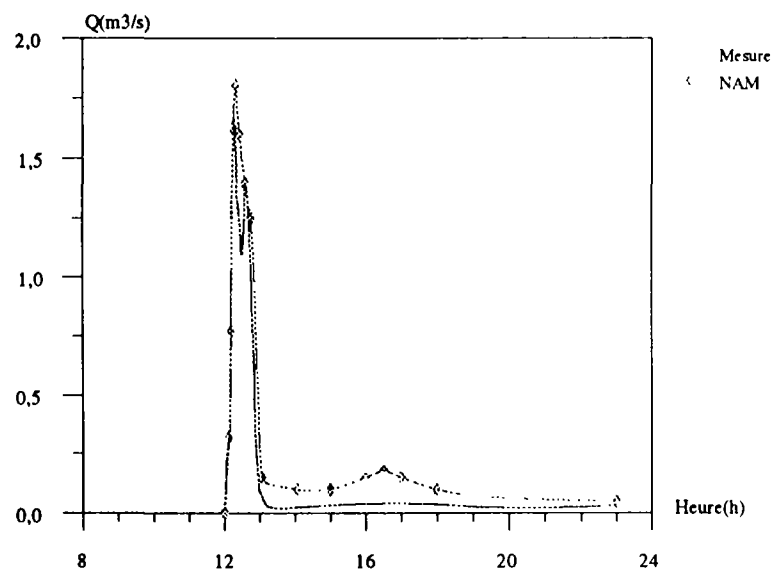
Pompe 18/06/88



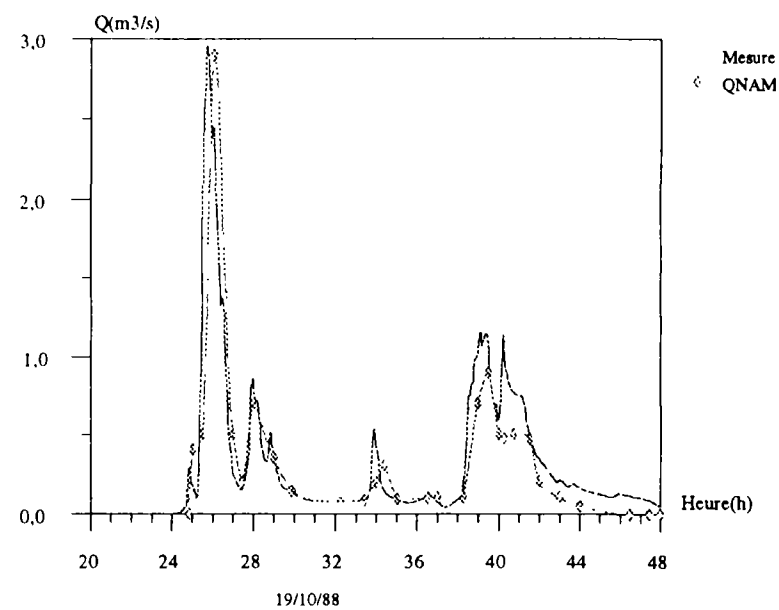
Pompe 25/06/88



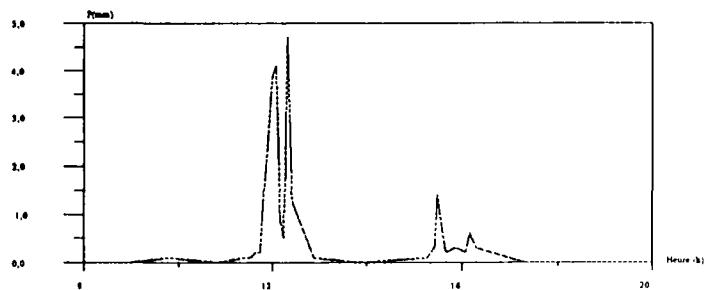
LAVAL - crue du 20/08/88  
Modele NAM



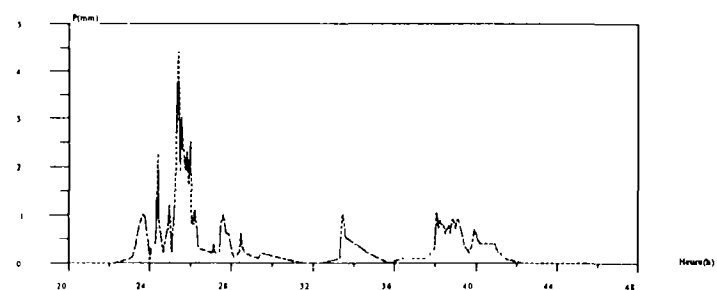
LAVAL - crue du 18/10/88  
Modele NAM

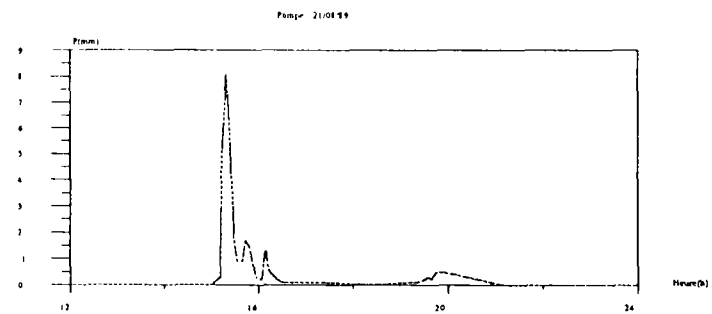
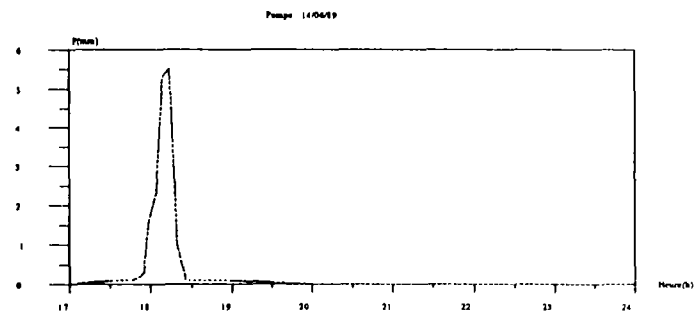
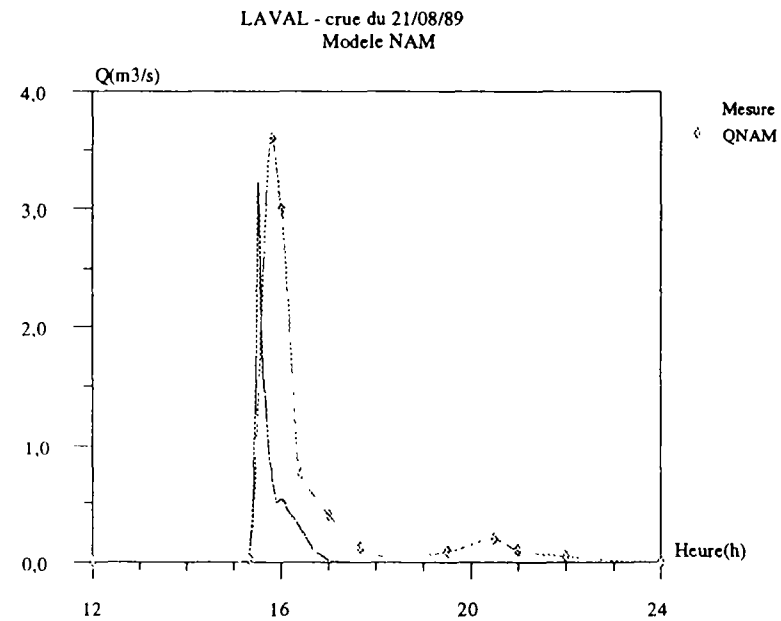
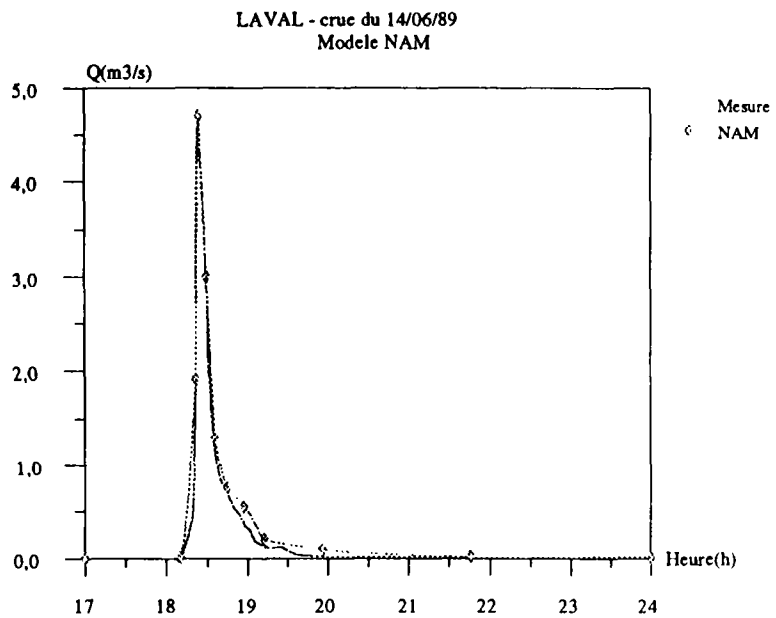


Pompe 20/08/88



Pompe 18/10/88





FIN

**CEMAGREF**  
**Division PCE**

**BP 76**  
**38402 St Martin d'Hères**

**Prix : 150 F.**