HAL
open science

Le transport solide en collecteur unitaire d'assainissement et sa modélisation

Husheng Lin

To cite this version:

Husheng Lin. Le transport solide en collecteur unitaire d'assainissement et sa modélisation. Modélisation et simulation. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1993. Français. NNT : . tel-00520688

HAL Id: tel-00520688

https://pastel.hal.science/tel-00520688v1

Submitted on 24 Sep 2010

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.

NS 20034 (4)

THESE

Présentée par

HuSheng LIN

pour obtenir le titre de

DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Spécialité: Sciences et Techniques de l'Environnement

LE TRANSPORT SOLIDE EN COLLECTEUR UNITAIRE D'ASSAINISSEMENT ET SA MODELISATION

Soutenue le 26 Février 1993 devant le jury composé de:

MM.	R.	POCHAT	Président
	J.	CUNGE	Rapporteur
	O.	SCRIVENER	Rapporteur
	M.	ALQUIER	Examinateur
	M.	DESBORDES	Examinateur
	M.	MEUNIER	Examinateur

28 x

E.N.P.C.
INV03773

AVANT PROPOS

Ce travail de recherche est présenté en vue de l'obtention du diplôme de Docteur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), spécialité Sciences et Techniques de l'Environnement (STE). Il a été mené au Centre d'Enseignement et de Recherche sur la Gestion des Ressources Naturelles et de l'Environnement (CERGRENE), en association avec l'Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse (IMFT). L'étude sur site a été réalisée à Marseille grâce au concours du Service d'Assainissement de la Ville de Marseille, et de la Société d'Exploitation du Réseau d'Assainissement de Marseille (SERAM).

Monsieur Rémy POCHAT, Ingénieur en chef, qui enseigne la Mécanique des Fluides et l'Hydraulique à l'ENPC et à l'ENGREF et qui exerce de hautes responsabilités au Ministère de l'Equipement, m'a fait l'honneur d'accepter la présidence de ce jury. Il est également mon directeur de thèse. Je le remercie pour la confiance qu'il m'a témoignée durant ces années, son soutien précieux, l'intérêt qu'il a porté à mon travail ainsi que pour les discussions très animées et pleines d'enseignements.

Monsieur Benoît LE GUENNEC a été mon guide scientifique pendant ces trois années. Monsieur André BACHOC a assuré le suivi de cette recherche. Monsieur Denis DARTUS a été mon entraîneur initial de la micro-informatique. Leurs conseils scientifiques avisés, leurs expériences, et leurs charismes ont su éveiller en moi une passion grandissante pour ce travail de recherche. C'est avec un immense plaisir que je leur exprime ici toute ma reconnaissance et mon amitié.

Monsieur Jean A. CUNGE, Directeur de recherche et Directeur de SOGREAH, a accepté d'évaluer ce travail et de porter un regard critique et exhaustif. Je suis très sensible à cette marque d'intérêt. Qu'il trouve ici l'expression de ma respectueuse reconnaissance.

Monsieur Olivier SCRIVENER, Directeur de recherche, malgré ses lourdes activités à ce moment-là (il a été rapporteur d'une autre thèse dont la soutenance a eu lieu le jour précédent à Toulouse et aurait une réunion à Strasbourg à 17h le jour même juste après la soutenance de ma thèse), a consenti à assurer la difficile tâche de rapporteur. Il a également été mon directeur de DEA. Je lui exprime ici ma profonde gratitude.

Monsieur le Professeur Michel DESBORDES, maître à penser en hydrologie urbaine, m'a fait l'honneur de participer à cette commission d'examen. Je lui en suis très reconnaissant.

Monsieur l'Ingénieur en chef, M. MEUNIER, m'a également fait l'honneur d'accepter de se présenter dans ce jury. Je le remercie, particulièrement pour les notes, les remarques et les questions sur ce travail qu'il m'a fait parvenir après la soutenance de ma thèse.

Monsieur le professeur M. ALQUIER, m'a également fait l'honneur d'accepter de se présenter dans ce jury. Je lui en suis très reconnaissant.

Monsieur Yves SANCHEZ, Directeur de la SERAM et animateur de ce programme de recherche à l'Association Générale des Hygiénistes et Techniciens Municipaux (AGHTM), malgré ses occupations professionnelles, m'a toujours facilité les expérimentations sur site que j'ai menées à Marseille. Monsieur Pierre MUSQUERE, Directeur de la Lyonnaise des Eaux-Dumez de Bordeaux, et Monsieur Pierre BRIAT, Ingénieur de la Lyonnaise des Eaux-Dumez de Bordeaux, m'ont toujours porté une relation amicale et l'intérêt sur ce travail. Je tiens à les remercier.

Je tiens à remercier de nombreux partenaires sans rappeler qu'un tel travail a bénéficié de leur concours.

* *Merci aux Toulousains qui m'ont assuré une atmosphère de recherche intime et amicale, Messieurs Claude THIRRIOT, Lucien MASBERNAT, Francis VALENTIAN, Maurice LELEU, Mesdames Marie-Hélène PUECH, Thérèse BOURREL, Jeanine RAMBOUIL, Génèvière CASTINEL, à mes camarades de joug Dominique LAPLACE, Ghassan CHEBBO;*

* *merci également aux gens de CERGRENE, Monsieur Jean Claude DEUTSCH, Mesdames Laure SIMON, Catherine ALCOUFFE, Messieurs Jean-Marie MOUCHEL, Bruno TASSIN; et aux gens de la direction de recherche de l'ENPC, Monsieur Hervé MATHIEU, Madame Edith FRUGIER et Madame TU;*

* *merci également à tous ceux qui m'ont aidé à Marseille dans mon travail de terrain, en particulier Messieurs Roger MUNOT et Jean ASSANTE;*

* *merci également à mes amis qui m'ont beaucoup porté hors de la vie scientifique, Agnès SAGET, Sylvain OUILLON, Hans Peter HADRYS, Philippe SECHET, Marie-anne GUICHARD, Luc BOURREL, Nicolas GENDREAU, Serge MAILLARD, Christine DARGENT, Chang YANG, Gang JIM.*

Enfin, je réserve une gratitude personnelle et chaleureuse à ma famille, à mes amis en Chine, à Michelle ROULEAU ainsi que sa famille, qui ont toujours été présents et m'ont énormément aidé à surpasser des moments difficiles spirituellement et économiquement.

RESUME : Dans les réseaux d'assainissement unitaires, les apports liquides, effluents domestiques, rejets industriels et eaux de ruissellement pluviales, amènent une quantité de solides non négligeable, et des dépôts se produisent. Après deux ans d'observations et d'expérimentations sur l'évolution de ces dépôts, les constatations résultant de l'ensemble des analyses nous ont conduit à l'établissement d'un code numérique de transport solide spécifique aux collecteurs d'assainissement. Basé sur l'hypothèse de régimes d'écoulements permanents par périodes, il tient compte de la géométrie réelle du collecteur, de l'influence des singularités, de la présence des matières minérales et organiques, et traite des divers phénomènes de transport solide, notamment du phénomène de masquage. Ses performances ont été testées en comparant les résultats des simulations à des mesures expérimentales réalisées in situ, dans le collecteur 13 de Marseille. Bien que limité au transport par charriage, la bonne confrontation entre résultats calculés et mesurés, concernant l'évolution des dépôts, non seulement en volume, mais aussi en répartition longitudinale et composition granulométrique, prouve ses capacités à reproduire la réalité et montre que, si la prise en compte des sédiments transportés en suspension n'est pas nécessaire, par contre, celle des masses volumiques variables pour chaque fraction solide améliore les simulations.

ABSTRACT : The classical solid transport theory has been used to analyse the experimental results obtained from the N°13 combined sewer trunk of Marseille for more than two years. This study demonstrates that the sediment transport phenomena in a combined sewer trunk are nothing other than the classical ones. A numerical model has been established according to the analyses. Based on a permanent flow regime, this model considers not only the effets of the real channel geometries, non-uniform particles size, but also the co-existance of mineral and organical materiels. Some particular sediment transport phenomena such as the pavement of bed have also been taken into account. It also shows that although the influence of the suspension particles is not necessarily considered, the simulation including the variations of particle density with each granular fraction may be improved.

Table des matières

INTRODUCTION 1

PREMIERE PARTIE EXPERIMENTATIONS DE TRANSPORT SOLIDE EN RESEAUX D'ASSAINISSEMENT 4

Chapitre 1 DESCRIPTION DES CIRCONSTANCES DE L'ETUDE 6
1.1. Caractéristiques Générales des Collecteurs de Réseaux d'Assainissement 6
1.2. Notre Site d'Etude - le Collecteur 13 de Marseille 6
1.3. Apports Liquides et Solides 9
1.4. Caractéristiques des Ecoulements dans le Collecteur 13 9
1.5. Aménagements Possibles des Eaux des Réseaux du collecteur 13 11
1.6. Remarques 12

Chapitre 2 PHENOMENES DE LA DYNAMIQUE DES DEPOTS 13
2.1. Introduction 13
2.2. Evolution du Profil de Dépôt 13
2.3. Evolution des Volumes de Dépôt 14
2.4. Evolution de la Composition du dépôt 16
2.5. Caractéristiques des Solides en Suspension 19
2.6. Remarques 20

Chapitre 3 DEVELOPPEMENT D'UNE METHODE DE PRELEVEMENT DES SOLIDES CHARRIES EN COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT 22
3.1. Introduction 22
3.2. Sélection des méthodes pour les prélèvements des solides en collecteur 22
3.2.1. Présentation des méthodes des prélèvements existantes 22
3.2.2. Comparaison des méthodes des prélèvements 24
3.2.3. Sélection définitive d'une méthode des prélèvements 26
3.3. Etude des problèmes fondamentaux concernant les prélèvements des solides avec la méthode sélectionnée 26
3.3.1. Présentation des problèmes 26
3.3.2. Sélection des emplacements des prélèvements 26
3.3.3. Définition de l'ouverture des pièges 27
3.4. Description des pièges; 29
3.5. Problèmes d'installation des pièges 30
3.6. Processus d'un prélèvement 30
3.7. Test avec la méthode des prélèvements choisie et ses résultats 30
3.8. Conclusion 32

Chapitre 4 PRELEVEMENTS DES SOLIDES CHARRIES DANS LE COLLECTEUR 13: RESULTATS et ANALYSE PRELIMINAIRE 33
4.1. Présentation 33
4.2. Quantités des solides piégés et analyse préliminaire 35
4.3. Diamètres des solides piégés 38
4.4. Masses volumiques des solides piégés 39

4.5. Comparaison des solides piégés avec ceux présents dans le dépôt **41**
4.6. Conclusions **43**

CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE 44

DEUXIEME PARTIE ANALYSES DES PHENOMENES DE TRANSPORT SOLIDE EN RESEAUX D'ASSAINISSEMENT 45

Chapitre 5 ETUDE DU FROTTEMENT HYDRAULIQUE DANS LE COLLECTEUR N° 13 47
5.1. Présentation **47**
5.2. Le modèle hydrodynamique proposé **47**
5.3. Méthode d'intégration numérique et méthodologie de calibration du modèle **49**
5.4. Calibration numérique du modèle hydrodynamique utilisant diverses expressions du gradient d'énergie hydraulique et données expérimentales **51**
5.4.1. Introduction 51
5.4.2. Données utilisées pour le test 51
5.4.3. Formules utilisées pour le calcul des coefficients de frottement de Manning-Strickler K et de Blasius λ 52
5.4.4. Résultats de la calibration numérique 54
5.4.5. Conclusion du calage 56
5.5. Amélioration du calage et modèle hydrodynamique pour le collecteur n° 13 ..... **56**

Chapitre 6 ETUDE DES MECANISMES DE TRANSPORT SOLIDE 59
6.1. Présentation **59**
6.2. Etude du mécanisme des solides en suspension **59**
6.2.1. Présentation 59
6.2.2. Mécanisme général de transport solide en suspension 59
6.2.3. Etude des caractéristiques des solides en suspension 59
6.2.4. Quelques remarques sur la suspension 62
6.3. Etude du mécanisme des solides charriés **63**
6.3.1. Présentation 63
6.3.2. Décantabilité des solides piégés (charriés) 64
6.3.3. Puissances des solides décantées par l'unité de temps 65
6.3.4. Conclusion 67
6.4. Etude du mécanisme de dépôt dans le collecteur 13 ..... **68**
6.4.1. Introduction 68
6.4.2. Phénomènes de dépôt lié à la condition critique de mise en mouvement 68
6.4.3. Phénomènes de dépôt lié à la condition critique de transport de hors-équilibre ... 69
6.4.4. Mécanisme de dépôt dans le collecteur 13 70
6.5. Stabilité du dépôt dans le collecteur 13 ..... **72**
6.5.1. Description 72
6.5.2. Etude bibliographique des résultats classiques 72
6.5.3. Application des résultats classiques dans notre cas 74
6.5.4. Conclusion 76
6.6. Conclusion du chapitre **76**

Chapitre 7 ETUDE DES INFLUENCES DES SINGULARITES GEOMETRIQUES SUR LES COMPORTEMENTS HYDRODYNAMIQUES DES ECOULEMENTS ET SUR LA FORMATION DU DEPOT 78
7.1. Problèmes 78
7.2. Influence des jonctions sur l'écoulement et la formation des dépôts 78
7.2.1. Introduction 78
7.2.2. Phénomènes des jonctions 78
7.2.3. Résultats publiés liés aux jonctions 79
7.2.4. Application des résultats de la littérature au collecteur 13 81
7.2.5. Conclusion 84
7.3. Influence des virages sur la formation des dépôts 84
7.3.1. Introduction 84
7.3.2. Phénomènes hydrauliques dans les virages 84
7.3.3. Phénomènes de transport solide et de dépôt dans les coudes. 86
7.4. Conclusion 86

Chapitre 8 ETUDE DES QUANTITES DE SOLIDES TRANSPORTES PAR L'ECOULEMENT DANS LE COLLECTEUR 13 PROPOSITION D'UNE NOUVELLE CONCEPTION DE LA CAPACITE DE TRANSPORT DANS LE CAS D'UNE GRANULOMETRIE ETENDUE 88
8.1. Introduction 88
8.2. Analyse des débits des solides déposés à partir des résultats des mesures de dépôt 88
8.2.1. Description 88
8.2.2. Méthodologie 89
8.2.3. Résultats des calculs 90
8.2.4. Analyses 92
8.2.5. Conclusion 93
8.3. Analyse des débits des solides entrant à partir des résultats des prélèvements 94
8.3.1. Description 94
8.3.2. Evaluation des apports totaux des solides entrant 94
8.3.3. Evaluation des apports des solides charriés au point 3 95
8.3.4. Comparaison du débit des solides charriés avec celui des solides déposés 95
8.4. Etude de la capacité de transport solide de l'écoulement par temps sec 96
8.5. Nouvelle conception de la capacité de transport 97
8.5.1. Introduction 97
8.5.2. Proposition 98
8.6. Critique de la nouvelle conception 99
8.7. Calcul de la capacité de transport 100
8.8. Conclusion du chapitre 102

CONCLUSION DE LA DEUXIEME PARTIE 104

TROISIEME PARTIE MODELISATION MATHEMATIQUE DU TRANSPORT SOLIDE EN COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT 105

Chapitre 9 RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES CODES DE TRANSPORT SOLIDE EXISTANTS 107
9.1. Introduction 107
9.2. Hypothèses utilisées pendant l'établissement d'un code 107
9.3. Système d'équations d'un code de transport solide 108

9.4. Modélisation de transport solide en cas de saturation **111**
9.5. Modélisation de transport solide hors-saturation **112**
9.6. Autres types de modélisation du transport solide **113**
9.7. Modélisation dans le cas d'une granulométrie étendue **114**
9.8. Résolution du système d'équations du modèle mathématique **114**
9.9. Quelques codes représentatifs de la littératures **115**
9.9.1. Introduction 115
9.9.2. Les codes du type <IALLUVIAL> 116
9.9.3. Les codes du type <CARICHAR> 116
9.9.4. Un mot sur ces deux types des codes 117
9.10. Conclusion et possibilité d'application d'un code existant en collecteurs de réseaux d'assainissement **118**

Chapitre 10 CONCEPTION D'UN CODE DE TRANSPORT SOLIDE POUR LES COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT **119**
10.1. Principaux et objectifs de la modélisation **119**
10.2. Traitement de la configuration géométrique **119**
10.3. Evaluation des paramètres hydrodynamiques **120**
10.4. Traitements liés à la granulométrie étendue **121**
10.5. Transport solide en cas de saturation - choix des lois de la capacité de transport des solides dans <MEDCA> **121**
10.6. Transport solide hors-saturation - choix des lois de chargement dans <MEDCA> **124**
10.7. Physique des échanges entre les solides mobiles et immobiles et définition de la couche de mélange **124**
10.8. Modélisation des phénomènes de masquage et de pavage **126**
10.8.1. Description 126
10.8.2. Conditions d'apparition du phénomène de masquage 127
10.8.3. Application de la théorie de Gessler au cas du masquage passif 127
10.8.4. Application de la théorie de Gessler au cas du masquage actif 128
10.9. Continuité des sédiments **128**
10.10. Système complet des équations du code <MEDCA> **129**

Chapitre 11 MISE AU POINT DU CODE <MEDCA> **130**
11.1. Introduction **130**
11.2. Discrétisation longitudinale du collecteur **130**
11.3. Traitements exigés par la considération de la configuration géométrique réelle du collecteur **130**
11.3.1. Introduction 130
11.3.2. Numérisation de la configuration géométrique réelle du collecteur 131
11.3.3. Transport solide aux virages 131
11.3.4. Transport solide dans le cas d'un dépôt de faible hauteur au fond 132
11.3.5. Contrainte de cisaillement pour le calcul de transport solide 132
11.4. Relation entre la couche de mélange et la pile de stockage **133**
11.5. Pas de temps Δt, pas d'espace Δx et épaisseur de la couche de mélange E_m **134**
11.6. Calcul du transport solide **135**
11.6.1. Généralités 135
11.6.2. Application de la loi de chargement 136
11.6.3. Calcul préliminaire des informations sur les solides 137
11.6.4. Mise au point de la simulation du phénomène de masquage 140
11.7. Evaluation du profil de dépôt **142**

Chapitre 12 PRESENTATION DU CODE <MEDCA> **143**
12.1. Présentation générale **143**
12.2. Fonctionnement du <MEDCA> et organigramme général **143**

12.3. Description du programme 145
12.4. Description des fichiers des données 145

CONCLUSION DE LA TROISIEME PARTIE 147

QUATRIEME PARTIE APPLICATION DE <MEDCA> AU COLLECTEUR 13
CONSTRUCTION DE <MEDCA-OM> ET LEUR EXPLOITATION 148

Chapitre 13 APPLICATION DU CODE <MEDCA> DANS LE TRONCON
AMONT DU COLLECTEUR 13 et ANALYSE DE SES RESULTATS 150
13.1. Introduction 150
13.2. Description des paramètres de <MEDCA> et liste des paramètres à tester 150
13.3. Evaluation des caractéristiques des solides entrant 151
13.4. Condition limite à la sortie - Profondeur d'eau H_{aval} 152
13.5. Découpage d'une granulométrie des solides en fractions 153
13.6. Traitements numériques de la topographie du canal 154
13.7. Données hydrauliques sous forme numérique 154
13.8. Etude de sensibilité 154
13.8.1. Description générale 154
13.8.2. Tests numériques de sensibilité aux paramètres de transport : $\alpha_{dép}$, $\alpha_{éro}$ et ξ... 155
13.8.3. Tests numériques sur les caractéristiques du dépôt : $\epsilon_{dép}$ 160
13.8.4. Tests numériques sur les conditions aux limites : H_{aval} 163
13.8.5. Tests sur le rôle des paramètres numériques : Δx, Δt, Em 165
13.8.6. Conclusion des tests sur la sensibilité aux paramètres et proposition de leurs valeurs optimales 167
13.9. Conclusion du chapitre 169

Chapitre 14 Exploitation du code <MEDCA>, Construction du code
<MEDCA-OM> et son exploitation 170
14.1. Présentation 170
14.2. Exploitation du code <MEDCA> et problèmes rencontrés 170
14.2.1. Simulation de l'évolution de dépôt à long terme dans le tronçon amont. 170
14.2.2. Application du code <MEDCA> dans le tronçon aval 172
14.2.3. Conclusion 175
14.3. Construction du code <MEDCA-OM> 175
14.4. Exploitation du code <MEDCA-OM> 176
14.4.1. Simulation de l'évolution de dépôt à long terme dans le tronçon amont avec <MEDCA-OM> 176
14.4.2. Application du code <MEDCA-OM> dans le tronçon aval 178
14.4.3. Conclusion 180
14.5. Essais numériques respectivement avec <MEDCA> et <MEDCA-OM> dans d'autres conditions hydrauliques du collecteur 13 180
14.5.1. Description 180
14.5.2. Exploitation de <MEDCA> et <MEDCA-OM> : EXPL-TEST 1 180
14.5.3. Exploitation de <MEDCA> et <MEDCA-OM> : EXPL-TEST 2 182
14.5.4. Exploitation de <MEDCA> et <MEDCA-OM> : EXPL-TEST 3 183
14.5.5. Conclusion 186
14.6. Conclusion du chapitre 187

CONCLUSION DE LA QUATRIEME PARTIE 188

CONCLUSION GENERALE 190

REFERENCES 192

ANNEXES 200

Annexe A CONDITIONS CRITIQUES D'ECOULEMENTS POUR LA MISE EN MOUVEMENT DES PARTICULES SOLIDES 201
A.1. Diagramme de Shields 201
A.2. Méthode d'Egiazaroff 202
A.3. Application des résultats de Shields et d'Egiazaroff 202

Annexe B FORMULES DE CAPACITE DE TRANSPORT SOLIDE PAR CHARRIAGE D'UN ECOULEMENT 204
B.1. Formule de Meyer-Peter pour les particules solides de granulométrie peu étendue 204
B.2. Formule d'Ackers and White pour les particules solides uniformes (ou presque) 205
B.3. Formule de Van Rijn <1> pour les particules solides de granulométrie peu étendue 206
B.4. Formule de Yang pour des particules solides de granulométrie peu étendue 207
B.5. Formule d'Einstein (1950) pour des particules solides de granulométrie peu étendue 209
B.6. Formule d'Einstein (Qien 1983) pour des particules solides de granulométrie étendue 210
B.7. Formule d'Egiazaroff (1965) pour des particules solides de granulométrie étendue 212
B.8. Formule de Wang pour des particules solides de granulométrie étendue 214
B.9. Formule de Van Rijn (2) pour des particules solides de granulométrie peu étendue 215
B.10. Formule de White & Day pour des particules solides de granulométrie étendue 218
B.11. Formule de Proffit & Sutherland pour des particules solides de granulométrie étendue 219

Annexe C EFFET DE RETARD SPATIAL ET TEMPOREL DU TRANSPORT SOLIDE - LOI DE CHARGEMENT 221
C.1. Formule de Daubert et Lebreton (1967) pour le transport par charriage 221
C.2. Formule de Bell et Sutherland (1983) pour le transport par charriage 222
C.3. Formule de Han (Inpheeiwh 1980) pour le transport global 222

Annexe D PRESENTATION DE QUELQUES CODES DE TRANSPORT SOLIDE .. 223
D.1. Système d'équations du code IALLUVIAL 223
D.2. Système d'équations du code CARICHAR 224

INTRODUCTION

Les réseaux d'assainissement unitaires sont prévus pour évacuer les effluents domestiques, les rejets industriels et les eaux de ruissellement pluviales. Ces apports liquides amènent également une quantité de solides non négligeable. Dans la plupart de ces réseaux, les conditions hydrauliques n'assurent pas le transport de toute la phase solide et des dépôts se produisent, créant de nombreuses nuisances.
L'encrassement des réseaux réduit leurs capacités hydrauliques ce qui peut devenir catastrophique lors des pluies importantes (débordements), les rejets à l'exutoire, trop "chargés" en particules solides, vecteurs de pollution, ponctuels dans l'espace et dans le temps, créent un effet de choc sur le milieu récepteur. De plus les dépôts sont susceptibles de réactions chimiques au cours de leur séjour dans les égouts, et peuvent devenir dangereux pour les habitants des agglomérations (gaz toxiques, bactéries...). En vue de maintenir un bon fonctionnement hydraulique et sanitaire des réseaux, ces dépôts sont donc régulièrement extraits, mais cette opération est souvent difficile et coûteuse.

Afin de mieux gèrer ces problèmes, une étude générale sur le "Transfert des Solides en Réseaux d'Assainissement" (TRSA) a fait l'objet d'un programme pluriannuel.

Dans l'architecture des réseaux, les collecteurs sont des ouvrages importants. Ils relient les canalisations aux émissaires conduisant aux stations d'épuration et au milieu naturel. La maîtrise de leur fonctionnement est essentielle.

Ces collecteurs, ayant des parois non érodables, sont souvent de petites dimensions (par rapport aux rivières), les apports y sont aléatoires, non seulement soumis à l'influence climatique, mais aussi à celle des activités humaines. Les solides que l'on y trouve, ou qui y transitent, présentent de caractéristiques physicochimiques diverses (tailles très étendues, masses volumiques et formes variables, particules minérales et organiques). Tout ceci fait que les mécanismes du transport solide en collecteurs peuvent être très différents de ceux rencontrés en rivières naturelles.

Le "Transport Solide" étudie les phénomènes de l'érosion, du transport et de la sédimentation des solides au sein d'un écoulement liquide. C'est un des aspects de l'hydraulique environnementale le plus complexe, et les résultats des recherches antérieures n'ayant pas abouti à l'obtention de lois générales, l'objectif de l'étude sur : "Le Transport solide en collecteurs d'assainissement et sa modélisation" (l'un des quatre sujets principaux du programme TSRA), est le suivant : découvrir les mécanismes mis en jeux, identifier et modéliser les phénomènes.

Dans un premier temps, une campagne d'observations sur la dynamique des dépôts a été effectuée par D. Laplace (1991), sur plusieurs années, dans le collecteur visitable n° 13 de Marseille. Notre travail consiste alors à retrouver, sur la base de simulations numériques, l'évolution du profil du lit observée et les compositions des dépôts.

Ce mémoire de thèse est divisé en quatre parties.

Dans la première partie sont présentées les observations brutes de la dynamique de dépôt. Les résultats des mesures antérieures de D. Laplace nous donnent les éléments de départ. Des mesures complémentaires sur les solides charriés y sont adjointes et une analyse préliminaire y est également effectuée.

Dans la deuxième partie, sur les bases théoriques de l'hydraulique fluviale et du transport solide classique, nous présentons une analyse plus approfondie. Elle permet de mieux cerner les mécanismes du transport et met en évidence la complexité de celui-ci. Une nouvelle notion de capacité de transport, assimilable à celle de Vélikanov y est proposée.

Dans la troisième partie, après une étude bibliographique des codes de transport solide existants, nous définissons une modélisation spécifique pour le collecteur 13, prenant en compte les conclusions précédentes sur les phénomènes de transport observés. C'est ainsi que nait le code <MEDCA>, adapté à une granulométrie des solides étendue, au phénomène de masquage, et à la géométrie particulière des collecteurs.

Dans la quatrième partie sont présentés, analysés et discutés les résultats du calage, par comparaison avec les mesures in situ. Ces résultats menent à une deuxième étape : la construction du code <MEDCA-OM>, qui tient compte de la présence à la fois des matériaux minéraux et organiques.

PREMIERE PARTIE

EXPERIMENTATIONS DE TRANSPORT SOLIDE EN RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

Il est bien connu que les phénomènes de transport solide en rivières peuvent être très différents d'un cours d'eau à l'autre. Ce problème existe également en collecteurs de réseaux d'assainissement, où les facteurs hydrauliques, la diversité des apports solides liés à la nature des bassins versants et aux activités humaines influencent le transport solide.

Notre site d'étude est le collecteur 13 de Marseille où D. Laplace (1991) a effectué une observation de la dynamique de dépôt, dont une brève présentation est donnée dans le premier chapitre. Les résultats d'observations sont ensuite présentés synthétiquement et analysés dans le deuxième chapitre car ils constituent les données à partir desquelles nous démarrons l'étude de transport solide.

Bien que les résultats des observations de la dynamique de dépôt peuvent nous aider à connaître certains phénomènes de transport solide, ils n'étaient pas suffisants pour expliquer l'ensemble des mécanismes de transport au sein de l'écoulement. Aussi, une expérimentation complémentaire sur les solides charriés a été menée sur le site, grâce à une méthode de prélèvements spécifique développée dans le troisième chapitre, et dont les résultats sont présentés et analysés dans le quatrième chapitre. Cette expérimentation nous permet de découvrir la complexité des mécanismes de transport solide dans le collecteur 13 de Marseille.

Chapitre 1

DESCRIPTION DES CIRCONSTANCES DE L'ETUDE

1.1. Caractéristiques Générales des Collecteurs de Réseaux d'Assainissement

Les collecteurs de réseaux d'assainissement ont des caractéristiques spécifiques par rapport aux rivières. Ce sont les suivantes:

- Composition du canal:
  Les collecteurs, souvent en béton, ont des périmètres fixés et des parois non érodables.
- Périodes des apports liquides et des apports solides:
  En rivière, elles sont climatiques. Il en va de même pour les collecteurs, à l'exception que par temps sec elles sont beaucoup influencées par les activités humaines.
- Compositions des solides:
  En rivière, pour un bief donné, les solides transportés sont quasiment homogènes et ont une densité unique. Par contre, en collecteur, les granulométries sont beaucoup plus étendues, les densités variables, et ce, toujours influencé par les activités humaine.

1.2. Notre Site d'Etude - le Collecteur 13 de Marseille

Notre collecteur est un collecteur unitaire qui reçoit les eaux usées ainsi que les eaux de pluies du bassin versant 13 situé au centre ville de Marseille, dont les caractéristiques sont les suivantes:

- surface totale : 134 ha
- nombre d'habitants : estimé à 30000 hab.
- imperméabilité moyenne : 87 %
- pente moyenne : 0,05 m/m
- débit moyen journalier par temps sec à l'exutoire : 0,22 m^3/s

D'une longueur de 650 m, le collecteur 13 est fortement encrassé sur ses 460 derniers mètres, partie où il est visitable et équipé d'une banquette latérale. Il se déverse ensuite dans le grand émissaire qui mène à la station d'épuration de Marseille.

Ses caractéristiques géométriques sont les suivantes (réparer à la figure 1.2-1):

Longueur du tronçon expérimental : 460 m du point 1 au point 48

Vue en plan : La vue en plan représentée est donnée en longueur développée de manière à pouvoir être superposée au profil en long.

Profil en long : Une mesure du profil en long effectué tous les 10 mètres montre un radier assez irrégulier, dont la pente moyenne du point 3 au point 46 est de 0,001 m/m. En amont du point 3, la pente est de 0,018 m/m.

Sections rencontrées :

- Egout type 2 du point 1 au point 3,
- Collecteur type 2 bis surbaissé du point 3 au point 7,
- Collecteur type 2 bis du point 7 au point 42,
- Chambre à sable du point 42 au point 48.

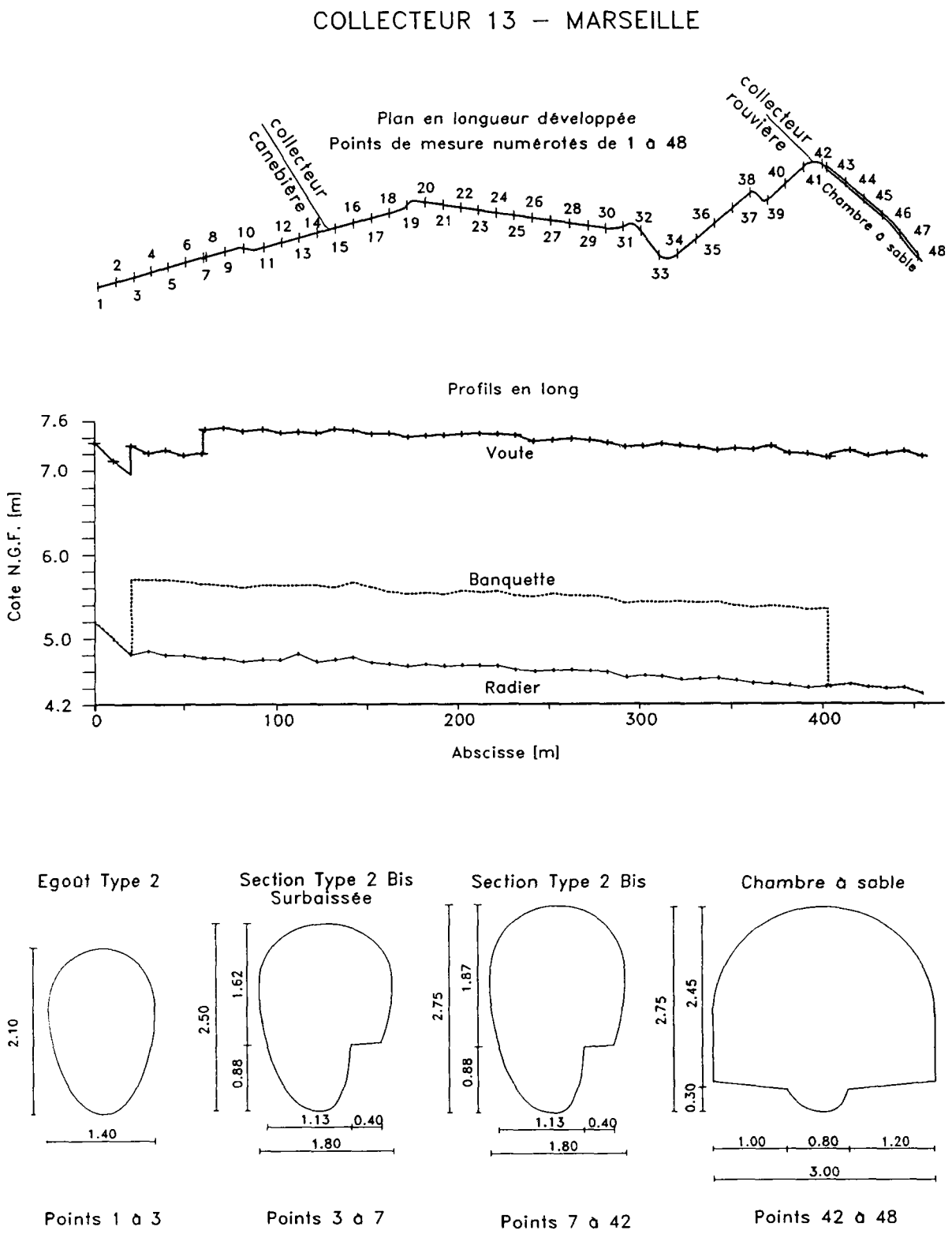


Figure 1.2–1 : Schématisation des caractéristiques géométriques du collecteur 13 de Marseille

1.3. Apports Liquides et Solides

Les apports liquides ainsi que les apports solides se font de 3 manières.

- En provenance de collecteurs :

par un égout de type 2, en amont du point 1

- pente : 0,018 m/m
- débit moyen journalier d'eau usée de temps sec : 0,13 m^3/s
- surface du bassin versant associé : 78 ha

par un collecteur de type 2 bis (collecteur Canebière), entre les points 14 et 15

(la jonction des deux collecteurs se fait avec un angle avoisinant 45°)

- pente : 0,02 m/m
- débit moyen journalier d'eau usée de temps sec : 0,071 m^3/s
- surface du bassin versant associé : 43 ha

par un égout de type spécial (collecteur Rouvière) au point 42

(ce collecteur se déverse dans le collecteur 13 par l'intermédiaire d'une chute en escalier qui brise l'énergie cinétique de l'écoulement)

- pente : 0,06 m/m en amont de la chute
- débit moyen journalier d'eau usée : 0,021 m^3/s
- surface de bassin versant associé : 13 ha

par un égout de type spécial au point 3 et entre les points 10 et 11

(ces deux apports sont peu importants)

- En provenance de canalisations sanitaires (Ø 300 ou Ø 400) :

Répartis le long du collecteur, ces apports sont peu importants et ont un caractère intermittent.

- En provenance de bouches avaloirs :

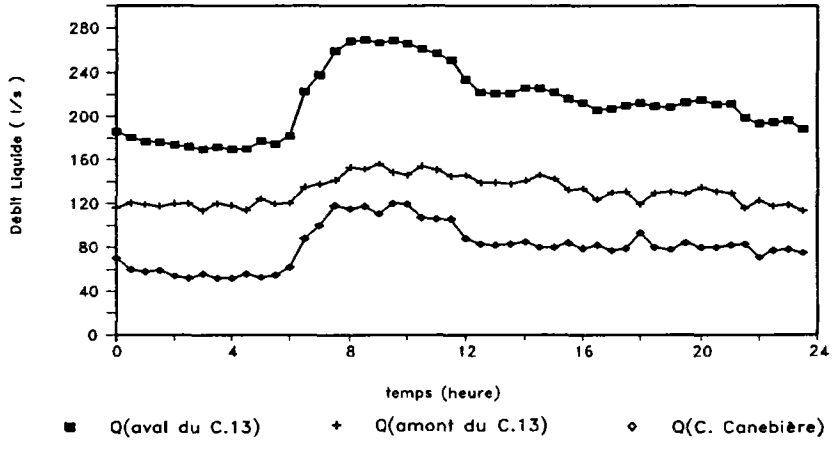
Répartis le long du collecteur, les avaloirs sont le lieu d'apport des eaux pluviales et des eaux de lavage de voirie par temps sec. Ces avaloirs ne sont pas sélectifs et donc tout ce qui est lessivé sur les surfaces urbaines peut pénétrer dans le réseau.

1.4. Caractéristiques des Ecoulements dans le Collecteur 13

Par temps sec, les débits liquides ont presque les mêmes valeurs d'un jour à l'autre, ayant une moyenne journalière de 0,22 m^3/s à son l'exutoire. Ces débits comportent une part assez importante d'eaux parasites "propres" : eau de source, de fontaines, de bassins de jardin public et de déversement d'eau potable, supérieure à 0,1 m^3/s.

La figure 1.4-1 montre trois hydrogrammes journaliers de temps sec réalisés en continu par un déversoir installé à l'exutoire du collecteur. Ces hydrogrammes représentent respectivement le débit liquide dans le collecteur Canebière, dans le tronçon amont et celui aval du collecteur 13.

D'après cette figure, nous pouvons constater que les apports liquides de temps sec ne sont pratiquement pas variables dans la zone du débit maximum et celle du débit minimum.



+ Q(amont du C.13) est évalué à partir de la soustraction de deux autres mesures

Figure 1.4-1 : Hydrogramme des apports liquides entrant dans le collecteur 13

Les singularités géométriques des collecteurs influencent beaucoup l'écoulement. Le réduction brutale de la pente du radier provoque un remous en amont du point 3 à partir duquel les écoulements prennent leur régime fluvial. Les jonctions et les virages peuvent modérer, plus ou moins, les écoulements à leur amont, notamment pour la jonction du collecteur 13 avec celui de Canebière. Les écoulements sont beaucoup ralentis lors de l'élargissement brutal de la géométrie dans la chambre de dessablement. Les mesures de la ligne d'eau des écoulements traduisent ces phénomènes (figure 1.4-2).

Par ailleurs, il est à noter que, dans le tronçon principal du point 3 au point 46, les largeurs des écoulements par rapport à leurs profondeurs ne sont pas grandes, et que les écoulements présentent un caractère tri-dimensionnel. La figure 1.4-3 montre la distribution des profils des vitesses dans une section transversale.

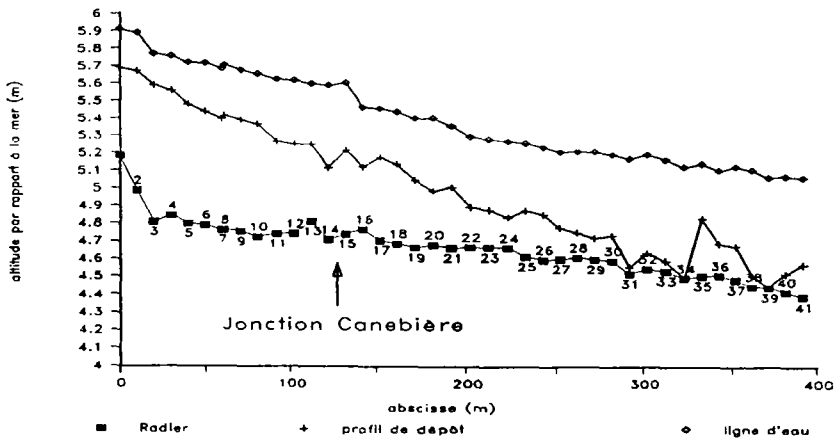


Figure 1.4-2 : Exemple d'une ligne d'eau d'écoulement par temps sec et de son profil de dépôt correspondant dans le collecteur 13

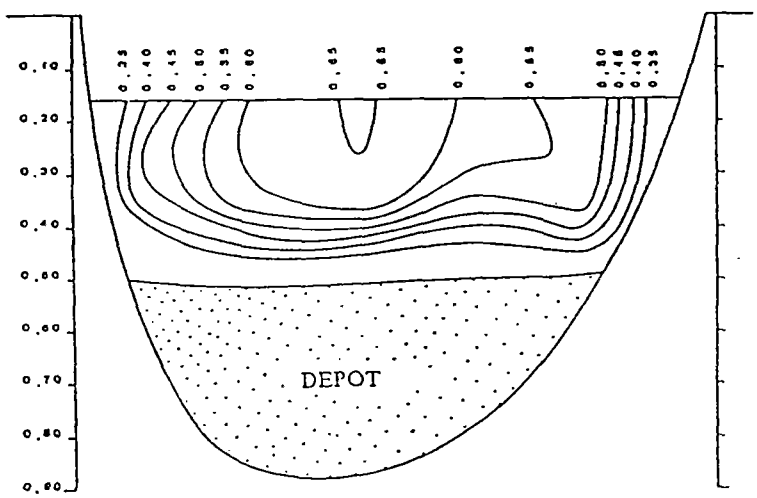


Figure 1.4-3 : Distribution des profils des vitesses dans une section transversale

1.5. Aménagements Possibles des Eaux des Réseaux du collecteur 13

Tout au long de son trajet, le collecteur 13 présente plusieurs embranchements avec d'autres canalisations (un égout de type spécial entre le point 3 et le point 4, le collecteur Canebière entre le point 14 et le point 15, le collecteur Rouvière entre le point 45 et le point 46). Ce réseau autorise la réalisation de certaines modifications des conditions de fonctionnement hydraulique, notamment grâce au collecteur Canebière. Par exemple un barrage à poutrelle permet le détournement des eaux provenantes de ce dernier vers l'amont du

collecteur 13, de telle sorte que les conditions d'écoulement dans le tronçon amont (du point 1 au point 14) soient sérieusement modifiées avec le renforcement des apports liquide et la disparition de l'influence de jonction.

D'autre part, le collecteur 13 possède à sa tête une vanne qui permet de détourner, en amont du point 1, partiellement ou complètement, les eaux. Cette vanne permet une observation directe des dépôts et facilite les opération de prélèvements. En manipulant artificiellement les conditions hydrauliques, on peut ainsi réaliser diverses expérimentations.

Enfin un réservoir d'eaux claires situé en amont du collecteur 13 permet d'effectuer des lâchés d'eau dont les apports peuvent être beaucoup plus importants que les débits de temps sec.

Par ailleurs, le collecteur 13 possède deux déversoirs pour les eaux pluviales, situés au point 12 et au point 33. Ils peuvent modifier sérieusement les conditions d'écoulements ainsi que les phénomènes de transport solide en cas de fortes pluies.

Toutes ces conditions permettent de considérer le collecteur 13 comme une canalisation expérimentale, d'effectuer des essais nécessaires avec une facilite importante en faisant varier les conditions d'écoulement et de débits solides.

1.6. Remarques

La présentation ci-dessus permet de noter que:

1:/ Le collecteur 13 est plutôt géométriquement assimilable à une canalisation de laboratoire de forte pente ou à une canalisation montagneuse, les caractéristiques de ses écoulements étant similaires en raison de la forte pente du radier;

2:/ La jonction du collecteur 13 avec celui de Canebière a une influence importante sur l'écoulement amont. On doit considérer deux tronçons individuels, le tronçon amont entre les points 1 et 14 et le tronçon aval entre les points 15 et 46.

3:/ Les profondeurs des écoulements du collecteur 13 en temps sec ainsi qu'en temps de pluie sont très importantes par rapport à leurs largeurs: Il ne s'agit pas d'écoulements "larges" définis par Knight (september, 1979) et la prise en compte de l'influence des parois latérales sur les écoulements est nécessaire.

Chapitre 2

PHENOMENES DE LA DYNAMIQUE DES DEPOTS

2.1. Introduction

L'étude de la dynamique des dépôts effectuée par Laplace (1991) sur le collecteur 13 de Marseille nous a permis de suivre pendant plus de deux ans les évolutions du profil du dépôt, de son volume ainsi que celles des caractéristiques des solides le composant.

Ce chapitre rappelle synthétiquement les phénomènes observés. Pour plus de détails, on se reportera aux références [Laplace (1991), Chebbo (1992), Bachoc (1992), et Bachoc et al. (1992)].

2.2. Evolution du Profil de Dépôt

L'évolution du profil de dépôt se traduit par une augmentation de sa pente ainsi que de son volume. La figure 2.2-1 donne des quelques profils mesurés en fonction du temps. Bien qu'apparemment complexe, cette évolution suit en général 5 grandes règles, son observation pendant plus de deux ans permettant les constatations suivantes.

- Le dépôt s'est formé par propagation de l'amont vers l'aval à partir des points d'apports;
- L'épaisseur du dépôt est décroissante de l'amont vers l'aval, et le phénomène s'accentue dans le temps. La pente moyenne du fond augmente donc mais son taux d'augmentation diminue avec le temps;
- Avant que la pente du fond n'atteigne une certaine valeur seuil, l'évolution du profil de dépôt, notamment celle dans le tronçon à l'amont du point 14, peut devenir très rapide en cas de forts apports solides entrants. Le reste du temps, elle est plutôt lente;
- Les configurations géométriques du canal influencent la formation du dépôt. Le phénomène de déposition est beaucoup plus faible dans les virages et aux jonctions du collecteur 13 avec les apports latéraux. L'érosion se produit souvent à ces endroits pendant les temps de pluie;
- Ailleurs, les influences des pluies sur la formation de dépôts sont moins nettes.

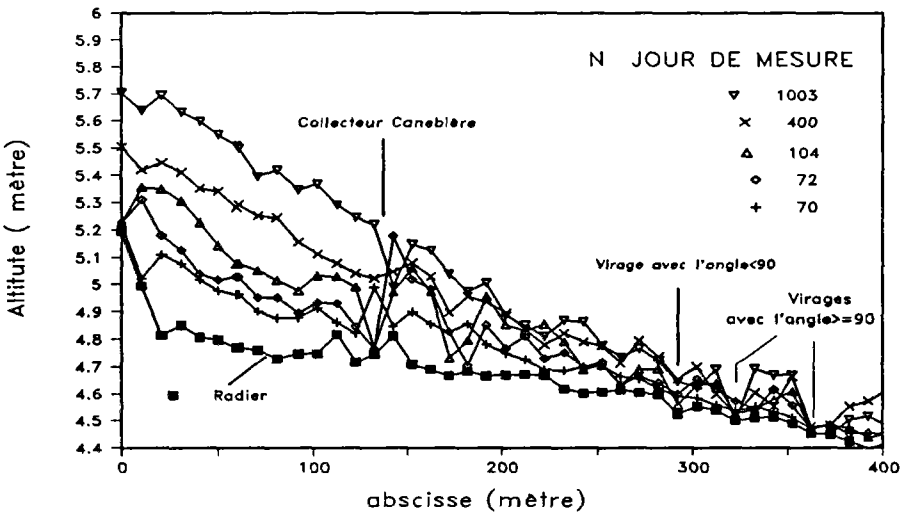


Figure 2.2-1 : Evolution du profil de dépôt dans le collecteur 13

2.3. Evolution des Volumes de Dépôt

A partir de chaque profil de dépôt mesuré, nous pouvons calculer le volume total de dépôt dans le collecteur 13 et obtenir ainsi l'évolution de ce volume. Les résultats de calcul sont présentés dans les figures 2.3-1 et 2.3-2 qui expriment respectivement les évolutions dans le tronçon 1, dans le tronçon 2 et dans l'ensemble de collecteur 13.

Ces figures permettent de faire les constatations suivantes:

- L'augmentation des volumes déposés est régulière par temps sec, plus importante pendant la première période de temps sec. De plus, elle est plus importante pour le tronçon amont que pour le tronçon aval. Les taux de volumes déposés sont donnés dans le tableau 2.3-1.

\débit brut des solides déposés	Tronçon 1 (m^3/sec)	Tronçon 2 (m^3/sec)	Collecteur 13 (m^3/sec)
premier période de temps sec (du jour 1 au jour 70)	0.107	0.096	0.203
autres périodes (au delà du jour 104)	0.065	0.041	0.106

Tableau 2.3-1 débits des solides déposés dans le collecteur 13 par temps sec

- Mais la régularité de l'augmentation des volumes par temps sec est perturbée par les pluies. Si chaque augmentation brusque des volumes déposés est consécutive à une pluie succédant à une longue période de temps sec, chaque pluie ne provoque pas d'augmentation de volume.
- Après chaque brusque augmentation de volume, une diminution systématique est observée pendant les 3 à 6 jours suivants. Puis le volume reste stable pendant quelques jours avant de retrouver son augmentation régulière de temps sec. En général, les variations de volume de dépôt sont très peu dépendantes des pluies.

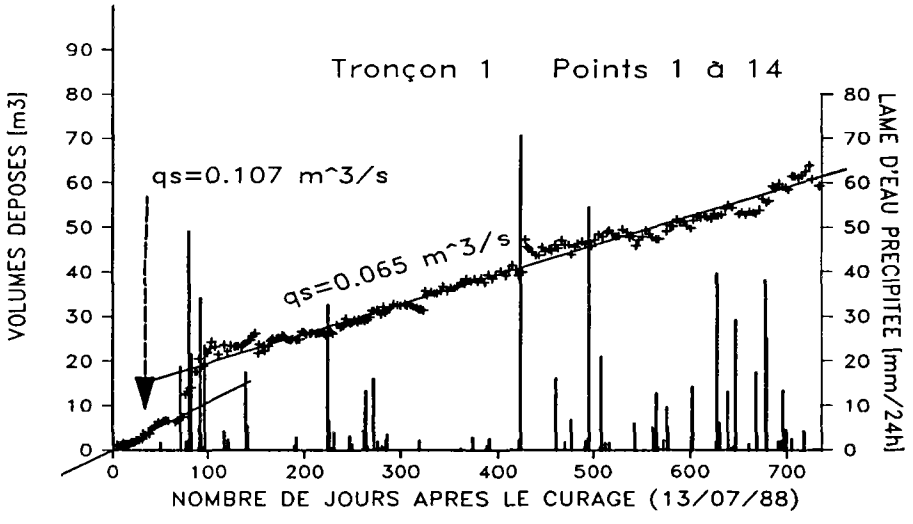


Figure 2.3-1 : Volumes déposés dans le tronçon 1

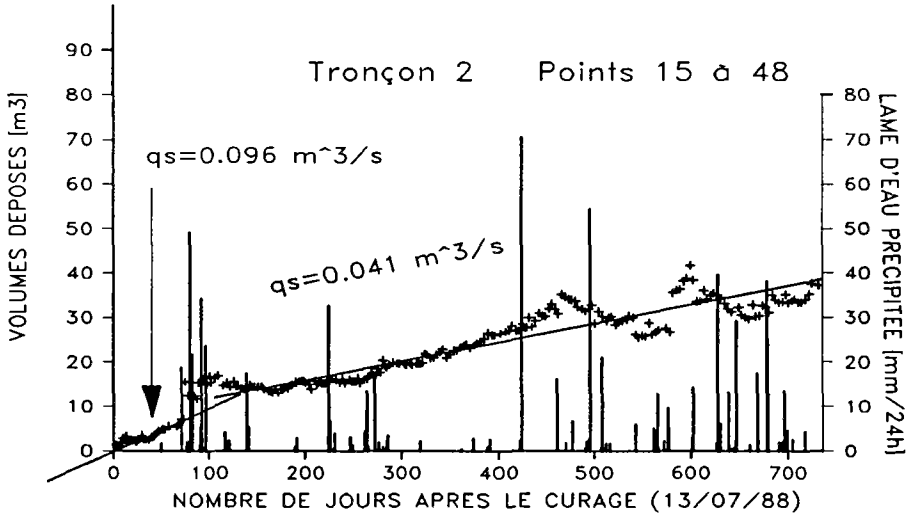
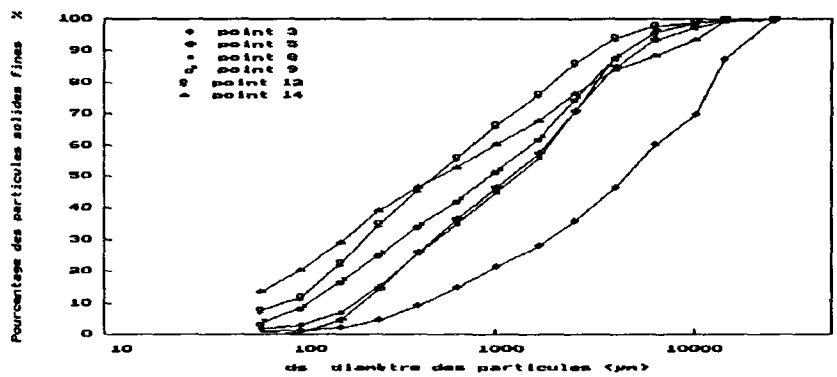


Figure 2.3-2 : Volumes déposés dans le tronçon 2

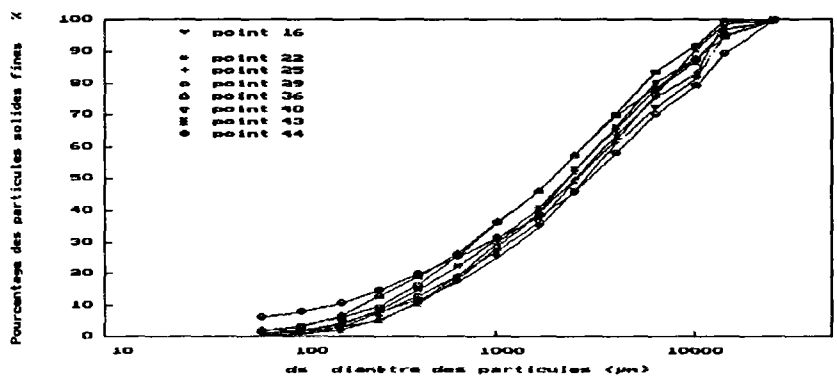
2.4. Evolution de la Composition du dépôt

Au-fur-et-à-mesure de l'évolution de dépôt, des échantillons ont été prélevés en surface le long du collecteur. Leur analyse permet de connaître la distribution spatiale et l'évolution temporaire des caractéristiques des solides déposés.

La figure 2.4-1.a montre une série des résultats de mesure des courbes granulométriques, tandis que, la figure 2.4-1.b, est représentée la distribution spatiale des diamètres médian d_{50}, et leur évolution au cours du temps. A partir de ces résultats des mesures et utilisant la méthodologie d'analyse décrite dans le paragraphe 8.2, nous pouvons obtenir les granulométries moyennes des solides déposées dans le collecteur pendant une période considérée. Celles pour le tronçon amont sont présentées dans la figure 2.4-2.



- pour le tronçon amont



- pour le tronçon aval

figure 2.4-1.a: Granulométries des solides prélevés à la surface du dépôt dans le tronçon aval le 798ième après le dernier curage le 13/07/1988

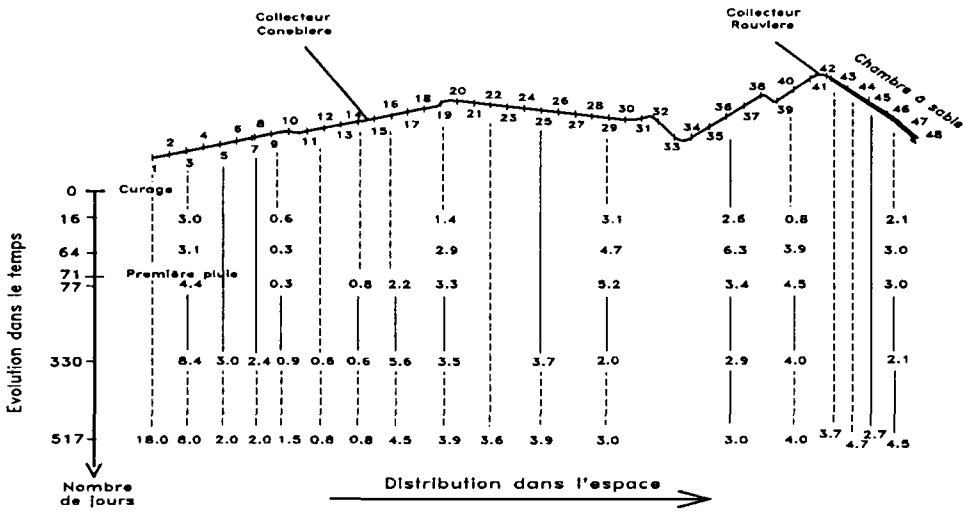


figure 2.4-1.b: Diamètre médian des solides déposés

Figure 2.4-1 : Distribution spatiale et temporelle des tailles des solides déposés dans le collecteur 13 de Marseille

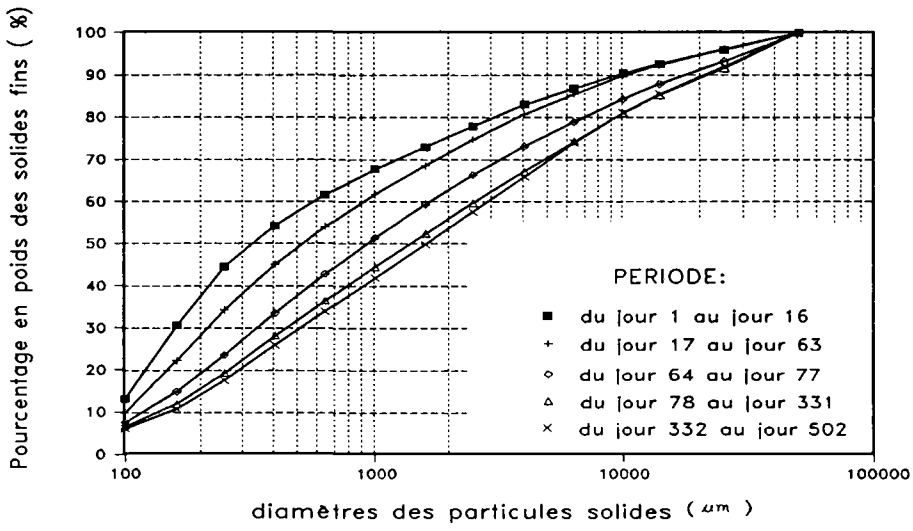


Figure 2.4-2 : Evolution de la granulométrie moyenne des solides déposés dans le tronçon amont du collecteur 13

Trois autres exemples des résultats des mesures sont respectivement données dans les figures 2.4-3, 2.4-4, et 2.4-5. Il s'agit de: masses volumiques des solides déposés (la figure 2.4-3), teneur en eau (autrement dit porosité) (la figure 2.4-4) et pourcentage des matières organiques dans le dépôt (la figure 2.4-5).

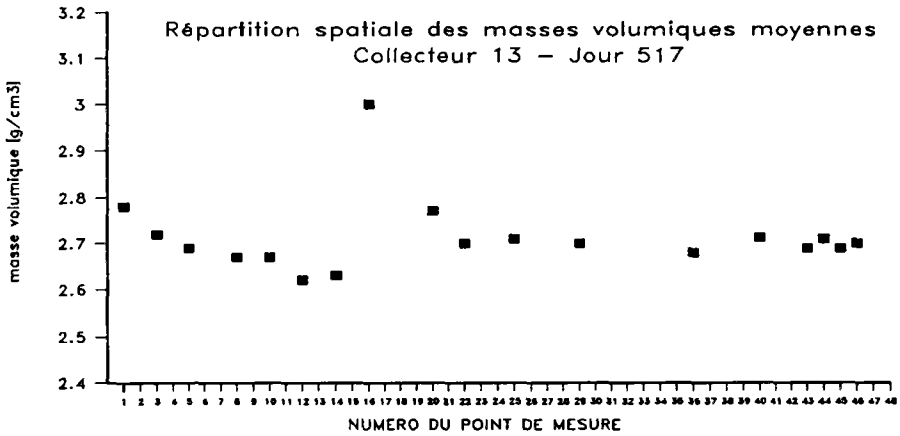


Figure 2.4-3 : Distribution spatiale des densités des solides déposés

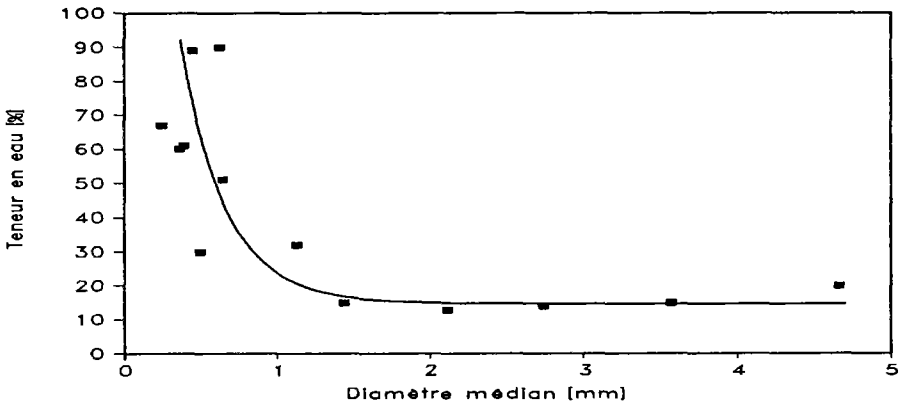


Figure 2.4-4 : Relation entre la teneur en eau de dépôt et le diamètre médian d_{50} des solides déposés

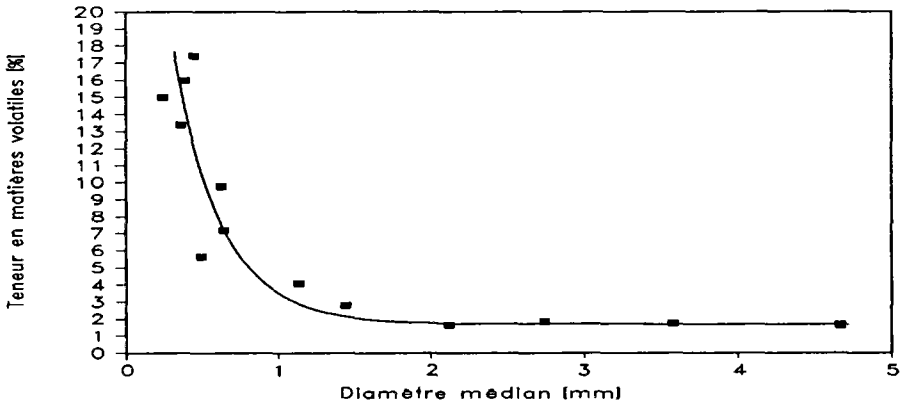


Figure 2.4-5 : Relation entre la teneur en matières volatiles du dépôt et le diamètre médian d_{50} des solides déposés

Ces figures permettent de faire les remarques suivantes:

1/ Il existe un phénomène de fort tri granulométrique avec une dégradation de tailles de l'amont vers l'aval à partir des points d'apports solides. Ce phénomène s'accentue dans le temps au-fur-et-à mesure de l'évolution du profil de dépôt. Il est beaucoup plus important dans le tronçon amont que dans le tronçon aval. On peut ainsi en déduire que les solides entrants et transportés dans le collecteur 13 sont de tailles très étendues. Cette constatation a été également obtenue par Sanchez (1987) à partir d'une analyse des granulométries des solides déposés en collecteurs dans plusieurs métropoles de France;

2/ Une dégradation des densités des solides déposés et une aggravation de teneur en eau de dépôt sont également présentes de l'amont vers l'aval dans chaque tronçon. Ces phénomènes apparaissent particulièrement dans le tronçon amont du collecteur 13.

3/ Les singularités géométriques influencent également les caractéristiques des solides déposés. Aux emplacements des jonctions et des virages, les densités et les tailles des solides déposés sont plus fortes qu'ailleurs, au contraire des teneurs en eau et teneurs en matières volatiles.

2.5. Caractéristiques des Solides en Suspension

Des prélèvements des échantillons des solides transportés en suspension ont été également réalisés à la sortie du collecteur 13 de Marseille, au sein de l'écoulement par temps sec ainsi que par temps de pluie [Chebbo (1992), Laplace (1991), Bachoc et al. (1992)]. Les résultats des mesures montrent que par temps sec, les caractéristiques des solides en suspension sont quasiment constantes d'un jour à l'autre. Par temps de pluie, elles dépendent de nombreux paramètres (durée du temps sec précédant les pluies, leurs intensités, activités humaines, etc) mais présentent de toute manière une homogénéité assez importante. Toutes ces caractéristiques sont résumées dans le tableau 2.5-1 : concentrations, tailles, masses volumiques ainsi que vitesses de chute. Deux exemples des granulométries des solides en suspension sont présentées dans la figure 2.5-1.

période	C_{sus}	d_{50}	%	%	ρ_s (kg/m^3)			w_{50} (m/h)			MVS /MES
	(mg/l)	(m)	<50μm	<100μm	<100μm	>100μm	moyen	<50μm	>50μm	ensemble	(%)
T. Sec	100	0.035	65.0	77.5	1560	1370	1520	0.30	30	13	80
T. pluie	231.7	0.032	63.0	75.0	2100	1700	2020	0.8	35	37	43.2

Tableau 2.5-1 : Caractéristiques des solides en suspension dans le collecteur 13

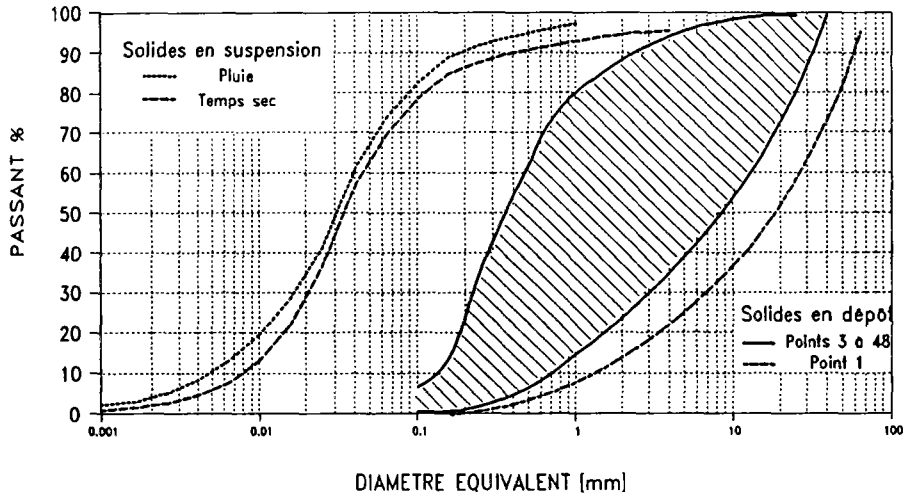


Figure 2.5-1 : Granulométrie des solides en suspension et solides en dépôt

On s'aperçoit que les solides en suspension ont des tailles très fines par rapport à ceux présents dans le dépôt (figure 2.5-1). Ils présentent des masses volumiques plus faibles et des pourcentages de matières volatiles plus importantes par temps sec que ceux par temps de pluie. Ceci est dû aux sources des solides qui sont différentes. Dans le premier cas, les solides sont amenés par les eaux usées qui contiennent davantage de matières organiques. Quant au dernier cas, ils sont essentiellement amenés par les ruissellements qui viennent de nettoyer la surface du bassin.

Il peut y avoir des solides de grandes tailles en suspension. Mais ceux-ci ont toujours des masses volumiques très faibles (tableau 2.5-1), et notamment des formes particulières (*des feuilles, des petites branches de bois, etc*).

2.6. Remarques

La présentation ci-dessus permet de retenir que:

1/ Au risque de dire une évidence, le volume des solides déposés dépend fortement des apports solides entrant, notamment son tronçon amont. Ainsi le collecteur 13 peut-il s'assimiler à une canalisation de décantation.

2/ Les périodes de temps sec jouent un rôle dominant sur la formation du dépôt. Bien que certaines pluies succédant une longue période de temps sec puissent parvenir à perturber la régularité du dépôt, elle ont un rôle secondaire sur la formation du dépôt.

3/ La présence de la dégradation des masses volumiques des solides déposés et celle de l'aggravation de la teneur en eau du dépôt compliquent la dynamique du dépôt. L'analyse traditionnelle de cette dernière, basée uniquement sur les tailles des solides, doit être remise en question avec une analyse plus efficace basée sur le puissance de décantation.

4/ Les singularités géométriques influencent beaucoup sur la formation du dépôt ainsi que sur les caractéristiques des solides déposés. Aux emplacements des jonctions et des virages, les profondeurs de dépôt ainsi que sa teneur en eau et sa teneur en matières volatiles sont plus faibles qu'ailleurs. Mais, leurs masses volumiques et les tailles des solides déposés sont plus fortes.

5/ Les tailles ainsi que les masses volumiques des solides en suspension sont en moyenne beaucoup plus faibles que celles des solides dans le dépôt. Mais, leurs apports sont importants. Aussi est-il est trop tôt pour conclure que la suspension a une place négligeable sur la formation du dépôt, et une étude de son mécanisme est nécessaire.

Chapitre 3

DEVELOPPEMENT D'UNE METHODE DE PRELEVEMENT DES SOLIDES CHARRIES EN COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT

3.1. Introduction

Les résultats des mesures sur les compositions du dépôt dans le collecteur 13 de Marseille, montrent que les particules solides charriées ont un rôle important sur sa formation. De par la présence d'un phénomène de fort tri granulométrique, ce mécanisme de transport des solides par charriage peut être très différent de celui rencontré en rivière. Afin de le bien comprendre et de le modéliser, une étude expérimentale sur site s'est elle avérée incontournable.

Dans le domaine du transport solide en canaux découverts, le prélèvement du débit des particules solides n'est jamais un problème facile à résoudre, notamment pour les solides charriés. La difficulté du prélèvement du débit de charriage repose sur les points suivants: 1:/ la complexité de l'écoulement près du fond, ainsi que celle du mécanisme de transport solide, associées à la méconnaissance de l'épaisseur de la couche du charriage; 2:/ la perturbation du piège à sable sur l'écoulement hydrodynamique risquant d'entraîner une modification du transport dans la zone concernée.

Un cas spécifique exige souvent une méthode spécifique. Le grand principe à respecter est de piéger tous les solides tout en évitant de modifier l'écoulement ainsi que le transport solide.

Dans ce chapitre, les méthodes des prélèvements existantes seront étudiées et l'une de celles-ci sera sélectionnée pour les prélèvements des solides transportés par charriage dans le collecteur 13.

3.2. Sélection des méthodes pour les prélèvements des solides en collecteur

3.2.1. Présentation des méthodes des prélèvements existantes

Il existe, dans la littérature, deux méthodes des prélèvements. L'une utilise un type de piège de Helley-Smith (figure 3.2.1-1) qui est installé à la surface du dépôt; l'autres consiste à implanter un piège à l'intérieur du dépôt (figure 3.2.1-2). Leurs principes sont présentés ci-dessous.

La méthode utilisant les pièges de type de Helley-Smith:

La figure 3.2.1-1 schématise le piège de Helley-Smith. Il est installé juste à la surface du dépôt, le volume qu'il occupe est de l'ordre de 0.30m x 0.30m x 0.50m *(largeur* x *hauteur* x *longueur)*. Il comporte trois parties: l'entrée, la boîte de stockage des solides et les ailes d'équilibre. L'entrée du piège est une section carrée dont la taille est de 7.62 x 7.62 cm^2 d'environ. La boîte de stockage est munie à sa sortie d'un filet perforé de trous dont le diamètre d_{bc} peut être adapté selon les besoins (d_{bc}*=0.2mm pour Helley-Smith*, d_{bc}*=0.25mm pour Emmet*). Ce diamètre d_{bc} doit permettre à l'écoulement entrant de traverser tranquillement la boîte, sa valeur ne dépend donc pas seulement de la taille des particules solides charriées, mais aussi de l'intensité d'écoulement.

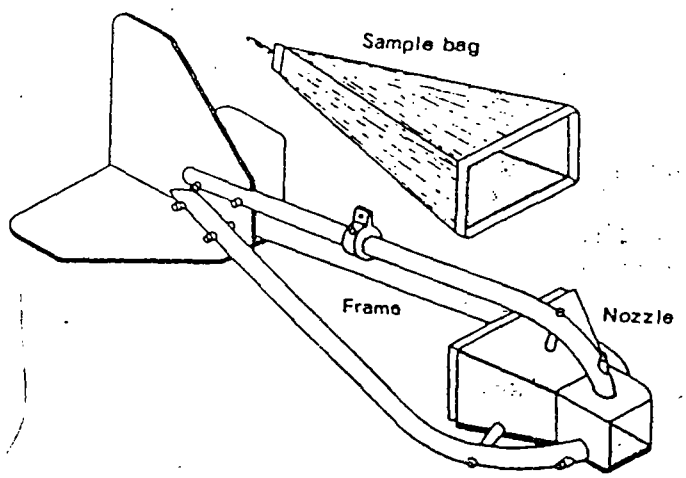


Figure 3.2.1-1 : Schéma de la méthode classique de prélèvement des solides - la méthode d'Helley-Smith

La méthode utilisant les pièges enfouis dans le dépôt (type IMFT):

Cette autre méthode (figure 3.2.1-2) utilisant des pièges implantés à l'intérieur du dépôt est tout à fait différente de celle de Helley-Smith. Elle a été utilisée par l'IMFT dans le cas de grosses particules charriées. Le piège enfoui à l'intérieur du dépôt est muni d'une fente sur sa face supérieure, le principe de la méthode étant de laisser tomber dans le piège les particules solides charriées grâce à l'effet de la gravité.

Il est bien connu que les particules solides charriées sont influencées par la gravité mais subissent aussi l'effet de la turbulence de la paroi. La gravité force les particules solides à sédimenter et joue donc un

rôle positif pour notre méthode de prélèvement, mais la turbulence a tendance à les soulever et joue un rôle négatif. Aussi a-t-il été nécessaire de valider notre méthode pour adapter la fente de façon à ce que le piège intercepte toutes les particules solides charriées.

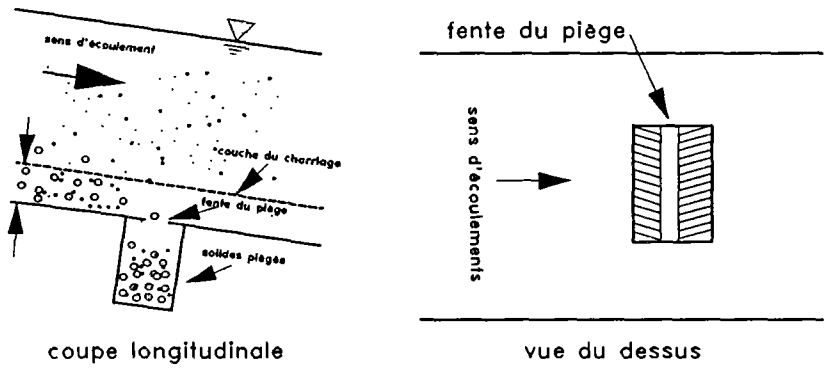


Figure 3.2.1-2 : Schéma de la méthode de prélèvement des solides définie an laboratoire de l'Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse (IMFT)

3.2.2. Comparaison des méthodes des prélèvements

Nous allons, dans ce paragraphe, analyser et critiquer les deux méthodes présentées dans le paragraphe précédent.

La méthode utilisant les pièges de type de Helley-Smith:

Avantages.

1/ La mise au point du piège de Helley-Smith est facile car il ne s'agit que de le placer à la surface du dépôt et aucune manipulation spéciale n'est exigée. De plus, ce piège peut être placé en des endroits quelconques d'une rivière ou d'un canal découvert sous réserve que sa taille ne soit pas trop encombrante par rapport à la dimension des écoulements.

2/ Lorsque le piège arrête horizontalement les particules solides charriées, les effets de la turbulence de paroi et de la gravité n'influencer pas ou influence peu l'efficacité du fonctionnement de piège. Quelle que soit l'intensité de l'écoulement, le piège peut toujours arrêter les particules solides mobiles ayant des diamètres supérieurs à celui des trous du filet.

Inconvénients.

1/ Pour éviter une modification de l'écoulement, cette méthode ne peut pas être utilisée dans le cas où la taille du piège est importante par rapport à la dimension de l'écoulement.

2/ Le diamètre des trous du filet de la boîte de stockage d_{bc} doit être assez important pour que l'écoulement traverse la zone de prélèvement avec le même débit qu'en l'absence de piège. Pour que les particules ne puissent s'échapper du piège, une très grande valeur de d_{bc} n'est pas acceptable. Autrement dit, le piège de Helley–Smith n'est pas adapté au cas où le pourcentage des particules fines charriées est important .

3/ Les particules solides des tailles et des formes particulières (*les morceaux des tissus et des chiffons, les boîtes en métal et en plastique et des particules légères en fibres, etc*) ont toute possibilité de boucher l'entrée du piège et les trous du filet perforé de la boîte de stockage.

En résumé, le piège de Helley–Smith est efficace lorsque 1:/ les matériaux solides transportés par l'écoulement présentent une granulométrie assez homogène; 2:/ sa taille par rapport à la dimension de l'écoulement est négligeable.

La méthode utilisant les pièges de type IMFT:

Avantages.

1/ Le piège peut avoir une taille quelconque car il est planté à l'intérieur du dépôt. Ne perturbant pas l'écoulement, il permet d'effectuer des prélèvements dans un canal de dimension quelconque. S'il s'agit d'un petit canal, on peut définir un piège qui occupe toute la largeur de l'écoulement.

2/ Les particules solides particulières ne posent pas de graves problème: soit elles tombent à l'intérieur du piège, soit passent par dessus celui–ci.

Inconvénients.

1/ Le piège risque de ne rien attraper si l'effet de turbulence de paroi sur les solides charriés est beaucoup plus important que celui de gravité et dans le cas où les particules charriées sont fines.

2/ D'ailleurs, même si la méthode semble bien fonctionner, il est difficile de savoir si toutes les particules interceptées dans le piège proviennent de la couche de charriage ou bien de la suspension.

3/ La mise au point du piège est plus difficile que celle des pièges de type d'Helley–Smith. Il faut, par exemple, bien maintenir sa surface haute au niveau de la surface du dépôt.

En un mot, le fonctionnement de cette méthode exige des études soigneuses avant son utilisation dans un cas spécifique. Dès que celui–ci ne pose plus de problèmes, cette méthode est valable quelque soient les tailles des solides charriés, et est notamment efficace dans les cas d'écoulements de petite dimension.

3.2.3. Sélection définitive d'une méthode des prélèvements

Sur la base des critères suivants:

1/ La méthode choisie doit s'adapter aux écoulements de faibles dimensions;

2/ Elle doit bien fonctionner malgré la présence de particules solides de tailles très variables (voir paragraphe 2.4).

nous avons choisi (naturellement) d'utiliser des pièges de type IMFT, pour mieux connaître les apports solides entrants.

3.3. Etude des problèmes fondamentaux concernant les prélèvements des solides avec la méthode sélectionnée

3.3.1. Présentation des problèmes

Avant de démarrer la campagne de prélèvements, des problèmes fondamentaux qui concernent le fonctionnement de la méthode sélectionnée (voir $3.2.3), sont à étudier. Il s'agit de:

- la sélection des emplacements des prélèvements dans le collecteur 13;
- l'étude du fonctionnement des pièges aux emplacements sélectionnés et notamment la définition de l'ouverture des pièges nécessaire;

3.3.2. Sélection des emplacements des prélèvements

La sélection des emplacements des prélèvements doit premièrement permettre aux pièges de bien fonctionner et deuxièmement aux prélèvements de nous rapporter une connaissance claire sur les caractéristiques de transport solide.

Selon la présentation faite dans les chapitres précédents, on s'aperçoit que tous les phénomènes de dépôt ainsi que ceux de transport solide rencontrés dans le collecteur 13 peuvent être représentés par ce qui se passe dans le tronçon amont. De plus, en raison de la profondeur importante du dépôt dans ce tronçon l'installation des pièges n'est pas un problème (figure 2.2-1). Ceci nous a conduits à définir trois emplacements des prélèvements dans le tronçon amont, qui sont (repérer aux figure 1.2-1 et figure 4.1-1):

EMPLACEMENT-A : il se situe entre les points 3 et 4 juste après l'entrée du collecteur 13. Cet emplacement-A nous permet d'estimer non seulement les débits des solides charriés mais les apports totaux des solides entrant dans le collecteur 13. Par comparaison avec les solides constituant le dépôt à

cet endroit, qui sont de tailles très étendues, les résultats des prélèvements nous permettent également d'analyser les problèmes de masquage, phénomène qui décrit la protection des particules solides fines par les grosses, autorisant certaines particules fines à rester dans le dépôt.

EMPLACEMENT-B: il se situe au milieu du tronçon amont entre les points 9 et 10. Les essais à cet emplacement nous permettent de connaître les mécanismes de transport solide avec des particules solides d'une granulométrie plus faible que celle de l'emplacement-A et avec des conditions hydrauliques plus modérées. Dans le cas où toutes les particules solides charriées sont arrêtées dans le piège à l'emplacement-A, les solides piégés à l'emplacement-B proviennent de l'érosion du dépôt par l'écoulement entre les points 4 et 9. Ainsi, ces prélèvements permettent d'étudier les mécanismes d'érosion.

EMPLACEMENT-C: il se situe juste avant la jonction du collecteur 13 avec celui de Canebière entre les points 12 et 13. A cet endroit, sous l'influence aval du collecteur Canebière, les écoulements sont beaucoup plus tranquilles qu'à l'amont, les solides dans le dépôt présentent des caractéristiques très diverses: importance des matériaux organiques, particules solides fines et de divers densités mais souvent légères, grande porosité sous l'eau ("teneur en eau" selon Laplace 1991). Ainsi, les prélèvements à l'emplacement-C nous permettent d'étudier les mécanismes de transport solide des particules solides fines et légères. De plus, situé à la sortie du tronçon amont, les prélèvements à cet endroit permettent l'estimation des débits et des caractéristiques des solides sortant du tronçon.

3.3.3. Définition de l'ouverture des pièges

3.3.3.1. Problème et principe de la définition

Les particules solides charriées se déplacent dans la couche de charriage soit en glissant, soit en roulant, soit en saltation. Parmi ces trois modes de déplacement, la saltation est le cas où les particules solides s'éloignent le plus du lit. Aussi, la méthode de prélèvement sera efficace et l'ouverture de fente est acceptable si le piège enfoui à l'intérieur du dépôt est capable d'intercepter toutes les particules solides en saltation.

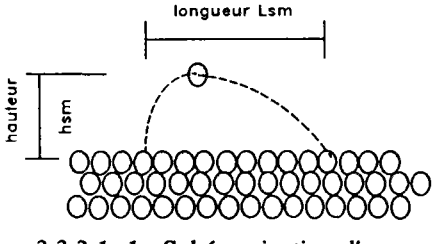


Figure 3.3.3.1-1 : Schématisation d'une particule solide en saltation

La figure ci-contre schématise une particule solide en saltation qui est en train de passer au dessus d'un piège enfoui dans le dépôt. Le piège peut l'intercepter si son ouverture de fente est assez importante ou bien supérieure à la longueur des bonds de la particule solide.

Il existe deux manières pour définir théoriquement cette ouverture de fente, à partir de la longueur ou la hauteur de bond de la particule solide sur le dépôt. Le paragraphe suivant détaille ce problème.

3.3.3.2. Définition de l'ouverture de la fente

La longueur de bond des particules solides charriées est utilisée tout d'abord pour la définition de l'ouverture de la fente du piège.

La longueur ainsi que la hauteur de bond d'une particule solide charriée dépendent de ses propres caractéristiques, de celles de l'écoulement et des aspects de la rugosité du fond. En raison du caractère aléatoire de la turbulence de paroi, cette longueur peut être variable d'un moment à l'autre. Nous définirons l'ouverture de fente L_f à partir de la valeur moyenne des bonds.

Dans la littérature, bien que peu nombreuses, les expressions de la longueur moyenne de bond des particules solides charriées L_{sm} sont très diverses. Certains chercheurs ne l'expriment qu'en fonction du seul diamètre des particules (Einstein 1950); d'autres en fonction du diamètre mais aussi de l'intensité d'écoulement (Bagnold 1968, Hayashi et Ozaki 1980); enfin certains auteurs la relient aux aspects de la rugosité du fond. Trois expressions sont présentées dans le tableau 3.3.3.2-1 et des résultats de calcul tenant compte des caractéristiques du dépôt dans collecteur 13 sont également donnés.

Auteur	Expression	d_s (mm) (figure 2.4-2)	L_{sm} (cm)	L_f (cm)
Einstein (1950)	$\frac{L_{sm}}{d_s} = \lambda \quad (= 100)$	$d_s = d_{s65} = 4.00$	40.0	60.0
Hayashi et Ozaki (1980)	$\frac{L_{sm}}{d_s} = 100\tau^{*}$ pour $\frac{w_o u_*}{\nu} > 100$	$d_s = d_{s50} = 2.00$ ($< d_{sc} = 3.71$)	2.22	3.33
Van Rijn (1984)	$\frac{L_{sm}}{d_s} = 3 D_*^{0.6} T_*^{0.9}$	$d_s = d_{s50} = 2.00$	5.40	8.10

* la vitesse de frottement d'écoulement au point 3 est prise en compte qui est environ égale à 0.06m/s

Tableau 3.3.3.2-1 : Détermination de l'ouverture de fente de piège selon les longueurs des sauts des particules charriées

On s'aperçoit que les valeurs de la longueur moyenne de bond calculée à partir des expressions de Hayashi et Ozaki et de Van Rijn sont inférieures à 0.10 mètre. Une très grande valeur est obtenue par l'expression d'Einstein. Ceci est d'origine dû à ce qu'elle ne dépend que des tailles des particules solides. Plusieurs chercheurs ont montré que la valeur du coefficient λ est négociable et variable selon l'intensité des écoulements (Phillips and Sutherland 1988). Imposée à λ de 50 et ramenée à d_s de $d_{s50} \cong 0.002$mètre (figure 2.4-2), l'expression d'Einstein donne alors une valeur de la longueur moyenne de 0.10 mètre, qui paraît raisonnable.

Mais, il est probable que la présence du piège dans le dépôt peut modifier la longueur moyenne des bonds des particules solides charriées. Ainsi, Nous avons cherché une autre estimation basée sur la hauteur maximale de saut de la particule. Elle suppose qu'une particule peut être soulevée par un tourbillon de fond jusqu'à une hauteur maximale pendant une très courte durée, puis chute comme dans une eau au repos. En même temps, elle s'avance avec l'écoulement à une vitesse de l'ordre de celle de frottement de l'écoulement. Ainsi, l'ouverture de la fente du piège doit être égale ou supérieure à la distance horizontale parcourue par cette particule avant qu'elle ne touche le fond. Dans ce calcul, la hauteur de saut de la particule est supposée égale à celle de saltation. Une ouverture définie de telle manière est beaucoup plus petite que celle avec la méthode précédente (Lin et al. 1993).

3.3.3.3. Choix de l'ouverture de fente L_f

Les deux méthodes ci-dessus donnent une ouverture de fente L_f inférieure à 0.10 mètre. Si nous prenons de plus un coefficient de sécurité *égal à* c_{fs}=1.5, les résultats de calcul (tableau 3.3.3.2-1) montrent qu'une ouverture de fente L_f=0.10 mètre environ paraît suffisante. C'est cette valeur que nous avons décidé de prendre pour nos pièges de prélèvement.

3.4. Description des pièges;

La faible largeur de l'écoulement nous permet de définir un protocole particulier pour envisager de piéger toutes les particules solides transportées dans la section. Les pièges que nous avons utilisés ont la forme de boîtes parallépipèdiques (figure 3.4-1). Leurs longueurs et leurs profondeurs varient selon la dimension de la partie de section occupée par le dépôt aux endroits choisis pour les emplacements des pièges. Mais les "largeurs" de leurs surfaces hautes sont toutes identiques et égales à 50cm. Cette surface haute est munie d'une "fente" de 0.10 mètre (mais il est possible d'obtenir une ouverture de fente de 0.20 et 0.30 mètre grâce à l'utilisation de couvercles différents). Enfin cette fente peut être obturée par un couvercle provisoire.

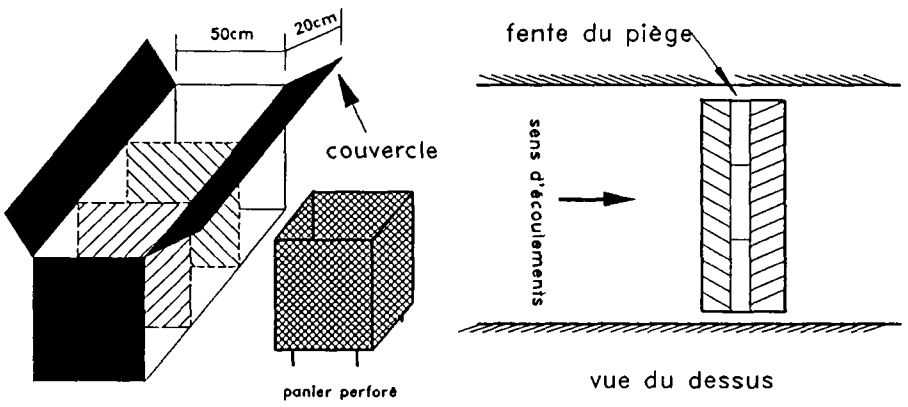


Figure 3.4-1 pièges utilisés pour les prélèvements des solides

De plus, ces pièges sont séparés à l'intérieur en trois compartiments (figure 3.4−1) où sont installés des paniers perforés muni de pieds qui facilitent la manipulation d'une part, et permettent d'étudier la répartition transversale de l'intensité de transport solide d'autre part.

3.5. Problèmes d'installation des pièges

Il faut prendre un soin particulier pendant l'installation des pièges pour éviter que leur présence ne modifie l'écoulement près du fond. Premièrement, il faut s'assurer que la face haute des pièges reste à la surface du dépôt (figure 4.1−1); deuxièmement, pour recueillir des données correctes, la longueur du piège doit être perpendiculaire au sens d'écoulement;

Le dépôt qui entoure les pièges est perturbé lors de leur installation. Une telle modification du dépôt provoque évidemment une modification des débits solides mobiles. Aussi faut il attendre un certain temps, avant de commencer les prélèvements, pour que le dépôt se stabilise.

3.6. Processus d'un prélèvement

L'aménagement des eaux du réseau de collecteur 13 (voir chapitre 1) permet d'établir un processus de prélèvement spécifique. Voici le processus suivi pendant chaque prélèvement (voir figures 1.2−1 et 4.1−1):

-- **Début de la manipulation;**

1/ Détourner toutes les eaux amont pour pouvoir placer dans de bonnes conditions les paniers dans les pièges.

2/ Après la mise en place des paniers, fermer la fente et remettre les eaux à l'amont;

3/ Laisser les eaux s'écouler pendant un moment pour que l'écoulement se rétablisse, ouvrir la fente et noter le temps du début de la manipulation;

4/ Après l'essai, refermer la fente et noter le temps de fin de manipulation;

5/ Détourner les eaux amont, enlever les couvercles et sortir les paniers. Mesurer les volumes des particules solides piégées dans les paniers et prélever un échantillon dans chaque panier pour les mesures granulométriques;

-- **Fin de la manipulation.**

3.7. Test avec la méthode des prélèvements choisie et ses résultats

La validation de l'étude théorique sur l'ouverture de fente nécessaire appelait un test spécifique sur le site. Le test de vérification consiste en l'utilisation de trois pièges de même format (avec bien sur une ouverture

de fente identique) enfouis dans le dépôt l'un à côté de l'autre entre les points 3 et 4 (figure 4.1-1.a) où l'intensité de l'écoulement est la plus forte. Ils sont numérotés A1, A2, et A3 selon leurs emplacements de l'amont vers l'aval.

La méthode des prélèvements est validée et l'ouverture de fente acceptable si, *(1) l'essentiel des particules solides grosses et lourdes est arrêté par le piège A1; (2) les deux pièges aval A2 et A3 ne recueillent que quelques solides fins ou de densité plus faible.* Pour éviter des courants de ré-circulation à l'intérieur des pièges, susceptibles de reprendre des particules piégées, parmi les ouvertures acceptables, on retiendra celle dont la valeur est minimale.

Les résultats des prélèvements pendant ce test sont présentés dans le tableau 3.7-1, et un exemple des décantabilités des solides piégés dans les trois pièges pendant le deuxième prélèvement est donné par la figure 4.1-1.b. On s'aperçoit que la quantité ainsi que la décantabilité des solides interceptés par le piège A1 est beaucoup plus importante que celles des solides piégés par les deux autres pièges en aval.

N° (1)	Type (2)	temps du début du prélèvement	temps de la fin du prélèvement	largeur fente (cm)	Piège A1 (litre)	Piège A2 (litre)	Piège A3 (litre)	Vp2 / Vp1 (%)	Vp3 / Vp1 (%)	Vp1 / Vtotal (%)
1	N	07h30/18/07	11h20/18/07	10	21.2	4.8	0.4	22.74	1.89	80.24
2	N	07h00/19/07	11h10/19/07	30	28.5	7.0	6.2	24.46	21.79	68.38
3	N	12h00/19/07	07h10/20/07	10	76.2	16.7	11.2	21.97	14.66	73.19
4	N	08h30/20/07	10h30/20/07	10	52.6	5.7	3.6	10.82	6.90	84.94
les significations de deux premières colonnes (1) et (2), sont données dans le tableau 4.2-1										

Tableau 3.7-1 : Résultats des prélèvements en volume pendant le test

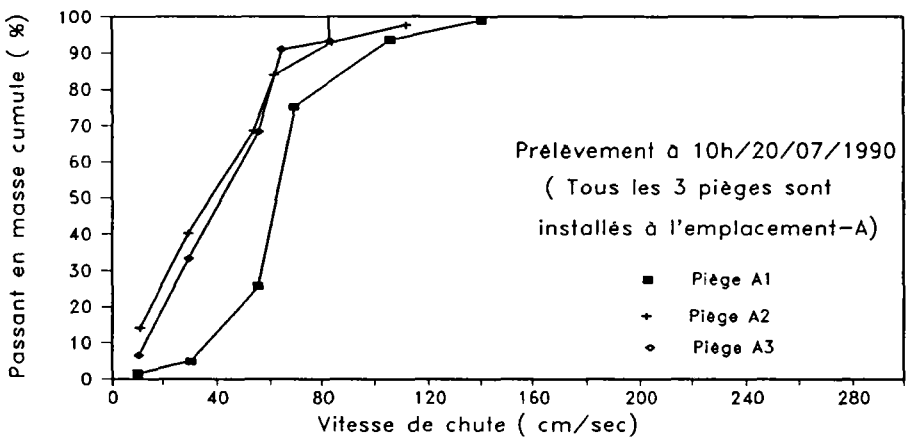


Figure 3.7-1 : Vitesses de chute limites des solides piégés calculées à partir de la formule {6-6}

Ainsi, la méthode des prélèvements est valable et le piège (le premier) ainsi constitué intercepte efficacement le charriage. Une ouverture de fente de 0.10 mètre est suffisante, une trop grande ouverture (0.30 mètre) autorise des ré-circulations dans les pièges.

Notons enfin que la faible quantité des solides interceptés par le piège A3 signifie que tous les solides entrant dans le collecteur sont presque tous arrêtés par les pièges. Nous avons ainsi une bonne estimation des apports solides entrants par charriage.

3.8. Conclusion

Les études et les résultats des essais permettent de tirer les conclusions suivantes:

1/ La méthode spécifiquement choisie pour les prélèvements des solides charriés dans le collecteur 13 est efficace. Une ouverture de fente des pièges égale à 0.10 mètre est satisfaisante;

2/ Le test montre que cette méthode fonctionne très bien malgré la présence des particules solides de tailles particulières (les boîtes, les chiffrons, les barres, etc) qui ne posent pratiquement pas de problèmes.

3/ Les pièges ainsi construits facilitent la manipulation pendant les prélèvements. Parce qu'ils occupent toute la largeur de la surface du lit, les prélèvements donnent de bonnes informations sur les apports solides entrant par charriage.

Chapitre 4

PRELEVEMENTS DES SOLIDES CHARRIES DANS LE COLLECTEUR 13: RESULTATS et ANALYSE PRELIMINAIRE

4.1. Présentation

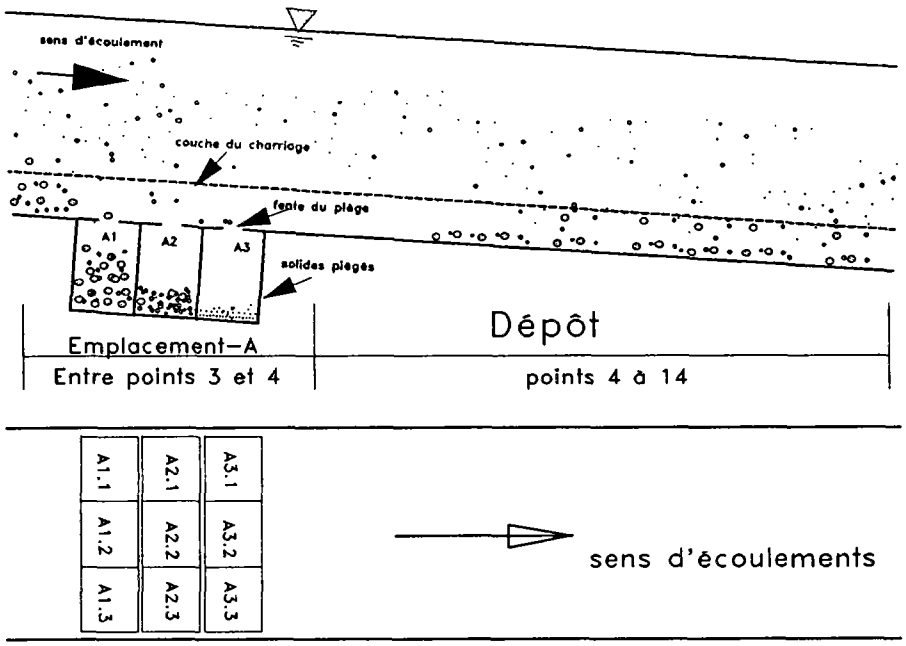
Les objectifs des prélèvements sont les suivants:

1/ Avoir une idée plus précise sur les apports solides entrant et sortant dans le collecteur 13 en fonction du temps, avec les granulométries correspondantes;

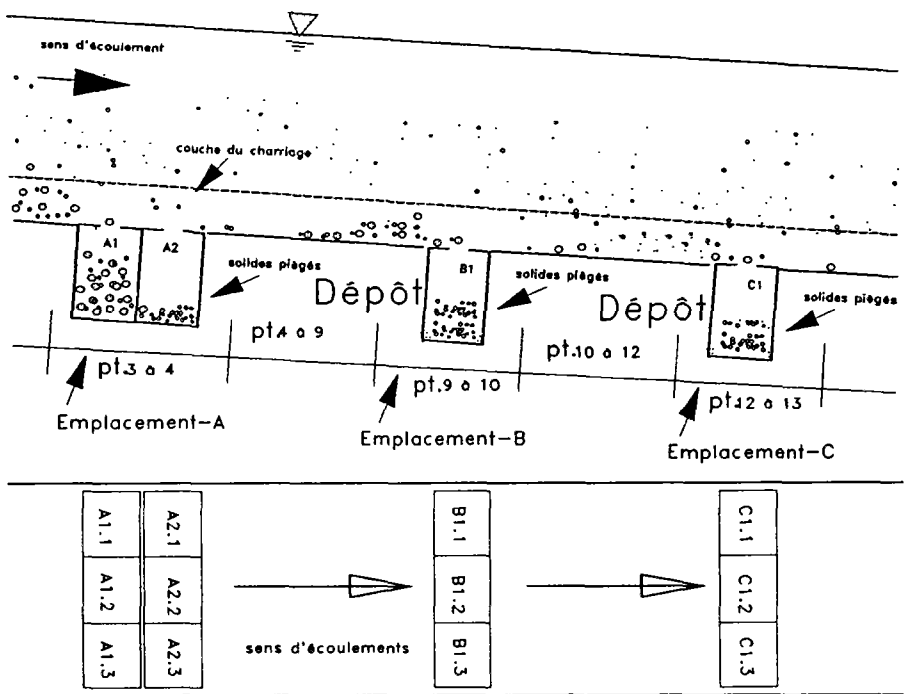
2/ Connaître les comportements de transport de particules de diverses tailles dans différentes conditions hydrodynamiques. Entre autres mieux appréhender le phénomène d'inter-action entre les grosses et les petites particules.

3/ Obtenir des résultats avec lesquels on établira des fonctions de transport (*fonction d'érosion et fonction de déposition, formule de la capacité de transport, etc*), afin de construire notre propre modèle numérique de transport solide.

Nous avons effectué deux phases de prélèvements. La première phase a commencé le 18/07/1990 par le test qui a été décrit dans le paragraphe 3.7, cinq jours après l'installation des pièges, au moment où le dépôt entourant les pièges s'est ré-stabilisé. Pour la deuxième phase, nous avons aussi attendu trois jours après la modification des emplacements et l'installation des pièges. Pour chaque prélèvement, nous avons suivi le protocole défini dans le chapitre précédent.



a/ pendant le test et la 1'ère phase des prélèvements



b/ pendant la 2'ième phase des prélèvements

Figure 4.1-1 : Emplacements des pièges pendant les différentes phases de prélèvement des particules solides charriées

4.2. Quantités des solides piégés et analyse préliminaire

On s'intéresse tout d'abord aux quantités des solides piégés. Les résultats des volumes des solides et les conditions des prélèvements pendant les deux phases des prélèvements sont présentés dans l'annexe I. Les débits solides sont calculés à partir des volumes et des durées des prélèvements et présentés dans le tableau 4.2-1.

Pendant la première phase de prélèvement.					
Manipulation N°	Type	Période	PIEGE A1 (l/jour)	PIEGE A2 (l/jour)	PIEGE A3 (l/jour)
1	N	matin	132.2	30.2	2.6
2	N	matin	164.2	39.7	35.4
3	N	après midi+soir	95.0	20.7	13.8
4	N	matin	630.7	68.2	43.2
5	N	matin	243.6	49.2	16.4
6	P	matin	161.5	35.4	14.7
7	N	matin	95.9	36.3	12.1
8	P	matin	84.7	23.3	8.6
9	N	toute la journée	17.3	8.6	11.2
10	N	après midi	18.1	9.5	0
11	N	soir(juste après un orage)	524.4	126.1	38.9

Pendant la deuxième phase de prélèvements.						
Manipulation N°	Type	Période	PIEGE(A1) (l/jour)	PIEGE A2 (l/jour)	PIEGE B1 (l/jour)	PIEGE C1 (l/jour)
12	N	toute la journée	62.2	12.1	54.4	22.4
13	D	toute la journée	36.2	12.1	70.8	24.2
14	D	toute la journée	51.8	16.4	69.1	30.2

Les significations de types des manipulations sont les suivantes: N= avec les conditions hydrauliques quotidiennes; P= avec la diminution du débit liquide quotidien entrant par amont; D= avec le débit liquide quotidien entrant par amont + celui provenant du collecteur de Canebière

Tableau 4.2-1 : Débits bruts des particules solides piégées (sans tenir compte de la porosité)

Nous pouvons constater que pendant chaque prélèvement et pour tous les pièges à l'emplacement-A, la quantité de solides interceptés par le piège A1 le plus en amont, est beaucoup plus importante que celle interceptée par les pièges aval (figure 4.1-1). Une majoration artificielle des apports liquides de 30% (prélèvements N° 13 et 14) n'a pas perturbé cette logique. Celle-ci a été néanmoins modifiée dans le cas de faibles apports solides, (prélèvements N°9) où les volumes des solides piégés dans A2 et A3 deviennent importants (>50% de l'ensemble).

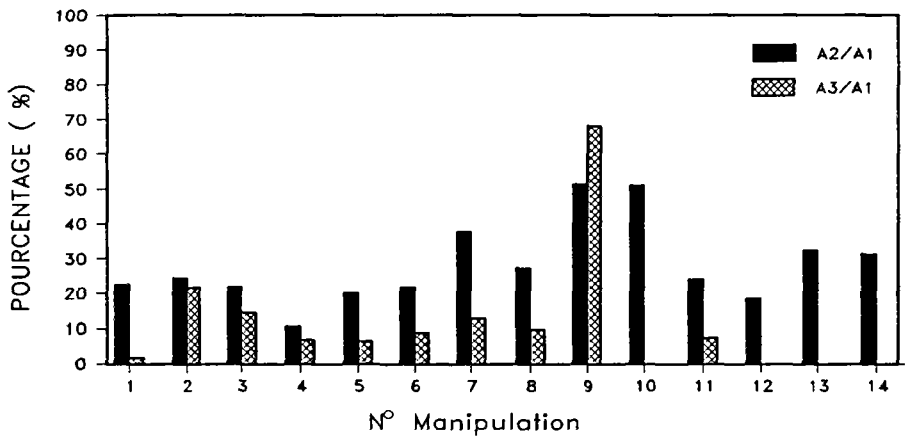


Figure 4.2-1 : Rapports des quantités des solides interceptés par les pièges A1, A2 et A3 pendant les deux phases des prélèvements

A partir du tableau 4.2-1, nous pouvons proposer une analyse piège par piège selon leur emplacement.

1:/ Piège A1 à l'emplacement-A, sur tous les prélèvements (figures 4.1-1.a et b).

Il donne des informations sur les débits des solides charriés juste après l'entrée du collecteur 13.

a/ Les débits solides charriés sont un peu aléatoires, mais ils ont tendance à être plus forts le matin. Les particularités observées s'expliquent, pour l'essai 4, du fait du nettoyage d'un chantier juste en amont, qui a amené beaucoup de particules solides, et pour l'essai 11, par l'influence exercée par un orage. Cet essai 11 confirme le phénomène déjà observé d'accroissement des volumes déposés après une pluie suivant une période de temps sec (Laplace 1991).

b/ L'augmentation artificielle des apports liquides ou leur diminution ne produisent pas d'augmentation ou de diminution significative des débits solides interceptés par le premier piège A1 (*les prélèvements N°6, N°7, N°12, N°13 et N°14*).

Ceci montre que les débits solides charriés juste après l'entrées du collecteur 13 dépendent fortement du moment des prélèvements, et qu'ils ne sont que faiblement corrélés avec les apports liquides entrant.

2:/ Piège A2 à l'emplacement-A, sur tous les prélèvements (figures 4.1-1.a et b), et piège A3 à l'emplacement-A, sur les prélèvements de la première phase (figure 4.1-1.a)

Comme pour le piège A1, les débits des solides piégés par A2 et A3 sont également aléatoires et ne sont pas corrélés avec les apports liquides entrants. Leurs ordres de grandeur sont de 30% et 18% (respectivement)

de ceux piégés en A1. Si nous supposons que le piège A1 intercepte les solides charriés et les pièges A2 et A3 les solides provenant de la suspension, nous pouvons dire que les débits des solides en suspension susceptibles de sédimenter sont fortement corrélés avec les débits des solides charriés.

Il est à noter que les pourcentages des volumes des solides piégés dans A2 et A3 (par rapport à A1) peuvent devenir importants dans les cas où les solides entrant présentent soit des apports très faibles (prélèvements N°9 et N°10), soit des masses volumiques très faibles (prélèvement N°7). L'explication de ce phénomène est simple. Dans ces deux cas, la couche de charriage contient un pourcentage très important de matières susceptibles d'être transportées en suspension et peu de solides lourds: les solides interceptés dans les pièges A1, A2 et A3 ont des caractéristiques très proches.

3:/ Piège B1 à l'emplacement-B, sur les prélèvements de la deuxième phase (figure 4.1-1.b).

Supposant qu'après une érosion du dépôt le transport solide atteint son état d'équilibre, les débits des solides interceptés dans les pièges B1 et C1 sont égales aux capacités de transport. Pour le prélèvement N°12 (tableau 4.2-1), le débit solide charrié à l'emplacement-B est légèrement plus petit qu'à l'emplacement-A, mais beaucoup plus important que celui de l'emplacement-C. Ceci veut dire que s'il y a lieu une sédimentation des solides, elle est plus importante dans le tronçon entre les emplacements B et C que dans le tronçon entre A et B. C'est exactement ce qui se passe réellement dans le collecteur 13.

Par ailleurs, une majoration du débit de temps sec de 30% pendant 2 jours entraîne une augmentation de la quantité de solides prélevés dans le piège B1. Toutefois, cette majoration du débit liquide n'a aucun effet sur les pièges installés à l'emplacement-A. Ceci est dû sans doute à un phénomène de masquage des petites particules par les grosses (Simon 1987). Ce phénomène de masquage existe normalement à l'emplacement-A et commence à apparaître à l'emplacement-B après une durée d'érosion. Une explication possible en est la suivante:

A l'emplacement-A, la pente d'énergie étant très grande, les solides entrant ne sont pas très décantables. Par contre, les solides dans le dépôt sont de granulométrie très étendue. Néanmoins l'écoulement n'arrive pas à éroder les solides (même les solides fins) dans le dépôt en raison du masquage des petites particules par des très grosses, mais arrive à transporter la plupart de ce qui provient de l'amont. Si au point de vue du volume, il y a une faible quantité des solides qui déposent entre les points 3 et 9, l'analyse par l'énergie de décantation montre que cette minorité de solides déposés représente 40% de l'énergie de l'ensemble des solides transporté par l'écoulement (cf.$4.5).

4:/ Piège C1 à l'emplacement-C, sur les prélèvements de la deuxième phase des prélèvements (figure 4.1-1.b).

Ce piège joue le même rôle que le piège B1 à l'emplacement-B, mais les solides transportés près du fond ou dans le dépôt en cet endroit sont différents de ceux présents à l'emplacement-B (granulométrie et densité des particules inférieures), et l'efficacité de piège peut en être affectée.

a/ Lorsque les débits solides piégés ne sont pas nuls, ils sont dûs à un phénomène d'érosion du dépôt amont;

b/ Le débit des solides interceptés par ce piège continue à augmenter après l'augmentation artificielle des eaux.

Nous reviendrons sur une analyse des quantités des solides piégés aux différents emplacements dans le chapitre 8 de la deuxième partie.

4.3. Diamètres des solides piégés

Les résultats des mesures des granulométries des solides piégés, pour chaque panier et pour tous les prélèvements, sont présentés dans l'Annexe I. La figure 4.3-1 donne un exemple des granulométries moyennes par piège (pour les trois paniers) correspondant au prélèvement N°8 du 26/07/90. Les diamètres médians d_{50} des solides interceptés pour tous les prélèvements sont présentés dans la figure 4.3-2.

Ces résultats montrent que les solides charriés sont de tailles plus importantes que les solides en suspension puisque, pour chaque prélèvement, le piège A1 intercepte des solides plus grands que les pièges A2 et A3. De plus, considérant les pièges A1, B1 et C1, le piège ayant l'emplacement le plus en amont attrape les solides les plus gros. Ceci signifie qu'il existe un tri granulométrique des solides transportés. L'orage et la majoration artificielle de 30% des apports liquides n'ont pas perturbé cette logique. Il est difficile de regarder si l'augmentation des apports liquides peut provoquer une augmentation des tailles des particules solides charriées car l'influence de la production même des apports solides entre en jeu. Nous allons analyser les effets de l'augmentation des apports liquides sur le transport solide dans la partie suivante.

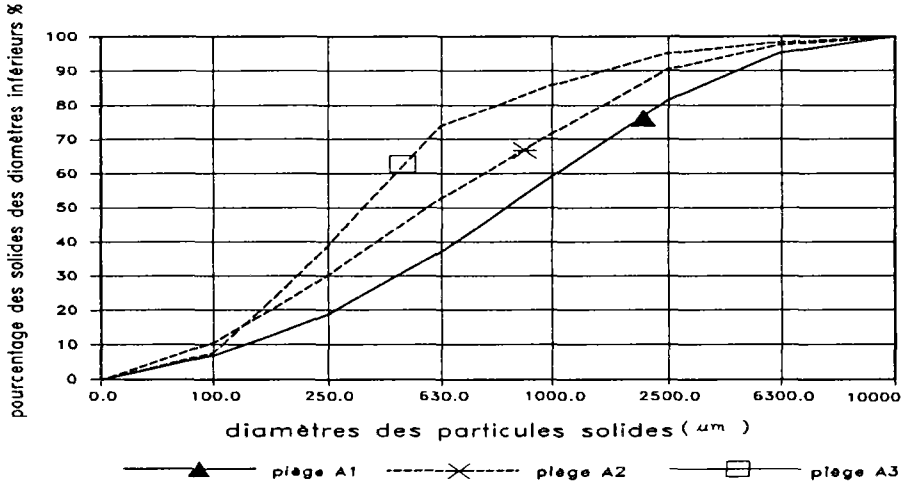


Figure 4.3-1 : Granulométries des solides piégés correspondant au prélèvement N°8 du 26/07/90

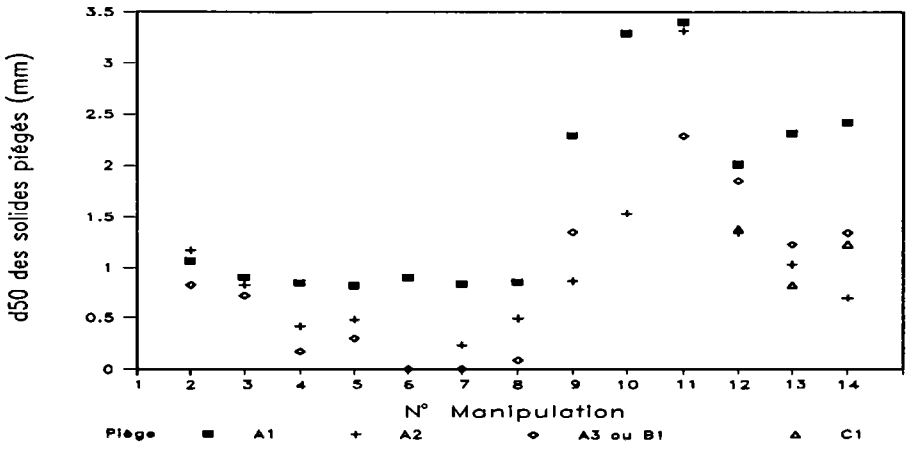


Figure 4.3-2 : d_{50} des solides interceptés pour tous les prélèvements

4.4. Masses volumiques des solides piégés

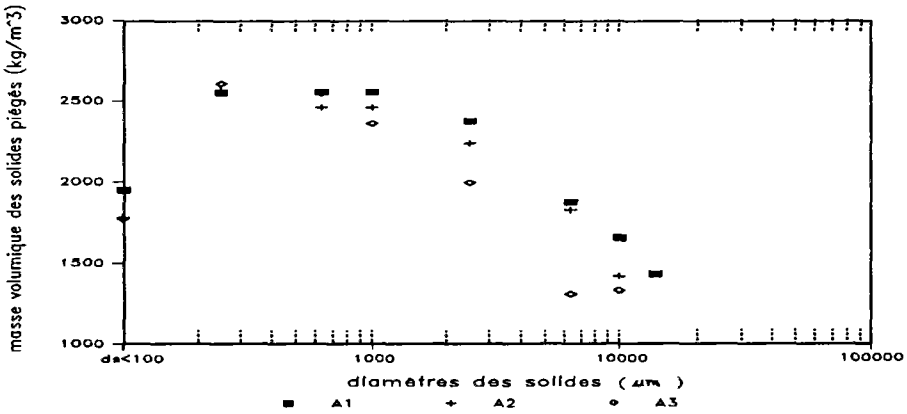
Pour les prélèvements N°4, N°8, N°9 et N°12 , les masses volumiques des solides piégés ont été mesurées par panier et par classe granulométrique. Les masses volumiques moyennes des solides par piège sont données dans le tableau 4.4-1.

N°	masse volumique des solides piégés (kg/m^3)			
Manipulation	A1	A2	A3 ou B1	C1
N°4	2604	2432		
N°8	2440	2273		
N°9	2438	1921	2009 (A3)	
N°12	2655	2215	2657 (B1)	2537

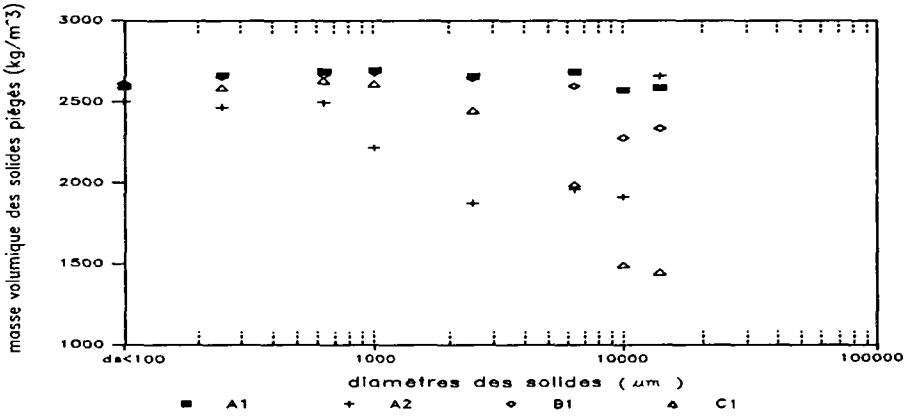
Tableau 4.4-1 masses volumiques des solides piégés pour les prélèvements N°4, N°8, N°9 et N°12

Selon ce tableau, nous constatons qu'au même emplacement-A, la masse volumique (en moyenne par piège) des solides interceptés par le piège plus en amont est plus importante que celle des solides interceptés par les pièges aval A2, A3. Ceci n'est pas plus vrai lors qu'il s'agit de pièges à différents emplacements A, B, C. Les solides interceptés dans le piège A1, B1 et C1 ont des masses volumiques de même ordre de grandeur, seulement celles du piège C1 sont légèrement plus petites. Ainsi, en moyenne, les solides charriés près du fond sont souvent des particules ayant des masses volumiques importantes.

Les figures 4.4-1.a et 4.4-1.b présentent les masses volumiques des solides (en moyenne par piège) en fonction des classes granulométriques pour les prélèvement N°8 et N°12 (donc sans majoration des apports liquides (tableau 4.4-1). On s'aperçoit qu'en général pour tous les pièges, les solides des tailles entre 250~1000 μm ont des masses volumiques plus importantes que les autres, particulièrement pour le prélèvement N°8. Ce phénomène existe également pour les solides dans le dépôt (Chebbo 1992). Par ailleurs, sur la figure 4.4-1, on découvre que les masses volumiques des solides piégés aux emplacements-A et -B sont très proches les unes des autres pour toutes les classes de solides, mais que les solides de grandes tailles interceptés à l'emplacement-C ont des masses volumiques de même ordre de grandeur que ceux interceptés dans le piège A2. Ceci veut dire que les solides transportés en suspension à l'entrée du collecteur 13 ont toute possibilité de devenir une partie du charriage ou de se sédimenter avant la fin du tronçon amont.



a/ pour le prélèvement N°8



b/ pour le prélèvement N°12

Figure 4.4-1 : Masses volumiques des solides piégés (moyennes pour chaque piège) en fonction des classes granulométriques

4.5. Comparaison des solides piégés avec ceux présents dans le dépôt

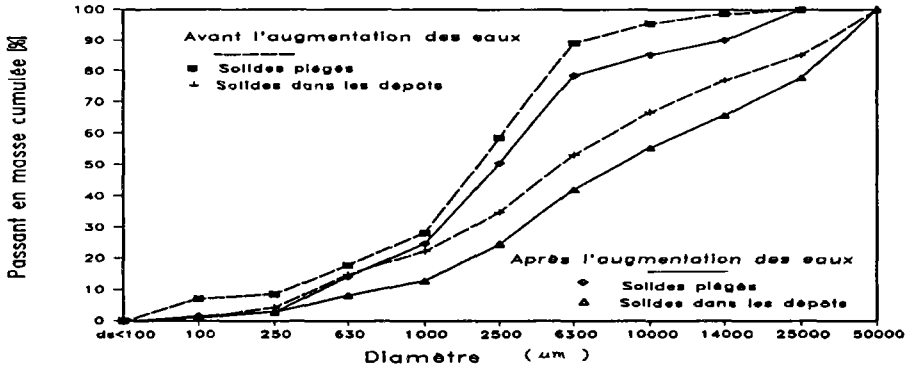
En même temps que les prélèvements des solides transportés, nous avons également prélevé les solides présents dans le dépôt. Leurs granulométries sont données dans l'Annexe-I. La figure 4.5-1 donne un exemple représentatif des liaisons entre les caractéristiques granulométriques des solides transportés et celles des solides dans le dépôt.

Sur cette figure 4.5-1, on peut constater que:

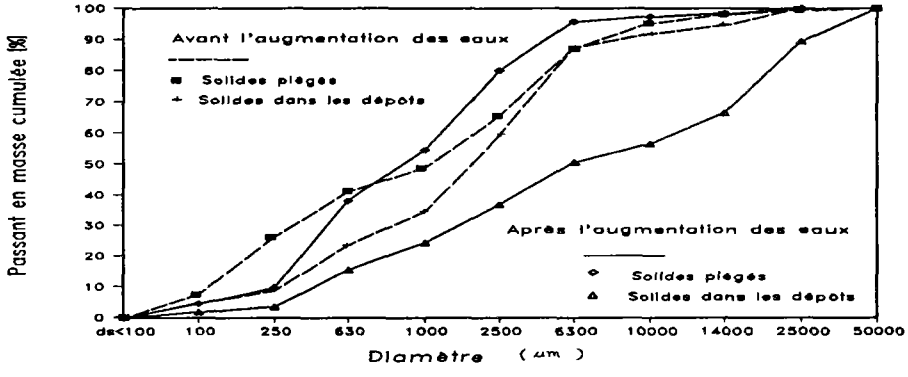
1/ Les solides arrêtés dans le piège A1, avec ou sans augmentation des eaux artificielle par temps sec, sont toujours de plus petite taille que les solides prélevés dans le dépôt. Pour tous les deux (piège et dépôt), leur taille augmente avec l'augmentation des eaux.

2/ Le piège B1, avec ou sans augmentation des eaux, attrape des solides qui sont de tailles presque identiques mais toujours plus petites que celles du dépôt. L'écart entre les solides piégés et les solides dans le dépôt est plus important avec l'augmentation des eaux.

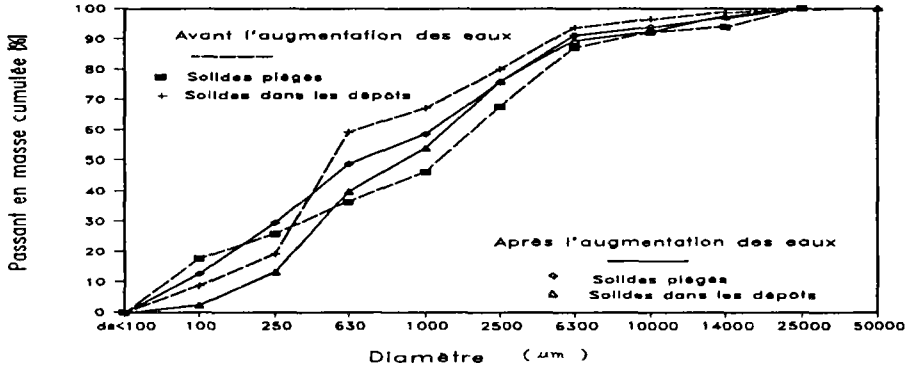
3/ Quant au piège C1, l'écart entre les granulométries des solides transportés et des solides dans le dépôt à cet endroit est faible. Cette constatation est importante au point de vue de l'évaluation des solides sortant du tronçon amont de collecteur 13. Une majoration des apports liquides entrant peut provoquer une érosion à cet endroit, mais ne peut modifier la composition du dépôt. La nature plus fine et plus organique des solides qui sont trouvés ici doit perturber leur mode de transport, mais il est important de noter que ce type de dépôt représente, en volume, moins de 10% du total déposé dans le collecteur.



a/ Piège A1 à l'emplacement-A (points 3 et 4)



b/ Piège B1 à l'emplacement-B (points 9 et 10)



c/ Piège C1 à l'emplacement-C (points 12 et 13)

Figure 4.5-1 : Comparaison entre les solides piégés et ceux des dépôts avant et après l'augmentation artificielle des eaux de temps sec

4.6. Conclusions

La méthode de prélèvement choisie permet de connaître les caractéristiques des solides transportés. L'analyse préliminaire des résultats des prélèvements faite ci-dessus nous conduit aux constatations suivantes:

1:/ Les solides charriés sont en quantité, mais aussi en taille et en masse volumique plus importants que ceux en suspension. Cette assertion est prouvée par tous nos résultats de prélèvements à l'emplacement-A avec ses trois pièges. Ces résultats confirment également la validité de la méthode de prélèvement choisie.

2:/ Le phénomène de dégradation de tailles et de masses volumiques des solides dans le dépôt de l'amont vers l'aval existe aussi pour les solides charriés (pièges A1, B1 et C1). De plus, les solides mobiles de tailles plus grandes ont des masses volumiques plus faibles. Tout ceci montre la présence d'une partie des solides organique dans le charriage malgré la pente du fond relativement forte (=0.0025m/m pendant la période de l'expérimentation).

Une analyse plus profonde sur les caractéristiques des solides transportés ainsi que ceux dans le dépôt sera faite dans la deuxième partie.

CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE

Le collecteur 13 ainsi que ses écoulements ne sont pas "infiniment larges" et l'influence de la paroi sur l'écoulement n'est pas négligeable. En raison de la forte pente du radier, il peut être assimilé à une canalisation montagneuse.

Lors de la présence des singularités géométriques du collecteur 13, le transport solide devient très difficile à expliciter, mais de toute façon, le phénomène de dépôt est dominant, accompagné par une diminution de la granulométrie de l'amont vers l'aval à partir des points des apports, notamment dans le tronçon amont. Le volume de dépôt augmente sans cesse, et la stabilisation du profil du dépôt n'est jamais atteinte.

Les observations de la dynamique du dépôt montrent que les écoulements de temps sec jouent dans la durée un rôle prédominant sur la formation du dépôt et que les épisodes pluvieux jouent un rôle mineur. Bien que le profil du dépôt puisse être perturbé par ces derniers et que l'on puisse observer des augmentations brutales du volume déposé, il est réorganisé par les écoulement de temps sec.

Les expérimentations menées sur les solides charriés, outre qu'elles nous ont permis de mieux appréhender les mécanismes de transport, nous ont conduit à développer une méthodologie spécifique de prélèvement des solides charriés en collecteur et à en étudier systématiquement le fonctionnement.

Les prélèvements des solides charriés montrent que la méthode développée au troisième chapitre est efficace et que les singularités de tailles des particules solides ne posent aucun problème. L'analyse préliminaire des résultats, faite dans le quatrième chapitre, nous permet de mettre en évidence le phénomène de tri granulométrique, présent non seulement dans le dépôt, mais aussi dans les solides charriés. De plus, ce phénomène est accompagné par un tri des masses volumiques. Si, par ailleurs, il peut toujours y avoir quelques solides charriés de grandes tailles entre les points 12 et 14, ils présentent toujours de masses volumiques très faibles (figure 4.4-2). Néanmoins, l'étude basée uniquement sur les diamètres des solides et leur masse volumique moyenne n'est pas suffisante et une autre analyse plus performante doit être développée (voir la deuxième partie).

DEUXIEME PARTIE

ANALYSES DES PHENOMENES DE TRANSPORT SOLIDE EN RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

Les matériaux transportés dans le collecteur 13 de Marseille sont de tailles très étendues, de densités diverses et de compositions chimiques différentes (Bachoc 1992). La présentation des phénomènes de transport solide faite ci-dessus montre que le collecteur intègre de multiples aspects de transport en dépit de sa courte longueur, de par les singularités géométriques de son réseau et la présence des matériaux ayant des caractéristiques particulières.

Dans la première partie donc, nous avons présenté les données disponibles, décrit les phénomènes observés et fait une analyse préliminaire, insuffisante.

Afin de mieux connaître et expliquer le mécanismes de transport mis en jeu, une étude plus approfondie, et plus théorique, est effectuée dans cette deuxième partie.

Entre autres, une nouvelle notion de la capacité de transport est proposée, plus proche de la réalité et plus efficace pour la modélisation.

Chapitre 5

ETUDE DU FROTTEMENT HYDRAULIQUE DANS LE COLLECTEUR N° 13

5.1. Présentation

Savoir calculer le frottement d'un écoulement à surface libre est la condition fondamentale pour toutes recherches en hydraulique. Il est, par exemple, bien connu que les caractéristiques du transport solide dépendent beaucoup des caractéristiques hydrodynamiques de l'écoulement. Aussi, une étude spécifique de ces dernières est-elle indispensable et inévitable pour les analyser.

Grâce à l'observation de la dynamique de dépôt du collecteur 13 (voir chapitre 2), nous nous sommes aperçu que les écoulements par temps sec jouaient un rôle primordial dans la formation du lit et leurs caractéristiques sont présentées dans le chapitre 1.

Pendant les périodes de temps sec, on peut constater que l'écoulement quotidien dans le collecteur 13 est observé comme étant dans l'une ou l'autre des zones de débit stationnaire minimum ou maximum (figure 1.4.1). Cette particularité nous permet d'effectuer l'étude en régime d'écoulement permanent.

Ce chapitre établit un modèle hydrodynamique pour les écoulements par temps sec dans le collecteur 13. Il développe, en particulier, une méthodologie spécifique de calibration du modèle.

5.2. Le modèle hydrodynamique proposé

Au cours des deux derniers siècles, diverses équations ont été publiées afin de calculer le frottement d'un écoulement stationnaire uniforme à surface libre. Dans ce rapport, l'équation de la ligne d'eau (équation {5-1}) est utilisée pour l'étude du frottement d'un écoulement stationnaire non uniforme à surface libre. Cette équation est obtenue en simplifiant l'équation de quantité de mouvement ou l'équation de l'énergie sous certaines hypothèses (Carlier 1972, Pochat 1980).

$$\frac{dh_{(x)}}{dx} = \frac{I_{(x)} - J_{(x)}}{1 - Fr^2_{(x)}} \qquad \text{avec} \qquad Fr^2_{(x)} = \frac{\alpha Q^2 L_{s(x)}}{g\Omega^3_{(x)}} \qquad \{5-1\}$$

où $Fr_{(x)}$ = nombre de Froude ; g = accélération de la pesanteur (m/s2) ; $h_{(x)}$ = profondeur de l'écoulement (m) ; $I_{(x)}$ = pente du lit (m/m) ; $J_{(x)}$ = pente d'énergie (m/m) ; $L_{s(x)}$ = largeur de la surface de l'écoulement (m) ; Q = débit liquide (m3/s) ; Ω = aire de la section transversale de l'écoulement (m2); α = coefficient correcteur lié à la distribution non uniforme des profils des vitesses dans la section, avec $\alpha \geq 1$.

Dans l'équation {5-1}, l'expression de la pente d'énergie $J_{(x)}$ est l'unique paramètre inconnu, et doit être déterminé à partir de données expérimentales. Le but de ce travail est d'étudier l'expression de $J_{(x)}$ grâce à la résolution numérique de l'équation {5-1}, basée sur des données expérimentales d'écoulement à surface libre mesurées dans le collecteur. Il existe plusieurs méthodes de calcul pour la pente d'énergie. Les plus utilisées sont (1) l'équation de Manning-Strickler, (2) l'équation de Blasius, citées ci-dessous :

(1) **Equation de Manning-Strickler** : l'équation de Manning-Strickler est largement utilisée par les ingénieurs hydrauliciens. Dans ce travail, l'équation est la suivante :

$$U = K R_h^{2/3} J^{1/2} \qquad \{5\text{-}2\}$$

où U = vitesse moyenne (m/s) ; R_h = rayon hydraulique (m) ;J = pente d'énergie (m/m) ; et K = coefficient de rugosité de Manning-Strickler.

(2) **Equation de Blasius** : l'équation de Blasius (équation 11) est très fréquemment utilisée en recherche hydraulique car, d'une part, elle est simple et, d'autre part, le facteur de friction de Blasius est adimensionnel, facilitant ainsi l'analyse de données expérimentales.

$$U = \sqrt{\frac{8 g R_h J}{\lambda}} \qquad \{5\text{-}3\}$$

où U = vitesse moyenne (m/s) ; R_h = rayon hydraulique (m) ; J = pente d'énergie (m/m) ; et λ = coefficient de frottement.

Il est à remarquer que, pour un écoulement à surface libre "étroit", le calcul du frottement global dans la section transversale doit prendre en compte le frottement sur les deux parois et sur le fond, particulièrement quand la rugosité du lit est très différente de celle des parois. Il existe plusieurs méthodes pour de tels calculs, Chien (1983), Gustavo Perrusquia, Sven Lyngfelt et Anders Sjöberg (1987) ont chacun fait des recherches bibliographiques sur les méthodes de calcul. Celles d'Einstein et de Meyer-Peter sont fréquemment utilisées. La dernière est employée dans cette étude pour le calcul du frottement global dans la section transversale à l'écoulement et est écrite respectivement sous la forme du coefficient de rugosité K de Manning-Strickler comme l'équation {5-4} et du coefficient de friction λ de Blasius comme l'équation {5-5}.

$$\frac{P_{section(x)}}{K^2_{section(x)}} = \frac{P_{parois(x)}}{K^2_{parois(x)}} + \frac{P_{lit(x)}}{K^2_{lit(x)}} \qquad \{5\text{-}4\}$$

$$\lambda_{section(x)} P_{section(x)} = \lambda_{parois(x)} P_{parois(x)} + \lambda_{lit(x)} P_{lit(x)} \qquad \{5\text{-}5\}$$

avec $P_{section(x)} = P_{parois(x)} + P_{lit(x)}$

où P = périmètre mouillé ; J = pente d'énergie ; K = coefficient de rugosité de Manning-Strickler (voir équation {5-2}) ; λ = coefficient de frottement de Blasius (voir équation {5-3}) et les indices $_{section,\ parois,\ lit}$ représentent les paramètres liés respectivement à la section transversale, aux parois et au lit.

5.3. Méthode d'intégration numérique et méthodologie de calibration du modèle

A cause de l'influence de sa jonction avec celui de la Canebière (figure 1.2-1), le collecteur 13 est divisé en deux parties, le tronçon amont et le tronçon aval. De chaque côté, l'équation {5-1} est intégrée numériquement de la sortie à l'entrée. Pour cela, nous utilisons la méthode d'intégration de Runge-Kutta de l'ordre 4. Un simple test montre qu'un pas d'espace de 1 mètre permet de stabiliser les erreurs d'intégration. Ainsi, pour une hauteur d'écoulement donnée à la sortie H_{aval}, un débit Q_l donné et une expression du frottement J, sélectionnée, dans chaque tronçon, une ligne d'eau peut être reproduite. L'écart type est utilisé comme critère d'évaluation de l'erreur entre les lignes d'eau calculée et celle mesurée. Il est explicité de la manière suivante :

$$Erreur\% = \frac{1}{M}\sum_{j=1}^{N}\frac{\sqrt{(H^j_{cal} - H^j_{mes})^2}}{H^j_{mes}} \times 100\% \qquad \{5\text{-}6\}$$

où H^j_{mes} = hauteur d'eau mesurée en un point de mesure (m) ; H^j_{cal} = hauteur d'eau calculée au même point (m) ; et M = nombre total de points de mesure dans le tronçon considéré du collecteur 13.

Cependant, dans chaque expression du frottement J étudiée dans le paragraphe précédent, deux ou trois paramètres (ou coefficients) sont à déterminer à partir de données expérimentales. Par exemple, si l'équation de Manning-Strickler est utilisée pour calculer le gradient d'énergie de l'écoulement, une expression pour le coefficient de rugosité K de Manning-Strickler est nécessaire. Supposons que l'équation {5-11} soit utilisée pour calculer la valeur de K, les valeurs c_l et k_s doivent alors être connues. Si la rugosité des parois est supposée égale à celle du fond, le gradient d'énergie est alors lié seulement à deux paramètres inconnus c_l et k_s. Cette relation entre J, c_l et k_s (représentés respectivement par ξ_1 et ξ_2) est écrite sous une forme générale (équation {5-7}).

$$J = J(\xi_1, \xi_2, \text{ ou/et autres paramètres}) \qquad \{5\text{-}7\}$$

où les valeurs de ξ_1 et ξ_2 sont inconnues et doivent être déterminées à partir de données expérimentales par calibration.

Pour une ligne d'eau mesurée, la hauteur d'eau fixée correspondante h_{sortie} et le débit de l'écoulement Q_l, des valeurs sont attribuées à ξ_1 et ξ_2 de manière à ce que le gradient d'énergie puisse être déterminé. Le modèle numérique (équation {5-1}) fournit une ligne d'eau qui va être comparée grâce à l'équation {5-6} à celle trouvée expérimentalement. En combinant de différentes façons les valeurs de ξ_1 et ξ_2, nous pouvons représenter un diagramme des erreurs ξ_2 en fonction de ξ_1. Ce procédé est répété pour d'autres lignes d'eau

mesurées et les diagrammes des erreurs résultants sont superposées afin de déterminer la meilleure combinaison pour ξ_1 et ξ_2 (voir figure 5.3.1). D'après la figure 5.3.1, nous constatons que pour deux lignes d'eau mesurées, une zone commune existe pour une erreur < 5%, mais pas pour une erreur < 4%.

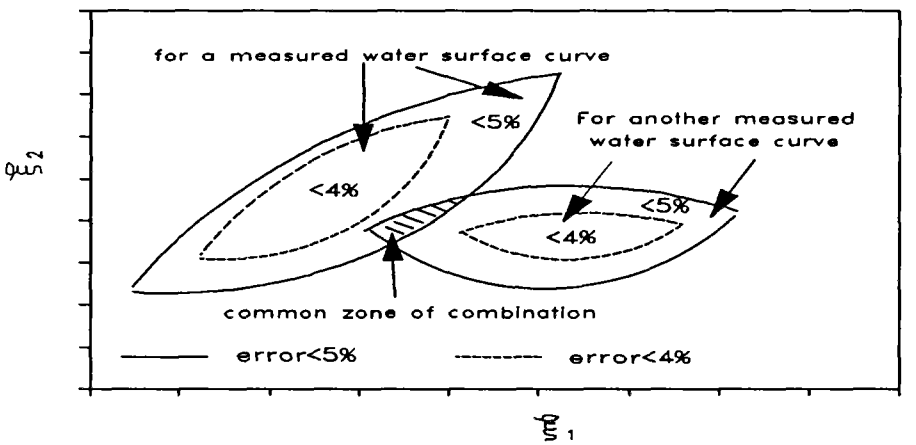


Figure 5.3.1 : Exemple de meilleures zones de combinaisons de ξ_1 et ξ_2 pour deux lignes d'eau mesurées

Habituellement, les frottements aux parois et au fond sont différents, c'est-à-dire, k_s est remplacé par deux paramètres k_{sparoi} et k_{slit}. Une application de l'équation {5-11} donne respectivement la valeur du coefficient de rugosité de Manning-Strickler des parois K_{parois} et du fond K_{lit}. L'équation {5-4} donne le coefficient de rugosité de Manning-Strickler de la section transversale. Par conséquent, l'équation {5-2} permet le calcul de la pente d'énergie de la section transversale. En résumé, la pente d'énergie moyenne est calculable si les valeurs ou expressions des trois facteurs (c_1, $k_{sparois}$ et k_{slit}) sont connus. Pour trois paramètres inconnus à déterminer, l'équation {5-8} donne une relation générale entre la pente d'énergie de l'écoulement et ces trois paramètres inconnus :

$$J = J(\xi_1, \xi_2, \xi_3, \text{ ou/et autres paramètres}) \qquad \{5\text{-}8\}$$

où les valeurs de ξ_1, ξ_2, ξ_3 sont inconnues et doivent être déterminées à partir des données expérimentales.

Dans l'équation {5-8}, égalons ξ_3 à une certaine valeur, réduisant ainsi le nombre de paramètres inconnus à 2 et appliquons la méthodologie de calibration précédente pour obtenir le diagramme des erreurs (voir figure 5.3.1). Ainsi, nous obtenons un diagramme des erreurs pour chaque valeur fixée de ξ_3 ce qui nous permet ainsi de déterminer la meilleure combinaison pour ξ_1 et ξ_2 correspondant à chaque ξ_3.

Un exemple de résultats de calibration du modèle est donné sur la figure 5.5.2.

5.4. Calibration numérique du modèle hydrodynamique utilisant diverses expressions du gradient d'énergie hydraulique et données expérimentales

5.4.1. Introduction

Tout d'abord, nous voulons savoir si le modèle hydrodynamique est adaptable aux écoulements dans des collecteurs. Par conséquent, il est nécessaire d'effectuer une étude spécifique sur ses comportements, c'est-à-dire, le calibrer en utilisant des données expérimentales, la méthode d'intégration numérique et la méthodologie de calibration de modèle définie dans le paragraphe précédent.

Pendant la première étape de calibration du modèle, les écoulements sont considérés comme uniformes, ce qui nous permet de prendre $\alpha = 1$ (voir équation {5-1}). Ce paragraphe expose les résultats de la calibration. Le fait de considérer α différent de l'unité est introduit seulement dans le paragraphe 5.5 et dans le choix d'une expression du gradient d'énergie hydraulique pour les écoulements dans le collecteur 13.

5.4.2. Données utilisées pour le test

Nous disposons de plusieurs lignes d'eau mesurées le long du collecteur 13 pendant différentes périodes de temps sec. Ces relevés ont été effectués dans la zone de débit minimum ou maximum, en régime d'écoulement stationnaire. Les profils longitudinaux correspondants de dépôt et les valeurs du débit sont également mesurés au même moment. La figure 5.4.2-1. donne les lignes d'eau mesurées, le profil de dépôt et autres paramètres correspondants.

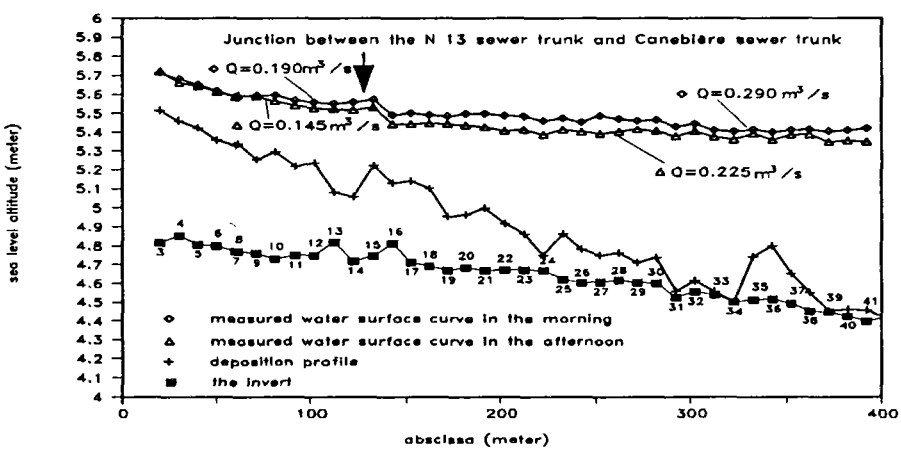


Figure 5.4.2-1. Lignes d'eau et le profil de dépôt correspondant mesurés le 19 février 1990

Pendant les mesures de ligne d'eau, nous avons aussi relevé la taille des dépôts dans certaines sections transversales. La figure 5.4.2-2 montre un exemple de quelques diamètres de particules solides caractéristiques.

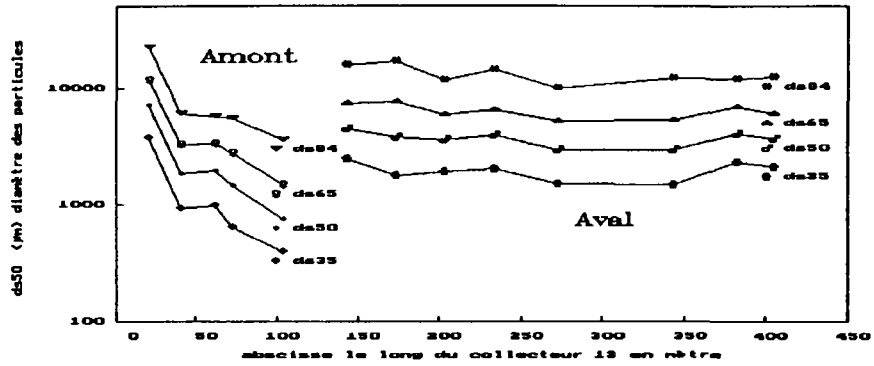


Figure 5.4.2-2. Exemple de taille des dépôts mesurée dans le collecteur 13 de Marseille

D'après Laplace (1988), l'écoulement et la hauteur du dépôt dans la section transversale entre les points de mesure peuvent être calculés par interpolation linéaire. Mais d'après Rana et al. (1973) et la figure 5.4.2-2, une loi exponentielle est nécessaire pour calculer la taille caractéristique des particules du dépôt. Cette loi exponentielle est donnée par l'équation {5-9}:

$$d_{sp(x)} = d_{sp(x_0)}\, e^{-\alpha(x-x_0)} \qquad \{5\text{-}9\}$$

$$\text{avec} \quad \alpha = -\frac{\ln(d_{sp(x_f)}) - \ln(d_{sp(x_0)})}{x_f - x_0}$$

où x_0, x_f = abscisses respectives de deux points de mesure voisins, la première se rapporte au point amont, la dernière au point aval ; x = abscisse des points compris entre x_0 et x_f ; d_{sf} = taille caractéristique des dépôts avec p =% des plus fines particules solides.

5.4.3. Formules utilisées pour le calcul des coefficients de frottement de Manning-Strickler K et de Blasius λ

Formules utilisées pour calculer le coefficient K de Manning-Strickler :

* Constante: $$K = constante \qquad \{5\text{-}10\}$$

* Expression de Strickler n°1: $$K = \frac{c_1}{k_s^{1/6}} \qquad \{5\text{-}11\}$$

* Expression de Strickler n°2: $$K = c_1 \left(\frac{R_h}{k_s}\right)^{1/6} \qquad \{5\text{-}12\}$$

où c_1 = coefficient ; R_h = rayon hydraulique (m) ; k_s = hauteur de rugosité du fond et des parois (m). Pour le dépôt, une taille caractéristique est donnée habituellement par k_s, tel que d_{50}, d_{65}, d_{84} etc.

* Formule de Limerinos (1970)

$$K R_h^{1/6} = c_1 + c_2 \log_{10}\left(\frac{R_h}{k_s}\right) \qquad \{5-13\}$$

où c_1 = 10.27 et c_2= 17.20 pour Limerinos ; mais pour Bray (1979), c_1 = 9.66 et c_2= 19.50. Pour le fond, la hauteur de rugosité k_s est remplacée par la taille caractéristique d_{84} du dépôt.

* Formule de Jarette et Lacey (cité par Bray 1979)

$$K = c_1 R_h^x J^y \qquad \{5-14\}$$

où, pour Jarette, c_1 = 3.82, x = 0.16 et y = − 0.38 ; mais pour Lacey, c_1 = 10.8 , x = 0 et y = − 1/6.

<u>Formules utilisées pour le calcul du coefficient de frottement de Blasius</u>

Bien qu'il existe beaucoup d'expressions pour λ , nous ne nous intéressons seulement qu'à celles établies grâce à des données d'écoulement à surface libre contenant un dépôt de graviers. Les formules pour λ de Hey (équation {5−15}), Gessler (équation {5−16}) et Bray (équation {5−17}) sont citées ci−dessous :

* Formule de Hey (1979) :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2.03 \log_{10}\left(\frac{\alpha_s R_h}{k_{se}}\right) \qquad \{5-15\}$$

où α_s = facteur de forme de la section transversale avec $\alpha_s = 11.10 \sim 13.46$; R_h = rayon hydraulique (m) ; J = gradient d'énergie (m/m) ; k_e = hauteur de rugosité effective (m) avec $k_e = 3.5 k_s$ où k_s hauteur de rugosité réelle (m).

* Formule de Gessler (1990) :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = c_1 + 2.03 \log_{10}\left(\frac{c_2(\gamma_s - \gamma_f)}{J \gamma_f}\right) \qquad \{5-16\}$$

où γ_f = densité spécifique du liquide (N/m³) ; γ_s = densité spécifique du solide (N/m³) ; et J = gradient d'énergie (m/m). Gesller conclut qu'une valeur approchée très précise du frottement peut être calculée par le phénomène de pavage.

* Formule de Bray (1979) :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \alpha_b \left(\frac{U R_h}{\nu}\right)^y = \alpha_b R_e^{\eta} \qquad \{5-17\}$$

où U = vitesse moyenne (m/s) ; R_h = rayon hydraulique (m) ; ν = viscosité du fluide (m²/s) ; α_b = coefficient ; et y = exposant, R_e = nombre de Reynolds.

Selon Bray, la relation entre le coefficient de frottement λ et le nombre de Reynolds R_e donne une approximation plus précise pour la prédiction du frottement que les relations entre le coefficient de frottement λ et la hauteur relative (H/d_{sj} ou R_h/d_{sj})

5.4.4. Résultats de la calibration numérique

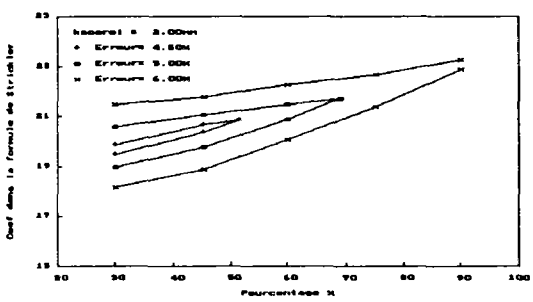
Les résultats de la calibration sont présentés en détail dans un rapport interne de laboratoire (Lin et al. 1992). Une synthèse de ces résultats a été publiée lors d'une conférence internationale (Lin, Le Guennec et Dartus, 1992). Nous considérons, ici, seulement les résultats de la calibration utilisant l'équation {5-12} qui donne les meilleurs approximations.

$$K = c_1 \left(\frac{R_h}{k_s} \right)^{1/6} \qquad \{5-12\}$$

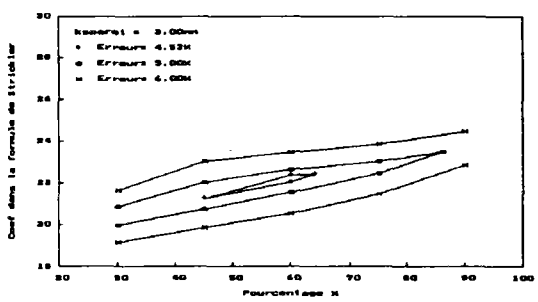
Cette équation nécessite les hauteurs de rugosité $k_{sparois}$ et k_{slit} et est utilisée pour le calcul des coefficients de rugosité K_{parois} et K_{lit}. k_{slit} est représenté ici par le diamètre caractéristique des particules solides d_{sp} où l'indice p correspond au pourcentage des plus fines particules solides. Ainsi, les trois paramètres à calibrer sont le coefficient c_1, la hauteur de rugosité des parois $k_{sparois}$ et le diamètre des particules d_{sp}. En égalant le paramètre inconnu p à ξ_1, c_1 à ξ_2 et $k_{sparois}$ à ξ_3 et en utilisant la méthodologie de calibration, nous obtenons les courbes de la figure 5.4.4-1 pour chaque valeur de $k_{sparois}$ correspondantes. Les valeurs testées de $k_{sparois}$, c_1 et p sont précisées dans le tableau 5.4.4-1

facteur	valeur initiale	valeur terminale	intervalle
k_{parois}	0.6mm	4.5mm	0.2 ou 0.5mm
c_1	15	30	0.5
p	30	90	10

Tableau 5.4.4-1 . Valeurs testées de $k_{sparois}$, c_1 et p pour le test numérique utilisant l'équation {5-12}



(a)



(b)

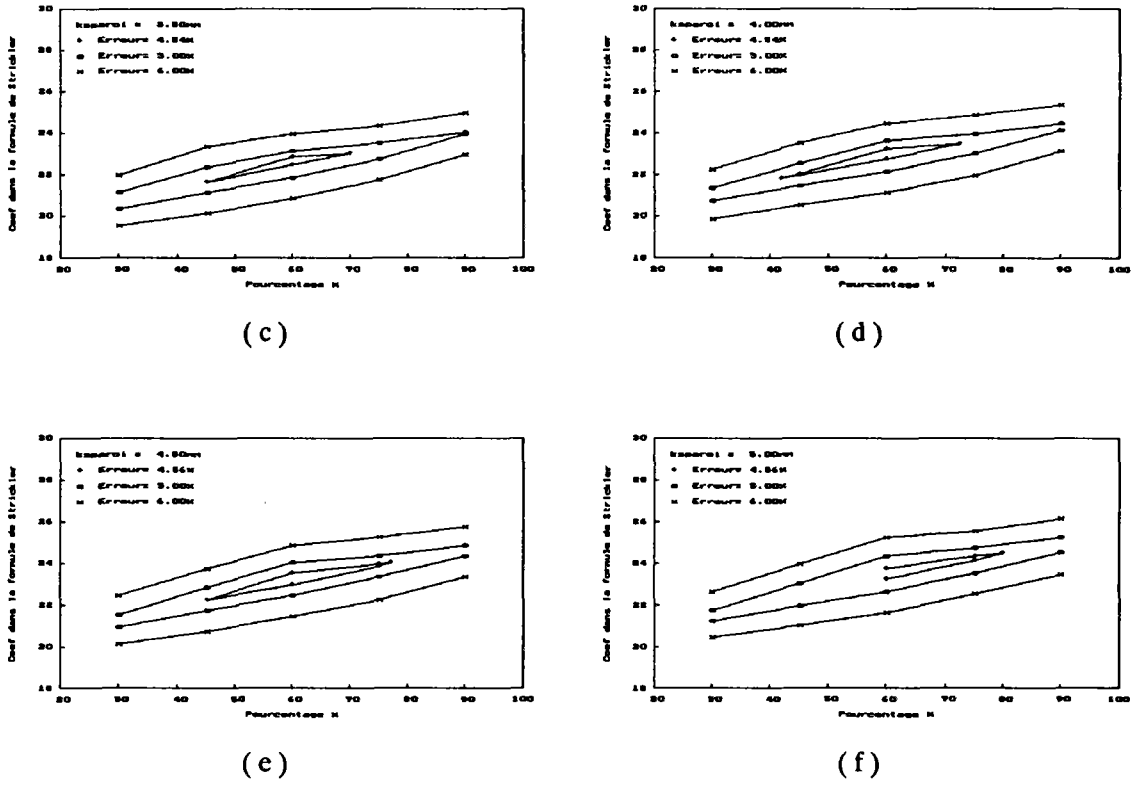


Figure 5.4.4-1 . Combinaisons déduites de $k_{sparois}$, c_1 et p correspondant à différentes erreurs admises et pour le test numérique utilisant l'équation {5-12}

D'après ces courbes, nous constatons qu'il existe une zone commune où l'erreur est limitée à environ 4,5 %. Pour des problèmes de commodité, il est préférable de considérer les minimum et maximum de chaque diagramme (voir tableau 5.4.4-2).

$k_{sparois}$	point bas A		point haut B		erreur
(mm)	c_1	p	c_1	p	admise
2.0	<19.7	<30	20.8	51	4.5%
3.0	21.3	45	22.4	60.4	4.53%
3.5	21.7	45	23.0	70.0	4.54%
4.0	22.0	45	23.6	72	4.54%
4.5	22.3	45	24	77	4.56%

Tableau 5.4.4-2. Les points minimum et maximum des meilleures zones de combinaison des $k_{sparois}$, c_1 et p correspondant à diverses erreurs admises pour le test numérique n° 3

5.4.5. Conclusion du calage

L'étude hydraulique d'un écoulement stationnaire, non uniforme à surface libre, nécessite l'application et la calibration du modèle de ligne d'eau (équation {5-13}), basé sur des données expérimentales et utilisant une méthodologie de calibration spécifique. Les résultats montrent que la formule de Bray (équation {5-17}) et les formules relatives à la hauteur de rugosité limite (équations {5-11}, {5-12} et {5-15}) combinées à l'équation de Manning-Strickler (équation {5-2}) donnent le meilleur frottement moyen tandis que les expressions établies grâce à l'utilisation de paramètres hydrauliques simples (équations {5-14} et {5-16}) ne fournissent pas une aussi bonne approximation. De plus, l'utilisation de ces dernières ne peut pas, dans la plupart de cas, permettre une aussi bonne approche des résultats des mesures que l'application d'une expression du coefficient de Strickler constant, K. Dans ce cas, K_{paroi}=48.5 pour la paroi et K_{lit}=40.0 pour le fond (Lin et al. 1992).

Pour obtenir des relations satisfaisantes du frottement qui utilisent une hauteur de rugosité de paroi et des données de dépôt, les valeurs du coefficient doivent dépendre de la hauteur de rugosité de paroi $k_{sparois}$ et de la taille des particules d_{sp} et surtout de l'erreur admise. Par exemple, si l'équation {5-12} est utilisée pour le calcul du coefficient de rugosité K de Manning-Strickler, alors pour $k_{sparois}$ = 2,00 mm, la relation est satisfaite avec les valeurs $c_1 = 19,7$, $k_{slit} = d_{s30}$ et $c_1 = 20,8$, $k_{slit} = d_{s51}$ pour une erreur admise de 4,5 %. Plus l'erreur admise est grande, plus le choix de combinaison de (c_1 , $k_{sparois}$ et k_{slit}) est grand. Nous pouvons ainsi conclure qu'en fait, la notion de hauteur de rugosité est purement abstraite.

Cette étude montre que la méthodologie de calibration est très efficace pour analyser les résultats numériques, mais ne conseille pas une formule valable du frottement. Pour une erreur admise, plusieurs formules sont acceptables pour le calcul du frottement dans un cas particulier. Le choix de la formule la plus favorable dépend de chacun et demande une expérience personnelle dans ce domaine (eg : Transport hydraulique des solides).

5.5. Amélioration du calage et modèle hydrodynamique pour le collecteur n° 13

Dans le collecteur 13 de Marseille, deux autres influences, en plus de celle de la jonction entre les points 14 et 15, agissent sur l'écoulement, une due à une distribution non uniforme de la vitesse dans la section transversale, une autre due aux coudes du collecteur. Ces deux influences augmentent la pente d'énergie de l'écoulement. Il est donc nécessaire de les prendre en compte dans notre modèle.

Une recherche bibliographique sur l'influence des coudes sur les écoulements est faite dans le paragraphe 7.3. Plusieurs formules pour le calcul du gradient d'énergie dans ces zones particulières y sont données et la formule {7-4} est sélectionnée dans cette étude. La figure 5.5-1 montre l'évolution du coefficient de modification d'énergie α (équation {5-1} due à une distribution non uniforme de vitesses dans les sections transversales.

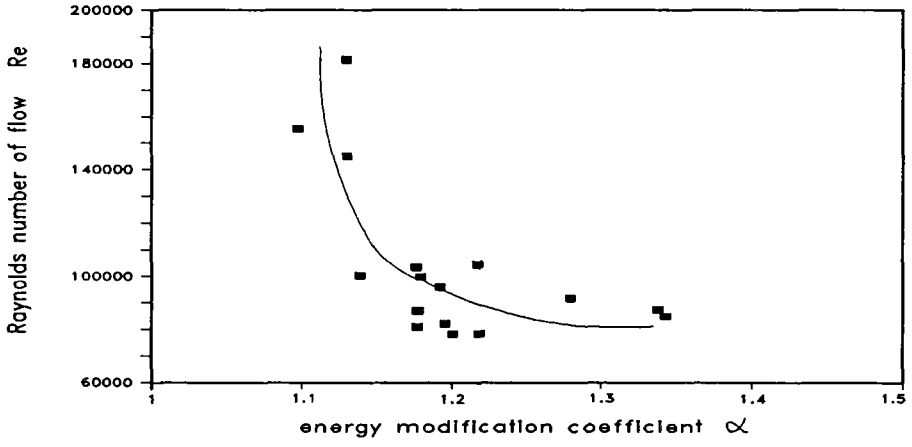


Figure 5.5-1 : Relation entre le coefficient de modification d'énergie α et le nombre de Reynolds de l'écoulement R_e

En tenant compte de cette considération, nous ré-calibrons le modèle (équation {5-1}) en utilisant l'équation {5-12}. La figure 5.5-2 donne un exemple des résultats de cette calibration et quelques-unes des meilleures combinaisons de $k_{sparois}$, c_1 et p sont explicitées dans le tableau 5.5.1. Après comparaison de ces résultats avec ceux présentés dans le paragraphe précédent, nous constatons qu'une telle considération réduit les erreurs entre les lignes d'eau mesurées et celles calculées.

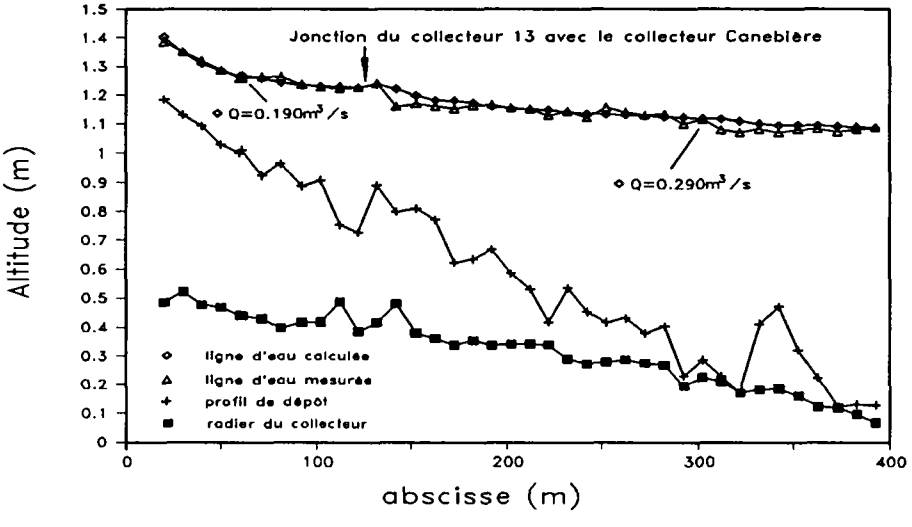


Figure 5.5-2 : Exemple de résultats de calibration de modèle utilisant l'équation {5-18} et tenant compte de l'influence de la non uniformité de l'écoulement et de la forme du canal
combinaisons déduites de c_1 et p pour $k_{sparois}$ = 4,00 mm correspondant à diverses erreurs admises

$k_{sparois}$ (mm)	c_1	p	Erreur admise
1.00	Zone sans combinaison possible		≤4.50%
2.00	20.70	45	4.40%
3.00	21.60	45	4.35%
3.50	22.70	60	4.35%
4.00	23.00	60	4.35%
4.50	23.30	60	4.35%
5.00	23.60	60	4.40%

Tableau 5.5.1. Meilleure combinaison de $k_{sparois}$ et p correspondant à diverses erreurs admises pour le test numérique utilisant l'équation {5-12} et tenant compte de l'influence de la non uniformité de l'écoulement et de la forme du canal

La formule de la pente d'énergie hydraulique donnant le meilleur résultat pour les écoulements dans le collecteur 13 est la suivante :

$$K = 23.00 \times \left(\frac{R_h}{k_s} \right)^{1/6} \qquad \{5-18\}$$

avec $k_s = k_{sparois} = 4.00\,mm$ pour les parois et $k_s = k_{slit} = d_{s60}$ pour le fond.

En cas de manque d'informations sur la composition de dépôt, une expression constante avec K_{paroi}=48.5 et K_{lit}=40.0 et l'expression de Bray (équation {5-17}) peuvent être appliquées.

Chapitre 6

ETUDE DES MECANISMES DE TRANSPORT SOLIDE

6.1. Présentation

Dans la première partie, les caractéristiques des solides mobiles ainsi que celles du dépôt ont été synthétiquement présentées. Pour mieux cerner les phénomènes de dépôt et de transport solide, une analyse basée sur la théorie du transport lui même va nous permettre de découvrir certains mécanismes propres au collecteur 13 et d'améliorer la fiabilité de généralisation des résultats des mesures à d'autres collecteurs.

6.2. Etude du mécanisme des solides en suspension

6.2.1. Présentation

Nous nous sommes aperçus, par les résultats des prélèvements des solides (première partie), que les solides charriés jouent un rôle prédominant sur la formation de dépôt dans le collecteur 13, mais l'influence des solides en suspension n'est pas encore claire. Aussi, une étude propre de leur mécanisme s'est avérée nécessaire.

6.2.2. Mécanisme général de transport solide en suspension

Les solides transportés en suspension au sein d'un écoulement subissent l'effet de la turbulence et celui de la gravité. Le transport en suspension apparaît donc lorsque le premier effet domine. Parmi ces solides en suspension, une partie est considérée comme en auto-suspension, équivalent au washload. Ces derniers sont de très petites tailles et présentent des décantabilités très faibles. L'effet de la turbulence de l'écoulement est tel qu'ils peuvent parcourir le collecteur sans décanter.

Néanmoins, on trouve une certaine quantité de ces solides dans le dépôt. Ceci n'est dû qu'à l'influence de masquage des petites particules par les grosses qui fait l'objet de l'étude du paragraphe 6.5.

6.2.3. Etude des caractéristiques des solides en suspension

Tout d'abord, il est nécessaire de connaître quel genres de solides sont transportés en suspension. Dans la littérature, on peut trouver beaucoup des formules permettant d'évaluer leurs caractéristiques. Une recherche bibliographique a été menée respectivement par l'auteur (non mise en document) et

Bachoc (1992). Ce dernier a de plus effectué une comparaison des résultats de calcul obtenus par ces formules. Nous analysons les caractéristiques des solides en suspension dans le collecteur 13 à partir de ces résultats classiques.

Après cette recherche bibliographique, nous avons retenu la formule de Bagnold et de Wang (Equation {6-1}) pour la définition de la taille maximum des solides en auto-suspension (d_{s_auto}), et celle de Yang (1989) (Equation {6-4}), obtenue par la modification de celle d'Einstein et Qien, pour définir les conditions critiques d'écoulements pour la mise en suspension des solides (d_{s_sus}) (elle a été utilisée pour la modélisation de l'évolution du lit du Rhône). Ces deux formules sont rappelées ci-dessous:

Formule de Bagnold & Wang pour la définition de (d_{s_auto}):

$$U_m J_m \geq w_s \qquad \{6-1\}$$

avec U_m = vitesse moyenne de l'écoulement; J_m = pente d'énergie de l'écoulement; w_m = vitesse de chute d'une particule solide.

Lorsque les particules en auto-suspension sont fines hors floculation, la formule de type de Stokes peut être utilisée pour calculer leurs vitesses de chutes. Nous choisirons, de préférence, celle de Gontcharof car elle tient compte des particules solides naturelles, notée ci-dessous:

$$w_s = \frac{1}{24} \cdot \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \cdot g \cdot \frac{d_s^2}{\nu} \qquad \{6-2\}$$

avec ρ_f, ρ_s= masses volumiques fluide et solide respectives (kg/m^3); d_s= diamètre de la particule solide considérée (m); g= accélération de la gravité (m/s^2); ν= viscosité liquide (m^2/s).

Substituant cette formule dans la formule de Bagnold & Wang, nous obtenons l'expressions du diamètre maximum des solides en auto-suspension suivante:

$$d_{s_auto} = \sqrt{24 \cdot \frac{\rho_f}{(\rho_s - \rho_f)} \cdot \frac{\nu U_m J_m}{g}} \qquad \{6-3\}$$

Formule de Yang pour la définition de (d_{s_sus}):

$$\frac{u_*}{\kappa w_s} = 2.5 \qquad \{6-4\}$$

avec u_*= vitesse de frottement de l'écoulement (m/s); w_s= vitesse de chute de la particule considérée (m/s); κ= coefficient constant de Karman.

La vitesse de frottement étant connue, il est possible de calculer alors le diamètre maximum des solides en suspension, différent à priori de l'auto-suspension. Par exemple, en prenant pour le calcul la vitesse de chute la formule de Zhang (équation {6-6}), avec $\kappa = 0.40$, l'équation {6-4} devient:

$$u_* = \sqrt{\left(13.95 \cdot \frac{\nu}{d_s}\right)^2 + 1.09 \cdot \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \cdot g d_s} - 13.95 \cdot \frac{\nu}{d_s} \qquad \{6\text{-}5\}$$

Ainsi, le diamètre maximum des solides en suspension d_{s_sus} peut s'obtenir par la résolution de l'équation 6-5 en mettant celui-ci à la place de d_s.

Nous effectuons alors les calculs en tenant compte des conditions réelles des écoulements de temps sec dans le collecteur 13. Deux écoulements spéciaux sont considérés, respectivement au 10ième jour et au 798ième jour après le dernier curage. La pente du lit est de 0.001m/m pour le premier écoulement et de 0.003m/m pour le second. Deux masses volumiques moyennes sont prises en compte : l'une est celle des solides en suspension mesurée, ρ_s=1520kg/m^3; l'autre est celle des solides en dépôt ρ_s=2680kg/m^3. Et une même valeur de la viscosité cinématique est prise pour tous ces calculs, avec ν=0.00000106m^2/s. Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau 6.2.3-1, ainsi que les pourcentages correspondant aux d_{s_auto} et d_{s_sus} évalués selon la figure 2.5-1.

				avec ρ_s=1520kg/m^3				avec ρ_s=2680kg/m^3			
N° du jour et tronçon (0)	U_m (m/s) (1)	Rh (m) (2)	J_m (m/m) (3)	d_{s_auto} (μm) (4)	$P\%$ (5)	d_{s_sus} (μm) (6)	$P\%$ (7)	d_{s_auto} (μm) (8)	$P\%$ (9)	d_{s_sus} (μm) (10)	$P\%$ (11)
10ième j. Amont	0.410	0.265	0.00046	30.67	50.0	550.0	90.4	17.1	23.4	274.6	87.6
10ième j. aval	0.614	0.266	0.00105	56.70	70.0	828.0	91.0	31.6	47.0	379.4	90.0
798ième j. Amont	0.565	0.170	0.00240	82.23	78.2	1043.0	91.5	45.8	60.5	453.0	90.5
798ième j. aval	0.690	0.234	0.00190	80.86	78.0	1102.0	91.6	45.0	59.0	472.5	91.0

U_m, Rh et J_m= respectivement la vitesse, le rayon hydraulique et la pente d'énergie de l'écoulement du tronçon en moyen; d_{s_auto} et d_{s_sus}= les diamètres maximaux des solides respectivement en auto-suspension et en suspension; $P\%$= pourcentages des solides fins évalués à partir de la figure 2.5-1 selon les valeurs des d_{s_auto} et d_{s_sus} calculés.

Tableau 6.2.3-1 : Comparaison entre les résultats des caractéristiques des solides en suspension calculés à partir des formules classiques et ceux mesurés

Les résultats montrent que, les tailles maximales des solides en suspension d_{s_sus} et celles en auto-suspension d_{s_auto}, s'accentuent dans le temps avec la pente. On constate que, quelque soit la masse volumique considérée, les premières correspondent toujours à d_{90} de la granulomètrie de suspension mesurée. Le système des équations {6-4} et {6-5} est valable pour la définition de ce critère. Bien qu'il

existe une faible pourcentage de grosses particules en réalité, il s'agit souvent de particules organiques et ayant des formes très particulières (par exemple, les feuilles d'arbres, les papiers, etc). Celles-ci présentent toujours des très faibles décantabilités.

Ce tableau nous permet de faire ainsi les remarques suivantes:

1/ Considérant les résultats de calcul dans les colonnes (4), (5), (6) et (7), où la masse volumique moyenne des solides en suspension mesurée (ρ_s=1520kg/m^3) est utilisée, on constate que la plupart des solides en suspension par temps sec sont en auto-suspension, particulièrement dans le tronçon aval.

Les tailles maxima des solides en suspension dans le tronçon amont sont proches de la taille des particules, d_{50}-d_{65}, constituant le dépôt entre les points 12 et 14. Aussi est-il tout à fait possible qu'une partie du dépôt à cet endroit provienne de la suspension.

Au 10ième jour et au 798ième jour, les solides des tailles supérieures à d_{s_auto} représentent les centiles massiques de 50% et de 22.0%. Ceux-ci correspondent aux débits de 42.61 et de 18.75 litres/jour respectifs (ou bien 0.050g/litre et 0.022g/litre en concentration). Ces valeurs ne sont pas du tout négligeables par rapport au débit des solides déposés en temps sec (cf. \$8.2 et \$8.3).

2/ Les résultats de calcul dans les colonnes (8), (9), (10) et (11), où la masse volumique moyenne des solides en dépôt ρ_s=2680kg/m^3) est utilisée, décrivent les caractéristiques des solides minéraux en suspension. On s'aperçoit que les tailles maximales des solides en suspension dans le tronçon aval sont proches des d_{10} du dépôt. Ainsi, l'influence des solides minéraux en suspension dans ce tronçon sur la formation de dépôt est négligeable. Mais elle peut devenir importante entre les points 12 et 14 dans le tronçon amont lorsque les tailles maximales des solides en suspension sont proches de la taille médiane des particules (d_{50}) constituant le dépôt.

Ainsi, en général, l'influence des solides en suspension (organiques et minéraux) sur la formation dans le tronçon aval de dépôt est négligeable lorsque leurs tailles maximales sont proches des d_{10} des solides en dépôt. Mais, elle peut être considérable en tronçon amont, car les tailles maximales des solides en suspension sont supérieures à la taille médiane des solides constituant le dépôt dans le tronçon entre les points 12 et 14. Cette influence diminue dans le temps, lors de l'augmentation de la pente longitudinale du profil de dépôt. Celle-ci renforce le transport solide du tronçon.

6.2.4. Quelques remarques sur la suspension

L'analyse ci-dessus permet de faire les remarques suivantes:

1/ La plupart des solides en suspension sont des solides en auto-suspension (ils ne décantent pas dans l'écoulement considéré);

2/ Les solides en suspension de grandes tailles ne peuvent pas beaucoup influencer la formation de dépôt dans le tronçon aval. Ainsi, leur présence peut être négligée. Mais ils peuvent jouer un rôle assez important dans le tronçon amont, entre le point 12 et le point 14 juste en amont de jonction du collecteur 13 avec celui de Canebière car:

a. leurs tailles les plus grandes sont du même ordre de grandeur que la taille médiane du dépôt à cet endroit;

b. ils présentent un débit de plus de 18.75 litres/jour;

Mais cette influence diminue dans le temps, lors de l'augmentation de la pente longitudinale du profil de dépôt et pourra être négligeable au bout d'un certain temps, car les tailles maximales des solides en suspension ainsi qu'en auto-suspension sont quasiment identiques pour les tronçons amont et aval le 798ième jour après le dernier curage du collecteur.

3/ Il est certain que les phénomènes apparus ci-dessus sont dus à la production des solides de tailles très étendues. Celle-ci amène une très grande partie des solides qui ont de très faibles décantabilités (*fins ou de grandes tailles mais très légers*) et qui peuvent être transportés facilement par l'écoulement, une partie des solides de décantabilités assez ou très importantes qui peuvent se déposer facilement, et très peu des solides qui présentent des décantabilités entre ces deux.

6.3. Etude du mécanisme des solides charriés

6.3.1. Présentation

Grâce aux prélèvements des solides charriés (chapitre 4, première partie), nous connaissons leurs caractéristiques physiques de base (volumes, diamètres et masses volumiques). L'analyse préliminaire nous a permis de découvrir que les phénomènes de tri granulométrique et de masses volumiques existent dans le dépôt (figure 2.4-1 et figure 2.4-3), mais également pour les solides transportés par les écoulements (figure 4.3-2 et tableau 4.4-1).

La figure 6.3.1-1 présente les valeurs de ces trois caractéristiques des solides piégés (ou charriés) pour chaque prélèvement. Nous constatons que les solides les plus gros n'ont pas forcément les masses volumiques les plus élevées, mais se présentent systématiquement au moment d'un grand débit. Une analyse plus approfondie, prenant en compte à la fois plusieurs paramètres, est donc nécessaire.

Dans les paragraphes suivants, nous allons présenter les résultats d'une analyse basée sur la décantabilité et l'énergie associée à la vitesse de décantation des solides charriés. Sauf indications locales, toute cette analyse sera effectuée sur les valeurs moyennes par piège.

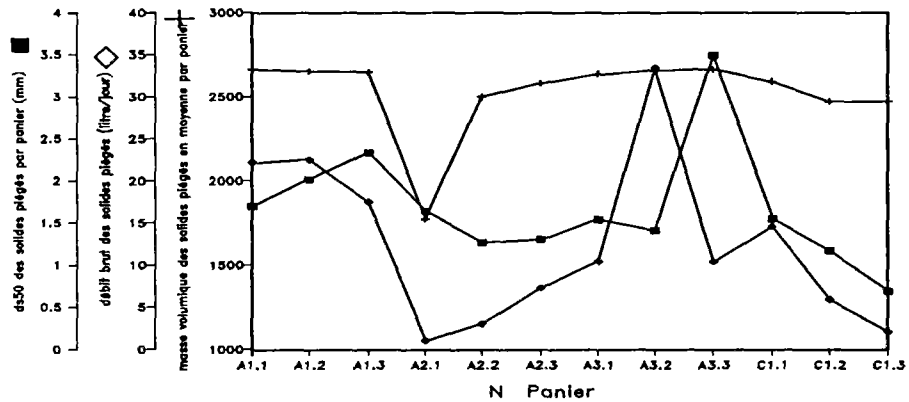


Figure 6.3.1-1 : Synchronisation des débits, des tailles et des densités des solides piégés dans tous les paniers pour le prélèvement N°12

6.3.2. Décantabilité des solides piégés (charriés)

La décantabilité est décrite par la vitesse de chute limite en eau calme d'une particule solide piégée w_s qui tient compte à la fois de sa masse volumique et de son diamètre. Lorsque les formes des particules sont très variables et influencent beaucoup leurs vitesses de chute, celles-ci devraient être mesurées directement en utilisant des solides piégés, mais ceci pose des problèmes d'équipement et surtout de temps de travail. Nous avons préféré les calculer, avec les granulométries et les masses volumiques mesurées, à partir d'une formule de la littérature.

La formule utilisée ici n'est autre que celle de Zhang. Elle a été obtenue à partir d'une analyse théorique (INPHEEIWH 1980) et calée à partir des résultats des mesures avec des sables naturels. Il est à noter qu'elle est valable pour les régimes laminaire, transitoire et turbulent. Nous la citons ci-dessous:

Formule de vitesse de chute de Zhang:

$$w_s = \sqrt{\left(13.95\frac{\nu}{d_s}\right)^2 + 1.09\frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} g d_s} - 13.95\frac{\nu}{d_s} \qquad \{6\text{-}6\}$$

avec v= viscosité du liquide (m^2/s); d_s= diamètre des particules solides (m); p_f, p_s= masse volumique du liquide et celle du solide (kg/m^3); w_s= vitesse de chute ou décantabilité de la particule solide considérée (m/s).

La décantabilité des solides interceptés dans un piège est représentée par la vitesse de chute moyenne, soit w_m(m/s), calculée de la manière suivante:

$$w_m = \sum_{i=1}^{N} (p_i\% \times w_{si}) \qquad \{6-7\}$$

avec w_m= décantabilité des solides en moyen par piège (m/s); N= nombre des classes granulométriques des solides; p_i= pourcentage des solides de la classe i.

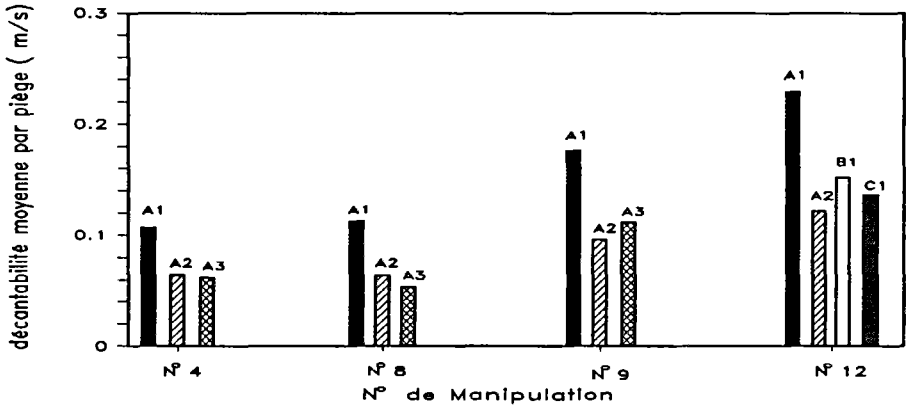


Figure 6.3.2-1 décantabilités des solides (en moyenne par piège) pour les prélèvements N°4, N°8, N°9 et N°12 (cf. figure 4.1-1)

Cette figure 6.3.2-1 permet de faire les constatations suivantes:

- D'un jour à l'autre, les solides présentent des décantabilités très différentes. Mais les solides interceptés dans le piège A1 sont toujours plus décantables que ceux des autres pièges.
- Les solides arrêtés par les pièges A2 et A3 ont des décantabilités presque identiques. Ceci signifie que les solides qui peuvent s'échapper du piège A1 sont des solides en suspension qui se font intercepter par les pièges A2 et A3.
- Les solides charriés aux emplacement-B et -C sont moins décantables que ceux à l'emplacement-A1 (voir les résultats d'analyse du prélèvement N°12). Mais les décantabilités des solides charriés à l'emplacement-C sont très proches de celles des solides en suspension à l'emplacement-A2 (*les solides interceptés dans le piège A2*). Ceci signifie que la majorité des solides charriés ainsi que les solides en dépôt à l'emplacement-C proviennent de la suspension à l'emplacement-A.

6.3.3. Puissance des solides décantées par l'unité de temps

Afin d'inclure l'influence des quantités des solides charriés sur la formation de dépôt, nous définissons un terme spécifique: la puissance des solides décantée par l'unité de temps, exprimée par VE_d, ou puissance associée à la vitesse de décantation de la puissance des solides transportés par les écoulements. Nous l'écrirons:

$$VE_d = Q_s \cdot \rho_s g \cdot w_s \qquad \{6-8\}$$

avec Q_s= débit des solides piégés (m³/s); : ρ_s= masse volumique des solides (kg/m³); g= accélération de gravité (m/s²); w_s= décantabilité ou vitesse de chute des solides piégés (m/s) qui est calculée à partir de l'équation {6-6}; VE_d= puissance des solides décantés par unité de temps ([N m/s]/s).

La puissance des solides décantés par unité de temps, en moyenne par piège, est calculée à partir de la formule ci-dessous:

$$VE_{d,\,piège} = \sum_{i=1}^{N} VE_{\epsilon,\,piège} = \sum_{i=1}^{N} (Q_{si} \cdot \rho_{si} g \cdot w_{si})_{piège} \qquad \{6-9\}$$

où N est le nombre des classes granulométriques considérées.

Les résultats de calcul pour certains prélèvements sont présentés graphiquement par la figure 6.33-1 et les rapports des puissances figure 6.3.3-2.

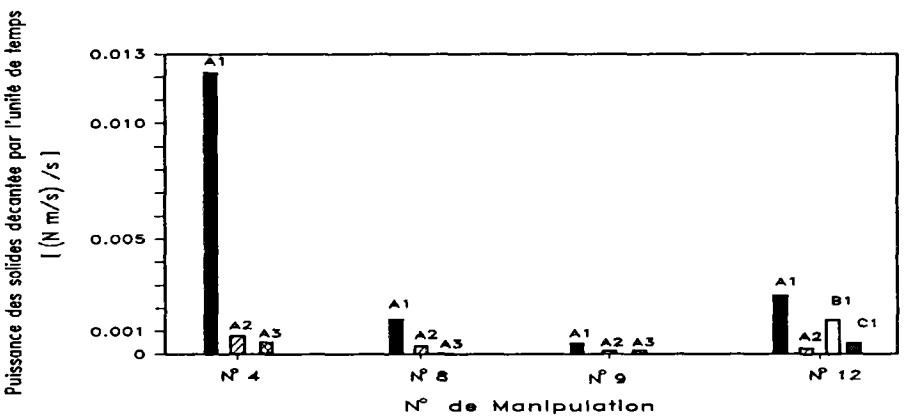


Figure 6.3.3-1 : Puissances des solides décantés par unité de temps, en moyenne par piège, pour les prélèvements N°4, N°8, N°9 et N°12.

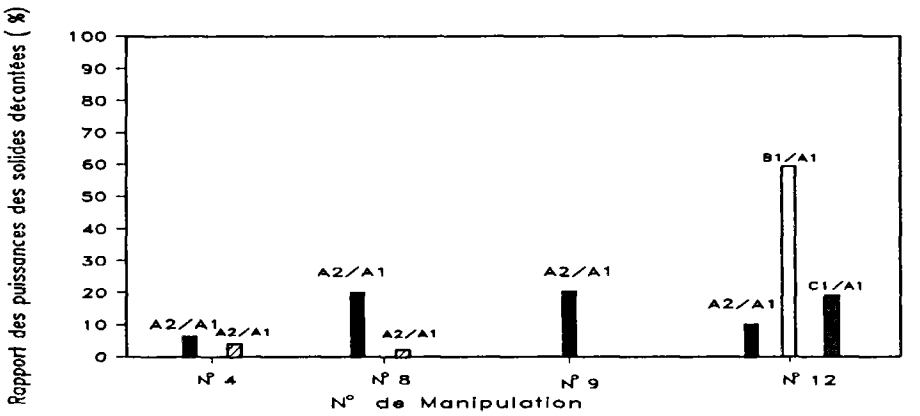


Figure 6.3.3-2 : Rapport des puissances pour les prélèvements N°4, N°8, N°9 et N°12.

Les résultats ci-dessus permettent de faire les constatations suivantes:

1/ Au même emplacement-A, la puissance des solides décantés par unité de temps dans le piège A1 (le plus en amont) est toujours plus importante. Cette logique est bien suivie pour les pièges installés aux différents endroits (les pièges A1, B1 et C1). Ainsi, l'analyse basée sur la puissance des solides décantés $V E_d$ est claire et plus efficace que l'analyse faite avec uniquement un des trois paramètres (volumes ou débits, diamètres et masses volumiques) des solides piégés.

   Comme les pièges à l'emplacement-A ont interceptés tous les solides charriés entrant, les solides charriés arrivant à l'emplacement-B proviennent tous de l'érosion du tronçon entre ces deux emplacements

2/ La puissance des solides décantés dans le piège B1 à l'emplacement-B est de l'ordre de 60% de celle du piège A1. Comme les pièges à l'emplacement-A ont intercepté tous les solides charriés entrant et que tous les solides charriés à l'emplacement-B proviennent de l'érosion du tronçon entre ces deux emplacements, en supposant donc que ces solides érodées et charriés à l'emplacement-B ont les mêmes caractéristiques avec ou sans la mise en fonctionnement des pièges à l'emplacement-A et sont arrêtés par le piège B1 à l'emplacement-B (hypothèse), il apparaît que 40% de la puissance des solides transportés à l'emplacement-A est perdue entre ces deux emplacements. Par l'analyse des débits des solides piégés, nous avons constaté que 20% seulement en volume des solides charriés à l'emplacement-A est déposé dans ce tronçon. Nous découvrons ainsi que les solides déposés entre ce tronçon présente une forte puissance de décantation

3/ La puissance des solides décantés dans le piège C1 est beaucoup plus faible que celle du piège A1 et représente 30% de celle de B1. Appliquant l'hypothèse ci-dessus, ceci signifie que 70% de la puissance des solides transportés à l'emplacement-B sédimente dans le tronçon entre l'emplacement-B et l'emplacement-C, et que moins de 30% de celle-ci est maintenue par l'écoulement jusqu'à la sortie du tronçon amont du collecteur 13. Autrement dit, $(60\% \times 70\%) = 42\%$ de la puissance des solides transportés à l'emplacement-A est déposée dans le tronçon entre l'emplacement-B et l'emplacement-C, et moins de 18% est maintenue par l'écoulement jusqu'à la sortie du tronçon amont.

6.3.4. Conclusion

L'analyse ci-dessus montre que les solides charriés plus en amont du collecteur 13 sont plus décantables. Les quantités des solides déposés entre les emplacements-A et -B sont faibles, mais représentent une forte puissance (voir les équations {6-8} et {6-9} pour son expression). Environ 40% de la puissance des solides transportés à l'emplacement-A est déposée (perdue) entre les emplacements-A et -B, 42% entre

les emplacements-B et -C, et 18% est maintenue par l'écoulement jusqu'à la sortie du tronçon amont. Cette analyse permet de constater que le tronçon amont du collecteur 13 est un véritable réservoir de décantation du charriage.

6.4. Etude du mécanisme de dépôt dans le collecteur 13

6.4.1. Introduction

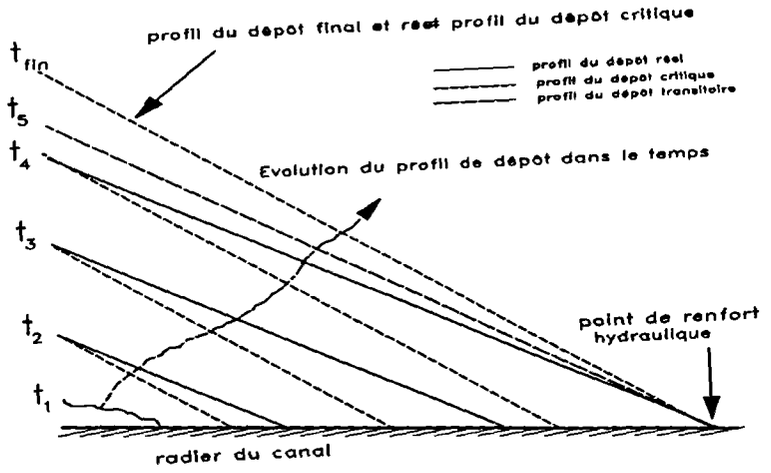
Selon la théorie du transport solide classique (déterministe), les solides transportés par l'écoulement commencent à sédimenter lorsque l'intensité de l'écoulement est inférieure à celle exigée pour les maintenir en mouvement ou lorsque leur quantité dépasse la capacité de transport de l'écoulement. Le premier phénomène est lié à la condition critique de mise en mouvement des particules solides, mais le deuxième est lié à la capacité de transport. Les mécanismes de ces deux phénomènes de dépôt sont complètement différents l'un de l'autre. Aussi est-il nécessaire de les détailler avant de cerner les mécanismes de dépôt dans le collecteur.

6.4.2. Phénomènes de dépôt lié à la condition critique de mise en mouvement

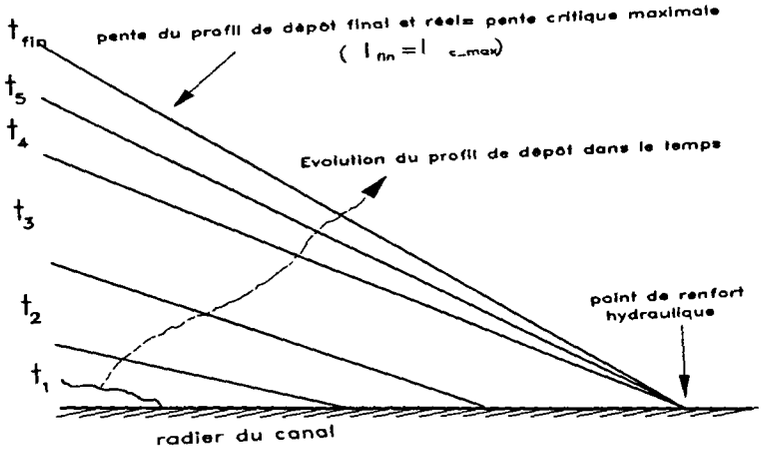
Il est certain que les solides se déposent dès que les conditions de l'écoulement sont inférieures à la condition critique de mise en mouvement. Ceci provoque, en général, lorsqu'elles passent sous ce seuil, un dépôt brutal et local aux endroits où les écoulements ne sont pas suffisants pour transporter les solides provenant de l'amont. Le profil du lit évolue en augmentant sa pente ainsi que la pente d'énergie. La pente critique du lit I_c est obtenue au moment où l'écoulement est capable de maintenir les solides provenant de l'amont. Ensuite, le profil du lit avance vers l'aval avec une pente quasiment constante qui oscille autour de I_c (figure 6.4.2-1.a). Le dépôt est en état pseudo-stable, et l'évolution de son profil peut s'atténuer dans le cas où il y a renfort de l'écoulement à un endroit quelconque en aval du canal.

Il est à noter que, dans ce cas-là, la vitesse de l'évolution du lit dépend fortement de la quantité des solides provenant de l'amont.

Par ailleurs, en cas d'une granulométrie des solides étendue, le phénomène de dépôt est un peu plus compliqué. Dans ce cas, les solides les plus gros se déposent toujours plus tôt (ou plus en amont). L'évolution du lit avance vers l'aval, mais avec une augmentation de sa pente (figure 6.4.2-1.b). Ceci permet à l'écoulement de s'adapter pour transporter des solides de plus en plus gros. L'état pseudo-stable du profil de dépôt final est atteint au moment où l'écoulement arrive à transporter les solides les plus grands. A ce moment, la pente du lit dépend uniquement de la taille de ces solides.



(a) en cas d'une granulométrie des solides quasiment uniforme



(b) en cas d'une granulométrie des solides étendue

Figure 6.4.2-1 : Evolution du profil du lit lorsqu'il s'agit d'un phénomènes de dépôt lié à la condition critique de mise en mouvement

6.4.3. Phénomènes de dépôt lié à la condition critique de transport de hors-équilibre

Lorsque l'écoulement amont est trop chargé en particules, c'est-à-dire lorsque la quantité des solides mobiles dépasse la capacité de transport, a lieu un phénomène de dépôt lié à la condition critique de transport hors-équilibre. L'écoulement commence à décharger des solides au fond tout au long de son trajet jusqu'à l'endroit où la quantité des solides transportés est égale à sa capacité. Ceci provoque, en général, un dépôt étalé (figure 6.4.3-1). Ce phénomène apparaît particulièrement dans le cas où les solides transportés en suspension dominent sur la formation du dépôt.

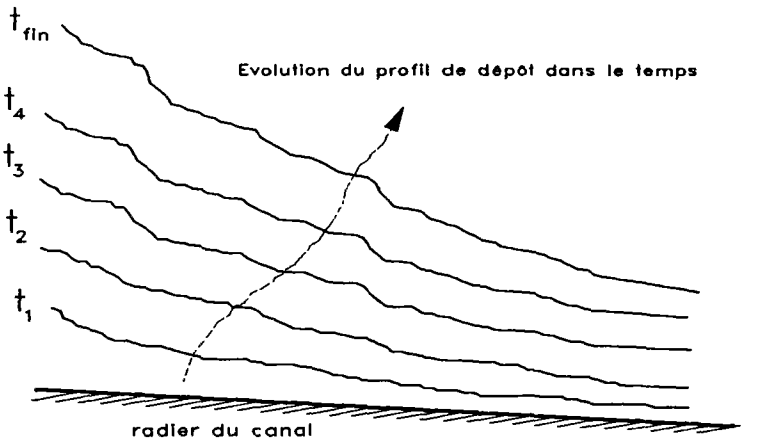


Figure 6.4.3-1 : Evolution de profil du lit lorsqu'il s'agit d'un phénomènes de dépôt lié à la condition critique de transport de hors-équilibre

Lors de l'apparition de ce phénomène, l'évolution de profil du lit se fait en augmentant sa pente, ce qui provoque une augmentation de la capacité de transport de l'écoulement. Cette évolution du profil s'atténue au moment où la capacité de transport de l'écoulement est égale à la quantité des solides provenant de l'amont. A partir de ce moment, le transport solide est en état d'équilibre.

En cas d'une granulométrie étendue des solides, bien qu'il soit possible que le phénomène de dépôt provoque une dégradation de l'amont vers l'aval de la taille des solides dans le lit, elle est plus modérée par rapport à celle provoquée par un dépôt lié à la condition critique de mise en mouvement.

6.4.4. Mécanisme de dépôt dans le collecteur 13

Le transport solide en collecteur ainsi que le mécanisme de dépôt sont des phénomènes difficiles à cerner. Le dessin animé de l'évolution du profil de dépôt (*les profils de dépôt ont été réalisés par D. Laplace tous les trois jours*) nous permet de visualiser les phénomènes dans le collecteur 13. L'analyse montre que, pour le tronçon aval, le phénomène de dépôt n'est pratiquement lié qu'à la condition critique de mise en mouvement. Pour le tronçon amont, les deux mécanismes de dépôt, l'un lié à la condition critique de mise en mouvement et l'autre lié à la condition critique de transport de hors-équilibre peuvent être invoqués. Juste après le curage, le transport hors-équilibre domine, mais sur une courte durée, et l'évolution du dépôt se poursuit par la cohabitation des deux mécanismes. Le dépôt lié à la condition critique est dominant dans la partie juste à l'entrée du collecteur, et celui provoqué par le transport hors équilibre est plus important dans l'autre partie.

Pour vérifier notre analyse du dessin animé de l'évolution du profil, nous calculons la pente d'énergie critique de l'écoulement pour la remise en mouvement des particules solides J_c, à partir d'une série de résultats de mesures des granulométries du dépôt. Les formules utilisées sont celle de la courbe de Shields

et celle d'Egiazaroff (voir Annexe A). Pour ce calcul, les valeurs des rayons hydrauliques sont fournies par le modèle hydrodynamique (chapitre 5) et les diamètres moyens ou médians des particules solides sont utilisés. Les résultats sont présentés dans le tableau 6.4.4-1.

x (m)	d_{50} (mm)	d_m (mm)	$J_{c_Shields}$ avec d_{50} 10^-3 (m/m)	$J_{c_Shields}$ avec d_m 10^-3 (m/m)	$J_{c_Egiazaroff}$ 10^-3 (m/m)
20	8.401	12.781	5.449	8.290	8.283
40	3.081	4.868	1.402	2.586	2.766
61.3	2.370	4.487	0.909	2.138	2.115
81.3	0.898	2.311	0.264	0.828	0.871
92.3	0.551	1.512	0.144	0.435	0.493
102.3	0.435	1.385	0.119	0.385	0.413
Pente moyenne intégrale du tronçon calculée : J_{c_amont}			1.317	**2.427**	**2.483**
Pente moyenne du profil de dépôt mesurée : $I_{dép_amont}$			**3.159**		
132.3	5.603	11.508	2.407	5.162	4.336
162.3	5.703	8.303	2.806	4.240	4.351
182.3	3.509	5.144	1.137	1.899	2.085
232.3	3.760	5.268	1.307	2.053	2.300
262.3	1.993	4.373	0.54	1.547	1.432
342.3	2.913	5.846	0.929	2.361	2.067
Pente moyenne intégrale du tronçon calculée : J_{c_aval}			1.263	**2.436**	**2.382**
Pente moyenne du profil de dépôt mesurée : $I_{dép_aval}$			**2.474**		

Tableau 6.4.4-1 : Comparaison des pentes du profil de dépôt mesurées avec les pentes critiques calculées à partir des formules classiques sur la base des mesures expérimentales (granulométriques et de la ligne d'eau) réalisées *le 502ième* jour après le dernier curage du collecteur 13

On s'aperçoit alors que les pentes d'énergie critique de l'écoulement J_c (J_{c_amont} et J_{c_aval}) sont très proches de celles de la réalité. En régime d'écoulement fluvial, sa pente énergétique J est toujours inférieure (ou égale en cas d'un écoulement uniforme) à celle du profil de dépôt $I_{dép}$. Ceci est plus important pour le tronçon amont que pour celui aval en raison de l'influence de la jonction qui surélève la côte de la surface libre. En tenant compte de ce phénomène, les pentes réelles du profil de dépôt et celles calculés par les deux méthodes sont identiques (l'application de la méthode de Shields exige l'utilisation du diamètre moyen des solides d_m au lieu de d_{50}). Ceci confirme notre constatation que le phénomène de dépôt est principalement lié à la condition critique de mise en mouvement des particules solides par l'écoulement.

6.5. Stabilité du dépôt dans le collecteur 13

6.5.1. Description

Les résultats de l'observation de l'évolution du profil de dépôt montrent que, sauf à certains endroits particuliers (jonction, virage, etc.) où apparaissent alternativement le phénomène de la sédimentation brutale et celui de l'érosion brutale, le profil de dépôt semble stable (figure 2.2-1) et que son volume (figures 2.3-1 et 2.3-2) progresse continuellement. Nous allons essayer de découvrir pourquoi cette stabilité est présente dans le dépôt du collecteur 13. Une telle étude est nécessaire car elle permet de savoir s'il est possible de créer hydrauliquement une érosion artificielle.

6.5.2. Etude bibliographique des résultats classiques

La méthode traditionnelle pour l'étude de la stabilité du dépôt est souvent basée sur l'étude des conditions critiques pour la remise en mouvement des particules solides. Bien qu'elle puisse aider à découvrir certains mécanismes de transport solide, nous pensons qu'elle n'est pas assez performante lors de la présence d'une granulométrie des solides étendue. Nous préférons utiliser la méthode de Gessler (1970, 1971, 1976) obtenue par le mixage de la théorie probabiliste avec la théorie déterministe.

Selon les résultats d'expériences de laboratoire, Gessler constate que la contrainte de cisaillement se distribue selon la loi de Gauss normale. Ainsi, la probabilité pour une particule solide à la surface du lit de rester immobile (ou coefficient de stabilité) peut s'écrire de la manière suivante :

$$q = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\frac{\tau_c}{\bar{\tau}_0}-1} \exp\left(\frac{\tau^2}{-2\sigma^2}\right).d\tau \qquad \{6-10\}$$

où $\bar{\tau}_0$ est la contrainte du cisaillement moyen dans le temps appliquée par l'écoulement au fond, σ = l'écart-type de la distribution de contrainte égal à environ 0.57, τ_c = la contrainte du cisaillement critique

de l'écoulement pour la remise en mouvement des particules solides. Gessler ignore son caractère aléatoire et propose de la calculer d'après le diagramme de Shields (voir Annexe A). q = la probabilité d'immobilité d'une particule à la surface du lit.

Pour une granulométrie des particules solides à la surface donnée (équation 2) :

$$P_0(d) = \int_{d_{min}}^{d} p_0(d).dd \qquad \{6-11\}$$

où $P_0(d)$ est la fonction de distribution de probabilité des tailles des particules solides, et $p_0(d)$ est la densité de cette distribution, d le diamètre. S'il y a érosion, lorsque celle-ci disparaît, c'est-à-dire quand le lit est pavé par des solides qui possèdent une autre distribution granulométrique, cette distribution peut s'écrire de la manière suivante :

$$P_a(d) = \int_{d_{min}}^{d} p_a(d)d_d = \frac{\int_{d_{min}}^{d} q.p_0(d).dd}{\int_{d_{min}}^{d_{max}} q.p_0(d).dd} \qquad \{6-12\}$$

Gessler définit alors une probabilité moyenne $\bar{q}$ qui décrit la stabilité du lit de la manière suivante :

$$\bar{q} = \int_{d_{min}}^{d_{max}} q.p_a(d)dd \qquad \{6-13\}$$

En reportant l'expression (6-12) dans (6-13), cette dernière devient :

$$\bar{q} = \frac{\int_{d_{min}}^{d_{max}} q^2.p_0(d).dd}{\int_{d_{min}}^{d_{max}} q.p_0(d).dd} \qquad \{6-14\}$$

Gessler affirme que si $\bar{q} > 0.5$, le lit est stable. Si $\bar{q} < 0.5$, une érosion continuelle peut se produire jusqu'à ce que la stabilité soit atteinte grâce à la diminution de la pente du lit. Mais Chien (1983) conseille de prendre un coefficient de sécurité égal à 1.3, et le coefficient de stabilité critique devient alors 1.3 x 0.5 = 0.65. Ceci est confirmé par les mesures de Lane et Cartson (1953).

Little et Mayer (1977) ont étudié les problèmes d'application de la théorie de Gessler. Ils ont confirmé sa validité et constaté que le phénomène de pavage ne peut se produire qu'au cas où l'écart-type géométrique de la granulométrie initiale $\tau_{g.o} > 1.3$. Ils ont proposé des relations empiriques entre la granulométrie initiale des solides à la surface du lit et celle afférente au moment où apparaît le pavage.

$$d_{gp} = 1.74\tau_{g.o}^{0.58} u_*^2 \qquad \{6-15\}$$

$$\frac{\tau_{ga}}{\tau_{go}} = 1.326 - 0.249\tau_{go} \qquad \{6-16\}$$

où d_{gp} est le diamètre moyen géométrique de la couche du pavage. $\tau_{g.o}$ Et $\tau_{g.a}$ sont respectivement l'écart-type géométrique de la granulométrie initiale et celui de la couche de pavage.

Little et Mayer indiquent que si $d_{g.o}/d_{g.a}$ = 1.0, soit (1) aucune particule n'est mobile et le lit est complètement stable, soit (2) toutes les particules sont mobiles et une érosion continuelle peut se produire. L'un de ces deux états peut être justifié par la mobilité des solides qui ont des tailles égales à d_{95}. Les auteurs n'ont rien dit de ce qui se passerait dans le cas où $\tau_{g.o} < 1.3$. Nous pensons que les solides peuvent alors être traités comme des solides de tailles homogènes.

6.5.3. Application des résultats classiques dans notre cas

Nous avons, à notre disposition, plusieurs séries de résultats des mesures des distributions granulométriques du dépôt. A partir de ces données et des résultats classiques, nous allons analyser la stabilité du dépôt dans le collecteur 13.

La figure 6.5.3-1 donne la distribution spatiale et temporelle des stabilités de dépôt dans le collecteur 13, calculées à partir de l'équation {6-14}. Pendant ce calcul, la configuration hydraulique n'est en rien modifiée et tous les paramètres hydrauliques sont calculés à l'aide du modèle hydrodynamique avec le débit maximum de la journée (0.150m³/s pour l'amont et 0.265m³/s pour l'aval, voir figure 1.4-1).

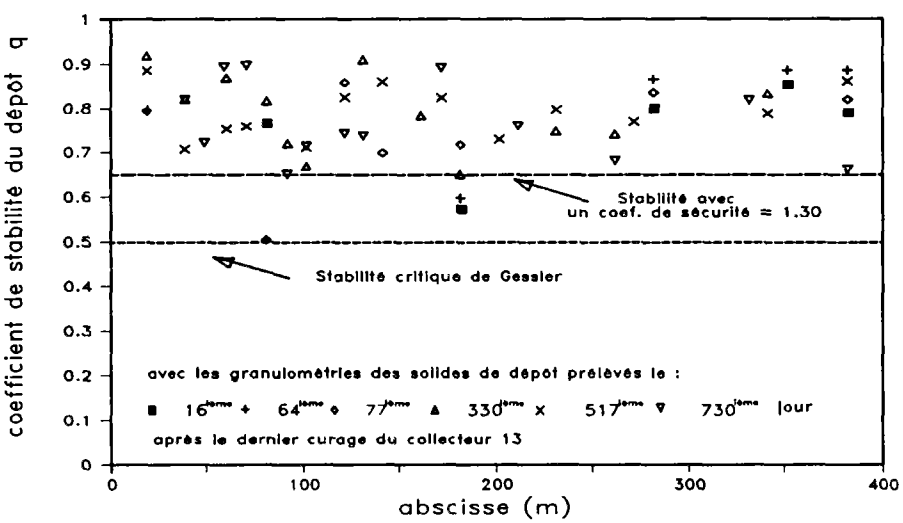


Figure 6.5.3-1 : Stabilité du dépôt dans le collecteur 13 en conditions hydrauliques "normales" et pendant la période des débits maximums d'une journée

Selon ces résultats calculés, on s'aperçoit que les valeurs du coefficient de la stabilité sont toujours supérieures à 0.65. Ceci veut dire que le dépôt est très stable. Bien qu'il soit possible d'avoir une érosion, dans le cas où les apports solides provenant de l'amont sont nuls, elle s'atténue et s'achève rapidement.

Afin de vérifier l'influence des conditions de fonctionnement hydraulique sur cette stabilité du dépôt, nous avons détourné le débit liquide du collecteur Canebière vers l'amont. Le débit liquide dans le tronçon amont en est ainsi renforcé, sa valeur maximum de la journée est égale alors à 0.265 m^3/s au lieu de 0.150 m^3/s. Sur la figure 6.5.3-2, des exemples de résultats de calcul sont présentés et comparés avec ceux calculés sans détournement des eaux de Canebière. Les résultats ne sont guère modifiés, et bien que les valeurs du coefficient de la stabilité diminuent, elles restent bien supérieures à 0.65. Ainsi, la forte érosion du dépôt dans le tronçon amont que nous avions espérée ne peut apparaître avec le renforcement des apports liquides dans ce tronçon par le détournement des eaux de Canebière.

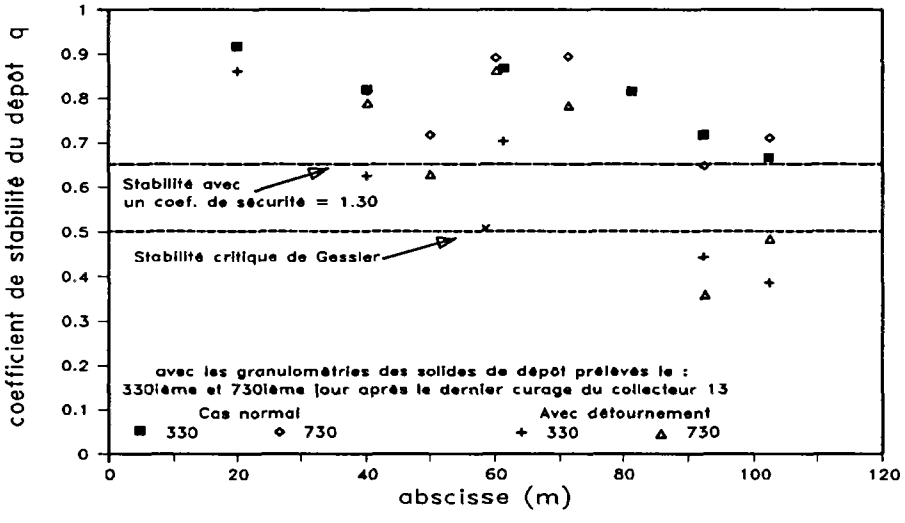


Figure 6.5.3-2 : Stabilité du dépôt dans le collecteur 13 avec le détournement des eaux de Canebière vers l'amont pendant la période des débits maximums d'une journée

Suivant la même idée, nous avons renforcé encore le débit du collecteur 13 par un lâcher d'eau claire. Le débit total est alors de 0.765 m^3/s. Les résultats de calcul sont présentés dans la figure 6.5.3-3. Cette configuration hydraulique peut provoquer une certaine érosion entre les points 10 et 14, mais, hors de cette zone, on s'aperçoit que le dépôt est encore stable. Ainsi, une augmentation du débit, spécialement celle de courte durée, ne peut pas avoir de grands effets sur l'érosion ou sur le déplacement du dépôt (tout du moins à partir du 730ième jour).

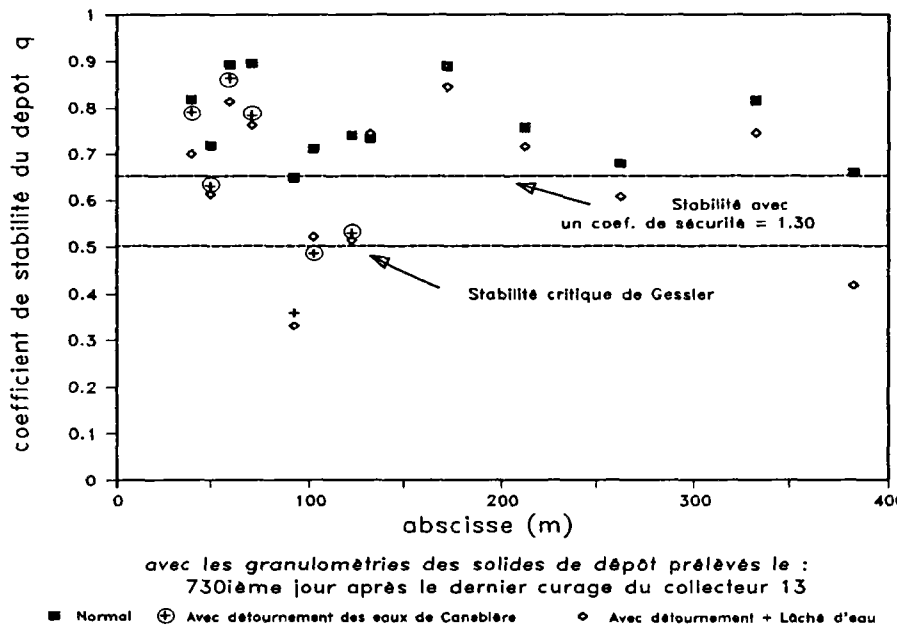


Figure 6.5.3-3 : Stabilité du dépôt dans le collecteur 13 avec le détournement des eaux de Canebière vers l'amont + le lâché d'eau, pendant la période des débits maximums d'une journée

6.5.4. Conclusion

Le dépôt dans le collecteur 13 est vraisemblablement toujours très stable. Les résultats du calcul pour diverses configurations (avec détournement, détournement + lâchers) montrent qu'une amélioration des conditions hydrauliques ne peut pas provoquer une amélioration satisfaisante du déplacement de dépôt. Autrement dit, si les compositions du dépôt (c'est-à-dire les compositions des solides entrants) ne sont pas contrôlées, l'espoir vain d'éliminer complètement le dépôt par une amélioration hydraulique est faible.

Nous mettons ici théoriquement et pratiquement en évidence l'influence importante du phénomène de masquage sur la stabilité de dépôt, ou la protection contre l'érosion des particules solides fines par les grosses.

6.6. Conclusion du chapitre

Toutes les analyses faites montrent que les phénomènes de transport solide en collecteurs sont très complexes, on peut en dégager les remarques suivantes:

* Les solides transportés en suspension dans les écoulements sont pour la plupart en auto-suspension (voir $.6.2). L'analyse basée sur la notion de de la puissance (voir $.6.3) est beaucoup plus efficace pour traiter les résultats des prélèvements de solides charriés. Elle montre que la quantité des solides décantés entre les points 3 et 9 est faible, mais représente une forte puissance;

* En aval du collecteur 13, le dépôt des solides est dû au fait que les conditions d'écoulement sont inférieures aux conditions critiques exigées par ces solides pour leur remise en mouvement. Mais, en amont, le dépôt des solides peut être encore dû au phénomène de sur-saturation en quantité, qui devient de moins en moins important au-fur-et-à-mesure de l'augmentation de la pente du fond. Ceci signifie que, pendant la modélisation de l'évolution de dépôt, la détermination de la condition critique est beaucoup plus importante que celle de la capacité de transport;

* L'analyse de la stabilité du dépôt à partir de la théorie de Gessler montre que, par rapport à toutes les conditions hydrauliques pouvant être rencontrées, le dépôt en collecteur 13 est toujours stable. Lors de la formation de dépôt, un espoir d'avoir un auto-curage hydraulique par l'augmentation des apports liquides est faible. Les mesures expérimentales de Laplace et de l'auteur ont confirmé cette constatation.

Chapitre 7

ETUDE DES INFLUENCES DES SINGULARITES GEOMETRIQUES SUR LES COMPORTEMENTS HYDRODYNAMIQUES DES ECOULEMENTS ET SUR LA FORMATION DU DEPOT

7.1. Problèmes

L'écoulement dans le collecteur 13 rencontre tout au long de son trajet 4 types de singularités géométriques (figure 1.2-1) qui sont :

- Changement brutal de pente du radier à son entrée au point 1;
- Jonctions avec les écoulements provenant d'autres collecteurs;
- Virages;
- Elargissement brutal de section au point 46.

D'après l'évolution du profil de dépôt observée (chapitre 2), ces 4 types de singularités influent beaucoup sur les phénomènes hydrauliques globaux ou locaux et la formation du dépôt. Particulièrement, la jonction du collecteur 13 avec celle de la Canebière et les virages de fortes courbures jouent un rôle très important sur la stabilité de dépôt (chapitre 2 et 6).

7.2. Influence des jonctions sur l'écoulement et la formation des dépôts

7.2.1. Introduction

Des jonctions de deux ou plusieurs cours d'eau sont souvent rencontrées en milieu naturel ou en environnement urbain. Elles produisent des phénomènes hydrauliques spécifiques: formation de dépôt à ces jonctions, gestion du dépôt en leurs amonts, via leurs influences sur les conditions d'écoulement.

7.2.2. Phénomènes des jonctions

Considérons une jonction de deux cours d'eau, numérotés 1 et 2, et schématisée sur la figure 7.2.2-1. Lors de la rencontre de ces deux écoulements, les phénomènes ci-dessous peuvent se produire :

- Chaque écoulement est repoussé par l'autre et se contracte à la jonction. Il existe une ligne de courant SF_cE_c qui sépare ces deux écoulements. Le point de croisement de cette ligne avec le bord, le point S, est nommé point de "stagnation" . Son emplacement, ainsi que la position de la ligne de

séparation dépend de diverses variables: les géométries des canaux, le rapport des débits et l'angle de la jonction. Dans le sens transversal, des ré-circulations secondaires peuvent se produire, vers le fond à l'intérieur et vers la surface à l'extérieur.

- Le fort mélange de deux écoulements augmentent les échanges de quantité de mouvement des particules fluides dans le sens transversal ainsi que dans le sens vertical. C'est pour cette raison que l'écoulement dans la zone de jonction devient très turbulent et que sa perte d'énergie locale est très importante (Lin et Soong 1979). La capacité de transport des solides y est aussi beaucoup plus forte qu'ailleurs et pour cette raison, il y a peu ou pas de dépôt. Ce phénomène est accentué lors de l'augmentation des débits liquides.
- Normalement, la jonction peut provoquer une augmentation des tirants d'eau des écoulements en son amont. Si les canaux ne sont pas très larges et si le rapport de flux Q_2 / Q_1 dépasse une certaine valeur, juste à l'aval de la jonction, une diminution du tirant d'eau peut se produire. Une étude spécifique en est proposée dans le paragraphe suivant.
- Une zone morte est souvent rencontrée à l'aval d'une jonction. La ligne $B\ E_w$ qui sépare cette zone de l'écoulement principal est la *streamline*. Dans cette zone, l'écoulement est en ré-circulation locale. Dans cette zone d'eau morte, le dépôt peut se manifester.

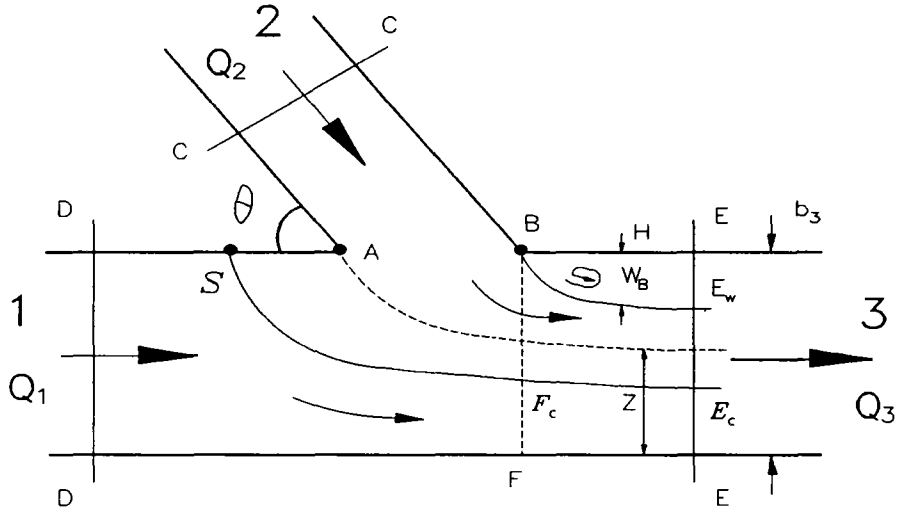


Figure 7.2.2-1 Schématisation d'une jonction de deux cours d'eau

7.2.3. Résultats publiés liés aux jonctions

En parcourant la littérature hydraulique et de transport solide, on ne trouve que peu d'articles publiés dans ce domaine. Il apparaît que Modi et al. (1981) sont les premiers à étudier théoriquement ces phénomènes à l'aide de la théorie des transformations conformes en supposant que le fluide est un fluide

parfait. Ils ont constaté que l'emplacement du point de stagnation S est bien une fonction complexe des géométries de tous les canaux, du rapport des flux Q_2 / Q_1, et de l'angle de la jonction Θ. Celui-ci influence l'épaisseur de la zone morte. Pour un angle Θ et des géométries de canaux donnés, si le rapport des flux Q_2 / Q_1 est petit, l'emplacement du point de stagnation S se trouve au bord AC du canal 2, et l'épaisseur de la zone d'eau morte est faible. Dans le cas contraire, il peut se situer dans le canal principal 1, et l'épaisseur de la zone d'eau morte est grande. Le tirant d'eau en amont du canal 1 est déterminé par cette dernière. Plus l'épaisseur de la zone d'eau morte est grande, plus le tirant d'eau en amont de la jonction est grand. Donc, pour diminuer ce dernier, il faut déplacer le point de stagnation S sur le bord AD, autrement dit, diminuer le rapport des flux Q_2 / Q_1 et l'angle de la jonction Θ

James L. Bost et Ian Reid (1984) ont étudié expérimentalement les caractéristiques de la zone morte à la jonction (son épaisseur - sa longueur) avec trois canaux de géométries identiques, c'est-à-dire $b_1 = b_2 = b_3$, des angles de jonction et des rapports de flux Q_2 / Q_1 variables. Ils ont comparé leurs résultats de mesures avec ceux prédits par le modèle de Modi et al. (1981) et constaté que l'épaisseur de la zone croit avec l'angle de la jonction Θ et le rapport des flux Q_2 / Q_1. La figure 7.2.3-1 montre le rapport de son épaisseur à sa longueur en fonction de l'angle de la jonction et du rapport des flux Q_2 / Q_1.

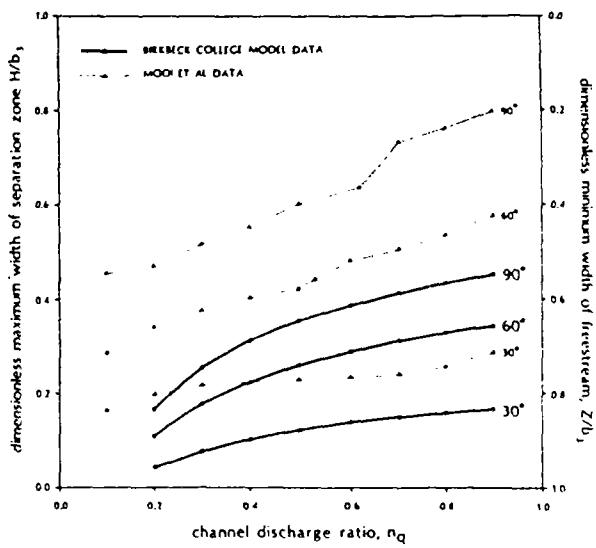


Figure 7.2.3-1 Caractéristiques de la zone morte en fonction de l'angle de la jonction et du rapport des flux Q_2 / Q_1

Ramamurthy et al. (1988) ont étudié les problèmes d'une jonction de deux écoulements perpendiculaires dans des canaux de géométries identiques. Ils ont proposé une formule empirique pour la profondeur de l'écoulement principal en amont de la jonction, donnée par :

$$\left[\frac{H_1}{H_{3c}}\right]^3 + \left(0.48 \cdot \frac{Q_2}{Q_1} - 3\right)\frac{H_1}{H_{3c}} + \frac{1 - Q_2/Q_1}{0.63 + 0.251\,Q_2/Q_1} = 0 \qquad \{7-1\}$$

où H_{3c} est la profondeur critique de l'écoulement à la section en l'aval de la jonction qui est calculée à partir de l'équation ci-dessous:

$$H_{3c} = \left(\frac{\alpha_3 Q_3^2}{g b_3^2}\right)^{1/3} \qquad \{7-2\}$$

$$\text{avec} \quad \alpha_3 = 1.25 + 0.5 \cdot \frac{Q_2}{Q_1} \qquad \{7-2.a\}$$

En même temps, ils ont constaté qu'il apparaît une baisse du tirant d'eau à l'aval de la jonction lorsque $Q_2/Q_1 > 0.3$.

7.2.4. Application des résultats de la littérature au collecteur 13

Nous allons ici utiliser les résultats publiés pour analyser les phénomènes rencontrés aux jonctions de notre collecteur.

Les résultats des mesures montrent que le dépôt aux jonctions a souvent une faible épaisseur. Celle-ci diminue lors des événements pluvieux qui y provoquent des érosions brutales, voire totales lorsqu'il s'agit d'une pluie importante. Ce phénomène est dû au mélange fort de deux écoulements qui accentue la turbulence dans cette zone.

Nous allons essayer de préciser ci-dessous si, et comment, la jonction du collecteur 13 avec celui de Canebière influence le dépôt dans le tronçon amont.

Le collecteur Canebière se rejette dans le collecteur 13 avec un angle d'environ 60 degrés. Nous supposons que ces deux collecteurs ont une même géométrie et que la formule de Ramamurthy (équation {7-1}) est valable dans notre cas.

Trois cas sont étudiés : (1) sans dépôt; (2) avec un profil de dépôt imposé dont l'origine est au point 33 et de pente $I_f = 0.002$ *m/m* et (3) $I_f = 0.003$ *m/m*. Dans chacun de ces trois cas, nous allons reproduire une ligne d'eau à partir du modèle hydrodynamique, pour les périodes des débits maximums et minimums de temps sec, respectivement. Le tirant d'eau à l'aval est le seul paramètre exigé par le modèle hydrodynamique comme condition initiale. Il est pris soit égal à la profondeur normale de l'écoulement, obtenue

à partir de la formule de Strickler (équation {5-2}) en égalisant la pente d'énergie à la pente du fond; soit égal à celle calculée par la formule de Ramamurthy et al. (équation {7-1}). Toutes les informations sont listées dans le tableau 7.2.4-1. Les collecteurs n'étant pas rectangulaires, la profondeur critique de l'écoulement 3 (H_{3c}), présentée dans ce tableau, est calculée à partir de la formule générale :

$$\frac{\alpha_3 Q_3^2 L_3}{g A_3^3} = 1 \qquad \text{avec} \quad \alpha_3 = 1.25 + 0.5 \cdot \frac{Q_2}{Q_1}$$

Cas n°	Q_1	Q_2	Q_3	H_{1n}	H_{3c}	H_{1r}
1	0.150	0.110	0.26	0.429	0.349	0.545
sans dépôt	0.115	0.050	0.165	0.372	0.267	0.404
2	0.150	0.110	0.26	0.296	0.273	0.426
I_f = 0.002	0.115	0.050	0.165	0.251	0.200	0.302
3	0.150	0.110	0.260	0.227	0.240	0.375
I_f = 0.003	0.115	0.050	0.165	0.192	0.173	0.262

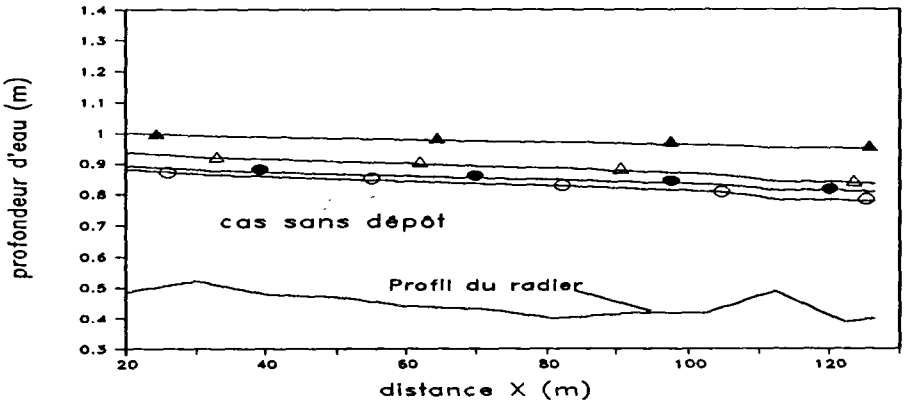
NOTES: Q_1, Q_2, Q_3 = débits liquides respectivement dans les canaux numérotés 1, 2 et 3; H_{3c} = profondeur d'eau critique juste en aval de la jonction dans le canal 3; H_{1n}, H_{1r} = profondeur d'eau normale et celle évaluée à partir de la méthode de Ramamurthy et al, juste en amont de la jonction dans le canal 1; I_f = pente du profil de dépôt imposé dont l'origine est au point 33 (cf. figure 1.1-1).

Tableau 7.2.4-1 Données utilisées pour l'étude de l'influence de la jonction du collecteur 13 avec celui de Canebière

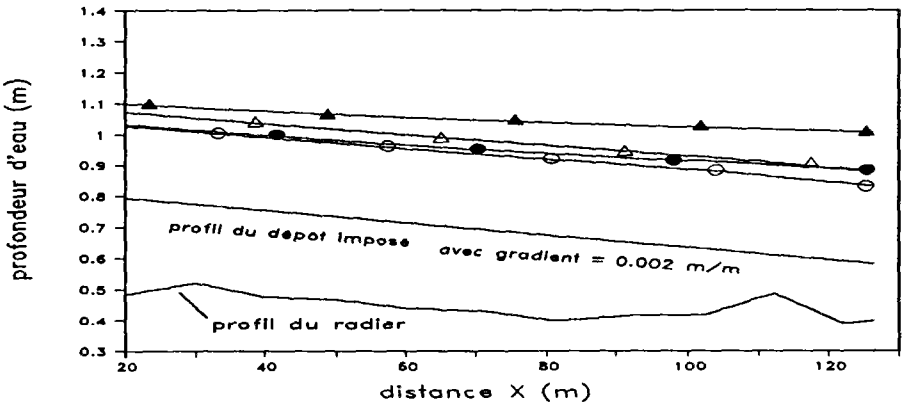
De ces figures, nous pouvons tirer les constatations suivantes :

1. L'influence de la jonction sur l'écoulement amont devient de plus en plus faible lors de l'augmentation du volume et de la pente du profil de dépôt.

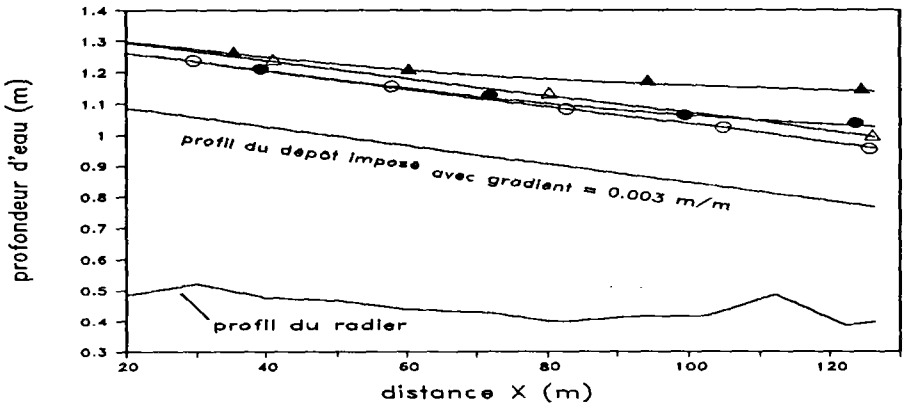
2. L'influence de cette jonction est plus faible pendant la période des apports liquides minimums. Elle disparait complètement en amont de $X = 65$ dans le cas où $I_f = 0.003$ *m/m* (cette pente correspond au profil mesuré au 798ième jour après le curage).



(a) sans dépôt, ceci correspond à I_f=0.001m/m et au 1er jour après le curage



(b) avec dépôt et I_f=0.002m/m, ceci correspond au de 120ième jour après le curage



(c) avec dépôt et I_f=0.003m/m, ceci correspond au de 798ième jour après le curage

Pour Q_1=0.150m³/s : ▲ H_{aval}= $H_{1,\ Ramamurthy}$ △ H_{aval}= $H_{1,\ Normale}$

Pour Q_1=0.115m³/s : ● H_{aval}= $H_{1,\ Ramamurthy}$ ○ H_{aval}= $H_{1,\ Normale}$

Figure 7.2.4-1 Comparaison des lignes d'eau calculées sans et avec la considération de la jonction du collecteur 13 avec celui de Canebière

7.2.5. Conclusion

Une jonction peut créer divers problèmes : forte perte d'énergie locale, forte turbulence, augmentation de la cote de la surface libre en son amont ce qui ralentit l'écoulement.

L'application des résultats classiques au collecteur 13 nous permet de nous apercevoir que l'influence de la jonction avec le collecteur Canebière est très importante notamment juste après le curage du collecteur, au moment où la pente du fond est faible (de l'ordre de 1m/1000m), et plus forte en période de forts apports liquides où le rapport (apports provenant du Canebière / apports provenant du l'amont de Collecteur 13) deviennent plus forts. Cette influence continue au delà du moment où la pente du profil de dépôt atteind une valeur de 3m/1000m.

7.3. Influence des virages sur la formation des dépôts

7.3.1. Introduction

Les observations de la dynamique des dépôts (voir chapitre 2) montrent que l'épaisseur du dépôt dans les virages dans le collecteur 13 varie beaucoup et influence la stabilisation du dépôt.

7.3.2. Phénomènes hydrauliques dans les virages

Les caractéristiques des écoulement en virages sont très différentes de celles des écoulements rectilignes (INPHEEIWH 1980). La force centrifuge peut y créer des effets particuliers tels que la surélévation de la surface libre côté extérieur et un écoulement hélicoïdal (figure 7.3.2-1). Ces effets ont une influence sur la perte d'énergie et la distribution transversale de la contrainte de cisaillement. Les phénomènes de transport solide (dépôt, érosion, etc.) y sont beaucoup plus complexes.

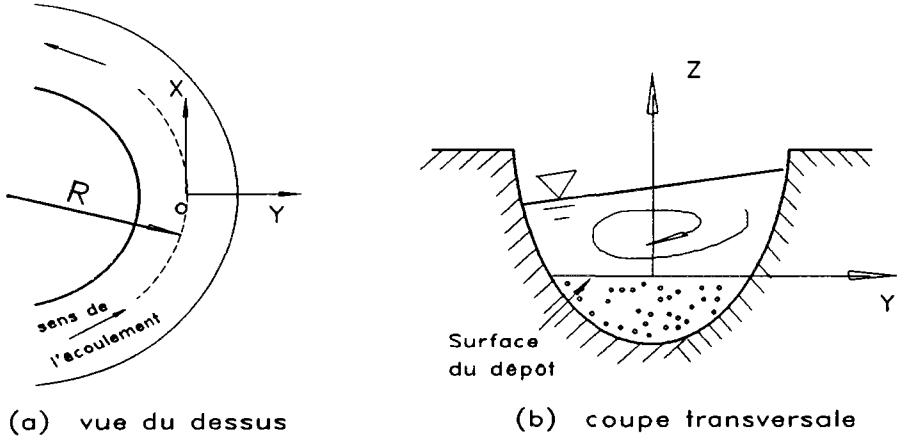


Figure 7.3.2-1 Schématisation d'un virage d'un écoulement

Depuis une trentaine d'années, pour contrôler l'évolution des rivières ou des canaux d'irrigation, les ingénieurs ont étudié les phénomènes hydrauliques et le transport solide dans les coudes. Bathurst et al [1980] ont ainsi fait des études expérimentales sur les phénomènes de ré-circulation secondaire et la distribution de la contrainte de cisaillement. Des expériences en laboratoire ont été également menées par Choudhary et al. (1977), Hicks et al. (1990), Jim et al. (1990) avec des canaux munis d'un fond et de parois fixées. Ces essais donnent une bonne première approche des problèmes physiques. Depuis peu de temps des modèles mathématiques 2D (Nouh et al. 1979, De Vriend 1983) et $k\sim\epsilon$ (Leschzimer 1979) sont apparus et ont approfondi la connaissance de ces mécanismes.

Nous résumons ci-dessous les résultats de ces recherches :

1/ Les phénomènes hydrauliques et de transport solide dans les coudes sont différents de ceux observés en tronçons rectilignes, la cause en étant la force centrifuge de l'écoulement.

2/ Les paramètres qui influencent les phénomènes hydrauliques ainsi que le transport solide sont : le nombre de Froude, le nombre de Reynolds, la rugosité de la paroi et du fond, et le rapport de profondeur d'eau au rayon de l'axe central du virage.

3/ La distribution transversale de la contrainte de cisaillement est normalement hétérogène et a des pics parfois très pointus. Cette hétérogénéité devient moins importante si le nombre de Reynolds de l'écoulement augmente. Plusieurs pics peuvent apparaître sur une même section transversale. Ceci dépend de la géométrie du canal et de l'intensité de l'écoulement. Ce phénomène est dû à l'écoulement hélicoïdal dans le coude. Les pics de la distribution transversale de contrainte de cisaillement se trouvent aux jonctions de l'écoulement principal et de l'écoulement secondaire, lorsque ce dernier est dirigé vers le fond. Leurs valeurs sont influencées par de nombreux paramètres et peuvent devenir cinq fois plus grandes que celle de la moyenne de la section transversale. Mais toujours, la plus grande se trouve à proximité du côté "creux".

4/ Mais quelle que soit l'hétérogénéité de la distribution transversale de la contrainte de cisaillement de l'écoulement dans un coude, la perte d'énergie totale de l'écoulement est toujours plus grande que celle qui serait obtenue dans un tronçon rectiligne de même longueur, pour une même profondeur d'eau moyenne et une même vitesse moyenne. Elle consiste en deux parties : une partie "normale", linéaire, provoquée par le frottement de l'écoulement avec les parois J' et une partie supplémentaire produite par le coude du canal J'', qui dépend fortement du nombre de Froude et de la courbure de l'écoulement. La première peut être calculée à partir de la formule de Manning-Strickler (équation {5-2}). Pour la deuxième, qui peut atteindre le même ordre de grandeur (parfois, plus ou beaucoup plus) que la première, Rozovskii (1961) et Chang (1983) ont proposé respectivement les formules suivantes :

Rosovskii (1961) : formule expérimentale

$$J'' = \left(12\frac{\sqrt{g}}{C} + 30\frac{g}{C^2} \right)\left(\frac{H}{r_c} \right)^2 F_r^2 \qquad \{7-3\}$$

Chang (1983) : formule analytique

$$J'' = \left(\frac{2.86\sqrt{f} + 2.07f}{0.565 + \sqrt{f}} \right)\left(\frac{H}{r_c} \right)^2 F_r^2 \qquad \{7-4\}$$

où H= profondeur d'eau; r_c= rayon du virage; C = coefficient de Chezy; F_r= nombre de Froude; f= coefficient de rugosité qui est fonction de beaucoup de paramètres (rugosité du canal, géométrie de la section du canal, courbure du virage et conditions d'écoulement).

7.3.3. Phénomènes de transport solide et de dépôt dans les coudes.

Un virage distribue la turbulence de l'écoulement dans le sens vertical par l'influence intermédiaire de l'écoulement hélicoïdal et de l'écoulement de ré-circulation secondaire, de façon telle que la capacité de transport en suspension devient plus forte que celle du même écoulement dans un tronçon rectiligne. De même, l'apparition d'un écoulement hélicoïdal provoque une distribution hétérogène de la contrainte de cisaillement du fond, qui est un facteur facilitant le transport solide. C'est peut-être pour ces raisons qu'il y a moins de dépôt dans les coudes du collecteur 13, et particulièrement très peu ou pas de dépôt pour les virages à forte courbure.

Ce phénomène est accentué en cas de pluies lorsque les nombres de Froude et de Reynolds sont plus importants. C'est pourquoi alors les dépôts (souvent des grandes tailles) qui se forment par temps sec aux virages de grande courbure dans le collecteur 13 sont souvent entièrement érodés.

Remarques : les virages peuvent localement renforcer le transport solide, empêcher le dépôt. Ceci ne veut pas dire qu'ils peuvent faciliter le transport solide dans l'ensemble du collecteur. Au contraire, du fait qu'ils créent des pertes d'énergie supplémentaires, en diminuant l'intensité de l'écoulement global (voir $ 7.3.2), ils favorisent le dépôt. Donc, il est conseillé d'éviter les virages si possible, notamment ceux à forte courbure, du point de vue du transport solide global et de la sécurité des travaux.

7.4. Conclusion

Les jonctions et les virages peuvent influencer la formation du dépôt et les phénomènes de transport solide. Les turbulences des écoulements y sont très fortes, et c'est pour cette raison qu'il ne peut y avoir pas (ou peu) de dépôt. Bien que les paramètres qui déterminent ces deux types de singularités soient différents, toutes deux

créent une perte d'énergie locale et ralentissent les écoulements en leurs amonts. Leurs influences amont diminuent au-fur-et-à-mesures de l'augmentation de la pente du fond. L'analyse faite dans le paragraphe 7.2.4 montre que l'influence du collecteur Canebière est encore importante au *798ième* jour après le curage.

Afin d'éviter ces influences négatives, l'étude bibliographique nous conduit à proposer les solutions suivantes:

* Essayer d'éviter les jonctions et les virages pendant la construction des collecteurs;
* Ceci n'étant bien évidemment pas possible, éviter la construction des virages de fortes courbures et des jonctions dont 1/ l'angle Θ est très grand, 2/ les rapports des apports liquides sont importants.

Chapitre 8

ETUDE DES QUANTITES DE SOLIDES TRANSPORTES PAR L'ECOULEMENT DANS LE COLLECTEUR 13 PROPOSITION D'UNE NOUVELLE CONCEPTION DE LA CAPACITE DE TRANSPORT DANS LE CAS D'UNE GRANULOMETRIE ETENDUE

8.1. Introduction

Les caractéristiques des solides en dépôt et des solides transportés sont présentées et analysées dans les chapitres 2 et 4 de la première partie, et certains phénomènes et mécanismes de transport rencontrés dans le collecteur 13 sont étudiés dans les chapitres 6 et 7. Ces résultats d'analyse nous ont conduit à mieux appréhender la dynamique de dépôt et du transport en collecteur: par exemple, pourquoi les solides s'y arrêtent-ils et comment se forme le dépôt.

Mais ils ne permettent pas de découvrir le mécanisme de l'évolution du volume déposé et la relation quantitative entre les solides transportés et les dépôts. Pour cela, une autre analyse semble inévitable et fait l'objectif du présent chapitre. Ses résultats, avec ceux obtenus et présentés dans les chapitres précédents, jettent les bases nécessaires à la conception de notre modèle de transport solide.

8.2. Analyse des débits des solides déposés à partir des résultats des mesures de dépôt

8.2.1. Description

D. Laplace (1991) a essayé de décrire la relation entre l'évolution du volume de dépôt du collecteur et le fonctionnement de l'ensemble du système hydrologique situé à son amont (bassins versants et réseaux), à l'aide d'un modèle stochastique global. Celui-ci a été établi pour simuler le remplissage de chambre de dessablement (Dartus 1982, 1983). Dans son étude, D. Laplace a donné une concentration constante des solides (0.30 kg/m^3) pour les périodes de temps sec, et une autre (0.70 kg/m^3) pour les périodes de temps de pluies. Mais ce modèle sous-estime les débits des solides déposés pour la première période de temps sec, du jour 1 au jour 51, et sur-estime ceux-ci pour d'autres périodes de temps sec. Bien que plusieurs sortes d'améliorations proposées permettent d'obtenir une bonne similitude entre les valeurs calculées et mesurées pendant la période de calage du modèle, du jour 1 au jour 730, sa validité pour la prévision de

l'évolution de remplissage du collecteur, pendant la période du jour 731 au jour 1095, pose encore problème. Le modèle tend à sous-estimer celle-ci. Bachoc (1992) trouve que ceci est dû seulement à la considération d'une valeur fixe pour asymptote maximale du volume déposé. En fait, ceci est plus particulièrement dû aux caractères du modèle lui-même (Dartus 1982).

Dans ce paragraphe, nous proposons une analyse des débits des solides déposés en collecteur en considérant les compositions de dépôt. Nous essayons de cerner l'influence de la zone de stockage (bassins versants et réseaux), qui se situe en amont du collecteur étudié, sur l'évolution du volume déposé, et de mettre en évidence la relation entre les solides entrant et ceux du dépôt.

8.2.2. Méthodologie

Considérons tout d'abord un groupe de mesures en m points (x_i avec $j = 1 \cdot m$) des compositions granulométriques et du profil de dépôt correspondant à l'instant t_j (figure 8.2.1-1). Nous pouvons reproduire la composition granulométrique du dépôt pour un point quelconque x, différent des x_i, pour cet instant t_j à partir de l'équation {5-9}. Les mêmes calculs peuvent être reconduits pour toutes les autres mesures réalisées aux différents instants, par exemple, pour l'instant t_{j+1}. On obtient ainsi, en tout x, le profil du dépôt et sa composition, à deux instants différents t_j et t_{j+1}.

Supposant que pour un instant t entre la période t_j et t_{j+1}, la composition granulométrique en un point quelconque puisse s'obtenir par interpolation temporelle et linéaire, ceci permet de cerner la distribution des compositions granulométriques de dépôt dans le temps ainsi que dans l'espace.

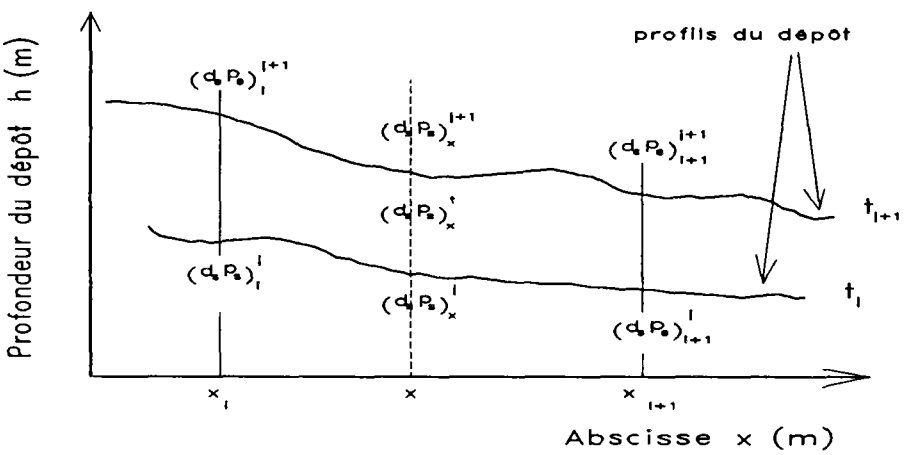


Figure 8.2.2-1 : Schématisation de la reproduction de l'évolution temporelle et spatiale des compositions granulométriques des solides en dépôt

Dans le voisinage d'un point quelconque, le volume net de l'ensemble de solides de tailles supérieures à d_{sk}, noté $\Delta v_{sk(x,t)}$, est alors calculé de la manière suivante:

$$\Delta v_{s,k(x,t)} = \epsilon_{dép(x,t)}(1 - P_{k(x,t)})\frac{\partial S_{(x,t)}}{\partial t}\Delta t \Delta x \qquad \{8-1\}$$

où $S_{(x,t)}$= surface occupée par le dépôt à la section x ; $\epsilon_{dép(x,t)}$= porosité du dépôt; $P_{k(x,t)}$= pourcentage cumulatif des solides des tailles inférieures à d_{sk}.

L'intégration de l'équation précédente dans un tronçon $[x_1, x_2]$ et pendant une période $[t_1, t_2]$ peut donner le volume total net des solides de tailles supérieures à d_{sk}, noté $V_{s,k}$:

$$V_{s,k} = \sum_{m=k}^{m=N} \Delta v_{s,m(x,t)} \qquad \{8-2\}$$

$$= \oint_v dv = \int_{x_1}^{x_2}\int_{t_1}^{t_2} \epsilon_{dép(x,t)}(1 - P_{k(x,t)})\frac{\partial S_{(x,t)}}{\partial t} dt dx$$

Dans cette équation, la porosité $\epsilon_{dép}$ est évaluée à partir de la figure 2.4-3 selon la composition granulométrique des solides du dépôt.

Ainsi, la composition moyenne des solides en dépôt dans un tronçon $[x_1, x_2]$ et pendant une période $[t_1, t_2]$, est calculée de la façon suivante:

$$\overline{P}_k = \frac{V_{s,k}}{V_{s,total}} = \frac{\int_{x_1}^{x_2}\int_{t_1}^{t_2} \epsilon_{dép(x,t)}(1 - P_{k(x,t)})\frac{\partial S_{(x,t)}}{\partial t} dt dx}{\int_{x_1}^{x_2}\int_{t_1}^{t_2} \epsilon_{dép(x,t)}\frac{\partial S_{(x,t)}}{\partial t} dt dx} \qquad \{8-3\}$$

$\overline{P}_k$= pourcentage des solides de tailles supérieures à d_{sk} en dépôt dans un tronçon $[x_1, x_2]$ et pendant une période $[t_1, t_2]$.

8.2.3. Résultats des calculs

En raison du manque de mesures granulométriques dans le tronçon entre les points 1 et 3, notre calcul ainsi que notre analyse (paragraphe suivant) concernent le tronçon entre les points 3 et 14, où nous allons établir et caler notre modèle de transport solide. Ceci permet également d'éviter le problème posé par le changement brutal de la pente du radier sur la composition de dépôt (figure 1.2-1).

Pour cette analyse, cinq groupes de mesures des compositions granulométriques, pour cinq instants t_j, sont utilisées. La méthodologie présentée au paragraphe précédent conduit à avoir les volumes de dépôt des solides de tailles supérieures à d_s en fonction du temps. Les résultats sont présentés dans la figure 8.2.3-1.

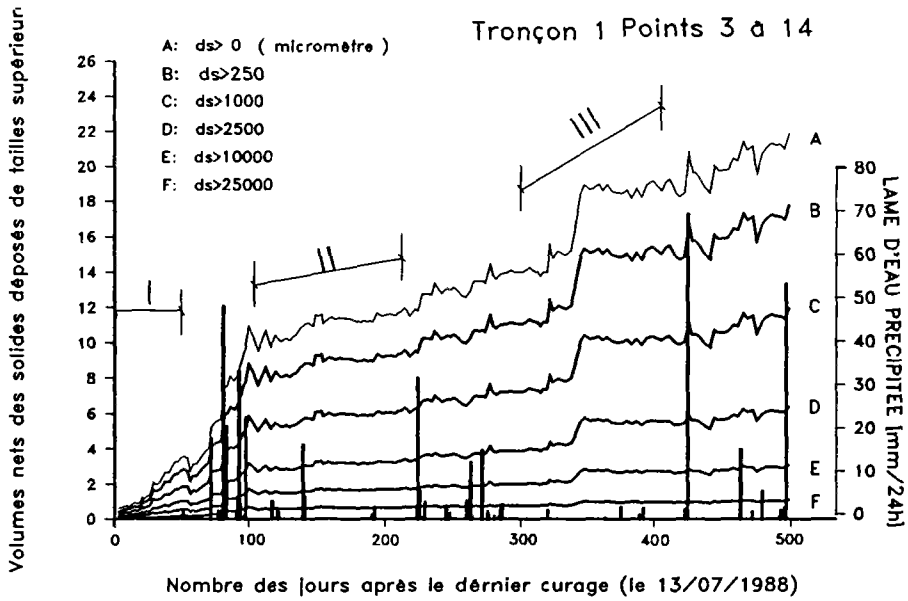


Figure 8.2.3-1 : Volumes des solides déposés de tailles supérieures à d_s en fonction du temps

Maintenant, nous divisons les tailles des solides de 0 à 50000μm en 14 classes dont les valeurs sont listées dans le tableau 8.2.3-1. Pour tous ces diamètres, nous pouvons reproduire une figure de même type que la figure 8.2.3-1. Nons considérons, maintenant, trois période de temps sec, du jour 1 au jour 51 (première période), du jour 105 au jour 210 (deuxième période), et du jour 301 au jour 405 (troisième période). Pour chacune de celles-ci, une régression linéaire est faite afin d'avoir les débits des solides de tailles supérieures à d_s déposés et la soustraction de deux débits voisins donne le débit des solides déposés d'une fraction considérée k, notés $q^n_{s,k}$ où n indique le numéro de la période de temps sec. Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau 8.2.3-1, et graphiquement par la figure 8.2.3-2.

$d_s(\mu m)$	0	100	250	400	630	1000	1400	2000	2500	4000	6300	10000	14000	25000	50000	Total
N°classe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		
$q^1_{s,k}$	4,65	3,80	5,89	7,02	6,28	5,95	5,75	5,27	5,43	5,02	4,50	2,59	3,71	4,15		70.01
$q^2_{s,k}$	1,11	0,74	1,06	1,45	1,46	1,39	1,39	1,29	1,41	1,29	1,12	0,65	0,74	0,75		15.85
$q^3_{s,k}$	3,57	2,38	3,60	4,53	4,54	4,68	4,89	5,06	5,96	6,15	5,31	3,05	3,66	2,70		60.08
$q^1_{s,k}, q^2_{s,k}, q^3_{s,k}$ = les débits des solides déposés respectivement pour les périodes du jour 1 au jour 51, du jour 105 au jour 210, et du jour 301 au jour 405.																

Tableau 8.2.3-1 débits des solides par fraction déposés pendant diverses périodes de temps sec dans le tronçon entre les points 3 et 14 du collecteur 13 de Marseille

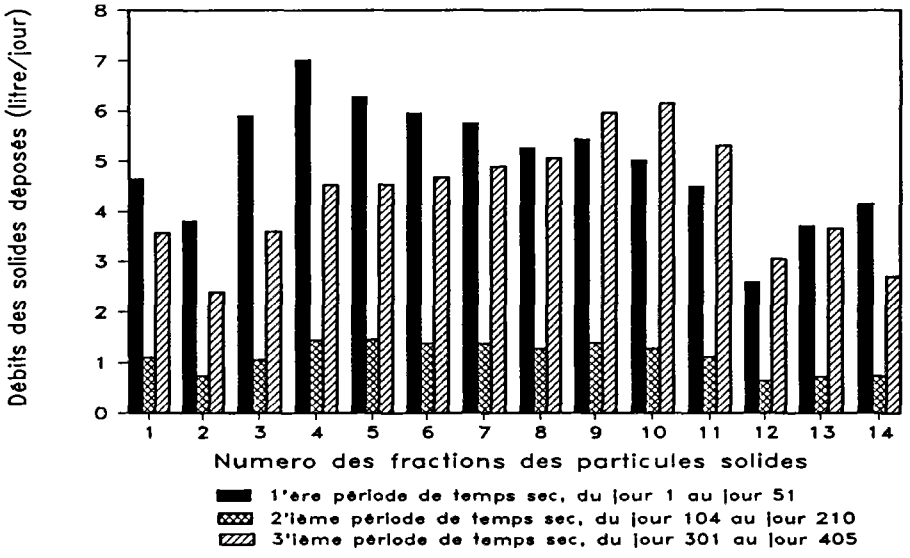


Figure 8.2.3-2 : débits des solides déposés pendant les périodes de temps sec dans le tronçon amont

8.2.4. Analyses

Selon la figure 8.2.3-1, on s'aperçoit que toutes les classes des solides augmentent leurs volumes de dépôt avec une tendance quasi identique. La première période de temps de pluie, succédant à une très longue période de temps sec, ramène non seulement beaucoup de grosses particules dans le dépôt, mais aussi une quantité très importante de solides fins. Elle permet de nettoyer les solides stockés dans les bassins amont du collecteur 13 pendant la période de temps sec. C'est pourquoi pendant la deuxième période de temps sec étudiée, du jour 105 au jour 210, l'augmentation du dépôt est très modérée. Ce phénomène traduit le fait qu'il existe une relation forte entre les débits des solides déposés et les apports solides entrant. Ceci est également prouvé par notre expérimentation sur les solides charriés (chapitre 4).

Mise à part la deuxième période de temps sec qui succède à la première longue période de temps de pluies, les phénomènes de dépôt pendant les deux périodes de temps sec étudiées, du jour 1 au jour 51 et du jour 301 au jour 405, ont la même logique. A partir de ceux-ci, nous pouvons décrire le mécanisme de dépôt en période de temps sec.

Supposant que la quantité des solides entrant dans le tronçon entre les points 3 et 14 du collecteur 13 est la même chaque jour des périodes de temps sec, et que les solides de tailles supérieures à celle correspondant au seuil critique de mise en mouvement sont arrêtés dans ce tronçon, alors les débits des solides de très grandes tailles devraient être invariants. Mais, les résultats du calcul montrent que ceci n'est pas vrai. Ainsi, les apports solides entrant dans ce tronçon, ainsi que leurs compositions, sont différents d'une période de temps sec à une autre. Ceci peut être dû aux rôles de la zone de stockage qui se situe en amont

du point 3 du collecteur (*tronçon entre les points 1 et 3 ou/et des bassins de stockage en amont du collecteur*). Les débits des solides de grandes tailles (>2500μm, figure 8.2.2-2) déposés dans ce tronçon, pour la troisième période de temps sec comme pour la première, deviennent plus importants, mais c'est le contraire pour les solides fins. Ceci signifie, d'une part que la capacité de stockage des gros solides diminue dans le temps et que de plus en plus de "gros" solides vont entrer dans le tronçon; d'autre part que la capacité de transport des solides fins dans le tronçon entre les points 3 et 14 augmente. C'est pourquoi que les granulométries des solides déposés s'accentuent dans le temps quelques soient leurs débits.

8.2.5. Conclusion

L'analyse faite ci-dessus permet de constater que:

1/ Sur la base des résultats des mesures pendant 550 jours, utilisés pour cette analyse, on s'aperçoit que les variations des volumes des solides déposés de toutes fractions présentent une même tendance dans le temps (figure 8.2.3-1). Elles dépendent fortement des apports solides entrant. Il y a une augmentation brutale pour les solides fins quand il y a une augmentation brutale des grosses particules.

2/ Pour différentes périodes de temps sec, les débits des solides déposés dans le tronçon entre les points 3 et 14 ne sont pas constants. Ils deviennent plus importants pour les fractions de grandes tailles et plus faibles pour les fines (figure 8.2.3-2). Supposant que les débits des solides entrant en réseau sont constants, ceci est dû à l'ensemble de la zone de stockage (collecteurs en amont) qui se situe en amont du tronçon d'une part, et à l'augmentation de la capacité de transport solide du tronçon lui même d'autre part. Pour la zone de stockage, au fur et à mesure de son remplissage, l'intensité de ses écoulements augmente, de sorte que les solides sortant de celle-ci deviennent de plus en plus gros et se déposeront en collecteurs avals. L'augmentation de la capacité facilite le transport des solides fins dans le collecteur lui même, et il y a de moins en moins de ces particules fines qui se déposent.

   Ainsi, il n'est certainement pas logique d'assigner une valeur de débit unique et une seule granulométrie aux solides entrant dans le collecteur ou dans un tronçon spécifique pour différentes périodes de temps sec.

3/ Quelques soient les débits des solides entrant ou déposés en collecteur, la granulométrie du dépôt devient toujours plus en plus importante dans le temps. Ceci est dû à l'augmentation de la pente du dépôt. Celle-ci permet à l'écoulement d'accentuer sa capacité de transport solide.

8.3. Analyse des débits des solides entrant à partir des résultats des prélèvements

8.3.1. Description

Les analyses faites dans les chapitres précédents mettent en évidence les relations entre les caractéristiques des solides déposés et transportés (ou charriés). Dans ce paragraphe, nous nous intéressons à la relation en quantité de ces deux phases. Nous essayons de découvrir les rôles des différentes parties des solides transportés: suspension, charriage, ou l'ensemble, sur l'évolution du volume de dépôt. Ceci est très important pour la conception de notre modèle de transport solide.

8.3.2. Evaluation des apports totaux des solides entrant

Pendant la première phase des prélèvements (prélèvements N°1~N°9, voir chapitre 4), si nous supposons que tous les solides sont arrêtés par les trois pièges en série A1, A2, A3 (figure 4.1-1), les débits des solides piégés à l'emplacement-A décrivent les apports totaux des solides entrant. Ces débits sont représentés en traits pleins sur la figure 8.3.2-1, par leurs valeurs moyennes sur les différentes durées des prélèvements. A partir de ces résultats, nous avons reconstitué la variation temporelle des apports solides entrant (moyenne sur le nombre de résultats obtenus), représentée par la courbe en pointillés dans la même figure.

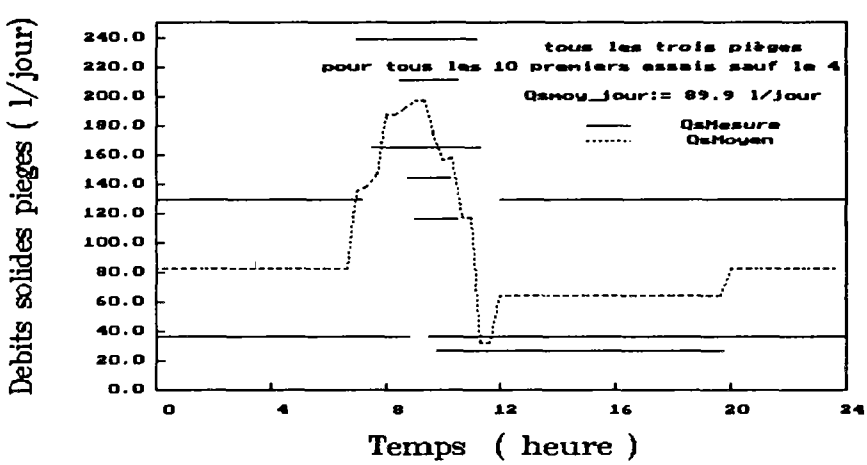


Figure 8.3.2-1 : Apports totaux des solides entrant à l'amont du collecteur 13

Nous pouvons remarquer que cette courbe en pointillés des apports solides entrant évalués présente une allure identique à celle des apports liquides entrant (figure 1.4-1). Ceci signifie qu'en moyenne, malgré l'aspect aléatoire des débits des solides pour chaque prélèvement (traits pleins), les apports solides suivent

les mêmes variations quotidiennes que les apports liquides. Par intégration de la courbe en pointillés sur toute une journée, nous obtenons *le débit moyen brut des solides entrant* par l'amont du collecteur 13, qui est égal à *Qs=89 litres/jour.*

8.3.3. Evaluation des apports des solides charriés au point 3

La méthode de prélèvement ayant été validée, les solides interceptés dans le premier piège A1 sont des solides charriés. De la même manière que précédemment pour l'évaluation des apports totaux, nous pouvons évaluer la variation temporelle des débits solides charriés, sur la base des résultats des prélèvements du seul piège A1. Elle est présentée par la courbe en pointillés de la figure 8.3.3-1 et présente la même allure de variation que les apports liquides (figure 1.4-1) et les apports totaux des solides entrant (figure 8.3.2-1).

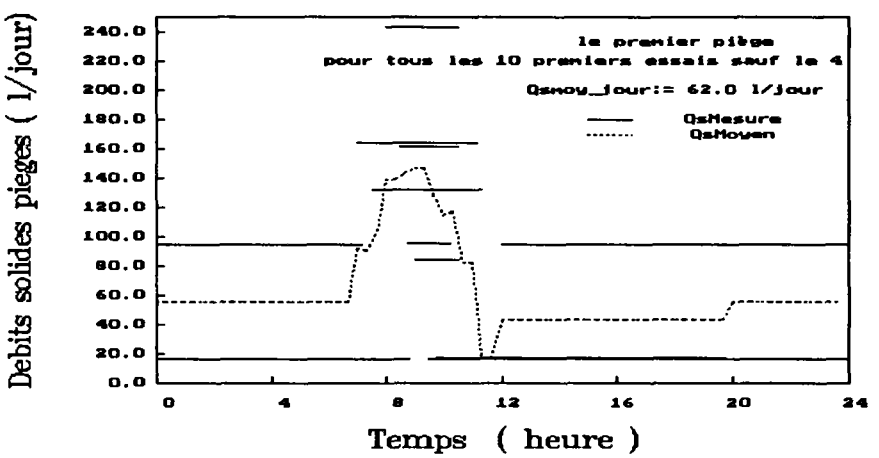


Figure 8.3.3-1 : Débits des solides charriés entre les points 3 et 4

L'intégration sur une journée donne *le débit moyen brut des solides charriés* entre les point 3 et 4 qui est de *62 litres/jour.*

8.3.4. Comparaison du débit des solides charriés avec celui des solides déposés

Nous allons comparer, maintenant, le débit moyen des solides charriés entre les points 3~4 avec le "débit" de dépôt dans le tronçon amont du collecteur 13.

Ce dernier est calculé à partir de l'évolution des volumes de dépôt dans le tronçon amont (figure 2.3-1). Il est égal à la pente de cette courbe d'augmentation du volume et sa valeur brute est de 54.38 litres/jour pendant la période des prélèvements. Excluant la partie des solides déposés en amont du point 3 qui vaut à peu près 15% du total, alors, le débit brut des solides déposés entre les points 3 et 14 est de 46.22 litres/jour. En considérant une porosité pour le dépôt égale à 0.2 (Laplace 1991), c'est-à-dire, $\epsilon_{dép} = 0.2$, alors le débit moyen net des solides déposés entre le point 3 et le point 14 est égal à $46.22 \times (1 - \epsilon_{dép}) = 37.00$ litres/jour.

Mais le débit moyen de solides charriés, égal à 62.0 litres/jour (paragraphe précédent) était calculé en débit brut, sans tenir compte de la porosité des prélèvements. Cette porosité ϵ_{ch}, est certainement plus grande que celle du dépôt $\epsilon_{dép}$ car les solides piégés n'ont pas le temps de se tasser. Elle vaut environ entre 0.35 et 0.40. Le débit moyen net des solides charriés au point 3 est alors de 40.30 litres/jour pour $\epsilon_{ch} = 0.35$ et 37.2 litres/jour pour $\epsilon_{ch} = 0.40$.

Nous nous apercevons alors que les débits charriés et "de dépôt" coïncident très bien, et nous pouvons en conclure que les solides dans le dépôt entre les point 3 et 14 proviennent pratiquement tous des solides charriées au point 3. Ceci prouve encore une fois que le charriage à l'entrée du collecteur joue un rôle prédominant sur la formation de dépôt.

8.4. Etude de la capacité de transport solide de l'écoulement par temps sec

Nous pouvons comparer les débits solides mesurés par temps sec [les débits de solides piégés par le piège A1 qui sont présentés au chapitre 4] avec les prédictions établies à l'aide des modèles de transport solide par charriage classiques, [Einstein 1950 (homogène), Meyer-Peter 1948 (homogène), et de Wang 1977 (hétérogène, utilisé par Gludki 1981)] (voir chapitre 10 pour la formule de Meyer-Peter et celle de Wang), sur la base du modèle hydrodynamique présenté au chapitre 5, et en utilisant les granulométries et les densités des solides prélevés dans les dépôts. La figure 8.4-1, qui consigne les résultats, permet de constater que le transport solide dans le collecteur 13 est, d'après ces modèles, en état de sous-régime; il devrait théoriquement y avoir de l'érosion. Ceci est en contradiction avec les résultats de l'observation de l'évolution dans le temps des volumes déposés (Laplace 1991), qui montrent une tendance générale à l'augmentation. Ceci montre les limites de ces modèles qui ne sont que des modèles établis pour les rivières. La spécificité du transport solide en collecteur d'assainissement réclame donc des développements particuliers en matière de modélisation pour bien rendre compte des phénomènes observés. Aussi pensons nous qu'il est nécessaire de proposer une autre conception plus efficace de la capacité de transport de l'écoulement.

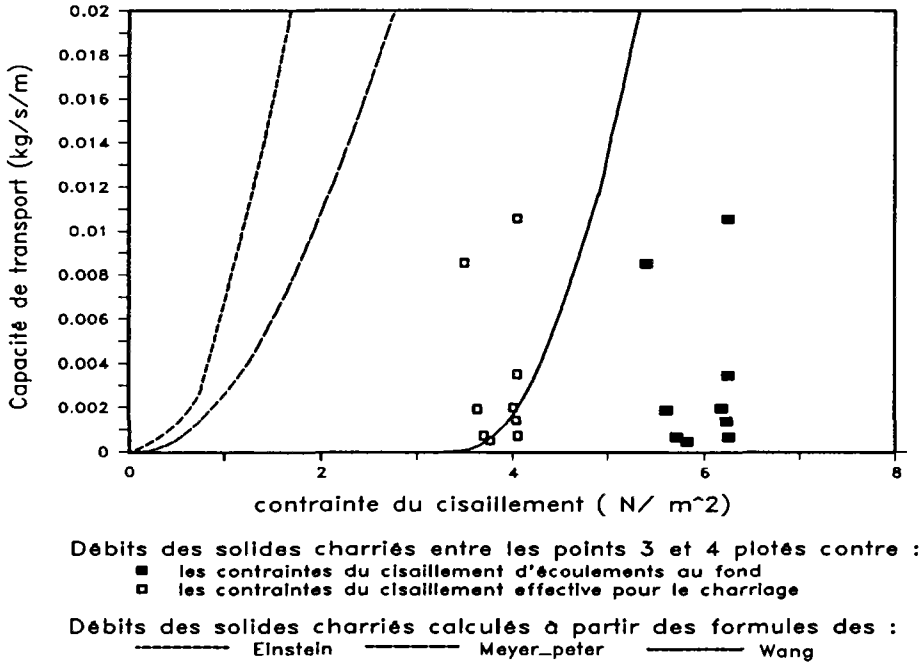


Figure 8.4-1 : Comparaison des débits solides mesurés avec les capacités de transport calculées par des modèles classiques (emplacement 1 entre les points 3 et 4)

Par ailleurs, si nous supposons que le modèle de Wang est acceptable pour les collecteurs d'assainissement, la prise en compte du "rendement" de la contrainte du fond sur le transport du charriage est nécessaire. Selon les résultats des mesures (figure 8.4-1), ceci nous amène à une contrainte effective pour le transport des solides charriés qui est égale à 65% de la contrainte totale. Ce phénomène a toute possibilité d'exister lors de la présence de particules solides de tailles particulières qui augmentent la résistance des écoulements.

8.5. Nouvelle conception de la capacité de transport

8.5.1. Introduction

Dans le chapitre 9, nous faisons une analyse globale de certains modèles mathématiques existants, pour nous apercevoir qu'ils accordent plus d'attention au calcul lui même qu'à la connaissance du mécanisme de transport solide. Ils utilisent des formules empiriques pour la capacité de transport (ou le débit de transport) sans approfondir la validité de leur application aux cas spécifiques.

Par exemple, le code CARICHAR et le code FCM ont été appliqués à la simulation de l'évolution de profil de dépôt dans les cas où le phénomène de pavage peut se produire. Supposons qu'à l'instant $t = t_k$, le pavage soit fait, c'est-à-dire le lit couvert par de très grosses particules solides. A ce moment, si nous calculons la capacité de transport à partir de la composition du dépôt, nous obtenons une valeur

nulle ce qui signifie que l'écoulement ne peut transporter aucune particule. Ce résultat de calcul est contradictoire avec ce qui se passe dans la réalité. En fait, le lit étant pavé, l'écoulement ne peut transporter les solides du dépôt, mais il est capable de transporter les solides provenant de l'amont.

La capacité de transport d'un écoulement ne dépend donc pas seulement de la composition du dépôt, mais aussi de celle des solides provenant de l'amont. Egiazaroff (1965) a tenté de résoudre ce problème et de calculer la capacité de transport à partir d'un diamètre représentatif d_r. Ce diamètre représentatif est calculé de la manière suivante :

$$d_r = \sqrt{d_{50}^{mov} \cdot d_{50}^{dép}} \qquad \{8-4\}$$

où d_{50}^{mov} , $d_{50}^{dép}$ sont respectivement le diamètre médian des solides mobiles et des solides dans le dépôt. Bien que la prise en considération de ce diamètre moyen puisse améliorer les résultats de calcul, elle reste néanmoins trop simple. Entre autres, elle ne peut pas résoudre le problème posé par l'exemple que nous venons de donner.

8.5.2. Proposition

Considérons une section d'un écoulement où la concentration des solides mobiles est de C_{vs}^{mov} et leur composition $(d_j p_j)^{mov}$, tandis que la composition du dépôt est $(d_j p_j)^{dép}$, et analysons le phénomène de transport. Considérons les solides de la fraction j. Nous avons la possibilité de rencontrer trois états de transport :

1/ Sédimentation des solides si la concentration des solides de cette fraction est supérieure à une certaine capacité de transport ;

2/ Transport si C_{vsj}^{mov} est égale à la capacité de transport ;

3/ Erosion du dépôt si C_{vsj}^{mov} est inférieure à la capacité du transport .

Le problème clé est de définir les capacités de transport .

En fait, bien que des échanges existent entre les solides mobiles et les solides déposés, ils peuvent malgré tout être considérés comme deux éléments indépendants. L'écoulement se charge tout d'abord de transporter ceux qui sont mobiles, il peut ensuite éroder des solides du dépôt si les solides mobiles ainsi que les solides du dépôt le permettent. Ainsi, nous pouvons penser que la capacité de transport d'un écoulement possède deux valeurs : la capacité de transport de solides mobiles, notée C_{vsj}^{*mov} , qui est liée à la composition des solides mobiles, et la capacité de transport des solides du dépôt, notée $C_{vsj}^{*dép}$, liée à la composition des solides du dépôt.

Considérons un canal au fond duquel sont placés des solides de tailles hétérogènes. En supposant que la composition du lit puisse être maintenue constante, dans le cas où l'apport des solides entrant est nul, l'écoulement commence à éroder les solides du fond. La quantité de ces solides devenus mobiles croît et arrive à une valeur constante pour la fraction j. Cette valeur est égale à $C^{*dép}_{vs,j}$. Cette valeur $C^{*dép}_{vs,j}$ définit en fait la capacité des solides qui peuvent être fournis par le dépôt pour un écoulement donné.

Le phénomène de transport suit alors la logique suivante :

Il est évident que la sédimentation des solides ne dépend que des solides mobiles et n'a aucune relation avec les solides dans le dépôt. Autrement dit, la sédimentation se produit dans le cas où $C^{mov}_{vs,j} > C^{*mov}_{vs,j}$, quelle que soit la valeur $C^{*dép}_{vs,j}$.

Quant à l'érosion, elle dépend à la fois des solides mobiles et des solides du dépôt.
Normalement, l'érosion se produit si $C^{mov}_{vs,j} < C^{*dép}_{vs,j}$.

Dans le cas où $C^{mov}_{vs,j} > C^{*mov}_{vs,j}$ et $C^{mov}_{vs,j} < C^{*dép}_{vs,j}$, il y a aussi sédimentation. Lors de présence simultanée de la sédimentation et de l'érosion, le transport solide est proche de l'état d'équilibre. Nous synthétiserons donc les phénomènes de transport solide par catégorie de la manière suivante :

1/ Sédimentation si $C^{mov}_{vs,j} > C^{*mov}_{vs,j}$

2/ Erosion si $C^{mov}_{vs,j} < C^{*dép}_{vs,j}$ en respectant $C^{mov}_{vs,j} < C^{*mov}_{vs,j}$

3/ Transport dans les autres cas

La quantité maximum de solides sédimentés ou érodés dépend de l'état d'équilibre que l'écoulement rencontre après ces échanges.

8.6. Critique de la nouvelle conception

Les solides du dépôt constituant la rugosité du fond provoquent toujours une perte d'énergie. Quant aux solides mobiles, ils peuvent soit augmenter la perte d'énergie (selon Vélikanov), soit diminuer celle-ci (selon Zhang). (Ce mécanisme fondamental est encore discuté par les spécialistes du transport solide, voir Yang 1989).

Vélikanov a déjà constaté qu'il y avait plusieurs capacités de transport, selon la valeur du coefficient η intervenant dans la relation

$$C^{*}_{v} = \eta \cdot \frac{V^3}{ghw} \qquad \{8-5\}$$

établie pour calculer la capacité de transport.

η appartient à l'intervalle $[\eta_{min}, \eta_{max}]$ dans les conditions d'écoulement telles que C_v^* appartienne alors à l'intervalle $[C_{v,min}^*, C_{v,max}^*]$.

Selon Vélikanov, si la concentration des solides transportés de la section se trouve entre ces deux valeurs, il n'y a ni sédimentation ni érosion. La sédimentation se produit lorsque $C_v > C_{v,max}^*$, l'érosion si $C_v < C_{v,min}^*$.

Selon la nouvelle interprétation de la capacité de transport, nous pouvons également arriver à une conclusion similaire:

En général, les solides du dépôt sont plus gros que les solides transportés. Aussi, $C_{vs}^{*,dép} < C_{vs}^{*,mov}$. En comparant ces deux valeurs avec celles de Vélikanov, nous voyons que $C_{vs}^{*,dép}$ correspond à $C_{vs,min}^*$ et $C_{vs}^{*,mov}$ à $C_{vs,max}^*$.

En fait, si nous considérons avec un peu d'attention les formules de capacité de transport publiées dans la littérature, nous pouvons découvrir, lorsqu'il s'agit d'une granulométrie étendue, que le diamètre représentatif des solides du dépôt est souvent égal ou inférieur à d_{50}. Ce genre de traitement est peut être la façon déguisée de prendre en compte les solides mobiles.

Cette nouvelle approche de la capacité de transport, distinguant solides déposés et mobiles, peut aider à comprendre et à modéliser certains mécanismes du transport solide tels que le pavage. Néanmoins, elle ne peut pas prendre en considération l'échange entre les solides mobiles et les solides immobiles qui est un phénomène réel du transport solide.

Pour un écoulement défini, certaines particules se remettent en mouvement, tandis que d'autres sédimentent. Les fonctions qui décrivent ces deux mécanismes se nomment respectivement fonction d'érosion E_0 et fonction de sédimentation D_0 (voir §9.6).

En raison de la complexité du mouvement de l'ensemble des solides, il est très difficile de définir ces deux fonctions, sauf dans le cas d'un transport solide si faible qu'on puisse l'évaluer grain par grain. Mais les fonctions définies dans cette condition ne semblent pas applicables au cas où le transport solide est assez important, notamment en collecteurs d'assainissement (Kleijwegt 1992).

8.7. Calcul de la capacité de transport

Le paragraphe précédent a défini une nouvelle conception de la capacité de transport et mis en évidence que cette capacité de transport possède un intervalle $(C_{vs,min}^*, C_{vs,max}^*)$ au lieu d'une valeur unique. Cet intervalle peut s'exprimer autrement par $(C_{vs}^{*,dép}, C_{vs}^{*,mov})$ qui sont liées respectivement à la composition du dépôt et à la composition des solides mobiles.

Dans la littérature, il est difficile de trouver une formule qui permette de calculer cet intervalle de la capacité de transport en tenant compte à la fois de la composition des solides mobiles et de celle des solides immobiles. Les formules existantes sont établies soit uniquement à partir de la composition du dépôt (ex : les formules

établies avec des grains de taille uniforme, qui ont été modifiées pour s'adapter au cas des grains de tailles hétérogènes), soit uniquement à partir des solides mobiles prélevés (ex : celles établies à partir des données obtenues in situ). Pour les établir, leurs auteurs n'ont pas distingué l'influence de chaque phase solide. Ceci nous pose des problèmes dans la sélection des formules existantes pour le calcul de l'intervalle de la capacité de transport.

Dans un écoulement naturel, la concentration des solides mobiles est généralement très faible, aussi les interactions des solides de différentes fractions peuvent elles être négligées. Ainsi, toutes les formules établies sur les résultats expérimentaux en laboratoire avec des grains de taille uniforme et sur les résultats mesurés in situ avec les solides mobiles prélevés peuvent alors être choisies pour le calcul de la valeur $C_{vs,j}^{*,mov}$.

Le calcul de la valeur $C_{vs,j}^{*,dép}$ est beaucoup plus compliqué en raison du fait qu'on est obligé de considérer les interactions des différentes fractions dans le dépôt.

Ces interactions interviennent non seulement sur les conditions critiques de la remise en mouvement des solides par l'écoulement, mais aussi sur leurs débits. Jusqu'à présent, les seuls résultats publiés traitent de l'influence des interactions de solides de différentes fractions sur les conditions critiques de remise en mouvement des solides. Les formules permettant de calculer la capacité $C_{vs,j}^{*,dép}$ dans le cas d'une granulométrie hétérogène sont établies à partir des données obtenues avec des grains uniformes et modifiées par des considérations sur les interactions des différentes fractions. Bien que cette manière de procéder ne recouvre pas l'ensemble des mécanismes du transport, elle est la méthode la plus facile pour approcher la réalité.

En outre, beaucoup de formules pouvant être utilisées pour le calcul de $C_{vs,j}^{*,mov}$ et de $C_{vs,j}^{*,dép}$ ont besoin de la connaissance des conditions critiques. Dans notre conception des capacités de transport, le calcul de $C_{vs,j}^{*,mov}$ doit utiliser les conditions critiques d'arrêt des particules solides, mais celui de $C_{vs,j}^{*,dép}$ doit faire appel aux conditions critiques de remise en mouvement des particules. Elles sont toutes les deux presque identiques pour de grosses particules.

Par exemple, si la formule de Meyer-Peter (équation {10-6}) est utilisée pour le calcul de $C_{vs,j}^{*,mov}$ et la formule de Meyer-Peter modifiée par Wang (équation {10-8}) pour le calcul de $C_{vs,j}^{*,dép}$, lorsque $d_{max}/d_m = 2$, nous avons les conditions critiques de la remise en mouvement des solides de diamètre d_{max} :

$$\tau_{*cr} = \frac{0.047}{\left(\frac{d_{max}}{d_m}\right)^{0.316}} = 0.037 \qquad \{8-6\}$$

Cette valeur $\tau_{*cr} = 0.037$ peut être utilisée pour décrire les conditions critiques pour toutes les particules solides mobiles au lieu d'utiliser $\tau_{*cr} = 0.047$. Elle est très proche de celle de Hayashi et Ozaki (1980)

(τ_{*cr} = 0.036) lors de l'étude théorique à partir des données d'Einstein. Basé sur le critère de Neil et Yalin (1969), une même valeur a été déterminée par Phillips et Sutherland (1988) et incorporée dans le code UWASER.

Ackers et White ont découvert une valeur plus petite avec τ_{*cr} = 0.029 alors qu'ils établissaient leurs formules à partir des solides mobiles prélevés. Aussi, la sélection de la formule d'Ackers-White pour le calcul de $C^{*,mov}_{vs,j}$ est raisonnable.

En conclusion, les formules directement établies à partir des prélèvements des solides mobiles in situ et les formules établies en laboratoire avec des grains uniformes peuvent être choisies pour le calcul de $C^{*,mov}_{vs,j}$. Les formules sélectionnées pour le calcul de $C^{*,dép}_{vs,j}$ sont des formules qui tiennent compte des interactions des solides des différentes fractions.

Il faut bien noter que dans les cas où les formules exigent des conditions critiques, des conditions critiques d'arrêt et de remise en mouvement des particules solides doivent être considérées respectivement pour le calcul de $C^{*,mov}_{vs,j}$ et $C^{*,dép}_{vs,j}$.

Dans le code <MEDCA>, parce qu'il ne s'intéresse qu'au charriage, la formule d'Ackers-White (équation {10-2} à {10-5}) et la formule de Meyer-Peter (équation {10-6}) modifiée avec condition critique τ_{*cr} = 0.036 ont été implantées pour le calcul de $C^{*,mov}_{vs,j}$. La formule de Meyer-Peter modifiée par Wang (équation {10-8}) a été choisie pour le calcul de la valeur $C^{*,dép}_{vs,j}$.

8.8. Conclusion du chapitre

L'analyse faite ci-dessus complète celle faite dans le chapitre 6. Elle nous a amenés à une meilleure compréhension du mécanisme de dépôt. Nous résumons les résultats de ces analyses ci-dessous:

* les ressources en solides pour le dépôt dans le tronçon du collecteur 13 sont essentiellement les solides transportés par charriage à son entrée.

* Bien que par temps sec, la production des solides soit supposée constante, les apports entrant en collecteur sont variables d'une période à l'autre. Ceci est dû à la zone de stockage (bassins versant et collecteurs amont) qui peuvent conserver des solides. Ainsi, la reconstitution de l'évolution temporelle des apports solides entrant, notamment de leurs compositions granulométriques, est très difficile. Mais on peut toujours constater qu'ils sont plus importants le matin que le soir.

* On s'aperçoit que la contrainte de cisaillement au fond ne participe pas à 100% à l'entraînement des solides charriés. Une contrainte effective égale à 65% de la contrainte totale doit être considérée pour le calcul de leur débit. Selon Ackers (1977) et Kleiwegt (1992), ce phénomène est plutôt dû à l'influence de la présence des particules solides de tailles particulières qu'à l'influence de la forme géométrique des sections du collecteur.

* Une nouvelle conception de la capacité de transport d'un écoulement à deux valeurs, l'une liée aux solides mobiles et l'autre aux solides en dépôt, est proposée à partir des résultats des mesures. La critique de la nouvelle conception montre qu'elle est beaucoup plus sophistiquée que la conception classique à une valeur unique, et bien meilleure que celle de Vélikanov. Celle-ci est aussi à deux valeurs mais elles sont toutes les deux liées aux seuls solides immobiles. La nouvelle notion que nous proposons est mieux adaptée à la simulation du transport solide lorsqu'il y a une granulométrie très entendue.

CONCLUSION DE LA DEUXIEME PARTIE

Les phénomènes hydrauliques et de transport solide dans le collecteur 13 ainsi que ceux provoqués par les singularités géométriques sont en général assez classiques, mais avec quelques caractères spécifiques. Toutefois, ils peuvent être expliqués, de manières directes ou indirectes, à partir de théories classiques.

L'étude faite dans le chapitre 5 montre que la "résistance" des écoulements fluviaux du collecteur 13 peut aussi être exprimée à partir des formules établies pour les rivières ou les canaux de laboratoire. La sélection de l'une ou l'autre de ces formules dépend de l'erreur admise entre les résultats de mesures et ceux des calculs. Dans notre cas, les équations {5-2}, {5-4} et {5-18} ont été proposées pour le calcul de cette résistance.

Les solides transportés en suspension par temps sec sont en majorité en auto-suspension. Leurs quantités entrantes et sortantes sont donc presque identiques, puisqu'ils ne décantent pas. Les ressources de solides pour le dépôt sont par conséquent essentiellement des solides charriés et dans l'établissement d'un modèle de transport, la partie liée aux solides charriés est alors essentielle.

Pour le tronçon amont, la comparaison entre les résultats des prélèvements des solides charriés et ceux calculés à partir de l'évolution de dépôt mesurée justifie l'hypothèse faite que tous les solides charriés à l'entrée se déposent avant qu'ils puissent sortir du tronçon. L'analyse basée sur une notion de la puissance décantée par unité de temps, qui tient compte à la fois des diamètres, des masses volumiques et des quantités des solides déposés est plus efficace que celles basées uniquement sur un de ces trois paramètres. Elle montre que, dans ce même tronçon, bien que les solides charriés décantés plus en amont soient de faibles quantités, ils présentent une puissance importante. Ceci explique qu'il existe un phénomène de dégradation sur de tri granulométrique et de masses volumiques des solides déposés.

La présence de solides de tailles ainsi que de formes particulières ne modifie pas le principe du transport mais la quantité de celui-ci. Seulement 65% de la contrainte totale de cisaillement du fond est considérée comme participant au charriage. Par ailleurs, les solides de tailles très étendues provoquent un phénomène de masquage, et offrent au dépôt une grande stabilité contre l'érosion. La théorie de Gessler semble efficace pour décrire ce mécanisme. Elle met en évidence que, le dépôt une fois formé, son érosion est hydrauliquement pratiquement impossible quelques soient les apports liquides entrant.

TROISIEME PARTIE

MODELISATION MATHEMATIQUE DU TRANSPORT SOLIDE EN COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT

Le transport solide est si complexe que sa modélisation vise souvent un ou plusieurs de ses aspects spécifiques. Evidemment, l'emploi des résultats de ce genre de simulation est limité si l'on manque d'informations sur les compositions du dépôt, notamment dans le cas d'une granulométrie étendue.

Dans la littérature, selon les phénomènes dominants du transport solide considéré, il existe plusieurs types de codes. Par exemple, si le charriage domine la formation de dépôt, la suspension est négligée, ou l'inverse dans le cas contraire. Dans les cas où charriage et suspension ont des rôles équivalents, le code doit tenir compte de leur coexistence (total load). Jusqu'à présent, les codes les plus développés sont des codes de suspension, en assez grand nombre. Les théories de la turbulence y sont souvent incorporées, et l'application des modèles $k \sim \epsilon$ pour simuler l'évolution du lit d'une rivière est à la mode.

Il existe un très grand nombre de modèles mathématiques qui peuvent traiter de certains aspects de transport solide. Salomon (1989) et Xie & Wei (1987) ont respectivement fait des analyses et commentaires synthétiques sur l'ensemble de ces modèles. Selon le nombre de dimensions prises en compte par chaque modèle, nous pouvons les classer en quelques familles dominantes, 1D, 2D et 3D, avec quelques catégories hybrides (modèles à couches, à tubes). Chacune de ces variantes a des performances limitées et un domaine d'application propre. Dans le domaine de la simulation des changements morphologiques des rivières, l'utilisation des codes unidimensionnels est très fréquent et feront l'objet de notre attention.

Dans cette partie, nous allons donc tout d'abord présenter la théorie fondamentale d'un code général unidimensionnel. Certains codes représentatifs sont également analysés et leurs possibilités d'application en collecteur de réseaux d'assainissement étudiées. Nous construisons ensuite notre propre code <MEDCA> (*Modélisation de l'Evolution du Dépôt en Collecteurs d'Assainissement*) basé sur les résultats des analyses des phénomènes de transport solide dans le collecteur 13, analyses présentées dans les deux parties précédentes. La mise au point de <MEDCA> est décrite à la fin de cette partie.

Chapitre 9

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES CODES DE TRANSPORT SOLIDE EXISTANTS

9.1. Introduction

Les codes unidimensionnels sont nombreux. Pratiques à utiliser, ils sont très souvent employés par les hydrauliciens pour décrire le transport solide et l'évolution des rivières.

Bien que chaque code soit différent et traite d'aspects spécifiques, l'objectif de base en est toujours le même, à savoir la reproduction des caractéristiques hydrodynamiques intervenant dans les problèmes de transport.

Nous présentons synthétiquement tout d'abord, dans ce chapitre, la théorie de base d'un code de transport solide, le système général des équations ainsi que les configurations pour lesquelles il est établi (pour les détails, on peut se référer aux ouvrages de Cunge, Holly and Verwey (1980) et de Le Guennec (1992)). Ensuite, nous étudions certains codes existants et leurs possibilités d'application en collecteurs de réseaux d'assainissement.

9.2. Hypothèses utilisées pendant l'établissement d'un code

Mises à part les hypothèses de Saint Venant (Carlier 1972, Pochat 1983), des hypothèses complémentaires sont nécessaires pendant l'établissement du système d'équations d'un code.

Pour la phase solide:

La phase solide est incompressible, la taille des particules solides n'est pas prise en compte dans l'établissement des équations.

Pour le mélange:

Le mélange solide-liquide est considéré comme un mélange parfait (Alquier 1973). C'est-à-dire que les répartitions des concentrations des solides dans la zone de charriage et la zone de suspension sont respectivement uniformes (figure 9.2-1).

Concernant le transport solide (figure 9.2-2):

Dans une période considérée, le transport solide est traité comme une fonction des paramètres hydrauliques.

Le charriage s'effectue à l'intérieur d'une couche (appelée couche de charriage) située à proximité du lit, et la suspension dans la zone située immédiatement au-dessus. Les échanges entre les particules en suspension, celles en charriage et celles du fond sont permis.

Le canal est supposé avoir des parois latérales non sujette à érosion. Ceci évite le problème posé par leur instabilité (Fredsoe 1978, Budhu and Bekele 1987). Les échanges entre solides mobiles et immobiles s'effectuent sur le fond. S'il y a érosion du lit d'une section, elle s'effectue uniformément au travers de la section, de même pour la sédimentation.

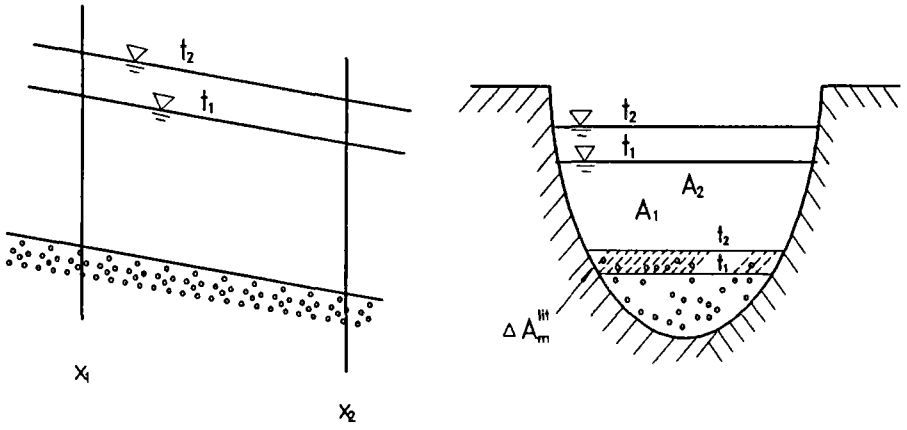


Figure 9.2-1 : Schématisation d'un volume de contrôle d'un écoulement à surface libre

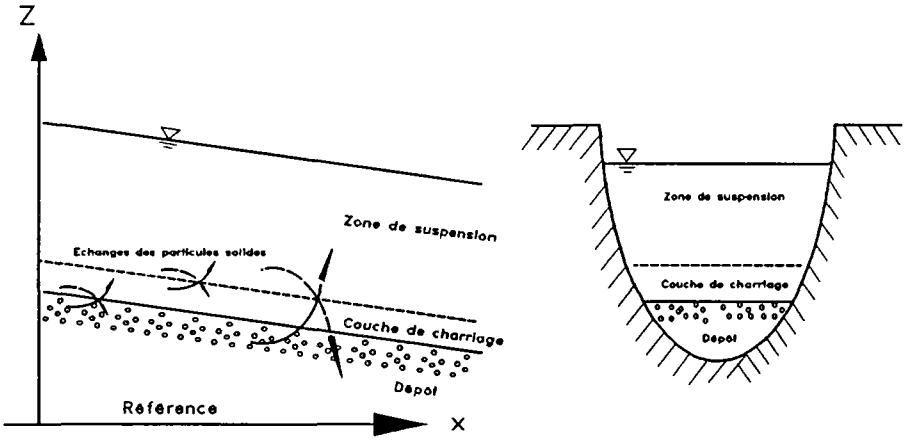


Figure 9.2-2 : Schématisation des modes de transport solide et des échanges entre solides

9.3. Système d'équations d'un code de transport solide

Considérant le volume de contrôle figuré par le schéma ci-dessus (figure 9.2-1) de l'intervalle (x_1, x_2) et pendant l'intervalle de temps (t_1, t_2), nous pouvons établir le système d'équations principales d'un modèle mathématique de transport solide tout en tenant compte des hypothèses faites dans le paragraphe précédent.

Le Guennec (1992), dans son cours de transport solide, a donné respectivement un système d'équations générales pour chacun des trois cas: la suspension, le charriage et le total load sans séparation de la suspension du charriage. Nous préférons donner le système global ci-dessous. Il s'agit des équations suivantes:

Equation de continuité des sédiments :

$$\frac{\partial[C_{vs}^{sus}(A_m^{total}-A_m^{ch})]}{\partial t}+\frac{\partial[C_{vs}^{ch}.A_m^{ch}]}{\partial t}+\frac{\partial[C_{vs}^{lit}.A_m^{lit}]}{\partial t}$$

$$+\frac{\partial\left[C_{vs}^{sus}\left(1-\frac{A_m^{ch}}{A_m^{total}}\right)Q_m^{total}\right]}{\partial x}+\frac{\partial Q_s^{ch}}{\partial x}$$

$$=\frac{\partial}{\partial x}\left[(A_m^{total}-A_m^{ch})D_x\frac{\partial C_{vs}^{sus}}{\partial x}\right] \qquad \{9-1\}$$

Equation de continuité du mélange :

$$\frac{\partial A_m^{total}}{\partial t}+\frac{\partial A_m^{lit}}{\partial t}+\frac{\partial Q_m^{total}}{\partial x}=\frac{\partial}{\partial x}\left[(A_m^{total}-A_m^{ch})D_x\frac{\partial C_{vs}^{sus}}{\partial x}\right] \qquad \{9-2\}$$

Equation de quantité de mouvement :

$$\frac{\partial}{\partial t}[\rho_m^{total}Q_m^{total}]+\rho_m^{total}\cdot g\cdot A_m^{total}\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial x}\left[\rho_m^{total}\frac{(Q_m^{total})^2}{A_m^{total}}\right]$$

$$=\rho_m^{total}\cdot g\cdot A_m^{total}(I-J) \qquad \{9-3\}$$

Les significations des paramètres sont: (réf. Figures 9.2-1 et -2):

$h =$ la profondeur de l'écoulement (m);

$I =$ la pente longitudinale du lit (m/m);

$J =$ la pente d'énergie de l'écoulement (m/m) qui est calculée souvent à partir de l'équation de Manning-Strickler (équation {5-2});

$A_m^{ch} =$ la surface occupée par la zone de charriage (m^2);

$A_m^{sus} =$ la surface occupée par la zone de suspension (m^2);

$A_m^{total} =$ la surface totale de la section (m^2), avec $A_m^{total} = A_m^{ch} + A_m^{sus} = A(h)$ {9-4}

$Q_s^{ch} =$ le flux des solides charriés dans la zone de charriage (m^3/s). Il est à pré-définir en fonction des paramètres hydrauliques de l'écoulement et des caractéristiques des solides,

$Q_s^{ch} = Q_s^{ch}$ *(paramètres hydrauliques, caractéristiques des solides)* {9-5}

La façon de le calculer sera étudiée dans les paragraphes suivants;

$Q_m^{total} =$ le flux du mélange qui traverse la section (m^3/s);

$C_{vs}^{sus} =$ la concentration volumique moyenne des solides dans la zone de suspension (m^3/m^3). Elle est également à pré-définir en fonction des paramètres hydrauliques de l'écoulement et des caractéristiques des solides,

$C_{vs}^{sus} = C_{vs}^{sus}$ *(paramètres hydrauliques, caractéristiques des solides)* {9-6}

$C_{vs}^{ch} =$ la concentration volumique moyenne des solides dans la zone de charriage à la proximité du fond (m^3/m^3). Elle peut être évaluée à partir du flux des solides charriés, avec

$$Q_s^{ch} = C_{vs}^{ch} \cdot A_m^{ch} \cdot u_s^{ch} \qquad \{9\text{-}7\}$$

où u_s^{ch} = vitesse d'une particule solide charriée. En général, elle est estimée être de l'ordre de grandeur de la vitesse de frottement de l'écoulement u_*.

$C_{vs}^{lit} =$ la concentration volumique moyenne des solides du dépôt (m^3/m^3);

$\rho_f =$ la masse volumique du liquide (kg/m^3);

$\rho_s =$ la masse volumique des solides (kg/m^3);

$\rho_m^{total} =$ la masse volumique moyenne du mélange dans la section (kg/m^3), avec

$$\rho_m^{total} = [(1 - C_{vs}^{sus})\rho_f + C_{vs}^{sus}\rho_s] + \frac{A_m^{ch}}{A_m^{total}}[(C_{vs}^{ch} - C_{vs}^{sus})(\rho_s - \rho_f)] \qquad \{9\text{-}8\}$$

Les paramètres indépendants sont :

$$\rho_f, \rho_s, I, J, A_m^{lit}, A_m^{ch}, A_m^{total} \quad \text{ou} \quad h, C_{vs}^{lit}, C_{vs}^{sus}, Q_s^{ch}, Q_m^{total}$$

dont les paramètres pouvant être prédéfinis sont :

$$\rho_f, \rho_s, I, J, A_m^{ch}, C_{vs}^{lit}, C_{vs}^{sus}, Q_s^{ch}$$

Alors, les paramètres à calculer sont :

$$A_m^{lit}, A_m^{total} \quad \text{ou} \quad h, Q_m^{total}$$

Ainsi, le système est bien fermé .

Selon le mode de transport solide dominant, ce système peut être simplifié pour l'obtention d'un système correspondant (ex. dans le cas où le charriage est primordial, la suspension peut être négligée, c'est-à-dire, $C_{vs}^{sus} = 0$). Par ailleurs, selon la manière de calculer C_{vs}^{sus} et/ou Q_s^{ch}, la modélisation sera appelée "Modélisation de transport solide en saturation" ou "Modélisation de transport solide hors-saturation" selon la discussion des paragraphes suivants.

9.4. Modélisation de transport solide en cas de saturation

Nous préférons tout d'abord distinguer deux notions importantes: le transport solide à l'équilibre et le transport solide en cas de saturation.

Le "transport solide à l'équilibre" dans un écoulement uniforme et permanent signifie l'égalité de la quantité des solides déposés à la quantité des solides érodés. Ainsi, il n'y a ni érosion ni sédimentation. Alors, tout au long du canal, le flux des solides transportés correspond à la capacité de transport et reste invariable.

Pour un écoulement non uniforme, cette notion est inapplicable car les paramètres hydrodynamiques de l'écoulement et la capacité de transport varient longitudinalement. Si le flux des solides transportés est égal à la capacité de transport le long du canal, celle-ci étant variable, il y a alors, soit érosion, soit sédimentation. Ceci signifie que le transport solide n'est pas dans un état d'équilibre mais dans un état de saturation, ce qui est différent.

Le "transport solide en état de saturation" dans un écoulement quelconque signifie que, à l'instant t, pour une section donnée et une granulométrie donnée, le débit des solides transportés par l'écoulement par cette section est égal à la capacité de transport, (C'est-à-dire qu'il peut être calculé à partir d'une formule établie dans l'Annexe B.), mais que sa variation dans le temps et dans l'espace suit la variation de la capacité de transport. L'évolution du lit est donc reproduite par cette variation de capacité de transport.

Dans la nouvelle conception de la capacité de transport proposée (voir chapitre 8), l'état d'équilibre existe lorsque le flux des solides transportés se trouve entre deux capacités de transport. Lors de l'érosion ou de la sédimentation, la capacité de transport liée à la composition du dépôt ou celle liée à la composition des solides mobiles sont utilisées pour le calcul du flux des solides transportés.

En un mot, la notion de transport solide en état de saturation doit être appliquée dans le cas d'un écoulement non uniforme.

Le transport solide en état de saturation est souvent pris en compte dans des cas simples pour obtenir des informations globales sur les phénomènes. Par exemple, il a été employé dans le code IALLUVIAL (Karim and Kennedy 1982) et le code FCM (Correia 1992, Correia and Graf 1992). Mais, l'utilisation de cette méthode obéit à deux conditions : la première est que le transport solide doit être monotone, sédimentation ou érosion, et que la variation de la capacité de transport de l'écoulement doit être modérée; la deuxième est que le pas d'espace Δx_{ts} doit être assez grand pour que l'influence du rechargement dans l'espace puisse être négligée, c'est-à-dire, $\Delta L / \Delta x_{ts} \approx 0$, où ΔL est la distance parcourue par l'écoulement pour recharger le flux des solides d'une valeur nulle jusqu'à la capacité de transport (voir figure 9.5-1), et que le pas de temps Δt soit faible pour limiter les volumes érodés ou déposés.

Par exemple, la simulation de l'évolution du lit en aval d'un barrage ou en amont peut utiliser cette méthode. Mais, dans une rivière alluviale, où la déposition et l'érosion apparaissent alternativement, l'utilisation de cette méthode, même si elle présente une certaine concordance entre les résultats de calcul et de mesure, ne peut donner des résultats fiables pour l'analyse des phénomènes de transport solide.

9.5. Modélisation de transport solide hors-saturation

Dans la nature, le transport solide s'effectue souvent hors-saturation, c'est-à-dire que le flux des solides transportés est supérieur ou inférieur à la capacité de transport. De même dans les collecteurs de réseaux d'assainissement, les paramètres hydrauliques varient fortement en fonction du temps et de l'espace. D'après Einstein, les variations des caractéristiques du transport solide présentent un retard temporel et spatial par rapport aux variations des paramètres hydrauliques de l'écoulement (Phillips and Sutherland 1988, 1990).

La figure 9.5-1 schématise un cas simple de ce genre de phénomène, où l'écoulement est uniforme et doit effectuer un parcours ΔL pour recharger le flux des solides transportés d'une valeur nulle à sa capacité de transport q_s^*. Alors, ΔL est le parcours maximum de rechargement.

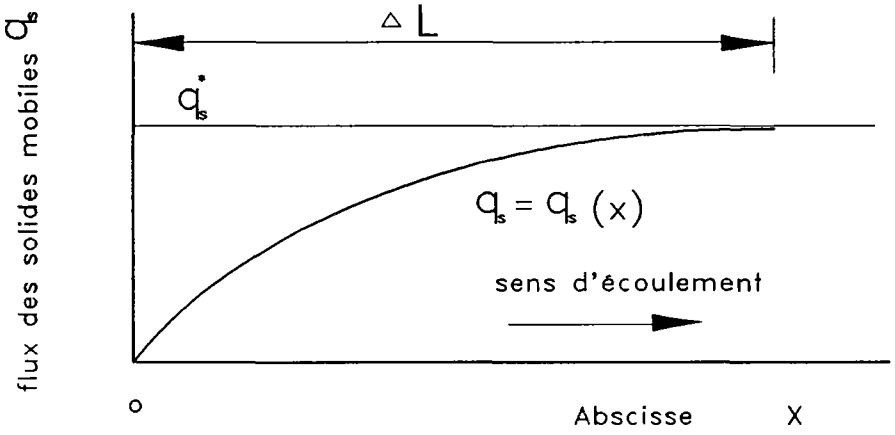


Figure 9.5-1 : Schématisation du retard des variations des caractéristiques de transport solide par rapport à celles de l'écoulement

De toute manière, afin d'avoir une meilleure simulation de l'évolution du lit, il est nécessaire de considérer le transport solide comme hors-saturation. Le code <CARICHAR> (Rahuel 1987) et le code UWASER (Phillips and Sutherland 1988) ainsi que le code de Armanini and Di Silvio (1988), ont été établis avec cette considération.

Décrire le transport consiste alors à décrire les variations des débits des solides suivant les variations de l'écoulement. Les formules qui simulent cette variation sont appelées "lois de chargement". Une loi de chargement est fonction des paramètres hydrodynamiques, des solides, et particulièrement de la capacité de transport.

Diverses formules de la littérature qui décrivent cette loi de chargement sont citées dans l'annexe C. Elles sont soit de type analytique, soit de type semi-empirique ou encore purement empirique. Le premier type de formules est basé sur la théorie de la diffusion turbulente (ex. formule de Han citée par INPHEEIWH 1980) ou la théorie probabiliste (ex. formule de Daubert et Lebreton 1967). Le second est basé sur l'analyse de la formule de la capacité de transport correspondante (ex. formules de Yalin et d'Einstein). Enfin le troisième ressort de l'analyse des résultats des mesures expérimentales (ex. formule Bell et Sutherland 1983).

Il est à noter que toutes ces formules sont obtenues dans le cas d'un écoulement permanent et uniforme. Théoriquement, elles ne peuvent être utilisées pour décrire la variation spatiale du flux des solides transportés que dans ce cas-là. Elles peuvent néanmoins être étendues au cas d'un écoulement permanent mais non uniforme car les paramètres hydrodynamiques ne sont fonction que de l'espace. Pour un écoulement non permanent, l'utilisation de ces lois est sujette à caution car elles ne prennent pas en compte la variation temporelle de la capacité de transport et du flux des solides transportés et parce que les paramètres hydro-dynamiques sont différents d'un instant à un autre. L'introduction d'une loi de chargement peut donc fausser les résultats de calcul. C'est peut-être la principale raison pour laquelle le code FCM n'incorpore pas de loi de chargement.

Avec les capacités de transport données au chapitre 8, quatre formules sont nécessaires pour la modélisation du transport solide hors-saturation: 1/ une formule de capacité de transport liée à la composition des solides mobiles et 2/ une loi de chargement liée à la sédimentation; et 3/ une formule de capacité de transport liée à la composition des solides en dépôt et 4/ une loi de chargement liée à l'érosion.

9.6. Autres types de modélisation du transport solide

Il existe beaucoup d'autre types de modélisations du transport solide. Celle proposée par Van Rijn (1985) est la plus intéressante et est présentée ci-dessous.

Après d'avoir étudié en séquentiel le charriage, la suspension, et les ondulations du lit (Van Rijn 1984a,b,c), Van Rijn (1985) a proposé un autre type de modèle de transport solide tout à fait différent des précédents, et qui est exposé ci-dessous:

Lors des échanges entre solides mobiles et en dépôt, soit D_o le flux des solides mobiles se déposant par unité de surface et E_o le flux de ceux se mettant en mouvement: Alors, pour un écoulement permanent et uniforme, la capacité de transport décrit la quantité des solides transportée par l'écoulement au moment où les échanges atteignent à l'état d'équilibre, autrement dit lorsque $E_o = D_o$. L'érosion du lit apparaît si $E_o > D_o$, et le cas contraire, $E_o < D_o$, provoque une sédimentation.

Les paramètres E_o, D_o sont en fonction de divers facteurs (facteurs hydrodynamiques ainsi que facteurs associés aux solides). Van Rijn ne propose qu'une formule pour E_o ($kg/m^2.s$), citée ci-dessous :

$$E_o = 0.0017 \rho_s \omega_s T_*^{1.5} \qquad \{9-9\}$$

où ρ_s = masse volumique des solides (kg/m^3); w_s = vitesse de chute limite des solides (m/s); $T_* = (u_*^2 - u_{*cr}^2)/u_{*cr}^2$ = paramètre de mobilité.

Mais Van Rijn n'a pas indiqué comment elle a été obtenue. Théoriquement, l'établissement de ces fonctions E_o, D_o peut se faire en comptant grain par grain les solides pendant les échanges, ce qui n'est réalisable que dans le cas d'un transport très faible. Les essais de Graf & Pazis (1977 et 1977a) ont été effectués dans ces conditions, et leurs résultats de mesure permettent d'établir les fonctions E_o, D_o, mais la validité de leur application dans le cas d'un transport important ou assez important pose toujours problème (Wilson 1987).

Aussi, bien que la méthode proposée par Van Rijn soit plus séduisante que celle utilisant la capacité de transport, son application nécessite encore beaucoup de recherche. L'étude "fondamentale" du transport solide n'étant pas l'essentiel de notre travail, notre modélisation reposera, elle, sur les notions de capacité de transport.

9.7. Modélisation dans le cas d'une granulométrie étendue

Dans le cas d'une granulométrie étendue, la prise en considération dans un code d'un diamètre unique (le diamètre médian d_{50}, le diamètre moyen d_m ou un diamètre quelconque et représentatif d_r) peut conduire à des erreurs importantes. (Mohamed Abdalla 1986), et, particulièrement, ne permet pas d'envisager des phénomènes importants du transport solide tels que le masquage et le pavage.

Dans la littérature, une autre solution est proposée. Elle consiste à découper la granulométrie en plusieurs fractions et à traiter chaque fraction individuellement. Parfois, ce traitement est amélioré par la prise en compte des interactions des différentes fractions des solides (par exemple, le phénomène de masquage, protection des petites particules par les grosses), mais ceci consiste souvent en la seule modification des conditions critiques de mise en mouvement des particules solides par l'écoulement pour chaque fraction des solides (White & Day , Proffit et Sutherland , Wang , Einstein & Chien ,etc). Ces conditions modifiées sont utilisées pour évaluer le flux des solides transportés pour chaque fraction à partir d'une formule de transport établie pour des solides de tailles homogènes. La somme de ces flux est le flux total des solides transportés. Le paragraphe 10.5 détaille ce traitement.

9.8. Résolution du système d'équations du modèle mathématique

Le système d'équations du modèle mathématique peut être résolu par diverses méthodes (voir Lu & Shen 1987) schématisées sur la figure 9.8-1.

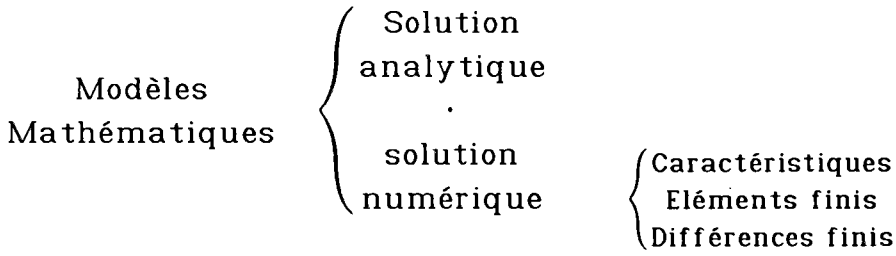


Figure 9.8-1 : Schématisation des solutions possibles du système général

Lors de l'application de la méthode analytique, des hypothèses fortement simplificatrices sont toujours exigées, et l'on ne peut avoir de solutions que dans des cas particuliers. La majeure partie des modèles analytiques sont basés sur la théorie de la diffusion (voir De Vrais 16ième Cong. IARH). Le flux des solides transportés est souvent supposé comme une fonction puissance de la vitesse moyenne de l'écoulement, c'est-à-dire, $q_s = m\ U^n$, où m et n sont des constantes. Selon la manière de traiter le terme de frottement, diverses formes de modèles peuvent être obtenues: simple wave model, parabolic model et hyperbolic model (voir Ribberink and Van Der Sande 1985). Un modèle linéaire peut être employé pour simuler la dégradation seule ou l'aggravation seule du lit d'une rivière, mais un modèle non linéaire est nécessaire lorsque les deux cas sont traités à la fois (Jaramillo 1985).

Actuellement, grâce aux outils informatiques de plus en plus développés, les méthodes de résolution numérique occupent une place dominante. Elles ne demandent pas de fortes simplifications du système et sont applicables à des cas réels quelconques, sous réserve des limitations des performances du simulateur. Correia (1992) détaille dans sa thèse l'application des différences finies. Il a également réalisé une recherche bibliographique des modèles mathématiques existants et fait des commentaires sur leurs méthodes de résolution.

Dans notre code <MEDCA>, nous utiliserons un schéma explicite de calcul du transport solide.

9.9. Quelques codes représentatifs de la littérature

9.9.1. Introduction

Nous nous intéressons uniquement aux codes qui prennent en compte le charriage et le "total load". Quelques types représentatifs sont brièvement présentés ci-dessous, l'un basé sur l'hypothèse d'un écoulement permanent (code du type <IALLUVIAL>) et l'autre sur l'hypothèse d'un écoulement non permanent (code du type <CARICHAR>). Leurs applications en réseaux d'assainissement sont également étudiées.

9.9.2. Les codes du type <IALLUVIAL>

Les codes du type <IALLUVIAL> (Karim & Kennedy 1982) négligent la variation temporelle des paramètres hydrauliques d'un écoulement, pendant une période considérée l'écoulement est considéré comme permanent et quasi-uniforme. Ainsi, le modèle général (équations {9-1}, {9-2} et {9-3}) peut être simplifié.

Le code <IALLUVIAL> a été fait pour simuler l'évolution du lit de la rivière MISSOURI ainsi que la composition du dépôt. Son système d'équations se compose de quatres équations principales et est donné dans l'annexe D. Il a les caractéristiques suivantes:

* La section des écoulements est supposée rectangulaire. L'écoulement est considéré comme permanent et quasi-uniforme. Le modèle hydrodynamique est la courbe de remous, mais avec une expression de résistance hydraulique établie spécialement pour le MISSOURI, obtenue par la régression des résultats des mesures in situ;
* La granulométrie étendue est prise en compte, avec traitement des problèmes qui lui sont liés, avec un découpage en trois fractions.
* Le transport solide est considéré comme en état de saturation. Une loi de transport qui permet de calculer le flux global des solides pour chaque fraction par l'écoulement est utilisée;
* Une couche active ou de mélange est introduite pour la simulation de l'évolution des compositions du dépôt. Son épaisseur est supposée fonction de la hauteur moyenne des dunes du fond.
* Le calcul du modèle suit un schéma explicite. Son processus est de: 1/ calculer la ligne d'eau ainsi que les paramètres hydrauliques aux sections considérées; 2/ évaluer les flux des solides transportés; 3/ en déduire l'évolution du profil de lit ainsi que les compositions du dépôt.

9.9.3. Les codes du type <CARICHAR>

Il existe d'autres types de codes qui considèrent les variations des paramètres hydrauliques d'un écoulement instationnaire. Le code <CARICHAR>, présenté synthétiquement ci-dessous, est l'un de ceux là.

Ce code <CARICHAR> a été établi pour simuler l'évolution du lit du RHONE. Son système d'équations se compose de cinq équations principales et est donné dans l'annexe D. Il a des caractéristiques suivantes:

* La section des écoulements est supposée rectangulaire. L'écoulement est instationnaire mais quasi-uniforme. Le modèle hydrodynamique est celui de Barré de Saint-Venant. La résistance hydraulique est donnée par la formule de Strickler mais avec un coefficient de Strickler important et constant, égal à 36;
* Les granulométries étendues sont également prises en compte et les traitements associés sont les mêmes que ceux utilisés dans le code <IALLUVIAL>, mais avec la possibilité de découper une granulométrie en plus de trois fractions;

* Le transport solide est pris à saturation ainsi que hors-saturation. Le charriage a fait l'objet de la première version (Rahuel 1987). Ensuite, la suspension a été incorporée dans le code par Yang (1989). Ainsi <CARICHAR> est devenu un modèle de transport solide global avec séparation du charriage et de la suspension. Deux lois de transport qui permettent respectivement de calculer la capacité de transport par charriage et par suspension sont nécessaires (la formule de Meyer-Peter pour le charriage et la formule de {10-6} pour la suspension). Deux lois de chargement permettent respectivement d'évaluer la variation du flux des solides transportés par charriage et par suspension (la loi de Daubert et Lebreton pour le charriage et la loi de Han pour la suspension);
* Une couche active ou de mélange est aussi introduite dans le code. Son épaisseur est prise soit constante (=0.40 mètre), soit comme une fonction de la profondeur d'écoulement (= un dixième de celle-ci), soit enfin comme une fonction de la composition du dépôt (voir $.10.7);
* La numérisation du système suit un schéma implicite de Pressman. Toutes les équations du système sont résolues simultanément.

9.9.4. Un mot sur ces deux types des codes

Chaque type de codes a ses avantages et inconvénients.

Les codes du type <IALLUVIAL> sont souvent utilisés lors d'écoulements variant lentement dans le temps et lorsque l'on a besoin d'une connaissance globale du transport solide. Ils n'ont pas de problème de convergence du système dans leurs calculs, aussi de grandes échelles d'espace et de temps (Δx=9.75 miles et Δt=30 jours dans <IALLUVIAL>) sont souvent employées. Les valeurs choisies dépendent de l'événement simulé. De plus, leurs calculs simples sont adaptés à l'usage des micro calculateurs. Ceci a conduit à la naissance d'un grand nombre de codes de type <IALLUVIAL> (Thomas & Prasuhn 1977, Borah et al. 1982, etc).

Les codes du type <CARICHAR> introduisent le temps dans leurs équations. Ceci permet de bien simuler le mécanisme de transport solide pendant les périodes de crue. Théoriquement, ils doivent conduire à des résultats de meilleure qualité et plus fiables que ceux donnés par les codes du type <IALLUVIAL>. Mais en pratique, leurs qualités propres et leurs résultats sont influencés par beaucoup de facteurs concernant l'hydrodynamique et le transport solide, principalement:

1/ Jusqu'à présent, la théorie ainsi que les résultats expérimentaux dans le domaine du transport solide sont basés sur l'hypothèse d'un écoulement en régime permanent. La faisabilité de les appliquer et de les généraliser aux cas d'écoulements instationnaires n'a jamais été vérifiée par des essais expérimentaux. C'est peut-être la raison pour laquelle Correia (1992) n'a pas introduit de loi de chargement dans son code <FCM>;

2/ Le transport solide présente non seulement un retard spatial, mais aussi un retard temporel par rapport à l'ensemble de l'écoulement et la célérité des ondes des formes du lit est toujours beaucoup plus lente que celle des ondes de crue. Seuls Phillips et Sutherland (1990) ont considéré cette influence dans leur code UWASER. Mais ils la caractérisent également par la capacité de transport d'un écoulement permanent. La façon dont ce phénomène influence les résultats de calcul n'a jamais bien été étudiée;

3/ La fermeture du système est effectuée toujours à travers des paramètres hydraulique (la vitesse de l'écoulement, la pression hydrostatique, etc). Comment influence-t-elle les résultats de calcul liés au transport solide ?

4/ Il existe certainement d'autres problèmes.

Ainsi, la performance des codes du type <CARICHAR> dépend moins de la méthode de calcul (lorsque celle-ci est bien développée par les mathématiciens et numériciens) que de la connaissance du mécanisme de transport solide en régime transitoire. Ceci fait qu'il est difficile de trancher sur la qualité des résultats de calcul à partir d'un code du type <IALLUVIAL> ou du type <CARICHAR>.

9.10. Conclusion et possibilité d'application d'un code existant en collecteurs de réseaux d'assainissement

On s'aperçoit que tous ces codes de la littérature n'ont fait qu'appliquer les théories existantes du transport solide, sans aider à développer celles-ci.

Il est tout à fait possible d'appliquer un code de type <IALLUVIAL> ou un code de type de <CARICHAR> en collecteurs de réseaux d'assainissement après les modifications nécessaires. Au vu des phénomènes hydrauliques de l'écoulement du collecteur 13 de Marseille et de son transport solide, il semble qu'un code de type <IALLUVIAL> soit suffisant pour les simuler. Il faut redéfinir certaines lois relatives à l'hydraulique et au transport solide propres aux collecteurs, et traiter la géométrie des sections (l'écoulement n'est plus infiniment large). Ces travaux sont déjà une bonne partie de la modélisation.

Les problèmes liés aux collecteurs ne sont pas si simples et ont leurs spécificités: forte pente d'énergie, tailles des solides très étendues, fort tri granulométrique, faibles dimensions des écoulements, phénomènes particuliers de transport solide (*ex. Le transport s'effectue souvent avec présence de masquage*), etc (voir la première partie) et nous avons jugé préférable d'établir un code propre à ces phénomènes spécifiques. Ceci a fait l'objet de la suite de notre travail.

Chapitre 10

CONCEPTION D'UN CODE DE TRANSPORT SOLIDE POUR LES COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT

10.1. Principaux et objectifs de la modélisation

L'objectif de notre code <MEDCA> : *Modélisation de l'Evolution de Dépôt en Collecteur d'Assainissement*, est de simuler l'évolution du profil de dépôt ainsi que sa composition dans le temps et dans l'espace. Nous synthétisons les principes de sa conception ci-dessous :

1: La configuration réelle de la géométrie des collecteurs influence beaucoup les phénomènes hydrauliques et de transport solide. Il est indispensable de la prendre en compte dans le code;

2: L'écoulement dans le collecteur 13 est quasiment permanent et stable (voir figure 1.4-1). Ceci permet de construire notre code selon le schéma <IALLUVIAL>;

3: Le transport solide est dominé par le charriage : <MEDCA> est un code de charriage. La suspension est entièrement ignorée. Les solides transportés, quelles que soient leurs tailles, restent toujours dans la couche de charriage à la proximité du fond.

4: Les solides dans le dépôt et ceux transportés ont de tailles très variables. Ceci provoque des phénomènes de dépôt spécifiques et particuliers (aggravation granulométrique dans le temps et forte dégradation granulométrique dans l'espace, phénomènes de masquage et de pavage). Afin de les bien simuler, il est indispensable de considérer l'influence de cette granulométrie étendue ainsi que certains traitement spécifiques liés à celle-ci sont exigés;

Et leurs analyses en détail seront développées l'une après l'autre dans les paragraphes suivants.

10.2. Traitement de la configuration géométrique

Comment traiter la configuration géométrique d'une canalisation, autrement dit, comment considérer ses sections transversales et sa configuration longitudinale, ceci est le premier problème fondamental rencontré dans la modélisation de l'hydraulique.

La forme géométrique de la section n'influence pas seulement les paramètres hydrauliques, la distribution hétérogène des contraintes de cisaillement du fond dans le sens transversal (Viswanathan & Leutheusser 1970), mais aussi le transport solide notamment le transport solide par charriage (Ackers et al. 1977, Kleijwegt 1992).

Presque tous les codes classiques font l'hypothèse d'un canal rectangulaire. Ce traitement fausse plus ou moins les résultats et les collecteurs de réseaux d'assainissement étant de petites dimensions par rapport à celles de cours d'eau naturels, l'influence de la géométrie sur le transport solide en collecteur est certainement plus importante qu'en rivière.

De plus, il est également difficile de trouver un code de transport solide qui tienne compte de l'influence des virages. Ceci ne permet pas de reproduire les phénomènes exacts de dépôt, notamment les virages de forte courbure qui peuvent créent des phénomènes vraiment particuliers (voir chapitre 6).

Nous avons donc décidé de considérer la configuration géométrique réelle du collecteur 13 de Marseille. Par contre, la présence des ondulations du lit, ainsi que les problèmes induits par celle-ci (Raudkivi 1964), sont ignorés dans notre étude.

10.3. Evaluation des paramètres hydrodynamiques

L'écoulement par temps sec dans le collecteur 13 est quasiment permanent et stable par période dans la journée (chapitre 2, figure 1.4-1), aussi notre code <MEDCA> traite-il le régime hydraulique comme permanent. Da ns ce cas, le modèle de la ligne d'eau, construit au chapitre 5 pour l'étude de la perte d'énergie des écoulements de temps sec du collecteur 13, peut être utilisé pour chaque période quotidienne caractéristique.

Il est à noter que celui-ci peut être obtenu à partir du système du modèle complet de transport solide général (équations {9-2} et {9-3}) par les simplifications suivantes: 1/ L'écoulement est permanent; 2/ La présence des solides transportés n'est pas prise en compte dans l'hydraulique lorsque leur quantité est assez faible.

Nous récrivons le système complet du modèle hydrodynamique de la ligne d'eau ci-dessous (Cf. chapitre 5 pour les significations des paramètres):

Equation de remous :

$$\frac{dh_{(x)}}{dx} = \frac{I_{(x)} - J_{(x)}}{1 - Fr^2_{(x)}} \qquad \{5-1\}$$

Equation de Manning-Strickler :

$$Q = \Omega K_{section} R_h^{2/3} J^{1/2} \qquad \{5-2\}$$

Equation de combinaison :

$$\frac{P_{section}}{K^2_{section}} = \frac{P_{parois}}{K^2_{parois}} + \frac{P_{lit}}{K^2_{lit}} \qquad \{5-4\}$$

Expression du coefficient de Manning-Strickler :

ECOLE DES PONTS ET CHAUSSÉES BIBLIOTHÈQUE

$$K = 23.0\left(\frac{R_h}{k_s}\right)^{1/6} \qquad \{5-18\}$$

10.4. Traitements liés à la granulométrie étendue

Le dépôt présente un phénomène de forte aggravation de la granulométrie dans le temps et de forte dégradation de celle-ci de l'amont vers l'aval du tronçon (figure 2.4-1). Ceci est également vrai pour les solides transportés au sein de l'écoulement. Un seul diamètre représentatif n'est évidemment pas suffisant pour simuler ce phénomène de tri granulométrique, et il convient de prendre en compte l'ensemble de la granulométrie.

<MEDCA> suit le traitement classique de découpage de la courbe granulométrique en plusieurs fractions, en utilisant la même méthode que celle de <CARICHAR> pour calculer le diamètre représentatif de chaque fraction. Soit d_{si_min} et d_{si_max} respectivement le diamètre le plus petit et le plus grand de la fraction i, le diamètre représentatif de la fraction est le diamètre moyen géométrique, donné par:

$$d_{si_rép} = \sqrt{d_{si_min} \cdot d_{si_max}} \qquad \{10-1\}$$

Selon l'analyse du paragraphe 9.7, il est difficile de juger si les fractions découpées représentent correctement l'ensemble de la granulométrie. Mais, du moins, le mode de découpage et le nombre de fractions découpées doivent permettre à <MEDCA> de bien reproduire les phénomènes réels, et sont justifiés par les résultats du code.

10.5. Transport solide en cas de saturation - choix des lois de la capacité de transport des solides dans <MEDCA>

Les phénomènes de transport solide dans le collecteur 13 et les résultats de l'analyse de ceux-ci, montrent que le charriage joue un rôle primordial dans la formation de dépôt. Aussi, le code ne s'intéresse-t-il qu'au charriage et néglige-t-il la présence de la suspension.

Dans la littérature, il existe de nombreuses formules qui permet d'évaluer les capacités de transport solide d'un écoulement. L'Annexe B donne une bibliographie de certaines de celles-ci ainsi que les contextes de leur établissement.

Le chapitre 8 montre que deux lois de transport sont nécessaires pour décrire la capacité d'un écoulement. L'une est liée à la composition des solides mobiles, notée $q^{*,mov}_{s,k}$ et l'autre à la composition du dépôt, notée $q^{*,dép}_{s,k}$. Suivant le critère du choix des formules décrit dans le chapitre 8, nous avons retenu la formule d'Ackers-White (équation {10-2} à {10-5}) et la formule de Meyer-Peter (équation {10-6}) modifiée avec condition critique $\tau_{*cr} = 0.036$ pour le calcul de $q^{*,mov}_{sb,k}$ (Note: les résultats de calcul présentés dans la quatrième partie ont été obtenus éventuellement avec cette dernière). La formule de Wang (équation {10-8}) a été sélectionnée pour le calcul de la valeur $q^{*,dép}_{sb,k}$. Ces formules sont données ci-dessous:

Loi de transport d'Ackers-White (1973) :

Diamètre adimensionnel:

$$D^* = \left[\frac{g(s-1)}{\nu^2}\right]^{1/3} d_k \qquad \{10\text{-}2\}$$

Paramètre de mobilité:

$$M = \frac{u_*^n}{\sqrt{g d_k (s-1)}}\left(\frac{U_m}{\sqrt{32}\log(12 R_h / k_{slil})}\right)^{1-n} \qquad \{10\text{-}3\}$$

Paramètre de transport:

$$Y_2 = \frac{C^*_{vs,k} \cdot R_h}{s \cdot d_k}\left(\frac{u_*}{U_m}\right)^n = c_f\left(\frac{M}{A} - 1\right)^m \qquad \{10\text{-}4\}$$

Flux des solides:

$$q^{*,mov}_{sb,k} = C^*_{vs,k} \cdot U_m \cdot H \qquad \{10\text{-}5\}$$

Où: ρ_f, ρ_s = masse volumique du fluide et du solide (kg/m^3), et avec $s = \rho_s/\rho_f$; ν = viscosité du fluide (m^2/s); d_k = diamètre des solides de la fraction k (m); R_h = rayon hydraulique de l'écoulement (m); U_m = vitesse moyenne de l'écoulement (m/s); $C^*_{vs,k}$ = concentration volumique des solides, moyenne dans la section considérée, que l'écoulement peut maintenir (m^3/m^3); $q^*_{sb,k}$ = flux volumique des solides par unité de largeur ($[m^3/s]/m$); et où A , c_f , m , n sont des coefficients ou des exposants qui sont définis ci-dessous:

Particules grosses	Particules intermédiaires
$D_* > 60 \Leftrightarrow d_k > 2.5mm$	$1 < D_* < 60 \Leftrightarrow 0.04 < d_k < 2.5mm$
$n = 0$	$n = 1 - 0.56\log D_*$
$A = 0.17$	$A = 0.14 + (0.23/\sqrt{D_*})$
$c_f = 0.025$	$\log c_f = 2.86\log D_* - (\log D_*)^2 - 3.53$
$m = 1.5$	$m = 1.34 + (9.66/D_*)$

Loi de transport de Meyer-Peter (1948) :

$$\frac{q^*_{sb,k}}{\sqrt{(s-1)gd_k^3}} = 8[\tau^*_b - \tau^*_c]^{3/2} \qquad \{10\text{-}6\}$$

où $q^*_{sb,k}$ = débit volumique des solides à travers la section par unité de largeur ($[m^3/s]/m$); τ^*_b, τ^*_c = intensités adimensionnelles, réelle de l'écoulement, et critique pour la mise en mouvement des particules solides, définies par l'équation {10-7}. Pour les grains uniformes, le code <MEDCA> prend $\tau^*_c = 0.036$, une valeur proposée par Hayashi et Ozaki (1980).

$$\tau^* = \tau/[(\rho_s - \rho_l)gd] \qquad \{10\text{-}7\}$$

où τ = contrainte de cisaillement de l'écoulement et τ^* = intensité adimensionnelle de l'écoulement correspondante. Si $\tau = \tau_b$, on obtient τ^*_b ; si $\tau = \tau_c$, on obtient τ^*_c.

Loi de transport de Wang (Gludki, Michalik & Barnik 1981) :

$$\frac{q^*_{sb,k}}{\sqrt{(s-1)gd_k^3}} = 8\cdot(\tau^*_{b,k} - \tau^*_{c,k})^{3/2} \qquad \{10\text{-}8\}$$

$$\tau^*_{c,k} = \begin{cases} = \dfrac{\tau^*_{c,m}}{1.786(d_k/d_m)^{0.947}} & \text{pour } (d_k/d_m) < 0.4 \\ = \dfrac{\tau^*_{c,m}}{(d_k/d_m)^{0.314}} & \text{pour } (d_k/d_m) > 0.4 \end{cases} \qquad \{10\text{-}9\}$$

où $q^*_{sb,k}$ = débit volumique des solides pour la fraction k à travers la section par unité de largeur ($[m^3/s]/m$); $\tau^*_{b,k}$, $\tau^*_{c,k}$, $\tau^*_{c,m}$ = respectivement intensités adimensionnelles de l'écoulement, critique correspondant à la fraction des solides k et critique moyenne avec $\tau^*_{c,m} = 0.047$.

Capacité totale de transport des solides d'un écoulement :

Il est à noter que les formules citées ci-dessus sont données pour le calcul du débit des solides de la fraction k en supposant la seule présence de celle-ci. Afin de tenir compte l'influence de diverses fractions sur le débit total des solides transportés par l'écoulement, une pondération est faite de la manière suivante :

Soit N le nombre total des fractions des solides découpées, le débit volumique total des solides à travers la section par unité de largeur est alors:

$$q^*_{sb} = \sum_{k=1}^{N} \Delta P_k \cdot q^*_{sb,k} \qquad \{10-10\}$$

où q^*_{sb} = débit volumique total des solides à travers la section par unité de largeur (*[m³/s]/m*); ΔP_k = pourcentage occupé par les solides de la fraction *k*.

10.6. Transport solide hors-saturation - choix des lois de chargement dans <MEDCA>

Une discussion globale sur la loi de chargement ainsi que la nécessité de son utilisation, a déjà été faite dans le paragraphe 9.5.

Nous pensons que la loi de chargement est nécessaire, et applicable dans notre cas où la nouvelle conception de la capacité de transport est considérée. Parce qu'il existe deux capacités de transport, elle doit se composer de deux parties: l'une décrit la variation des flux des solides transportés en cas de sédimentation (*loi de sédimentation*), et l'autre en cas d'érosion (*loi d'érosion*). Ainsi, normalement, chaque partie doit utiliser une formule spécifique qui décrit correctement la variation correspondante.

Dans la littérature, il est difficile de trouver une grande variété de lois de chargement. Une liste des formules existantes est donnée dans l'annexe C. Mais toutes ces formules sont basées sur la conception d'une capacité de transport unique. Les données expérimentales réalisées dans le collecteur 13 n'étant pas suffisantes pour établir des formules spécifiques, nous sommes obligés d'en emprunter dans la liste disponible.

Dans le code <MEDCA>, la formule {10-11}, de type de Daubert et Lebreton (1967) et de Han (cité par INPHEEIWH 1980), est utilisés pour décrire à la fois la loi de sédimentation ainsi que la loi d'érosion, mais les valeurs de certains coefficients de la formule sont différents selon la capacité de transport.

Loi de chargement utilisée :

$$\frac{dq_{sb}}{dx} = k(q^*_{sb} - q_{sb}) \qquad \text{avec} \qquad k = \alpha \cdot \frac{w_s}{u_*} \qquad \{10-11\}$$

Où α est une constante différente suivant qu'il y ait érosion ($\alpha = \alpha_{éro}$) ou dépôt ($\alpha = \alpha_{dép}$); w_s = vitesse de chute des particules solides transportés (m/s); u_* = vitesse de frottement de l'écoulement (m/s); q^*_{sb} est une des capacités de transport, en cas de dépôt $q^*_{sb} = q^{*mov}_{sb}$, et en cas d'érosion $q^*_{sb} = q^{*dép}_{sb}$.

10.7. Physique des échanges entre les solides mobiles et immobiles et définition de la couche de mélange

Un autre problème de base est lié à la modélisation de la physique des échanges entre les solides mobiles et immobiles.

Dans la réalité, les échanges de solides, de l'état mobile à l'état immobile ou l'inverse, s'effectuent à la surface du lit et sur une très courte durée. Ceci pose un problème dans la modélisation du transport solide car cette dernière est obligée de prendre des pas de temps assez importants. Aussi, les chercheurs définissent une **couche de mélange** (ou "active") qui se trouve juste en-dessous du lit superficiel. Toutes les particules solides dans cette couche (et pas seulement les particules à la surface du lit, ni l'ensemble des particules du lit non plus) participent aux échanges avec les particules mobiles. Cette considération est également nécessaire pour la simulation de l'évolution de la composition granulométrique. En déposition, cette couche mélangée reçoit toutes les particules solides qui viennent d'être déposées. En érosion, elle doit fournir les solides érodés pendant l'intervalle de temps de calcul.

L'introduction de la couche de mélange dans un code de transport solide est indispensable dans le cas d'une granulométrie étendue et particulièrement lors de l'apparition possible du phénomène de masquage (ou du pavage). Elle est la seule qui permet au code de simuler les inter-actions des solides et le phénomène de masquage. De même, la rugosité du fond ainsi que la capacité de transport liée à la composition du dépôt sont évaluées à partir des caractéristiques des solides dans cette couche de mélange. Comment définir l'épaisseur de la couche de mélange E_m est un problème fondamental. Diverses méthodes sont présentées ci-dessous:

<u>*Expression constante*</u> (utilisée dans IALLUVIAL et CARICHAR) :

$$E_m = Constante \qquad \{10\text{-}12\}$$

<u>*Expression en fonction des paramètres hydrauliques*</u> (utilisée dans CARICHAR) :

$$E_m = c_f\ H \qquad \{10\text{-}13\}$$

c_f = coefficient constant de l'ordre de 0.1 ≈ 0.2 ; H = profondeur d'écoulements (m);

<u>*Expression en fonction des compositions granulométriques*</u> (utilisée dans CARICHAR) :

$$E_m = \frac{1}{1-\epsilon_{dép}} \frac{d_n}{\sum_{k=n}^{N} \Delta P_k} \qquad \{10\text{-}14\}$$

où $\epsilon_{dép}$ = porosité du dépôt au fond; d_n = diamètre de la plus petite fraction des solides dont la condition critique pour leur mise en mouvement est supérieure à celle de l'écoulement actuel; N = Numéro de la fraction des solides de tailles les plus grandes; ΔP_k = pourcentage de particules de la fraction granulométrique k dans la couche mélangée.

La définition de l'épaisseur de couche de mélange dépend du cas considéré. Dans le collecteur 13, le transport solide présente globalement un phénomène de sédimentation. L'analyse de son mécanisme et celle de la stabilité du dépôt montrent que l'évolution du dépôt est très douce, et, sauf à la jonction du collecteur 13 avec

celui de Canebière, jamais une forte érosion n'est apparue. Ceci peut être dû au problème de masquage et de pavage. Aussi, une couche mélangée d'une grande épaisseur n'est pas réaliste. Il convient de définir une couche mélangée peu épaisse à condition qu'elle permette de bien simuler le phénomènes de masquage et de pavage. Mais, pour le calcul en érosion, elle doit pouvoir subir la plus forte érosion rencontrée pendant l'intervalle de temps de calcul. Aussi, son épaisseur n'est elle pas indépendante des pas de temps et d'espace choisis (voir 11.5).

Dans <MEDCA>, deux définitions sont prises en compte à la fois: une valeur constante E_{m_cst} est prise en compte pour E_m . La valeur E_{m_cst} choisie dépend des pas de temps Δt et d'espace Δx_{ls} utilisés. Nous en discuterons dans le chapitre suivant.

10.8. Modélisation des phénomènes de masquage et de pavage

10.8.1. Description

L'analyse des phénomènes de transport solide montre que le masquage joue un rôle très important dans la stabilisation du lit. Il est indispensable de le modéliser.

Dans le cas d'une érosion continue, à cause du phénomène de masquage, l'érosion des particules fines devient plus en plus difficile dans le temps, jusqu'au moment où elle s'arrête complètement et où l'épaisseur du lit reste invariable. Le lit est alors pavé. A ce moment, le phénomène de masquage s'identifie à un phénomène de pavage (pour les détails voir, Gessler 1970, INPHEEIWH 1980, Chien 1983, Rahuel 1989 et Rahuel & Belleudy 1989, Parker and Sutherland 1990). Lorsque, dans ce cas, le dépôt subit passivement l'érosion de l'écoulement, les phénomènes de masquage et de pavage sont appelés ici "passifs".

Mais dans le collecteur 13, le phénomène de masquage et celui de pavage peuvent devenir "actifs". Les solides entrant présentent toujours une granulométrie très étendue et leurs apports ne sont jamais nuls, et évidemment, des grosses particules solides provenant de l'amont se déposent. Mais ces grosses particules déposées peuvent intercepter des particules fines transportées à proximité du fond. Dans le collecteur 13, même si l'intensité de l'écoulement devient forte, il n'y a pas érosion car le lit est pavé. Par ailleurs, en raison des apports, l'épaisseur de la couche de pavage ne reste pas constante mais s'accentue dans le temps. Ainsi, il y a alternance et coexistence des deux phénomènes, qui sont dits "actifs". Ceci est différent de ce qui se passe en aval d'un barrage en rivière.

Dans la littérature, on ne distingue pas toujours le phénomène de masquage de celui du pavage, ce dernier étant la conséquence finale du premier. On étudie le mécanisme de masquage par la recherche de la condition critique pour la remise en mouvement des particules solides (White & Day, etc), ainsi que pour prédire la composition des solides de la couche "pavée". Ceci est souvent effectué à partir d'une loi de débit des solides transportés (Parker & Sutterland 1989, Tsujimoto & Motohashi 1990). Parce que le flux

des solides transportés ainsi que la taille des solides dans la couche "pavée" sont corrélés avec la contrainte effective de cisaillement du lit, fonction mal déterminée de la contrainte de cisaillement total du lit (Kuhnlu, 1989), les résultats publiés sont très variables. En fait, par raisonnement, pour une condition d'écoulement et une granulométrie initiale de dépôt données, la composition de la couche "pavée" au bout d'un temps infini (autrement dit, la composition limite de la couche "pavée") peut être évaluée. Dans le code <MEDCA>, la théorie de Gessler est appliquée pour cette détermination.

La théorie de Gessler, qui dépend uniquement des conditions critiques d'entraînement des particules solides, fournit un moyen pratique pour la simulation du phénomène de masquage. Pour une condition d'écoulement et une granulométrie initiale de dépôt données, lors de l'apparition de l'érosion, elle prédit la composition limite de dépôt. Plusieurs chercheurs ont montré sa validité pour la prédiction de la stabilité du lit (voir §6.5) ainsi que la composition de la couche "pavée" (Little & Mayer, 1977; Shen & Lu, 1983). En principe, bien qu'elle ait été développée pour l'érosion, donc normalement pour simuler le masquage passif, dans le code <MEDCA>, nous pensons qu'elle est également valable pour simuler le masquage actif et nous l'utilisons.

10.8.2. Conditions d'apparition du phénomène de masquage

Nous nous intéressons tout d'abord aux conditions sous lesquelles le phénomène de pavage (ou bien celui du masquage) peut apparaître. Dans la littérature, il semble que Little et Mayer (1977) soient les seuls qui aient accordé de l'attention à ce problème. Lors de la confirmation de la validité de la théorie de Gessler par leurs résultats d'essais en laboratoire, ils ont de plus constaté que le phénomène de pavage ne peut se produire que dans le cas où la composition granulométrique des solides a un écart-type supérieur à 1.3 . Cette condition a été implantée dans le code <MEDCA> afin de tester l'apparition du masquage dans le dépôt et s'il est nécessaire de le prendre en compte avant chaque itération de calcul.

10.8.3. Application de la théorie de Gessler au cas du masquage passif

Il est à noter que la théorie de Gessler repose sur des notions probabilistes. Pour qu'elle s'adapte bien à un code déterministe, elle doit être modifiée avant son application.
Comment <MEDCA> simule-t-il le masquage passif ?
La composition granulométrique des solides à l'origine est celle de la surface dans le lit, autrement dit, celle de la couche de mélange.

Selon la théorie déterministe, les solides qui ont des contraintes critiques de mise en mouvement τ_c supérieures à celle du fond τ_b restent toujours immobiles. Nous redéfinissons alors la probabilité pour qu'une particule solide à la surface du lit continue à rester immobile de la manière suivante :

$$q = \begin{cases} \dfrac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \displaystyle\int_{-\infty}^{\frac{\tau_c}{\tau_b}-1} \exp\left(\frac{\tau^2}{-2\sigma^2}\right) \cdot d\tau & \text{pour } \tau_c \leq \tau_b \\ 1.00 & \text{pour } \tau_c > \tau_b \end{cases} \qquad \{10\text{-}15\}$$

Ainsi, la granulométrie aggravée et limite de la couche de mélange après une érosion continue est définie par la formule suivante:

$$P_{limit}(d) = \int_{d_{min}}^{d} p_{limit}(d)dd$$

$$= \frac{\displaystyle\int_{d_{min}}^{d} q \cdot p_0(d) \cdot d_d}{\displaystyle\int_{d_{min}}^{d_{max}} q \cdot p_0(d) \cdot dd} = \frac{\displaystyle\sum_{k=1}^{n} q_k \Delta P_{o,k}}{\displaystyle\sum_{k=1}^{N} q_k \Delta P_{o,k}} \qquad \{10\text{-}16\}$$

où p_o, p_{limite} = densités de distribution des pourcentages des solides, initiale et limite; q_k = coefficient de stabilité des solides de la fraction k; $\Delta P_{o,k}$ = pourcentage de poids occupé par les solides de la fraction k. Ainsi, le pourcentage limite de la fraction des solides k est déterminé par l'équation:

$$\Delta P_{limit,k} = \frac{q_k \Delta P_{o,k}}{\displaystyle\sum_{k=1}^{N} q_k \Delta P_{o,k}} \qquad \{10\text{-}17\}$$

Le code <MEDCA> utilise la théorie de Gessler pour le contrôle du phénomène de masquage. Ainsi, un pourcentage d'une valeur de $\Delta P_{limit,k}$ doit être affecté à la fraction des solides k de la couche de mélange si le pourcentage calculé pendant un intervalle de temps $\Delta P_{calcul,k}$ est inférieur à $\Delta P_{limit,k}$.

10.8.4. Application de la théorie de Gessler au cas du masquage actif

Pour la simulation du masquage actif, les traitements ci-dessus sont appliqués, mais le seul problème est alors de définir la composition granulométrique initiale des solides. Ceci sera discuté dans le chapitre suivant au paragraphe $11.6.4.

10.9. Continuité des sédiments

Le code ne s'intéresse qu'au charriage et la partie des solides transportés en suspension peut être négligée. L'équation de continuité des sédiments (équation {9-1}) est simplifiée en la forme suivante.

Equation de continuité des sédiments :

$$\frac{\partial Q_s^{ch}}{\partial x} + \frac{\partial (C_{vs}^{lit} A^{lit})}{\partial t} = 0 \qquad \{10-18\}$$

10.10. Système complet des équations du code <MEDCA>

Le système complet se compose des éléments suivants:

(1) Equations pour évaluer les paramètres hydrauliques (Equations {5-1} et {5-2}, {5-4} et {5-18});

(2) Formules pour le calcul des capacités de transport liées respectivement aux solides mobiles (équations {10-2} à {10-5} ou équation {10-6}) et aux solides de dépôt (équations {10-8} et {10-9});

(3) Loi de chargement (équation {10-11});

(4) Formules pour la contrôle du phénomène de masquage (équations {10-15} à {10-17});

(5) Formule pour l'évaluation du profil de lit (équation {10-18}).

Chapitre 11

MISE AU POINT DU CODE <MEDCA>

11.1. Introduction

Bien que les équations utilisées soient souvent les mêmes, les manières de traiter les phénomènes peuvent être complètement différentes d'un code à l'autre.

Après la méthode de calcul des paramètres hydrauliques déjà expliquée dans le chapitre 5, nous allons exposer dans ce chapitre comment <MEDCA> tient compte de toute les réflexions du chapitre précédent.

11.2. Discrétisation longitudinale du collecteur

La canalisation est considérée comme unidimensionnelle. Dans le sens longitudinal, elle est divisée en tronçons ayant une longueur (pas d'espace) constante. Chaque tronçon est déterminé à ses extrémités par deux sections.

Dans le code, les caractéristiques des solides déposés sont stockées dans les tronçons, mais ceux de l'hydraulique et des solides mobiles sont mémorisées dans les sections. Lors du calcul de transport solide, la connaissance des caractéristiques des solides déposés dans les sections est nécessaire. Nous pouvons les obtenir par l'interpolation à partir des ceux stockés dans les tronçons voisins. Soit $d_{s,P}^{T_j}$, le diamètre des solides dont $p\%$ sont des particules fines de la courbe granulométrique du tronçon j, et $d_{s,P}^{T_{j+1}}$ celui du tronçon $j+1$, l'application de l'équation {11-1} conduit à obtenir le diamètre correspondant $d_{s,P}^{S_{j+1}}$ à la section $j+1$. Nous écrivons donc:

$$d_{s,P}^{S_j} = \left(d_{s,P}^{T_j} \cdot d_{s,P}^{T_{j+1}}\right)^{1/2} \qquad \{11-1\}$$

Faisant varier le pourcentage $P\%$ de 0% à 100%, nous obtenons une courbe granulométrique complète du dépôt à la section j.

11.3. Traitements exigés par la considération de la configuration géométrique réelle du collecteur

11.3.1. Introduction

La considération de la configuration géométrique réelle du collecteur pose quelques difficultés au point de vue de la numérisation et du calcul de transport solide. Il est nécessaire de les bien traiter.

11.3.2. Numérisation de la configuration géométrique réelle du collecteur

Quatre sections le long du collecteur 13 sont prises en compte (voir figure 1.2-1). Chaque section est discrétisée le long de son axe central et vertical qui la divise en partie gauche et en partie droite (voir figure 11.3.2-1). Les largeurs de chaque partie en fonction des hauteurs au-dessus du radier sont stockées.

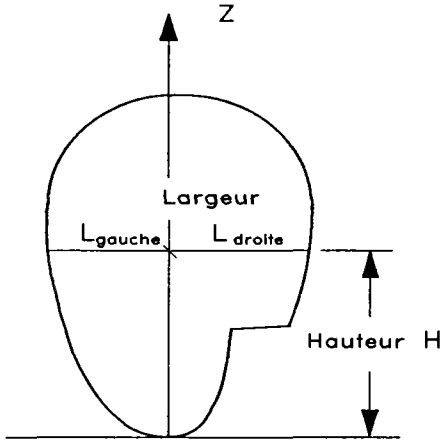


Figure 11.3.2-1 : Schématisation de la discrètisation d'une section transversale

Ainsi, pour l'une de ces quatre sections, les paramètres géométriques quelconques peuvent être calculés à partir de la hauteur au-dessus du radier. L'interpolation longitudinale permet d'obtenir des paramètres géométriques en fonction de l'abscisse le long du collecteur 13.

11.3.3. Transport solide aux virages

Le code <MEDCA> gère les virages par le fichier <Virages.dat>. Chacun de ceux-ci est déterminé par les abscisses d'entrée et de sortie, son angle et son rayon de courbure (voir figure 7.3.2-1).

Il existe très peu de codes qui prennent en compte l'influence des virages sur le transport solide. Van Rijn (1985) calcule les paramètres hydrauliques et les flux des solides transportés de la même manière dans les virages que dans un tronçon droit. Ils sont seulement multipliés par deux. Notre code <MEDCA> utilise une méthode différente de celle de Van Rijn. Il prend en compte l'influence des virages sur le transport solide par l'intermédiaire de leur influences sur les paramètres hydrauliques. C'est-à-dire, dès que ces derniers sont déterminés, les flux des solides transportés dans les virages peuvent être calculés de la même manière que dans un tronçon droit. Aucune modification n'est nécessaire. Ainsi, l'essentiel est de définir la méthode pour le calcul des paramètres hydrauliques associés aux virages.

Le code utilise la méthode expliquée au paragraphe 7.3 pour envisager l'influence des virages sur les paramètres hydrauliques. La formule de Chang (équation {7-4}) est employée pour le calcul de la perte d'énergie supplémentaire des écoulements en virages.

11.3.4. Transport solide dans le cas d'un dépôt de faible hauteur au fond

La considération géométrique réelle pose deux problèmes. L'un est que l'érosion maximum du dépôt d'un collecteur est limitée par le fond non érodable du collecteur en béton; l'autre est la définition de la largeur représentative pour le charriage lors d'un dépôt nul ou de faible hauteur au fond, expliqué ci-dessous.

La forme des sections des collecteurs n'est jamais rectangulaire (voir figure 1.2-1). Dans les cas où le dépôt est nul ou de faible hauteur au fond, on obtient une largeur nulle ou de surface trop petite. Si cette largeur est utilisée dans le calcul des débits des solides transportés, on obtient un débit nul ou trop petit. Par raisonnement, ce débit nul signifie que le transport solide par charriage est nul (ou presque nul) dans la zone à proximité du fond. Ceci ne représente pas la réalité. En effet, le transport solide par charriage présente parfois une intensité assez forte même sans dépôt au fond.

Aussi, pour que le phénomène de transport soit bien simulé, il conviendrait de définir une largeur représentative $L_{\min_ch}$ pour le calcul de transport solide par charriage dans ces cas-là.

Le code définit la valeur de $L_{\min_ch}$ comme correspondant à une hauteur représentative H_{min_ch} légèrement inférieure à l'épaisseur de la zone de charriage E_{ch}.

D'après la littérature, la valeur de E_{ch} est une fonction de l'intensité d'écoulement, de la composition granulométrique du fond et des ondulations de la forme du lit. Ceci est bien compliqué, et, pour des raisons de commodité, dans le code <MEDCA>, H_{min_ch} a une valeur constante de 0.04 mètre.

11.3.5. Contrainte de cisaillement pour le calcul de transport solide

Dans le code <MEDCA>, la définition de la contrainte de cisaillement pour le calcul du transport des solides par charriage exige certains traitements spécifiques dans les cas suivants:

1: un dépôt faible au fond, c'est-à-dire, $H_{dép}<H_{ch_min}$, lorsque la géométrie réelle de la canalisation est prise en compte et lorsque les influences des parois latérales et du fond sont distinguées;

2: influence des matériaux particuliers (comme les chiffons, les boîtes, etc) qui peuvent absorber une grande partie de l'énergie de l'écoulement, réduisant ainsi la contrainte efficace pour le transport solide par charriage.

Dans le premier cas, nous prenons en compte une pondération de la contrainte des parois et de celle du fond. Quant au deuxième, un coefficient d'efficacité est introduit pour décrire les effets provoqués par les matériaux particuliers. Ainsi, la contrainte de cisaillement exercée par l'écoulement pour le transport solide par charriage peut être calculée à partir de la formule suivante :

$$\tau_{b_ch} = \begin{cases} \eta \cdot \tau_b & \text{pour } H_{dép} > H_{min_ch} \\ \eta \cdot \dfrac{L_{dép} \cdot \tau_b + (L_{min_ch} - L_{dép}) \cdot \tau_w}{L_{min_ch}} & \text{pour } H_{dép} < H_{min_ch} \end{cases} \qquad \{11\text{-}2\}$$

où τ_b, τ_w = respectivement la contrainte totale exercée par l'écoulement sur le fond et celle sur les parois latérales; $H_{dép}$, $L_{dép}$ = la hauteur et la largeur de la surface de dépôt; τ_{b_ch} = la contrainte efficace pour le transport solide par charriage; H_{min_ch}, L_{min_ch} = la hauteur et la largeur représentatives définies pour le calcul de transport par charriage dans le cas du dépôt nul ou très faible; η = rendement de la contrainte de l'écoulement pour le transport par charriage, avec $\eta \leq 100\%$. Selon l'étude du paragraphe 8.4, dans le code, $\eta = 0.65$.

11.4. Relation entre la couche de mélange et la pile de stockage

Les strates de dépôt sont utilisées pour stocker les caractéristiques des matériaux déposés ou déjà en place dans la sous-couche du lit. Leurs emplacements sont déterminés par leurs abscisses longitudinales et leurs hauteurs par rapport au radier. L'ensemble des strates est baptisé "*pile de stockage*". Cette pile permet de fournir des matériaux à la couche mélangée en cas d'érosion et de stocker les matériaux en surplus en cas de dépôt.

Expliquons maintenant comment <MEDCA> gère cette pile de stockage et établissons la relation entre la couche de mélange superficielle du lit et la pile de stockage de dépôt en dessous.

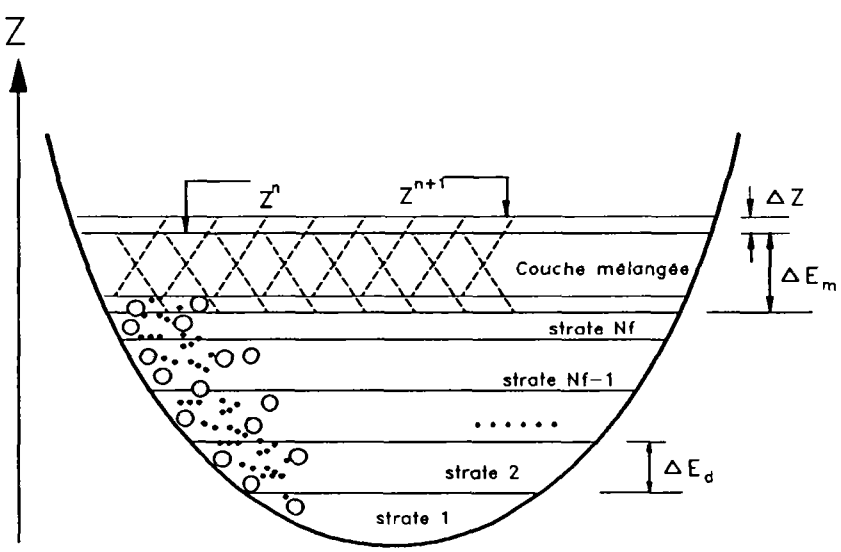


Figure 11.4-1 : Schématisation de la pile de stockage de dépôt

Dans <MEDCA>, la pile de stockage utilisée diffère peu de celle de CARICHAR (Rahuel 1987) et de Han (INPHEEIWH 1980), car la strate située juste en-dessous de la couche mélangée est *la dernière strate* numérotée N_f au lieu de 1 dans CARICHAR. Normalement, chaque strate, sauf la dernière, a une épaisseur constante prédéfinie $E_d = dE_{dépcst}$.

En cas de dépôt ou d'érosion, la dernière strate reçoit les matériaux de la couche mélangée ou fournit les matériaux manquants à celle-ci. Elle peut avoir une épaisseur variable. Au fur et à mesure du dépôt, lorsque l'épaisseur de la *dernière strate* (numérotée N_f) devient supérieure à $E_{dépcst}$, une nouvelle dernière strate est crée et N_f est incrémenté de 1. Cette dernière stocke toute la partie au-dessus de $E_{dépcst}$. Ainsi, lors d'un dépôt important, la nouvelle dernière strate est autorisée à avoir une épaisseur plus importante que $E_{dépcst}$. Lorsque le nombre des strates crées N_f atteint un nombre maximum fixé par l'utilisateur du programme, la pile de stockage est pleine. A ce moment, la strate la plus en dessous, la strate No.1, est retirée; les numéros de toutes les strates de la pile sont décrémentés et la dernière strate N_f est vidée afin de recevoir le dépôt provenant de la couche mélangée.

11.5. Pas de temps Δt, pas d'espace Δx et épaisseur de la couche de mélange E_m

Le code <MEDCA> résout le système tout d'abord par l'intégration de l'équation de remous et ensuite par le calcul de transport solide ainsi que de l'évolution du profil de dépôt (modèle découplé). Ces deux processus sont quasiment indépendants et chacun peut avoir son propre pas d'espace. Pour des raisons de commodités, le premier est nommé le pas d'espace hydraulique Δx_{hyd} et le second le pas d'espace de transport solide Δx_{ts}.

Le chapitre 5 a déjà montré que le pas d'espace hydraulique d'une valeur d'un mètre est suffisant. Dans notre cas $\Delta x_{hyd} = 1$ mètre. Pendant chaque processus d'intégration de l'équation de remous, les paramètres hydrauliques calculés sont stockés aux sections discrétisées le long du tronçon dont le nombre choisi détermine la valeur du pas d'espace de transport solide Δx_{ts}.

Les valeurs choisies pour Δx_{ts}, Δt, E_m dépendent des phénomènes de transport solide. En dépôt, elles doivent respecter simplement l'obligation de bien simuler les caractéristiques de dépôt et de transport. Mais, en érosion, ceci doit être complété par d'autres contraintes. Dans ce cas, la valeur de Δx_{ts} ne doit pas être indépendante du pas de temps Δt et de l'épaisseur de la couche de mélange E_m. Le **principe** est que la valeur choisie pour Δx_{ts} doit permettre à la couche de mélange de ne pas être totalement érodée pendant un pas de temps. Autrement dit, lorsque plusieurs fractions sont prises en compte, le volume des solides de la fraction la moins érodable ou la plus décantable dans la couche de mélange ne doit pas être nul.

Ainsi, en cas d'érosion, la valeur choisie pour Δx_{ts} doit respecter la loi suivante:

$$\Delta x_{ts} > \frac{(Q_{sb,k}^{j+1} - Q_{sb,k}^{j}) \cdot \Delta t}{A_{cm} \cdot \Delta P_k} \qquad \{11-3\}$$

Où $Q_{sb,k}^{j}, Q_{sb,k}^{j+1}$ sont respectivement les débits totaux des solide de la fraction la moins érodable k de deux sections voisines (m^3/s); A_{cm} = surface transversale moyenne de la couche de mélange entre ces deux sections voisines (m^2/s); ΔP_k = pourcentage de la fraction des solides k.

Il est clair que cette méthode est implicite parce que les débits des solides sont inconnus et à calculer. Aussi, le choix du pas d'espace, du pas de temps et de l'épaisseur de la couche de mélange ne peut se faire qu'après des expériences numériques tout en respectant le principe défini ci-dessus.

11.6. Calcul du transport solide

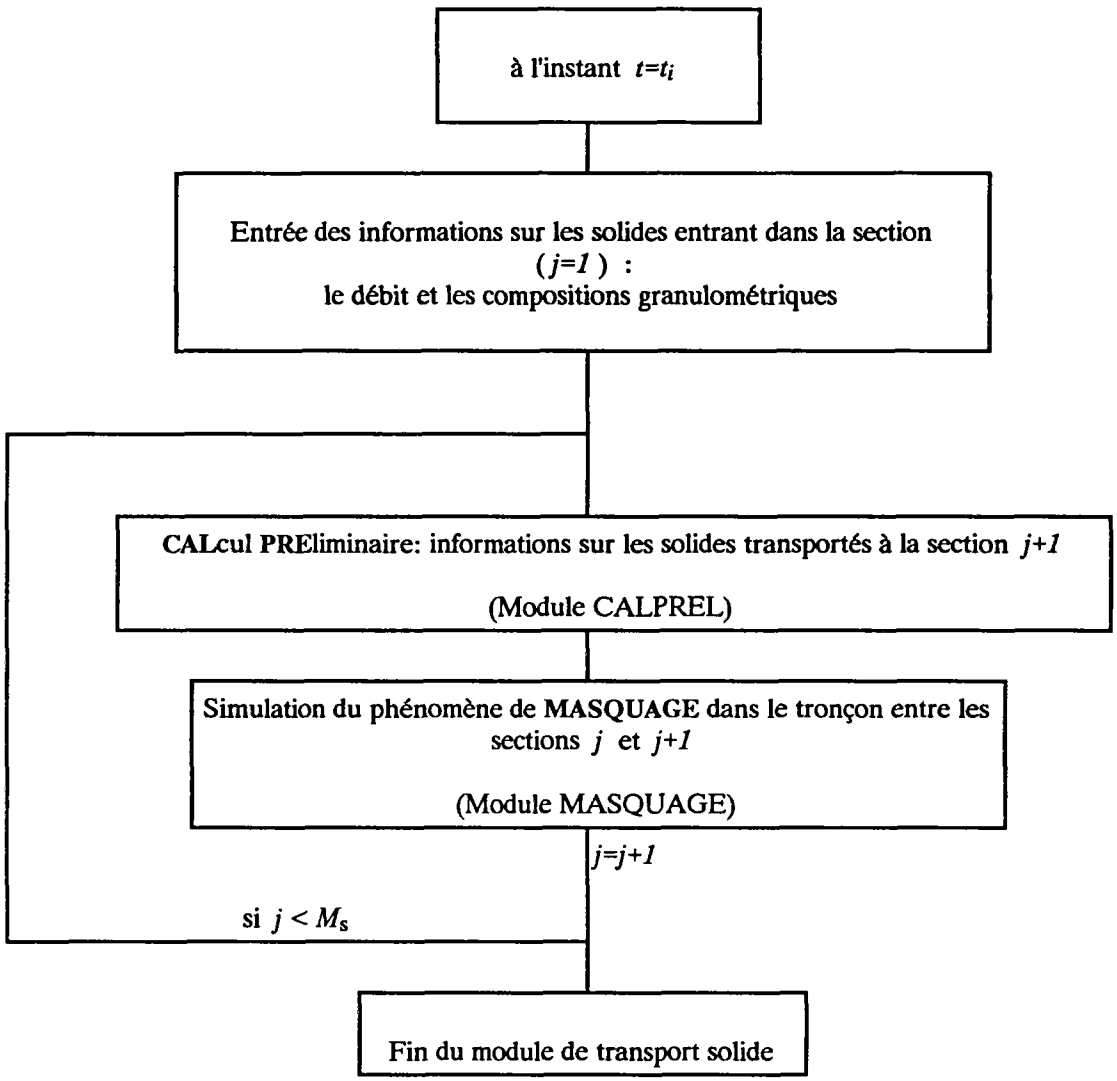
11.6.1. Généralités

Pour chaque pas de temps, le calcul des informations sur les solides s'effectue section par section de l'amont vers l'aval à partir des solides entrant donnés. Soit deux sections voisines j et $j+1$, connaissant les solides transportés dans la section amont j, le calcul des solides transportés à la section aval $j+1$ se compose de deux procédures: 1/ calcul préliminaire; 2/ contrôle du masquage. La figure 11.6.1-1 décrit simplement ce processus.

Mis à part les traitements spécifiques liés à la considération de la géométrie réelle du collecteur et des effets créés par la présence des matériaux particuliers (voir les paragraphes précédents), d'autres traitements liés aux phénomènes de transport solide sont également exigés. Il s'agit des :

1: traitements spécifiques associés à la prise en compte de la nouvelle notion de la capacité de transport (voir \$8.5);

2: traitements spécifiques pour la simulation du phénomène de masquage dans le dépôt.



avec j= Numero de section; Ms= Nombre maximum des sections

Figure 11.6.1-1 : Organigramme du module de calcul des informations sur les solides

11.6.2. Application de la loi de chargement

La loi de chargement choisie (équation {10-11}) pour le calcul de flux des solides transportés pourrait être intégrée en utilisant une méthode d'intégration quelconque (ex. Runge-Kutta qui est utilisée pour l'intégration de la courbe de remous dans le code).

Notre code <MEDCA> est prévu pour fonctionner sur micro-ordinateur. Les problèmes lié à la vitesse de calcul (temps) et à la mémoire de l'ordinateur (espace) sont essentiels. Aussi, afin d'accélérer le calcul, le code <MEDCA> utilise une loi de chargement sous forme intégrale. Ce traitement a déjà été utilisé par Han (cité par INPHEEIWH 1980).

Considérons deux sections voisines j et $j+1$ (voir figure 11.6.2-1): Les capacités de transport pour ces deux sections liées aux solides mobiles de la fraction k $q^{*,mov}_{sb,k,j}$ et $q^{*,mov}_{sb,k,j+1}$ ainsi qu'aux solides dans le dépôt de la fraction $q^{*,dép}_{sb,k,j}$ et $q^{*,dép}_{sb,k,j+1}$ sont connues.

Supposant que la variation des capacités de transport entre ces deux sections suit une loi linéaire, pour un point quelconque entre ces deux sections, les capacités de transport solide peuvent être calculées de la manière suivante:

$$q^{*,mode}_{sb,k,x} = q^{*,mode}_{sb,k,j} + \frac{q^{*,mode}_{sb,k,j+1} - q^{*,mode}_{sb,k,j}}{x_{j+1} - x_j} \cdot (x - x_j)$$

$$= q^{*,mode}_{sb,k,j} + c^{*,mode}_{fsb,k} \cdot (x - x_j) \qquad \{11-4\}$$

où l'exposant *mode* peut être remplacé respectivement par *mov* et *dép*.

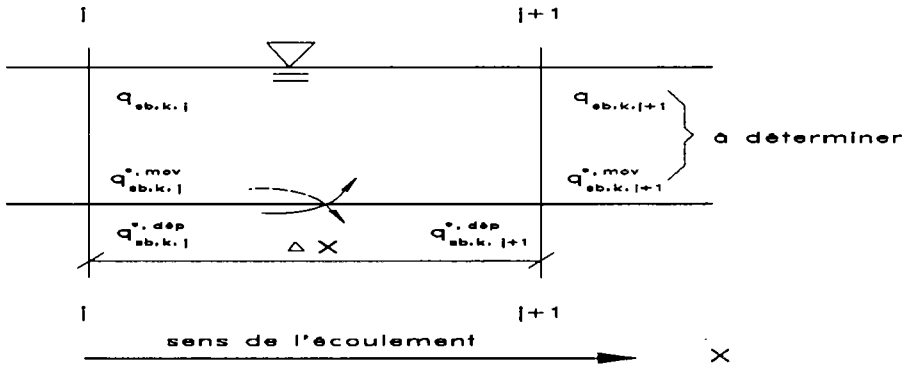


Figure 11.6.2-1 : Schématisation du calcul du débit des solides transportés à la section aval j+1

Nous pouvons ainsi écrire la loi de chargement (l'équation {10-11}) sous la forme intégrale ci-dessous:

$$q^{mov}_{sb,k,j+1} = q^{*,mode}_{sb,k,j+1} + e^{-k\Delta x} \cdot (q^{mov}_{sb,k,j} - q^{*,mode}_{sb,k,j})$$

$$+ \frac{1}{k\Delta x} \cdot (1 - e^{-k\Delta x}) \cdot (q^{*,mode}_{sb,k,j} - q^{*,mode}_{sb,k,j+1}) \qquad \{11-5\}$$

Où l'exposant *mode* doit être remplacé respectivement en cas d'érosion par *dép* et en cas de dépôt par *mov*.

11.6.3. Calcul préliminaire des informations sur les solides

A l'instant t_i, considérant deux sections voisines numérotées j et $j+1$ (voir figure 11.6.2-1),

sachant que toutes les informations sur les paramètres hydrauliques nécessaires pour le calcul

de transport solide sont connues dans ces sections ainsi que les compositions du dépôt $(d_k p_k)_j^{dép}$, $(d_k p_k)_{j+1}^{dép}$ (avec $k=1 \cdot \cdot N$);

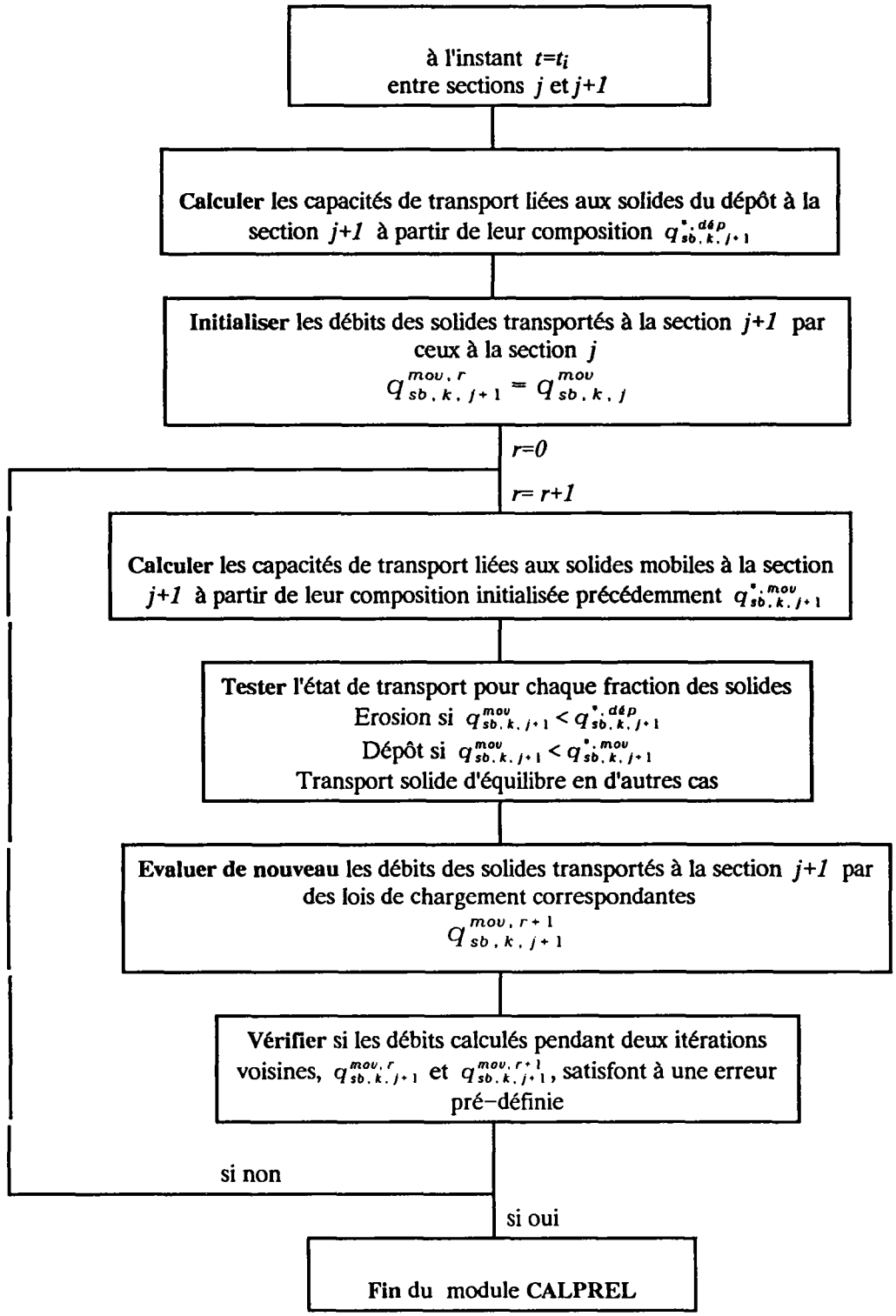
sachant que les débits $q_{sb,k,j+1}^{mov}$ et la composition des solides transportés à la section j $(d_k p_k)_j^{mov}$ sont également connus,

nous allons décrire comment calculer $q_{sb,k,j+1}^{mov}$ à la section $j+1$.

Tout d'abord, nous pouvons calculer pour la section j $q_{sb,k,j}^{*,mov}$ et $q_{sb,k,j}^{*,dép}$ respectivement à partir de la composition des solides mobiles $(d_k p_k)_j^{mov}$ et de celle du dépôt $(d_k p_k)_j^{dép}$; et pour la section $j+1$ $q_{sb,k,j+1}^{*,dép}$ à partir de la composition du dépôt $(d_k p_k)_{j+1}^{dép}$.

Pour calculer les débits des solides transportés à partir de l'équation {11−5}, nous avons besoin de savoir quel est le mode du transport dans le tronçon. Ceci n'exige pas seulement la connaissance des valeurs des $q_{sb,k,j+1}^{*,dép}$ mais aussi celles de $q_{sb,k,j+1}^{*,mov}$. Parce que ces dernières dépendent réciproquement des compositions des solides mobiles à la section $j+1$ $(d_k p_k)_{j+1}^{mov}$ qui sont à rechercher, les débit des solides transportés $q_{sb,k,j+1}^{mov}$ à la section $j+1$ ne peuvent être obtenus que par approximations successives.

Nous initialisons $q_{sb,k,j+1}^{mov}$ avec l'hypothèse que tous les solides transportés à la section j peuvent arriver à la section $j+1$, c'est−à−dire, $q_{sb,k,j+1}^{mov} = q_{sb,k,j}^{mov}$. Nous pouvons ainsi calculer les capacités de transports liées aux solides mobiles $q_{sb,k,j+1}^{*,mov}$. Pour chaque fraction des solides k, comparant la valeur $q_{sb,k,j+1}^{mov}$ avec $q_{sb,k,j}^{*,mov}$ et $q_{sb,k,j+1}^{*,dép}$, nous pouvons connaître l'état du transport. Nous évaluons de nouveau les débits des solides transportés $q_{sb,k,j+1}^{mov}$ par les lois de chargements correspondantes (équation {11−5}), et ainsi de suite. Nous répétons cette procédure jusqu'au moment où l'écart entre débit évalué et débit initialisé pour chaque fraction est inférieur à l'erreur autorisée. La figure 11.6.3−1 schématise cet organigramme.



avec r = Numero d'itération et k =1· ·N

Figure 11.6.3-1 : Organigramme du module CALPREL

11.6.4. Mise au point de la simulation du phénomène de masquage

Pour le collecteur 13, il s'agit de la simulation du phénomène de masquage actif (voir $10.7). Dans ce cas, non seulement les grosses particules déposées masquent les particules fines à la surface du dépôt mais aussi interceptent les particules fines transportées à proximité du fond. Alors, si la théorie de Gessler est appliquée pour calculer la composition limite, la composition granulométrique initiale se compose non seulement des solides à la surface du dépôt, mais en plus d'une partie des solides mobiles. A l'instant $t=t_i$, pour le tronçon entre les sections j et $j+1$, elle est déterminée par la formule ci-dessous:

$$\Delta P_{o,k}^{i+1} = \frac{\xi \cdot Q_{sb,j+1,k}^{i+1,old} \cdot \Delta t + V_{s,cm,j}^{i+1,old} \cdot \Delta P_{s,cm,j,k}^{i+1,old}}{\xi \cdot Q_{sb,j+1}^{i+1,old} \cdot \Delta t + V_{s,cm,j}^{i+1,old}} \qquad \{11-6\}$$

Où ξ = pourcentage des solides mobiles qui participent au phénomène de masquage actif en cas de dépôt; $Q_{sb,j+1}^{i+1,old}$ = débit total des solides sortant du tronçon (m^3/s); $V_{s,cm,j}^{i+1,old}$= volume total des solides dans la couche mélangée (m^3). Ces deux valeurs sont calculées par le module CALPREL.

Juste après le calcul préliminaire des informations sur les solides entre deux sections considérées (voir $.11.3.3), <MEDCA> applique le processus ci-dessous pour contrôler la composition du dépôt.

Auparavant définissons les paramètres.

- d_c = diamètre critique d'entraînement des solides;
- N= numéro maximum de la fraction des solides dans le dépôt de la section considérée;
- n = numéro de la fraction des solides à partir de laquelle les solides ont des tailles supérieures à d_c;
- $\Delta V_{s,cm,k}^{i+1,old}$, $\Delta P_{s,cm,k}^{i+1,old}$= respectivement les volumes et les pourcentages des solides dans la couche de mélange obtenus juste après l'exécution du module <CALPREL>;
- $\Delta P_{limit,k}^{i+1}$ = pourcentages limites;
- $\Delta V_{s,cm,k}^{i+1}$ = volumes des solides dans la couche de mélange après le contrôle;
- $P^{(1,n-1)}$ = pourcentage total des fractions du numéro 1 jusqu'à $(n-1)$ obtenu juste après l'exécution du module <CALPREL>.

Processus du contrôle de la composition du dépôt :

1: Evaluer la composition granulométrique des solides $\Delta P_{o,k}^{i+1}$ à partir de l'équation {11-6};

2: Vérifier si cette granulométrie satisfait à la condition de Little & Mayer (voir $.10.7). Si oui, passer à l'étape suivante; si non, sortir du processus de contrôle;

3: Calculer $\Delta P_{limit,k}^{i+1}$ (avec $k=1 \cdot \cdot N$) à partir des équations {10-15}, {10-16} et {10-17};

4: Calculer d_c et chercher la valeur n. Si $n \geq N$, passer à l'étape suivante; si non, sortir du processus de contrôle;

5: Evaluer le pourcentage total des solides des tailles inférieures à d_c à partir des résultats de calcul par l'appel du module **CALPREL** et le pourcentage limite:

$$P_{s,cm}^{(1,n-1),old} = \sum_{k=1}^{n-1} \Delta P_{s,cm,k}^{i+1,old} \qquad \{11-7\}$$

$$P_{s,cm,limit}^{(1,n-1)} = \sum_{k=1}^{n-1} \Delta P_{s,cm,k,limit}^{i+1,old} \qquad \{11-8\}$$

Si $P_{s,cm}^{(1,n-1),old} < P_{s,cm,limit}^{(1,n-1)}$ est vrai, passer à l'étape suivante; si non, sortir du processus;

6: Rassembler les volumes ainsi que les pourcentages des solides de tailles supérieures à d_c:

$$V_{s,cm}^{(n,N)} = \sum_{k=n}^{N} \Delta V_{s,cm,k}^{old} \qquad \{11-9\}$$

Parce qu'ils sont invariables par définition (ils ont un coefficient de stabilité $q=1.00$), leur pourcentage total et réel doit être égal à celui limite donné ci-dessous,

$$P_{s,cm}^{(n,N)} = \sum_{k=n}^{N} \Delta P_{s,cm,k} \quad \Leftrightarrow \quad P_{s,cm,limit}^{(n,N)} = \sum_{k=n}^{N} \Delta P_{s,cm,limit,k}^{i+1} \qquad \{11-10\}$$

Ces deux valeurs, $V_{s,cm}^{(n,N)}$ et $P_{s,cm}^{(n,N)}$, deviennent des repères pour évaluer le volume total des solides dans la couche de mélange, donné ci-dessous;

$$V_{s,cm}^{total} = \frac{V_{s,cm}^{(n,N)}}{P_{s,cm}^{(n,N)}} \qquad \{11-11\}$$

7: Ainsi, le volume limite pour chaque fraction des solides des tailles inférieures à d_c peut être évalué à partir de l'équation suivante:

$$\Delta V_{s,cm,k,limit}^{i+1} = \Delta P_{s,cm,k,limit}^{i+1} \cdot V_{s,cm,limit}^{total} \qquad \{11-12\}$$

Comparer cette valeur $\Delta V_{s,cm,k,limit}^{i+1}$ avec celui calculé par l'appel du module **CALPREL** $\Delta V_{s,cm,k}^{old}$. Le dernier doit être remplacé par le premier s'il est inférieur à celui-ci.

Fin du processus du contrôle .

11.7. Evaluation du profil de dépôt

L'évolution du profil longitudinal est déterminée par l'équation de la continuité des sédiments pour chaque tronçon considéré. Ceci permet d'avoir les épaisseurs et les cotes des tronçons de la couche mélangée. Mais, ce type de stockage donne un profil discontinu (voir figure 11.7-1). Ce profil est alors transformé en utilisant par les cotes du dépôt dans les sections.

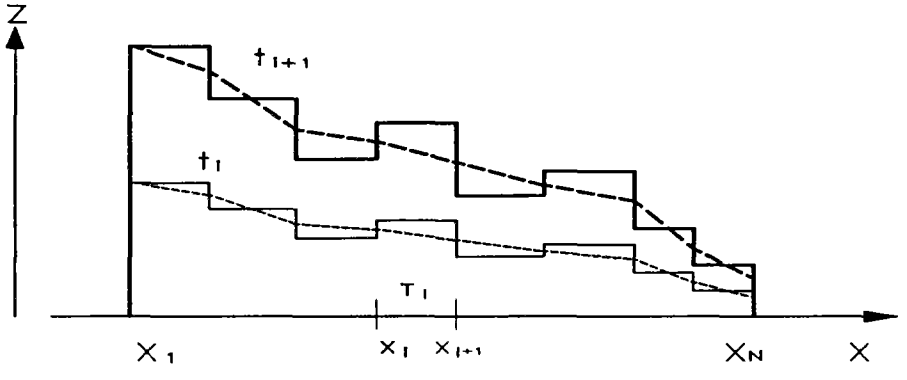


Figure 11.7-1 : Schéma du traitement du profil de dépôt

Chapitre 12

PRESENTATION DU CODE <MEDCA>

12.1. Présentation générale

<MEDCA> est capable de calculer la ligne d'eau d'un écoulement unidimensionnel et les paramètres hydrauliques de cet écoulement (les profondeurs, les vitesses, et la pente d'énergie), mais aussi, de calculer le débit solide de charriage et de prédire l'évolution du profil du dépôt et la composition de celui-ci.

Il considère la configuration géométrique réelle de la canalisation dans tous ses calculs, distingue les influences des parois latérales et du fond sur l'écoulement, mais l'important est qu'il envisage et modélise des phénomènes particuliers de transport solide (ex. masquage).

Actuellement, <MEDCA> utilise des lois de transport par charriage pour le calcul de transport solide et néglige la partie des solides en suspension. Ceci ne signifie pas que la prise en compte de celle-ci soit interdite. Des lois de transport de *total-load* ou de suspension peuvent être incorporées à la place des lois de transport par charriage. Ce traitement ne modifie pas la structure du <MEDCA>.

12.2. Fonctionnement du <MEDCA> et organigramme général

<MEDCA> résout le système des équations (voir $10.9) en deux phases tout en prenant en compte l'interdépendance entre les débits des solides transportés et les paramètres hydrauliques.

Dans la première phase, à l'instant $t = t_i$, pour un tronçon considéré, le débit du liquide Q_l, la cote de la surface où la profondeur d'eau à la section sortie H_{aval} et le profil de dépôt ainsi que sa composition sont connues. Cette dernière permet d'évaluer la rugosité du fond. Alors, l'équation de remous est résolue d'après la méthode expliquée au chapitre 5. Des informations sur les paramètres hydrauliques nécessaires pour le calcul du transport solide sont stockées aux sections discrétisées.

Dans la deuxième phase, encore à l'instant $t = t_i$, pour un apport solide entrant donné, avec sa composition, les débits des solides transportés peuvent être calculés de l'amont vers l'aval à partir des informations sur le dépôt et des informations sur les paramètres hydrauliques stockées. La méthode de calcul de transport solide a été présentée dans le chapitre 11. Ces débits des solides transportés sont supposés invariables pendant tout l'intervalle de temps Δt. Ensuite, à partir de ces débits calculés, nous évaluons un nouveau profil de dépôt ainsi que la nouvelle composition des solides dans la couche mélangée.

La procédure est alors terminée et le calcul passe à l'étape suivante. L'organisation du calcul est schématisée sur la figure 12.2-1.

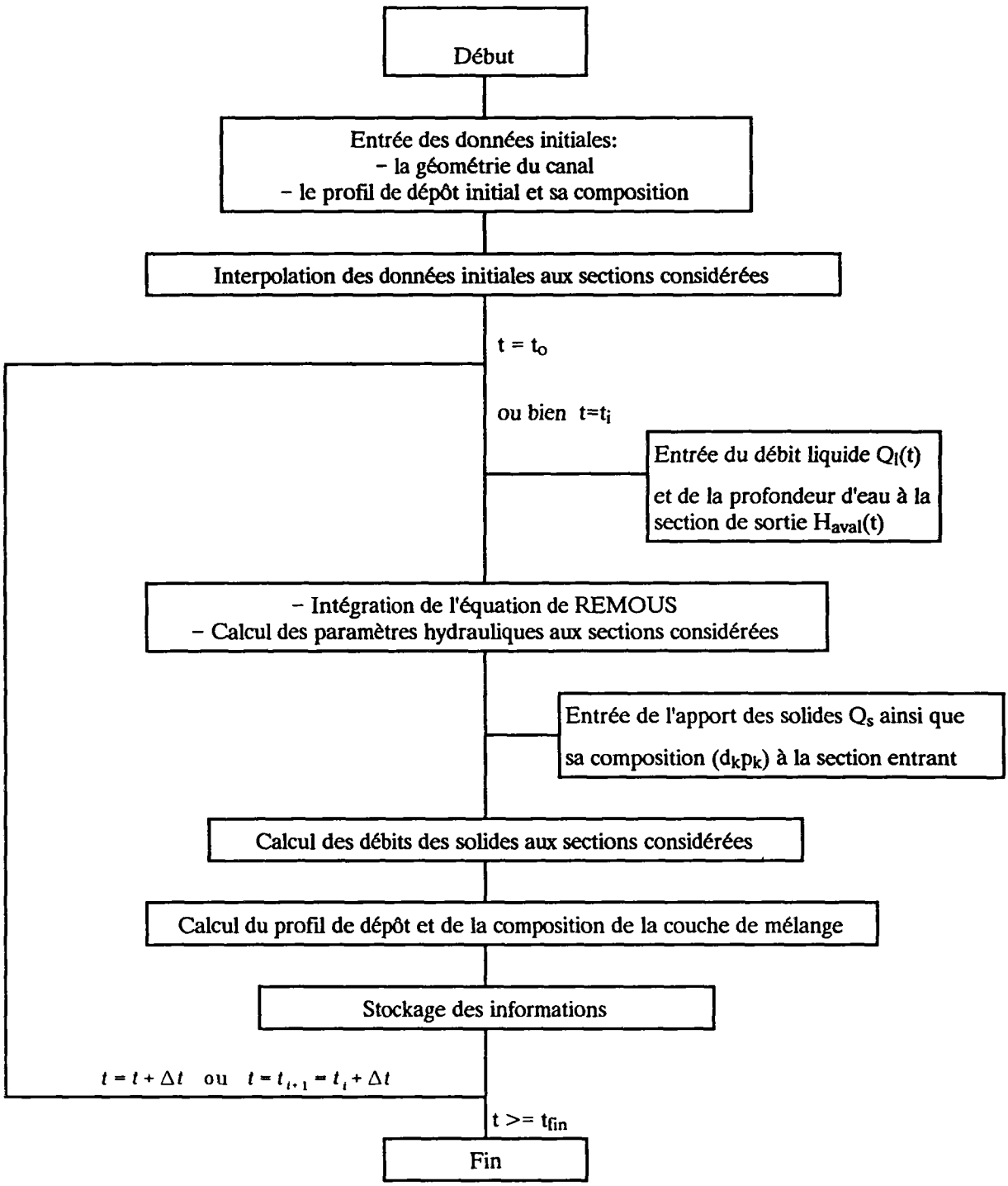


Figure 12.2-1 : Organigramme général du code <MEDCA>

12.3. Description du programme

<MEDCA> est un code écrit en langage <*Turbo PASCAL, version 6*>. Il se compose d'un programme principal et de bibliothèques ("Units") qui sont:

1: **MEDCA** le programme principal qui gère les Units;

2: **TypeBase** l'unité utilisée pour la déclaration des types des variables globales. L'utilisateur du code a le droit de les modifier;

7: **Type_TS** l'unité utilisée pour la déclaration des types spécifiques liés au programme principal. L'utilisateur n'a pas le droit de la modifier;

3: **Univers** Bibliothèque des fonctions et des procédures mathématiques et générales, ex. $x_puissan_y(x,y):=x^y$;

8: **SubRouts** Bibliothèque des fonctions et des procédures spécifiques, ex. 1/ la fonction pour l'évaluation de la valeur moyenne du coefficient de Strickler d'un écoulement dans une section; 2/ la procédure pour l'évaluation de la composition de deux couches de dépôt après leur mélange; etc;

4: **ParamHyd** Bibliothèque des fonctions et des procédures pour l'évaluation des paramètres hydrauliques liés à la géométrie de la canalisation, *ex. le perimêtre et la surface mouillée d'une section de l'écoulement*;

5: **DsxColl** Bibliothèque des fonctions et des procédures liées à la définition de la rugosité du fond et aux traitements granulométriques;

6: **LigneEau** L'unité contenant des méthodes pour le calcul de la ligne d'eau d'un écoulement. Ici, plusieurs méthodes sont à la disposition de l'utilisateur, ex. Runge–Kutta de quatrième ordre;

9: **Transport** l'unité contenant des fonctions qui traduisent les lois de transport solide et des procédures qui sont liées aux traitements des phénomènes particuliers de transport solide, ex. le masquage. L'utilisateur a toute possibilité de modifier les contenus de certaines fonctions et procédures mais sans modifier leurs noms;

12.4. Description des fichiers des données

Plusieurs fichiers des données sont nécessaires. Le problème est défini lorsque les fichiers des données ci-dessous sont disponibles:

1:	**Profil.DAT**	Il contient le profil du radier de la canalisation: ses cotes, les types des sections en fonction des abscisses;
2:	**Sections.DAT**	Il contient les géométries des sections discrétisées verticalement correspondants à leurs types;
3:	**Virages.DAT**	Il contient les informations sur les virages, leurs abcisses amont et aval, leurs angles, et leurs rayons;
4:	**Alpha.DAT**	Il contient la courbe de la figure 5.5−1 sous forme discrétisée;
5:	**Dsps.DAT**	Il contient la courbe granulométrique sous forme discrétisée;
6	**TeneuEau.DAT**	Il contient la relation entre la teneur en eau (*la porosité*) et le diamètre médian des solides en dépôt (figure 2.4−4);
7:	**Medca.DAT**	Toutes les autres informations qui sont soit nécessaires pour le calcul, soit nécessaires pour la gestion des programmes ou des fichiers des résultats;

Lorsqu'on fait appel au programme, il exécute tout d'abord la lecture des données et les stocke au mémoire. Il discrétise ensuite le tronçon de canal considéré avant de commencer la partie principale du calcul.

CONCLUSION DE LA TROISIEME PARTIE

Basée sur les conclusions des analyses des résultats des mesures, le modèle de transport solide <MEDCA> a spécialement été proposé pour le collecteur 13 de Marseille. Il traite les écoulements comme permanents et quasi-uniformes et le transport solide comme étant hors-saturation. Il est du même type que <IAL-LUVIAL> mais plus complexe que celui-ci car les modifications de l'hydrodynamique dues à la géomètrie particulière et le traitement du phénomène de masquage y ont été inclus. Ce traitement s'effectue à l'aide d'une nouvelle notion de la capacité de transport solide et de la théorie de Gessler, toutes deux présentées dans la deuxième partie.

De même <MEDCA> tient compte la géométrie réelle du collecteur 13, ce qui exige certains traitements spécifiques : 1/ discrétisation géométrique des sections du collecteur; 2/ calcul de transport solide en cas de faible hauteur de dépôt au fond.

Ses performances seront testées par comparaison de ses résultats aux mesures in situ, ce qui fait l'objet de la partie suivante.

QUATRIEME PARTIE

APPLICATION DE <MEDCA> AU COLLECTEUR 13
CONSTRUCTION DE <MEDCA-OM>
ET LEUR EXPLOITATION

La modélisation mathématique a pour objectif de simuler ce qui se passe dans la réalité. Elle met en oeuvre des représentations simplifiées des phénomènes réels. Dans le domaine de transport solide, quelque soit le type de code *(1D, 2D, 3D; Suspension, Charriage, Total load; Transitoire, Permanent; Stationnaire, Instationnaire)* , la démarche de la modélisation mathématique est toujours la même : **comprendre** les mécanismes en jeux; **établir** le modèle afin de les simuler; **examiner** celui-ci à partir des résultats des mesures; et **exploiter** les résultats numériques du modèle dans d'autres cas.

Le schéma suivant : **comprendre pour modéliser, modéliser pour mieux comprendre, mieux comprendre pour mieux modéliser.** La répétition de "algorithme" conduit à une modélisation de plus en plus performante. Nous avons essayer de suivre cette logique dans la mise au point du code <MEDCA>.

L'analyse des résultats des mesures expérimentales, émises dans les deux premières parties, nous a conduit à une bonne compréhension de la dynamique de dépôt ainsi que de divers phénomènes de transport solide dans le collecteur 13. De nombreuses conclusions ont été tirées, qui nous ont permis d'émettre des hypothèses de différentes catégories, et de construire finalement notre code <MEDCA>, dont les performances doivent être évaluées par la comparaison des résultats des mesures avec ce qu'il prédit.

Il s'agit d'un code de transport solide pour un écoulement quasi-uniforme et permanent pendant une période considérée (voir chapitre 10). Le transport solide suit la variation des paramètres hydrauliques. Comme tous les autres codes de transport solide, <MEDCA> a aussi plusieurs coefficients (voir chapitre 10) à déterminer avant son application générale. Aussi, un calage, basé sur des résultats des mesures *in situ*, est nécessaire. Ce calage est effectué dans le premier chapitre de cette partie. Ceci permet : 1/ d'observer le fonctionnement et la validité du code par rapport à la réalité; 2/ de proposer des solutions pour son amélioration. L'ensemble des constatations obtenues pendant le calage nous a montré la nécessité de tenir compte à la fois de l'influence des matériaux minéraux et organiques sur les phénomènes de transport solide. Ceci est effectué dans le chapitre 14. Enfin, dans un troisième temps, nous allons analyser les résultats numériques et essayer d'exploiter ceux-ci.

Chapitre 13

APPLICATION DU CODE <MEDCA> DANS LE TRONCON AMONT DU COLLECTEUR 13 et ANALYSE DE SES RESULTATS

13.1. Introduction

Maintenant, <MEDCA> doit subir un examen pratique et strict.

Les deux premières parties ont montré que tous les phénomènes de transport solide peuvent être rencontrés dans le tronçon amont du collecteur 13. L'expérimentation conduite sur le charriage dans ce tronçon a fourni des informations supplémentaires. C'est pourquoi <MEDCA> sera testé dans ce tronçon entre les points 3 et 14 (voir figure 1.2-1). Quant au tronçon aval, on l'utilisera plutôt pour la vérification du calage.

Dans ce chapitre, après une présentation des paramètres à déterminer et qui peuvent influencer les résultats de calcul de <MEDCA>, les apports des solides entrant et leurs compositions granulométriques sont évalués à partir d'une méthodologie spécifique. Des tests numériques sont effectués en faisant varier certains paramètres et pendant certaines périodes de temps sec. Les résultats de calcul sont directement comparés de l'évolution du profil de dépôt et des compositions granulométriques du dépôt mesurées.

13.2. Description des paramètres de <MEDCA> et liste des paramètres à tester

Les paramètres à déterminer sont les suivants :

Paramètres hydrauliques : la profondeur d'eau à la sortie de la canalisation H_{aval} en fonction des apports liquides Q_l ;

Paramètres de transport : le coefficient de dépôt $\alpha_{dép}$ et celui d'érosion $\alpha_{éro}$ (équations {10-11} et {11-5}), et le pourcentage des solides transportés qui participent au masquage ξ (équation {11-6});

Paramètres numériques : le pas d'espace Δx_{ts}, le pas de temps Δt ;

Paramètre de transport et numérique : l'épaisseur de la couche mélangée E_m ;

Paramètres de dépôt : la porosité du dépôt $\epsilon_{dép}$.

On a une connaissance plus ou moins approfondie de tous ces paramètres, à l'exception de certains concernant le transport solide. Ces derniers devraient normalement être déterminés à partir des résultats de mesures,

mais ceux-ci ne sont pas suffisants (difficultés des mesures "in situ", en milieu hostile de surcroît). Les résultats des quelques tests préliminaires avec <MEDCA> montrent qu'ils influencent beaucoup la répartition (ou la formation) longitudinale du dépôt. Aussi nous leur porterons une attention privilégiée dans les tests du code.

13.3. Evaluation des caractéristiques des solides entrant

Les caractéristiques des solides sont considérées comme identiques d'un jour à l'autre pendant toutes les périodes de temps sec. Le transport solide dans le collecteur 13 présente une tendance générale à la sédimentation, le débit des solides entrant dans le tronçon amont en moyenne par jour doit être supérieur au "débit" de dépôt. Le flux des solides transportés par charriage à la sortie du tronçon amont correspond alors à la capacité de transport de l'écoulement (liées aux solides mobiles). Celle-ci peut être évaluée à partir de la formule de Meyer-Peter et à partir de l'intensité de l'écoulement, en moyenne par jour. Ainsi, le débit moyen des solides entrant dans le tronçon amont est égal à la somme du débit des solides entrant en dépôt et du débit correspondant à la capacité de transport à la sortie du tronçon amont, c'est-à- dire:

Débit des Solides Entrant = Débit des Solides en Dépôt + Débit des Solides Sortant.

Compte tenu des tailles hétérogènes, une granulométrie des solides sortant est nécessaire pour l'évaluation des flux. Celle-ci est faite de la manière suivante:

Soit $q_{s,k}$ le flux des solides de la fraction k supposée seule présente dans le canal:

le flux des solides sortant pour la fraction k peut être calculé (équation {13-2}).

$$q_{s,k}^{sort} = \Delta P_k^{sort} \cdot q_{s,k} \qquad \{13\text{-}2\}$$

et l'apport des solides entrant est obtenu par (équation {13-3}).

$$q_{s,k}^{ent} = q_{s,k}^{dép,Tron} + q_{s,k}^{sort} \qquad \{13\text{-}3\}$$

Selon Laplace, la concentration moyenne en suspension est C_{vs}^{sus} =0.10 gramme/litre. Ceci correspond à un débit des solides en suspension 1149.12 kg/jour pour le débit liquide moyen de 133 litres/s. Supposant que l'épaisseur de la couche de charriage E_{ch} est de l'ordre de 10% de H_{eau} (la profondeur d'eau), que la vitesse moyenne des solides charriés Vs_{ch} , égale à celle de frottement $u*$, est également de l'ordre de 10% de U_m (la vitesse moyenne de l'écoulement), et que la concentration dans la zone de charriage C_{vs}^{ch} est 10 fois plus grande que celle moyenne C_{vs}^{sus} , alors le débit total et maximum en charriage des solides sortant est de 114.92 kg/jour, ce qui correspond à 44.20 litres/jour.

La première période de temps sec est utilisée pour cette évaluation des apports solides entrant. Les résultats du calcul sont présentés dans la figure 13.3-1 sous forme des apports totaux en moyenne par jour. Les débits des solides entrant en dépôt ont déjà été donnés dans la figure 8.2.3-2 et le tableau 8.2.3-1.

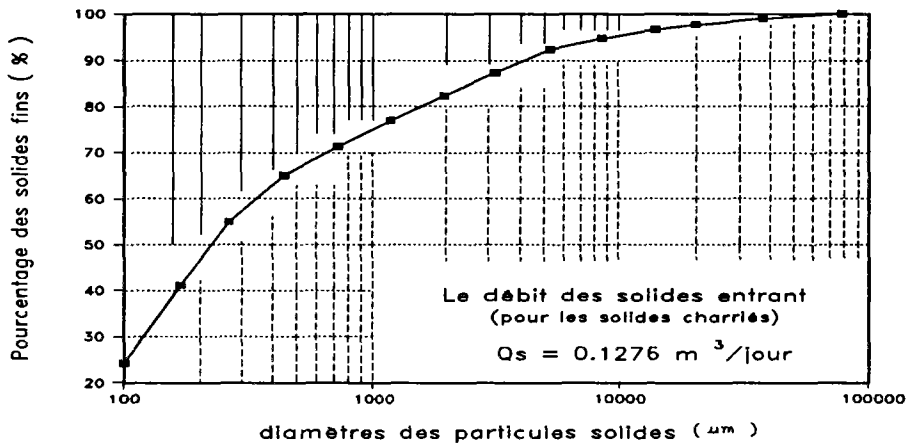


Figure 13.3-1 : Apports des solides entrant dans le tronçon amont pendant le temps sec en moyenne par jour et granulométrie correspondante

13.4. Condition limite à la sortie - Profondeur d'eau H_{aval}

L'intégration de la courbe de remous réclame comme condition limite la connaissance de la profondeur d'eau à la sortie du tronçon, H_{aval}. Cette condition limite est très importante car elle influence directement les caractéristiques de l'écoulement amont.

Pour le tronçon amont, en raison de la présence de la jonction avec collecteur de Canebière (figure 1.2-1), la profondeur d'eau à sa sortie, H_{aval}, peut être évaluée à partir de la méthode expliquée dans le paragraphe 7.2.3. Mais ceci est un peu compliqué, et nécessite la connaissance des caractéristiques de dépôt en aval de la jonction. Aussi, dans <MEDCA>, nous préférons évaluer H_{aval} directement à partir des résultats des mesures.

Quelques mesures de ligne d'eau de temps sec en collecteur 13, pendant plusieurses années, nous permettent en effet d'établir une relation spécifique entre l'altitude du dépôt et la profondeur d'eau (figure 13.4-1). Ces mesures ont été réalisées pendant la période des apports liquides maximums d'une journée de temps sec. Par régression, nous obtenons l'équation {13-4} à partir de laquelle est évaluée la profondeur d'eau à la sortie du tronçon amont pendant cette période (entre 8h et 12h du matin).

$$H_{aval}^{max} = -0,739\ A_{aval}^{dép} + 0,951 \qquad \{13-4\}$$

où H_{aval}^{max}, $A_{aval}^{dép}$ = respectivement la profondeur d'eau et l'altitude de dépôt à la sortie du tronçon amont (m).

Mais, en raison du manque de résultats des mesures pendant l'autre période de la journée, entre 12h et 8h , <MEDCA> utilise l'équation {13-5} pour calculer la profondeur d'eau à la sortie du tronçon amont, soit:

$$H_{aval}^{min} = \left[\frac{Q_{min}}{Q_{max}} \right]^{2/3} \cdot H_{aval}^{max} \qquad \{13\text{-}5\}$$

où H_{aval}^{min}, H_{aval}^{max} sont les profondeurs d'eau pendant les périodes d'apports liquides minimums (Q_l^{min}) et maximums (Q_l^{max}).

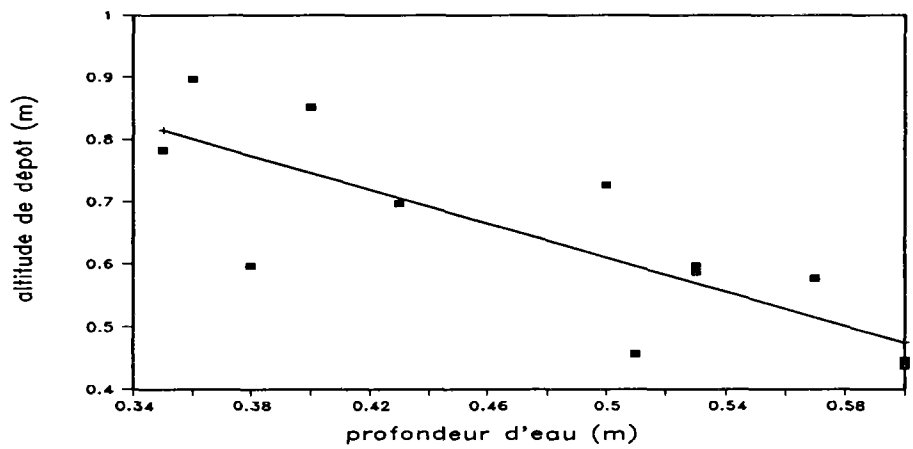


Figure 13.4-1 : Relation entre la profondeur d'eau et l'altitude de dépôt à la sortie du tronçon amont pendant la période des apports liquides maximums

13.5. Découpage d'une granulométrie des solides en fractions

Les granulométries sont découpées en *8* fractions. Les diamètres représentatifs, pour chaque fraction, sont calculés selon l'équation {10-1} et les résultats sont donnés dans le tableau 13.5-1.

$d_{s,\,limite}$ (μm)	50	100	250	550	1000	2500	6300	14000	50000
N° fraction	1	2	3	4	5	6	7	8	
$d_{s,\,fract}$ (μm)	71	158	370	741	1581	3968	9391	26457	

Tableau 13.5-1 : Découpage d'une granulométrie des solides en fractions

13.6. Traitements numériques de la topographie du canal

Le tronçon testé se situe entre les points 3 et 14 (figure 1.2-1). Sa longueur totale L est de *102.3* mètre. La discrétisation longitudinale du canal est à laissée à la disposition de l'utilisateur du code, qui peut faire varier le nombre de sections de calcul liées aux transport solide, noté M_s, ce qui détermine le pas d'espace pour le calcul de transport solide Δx_{ts}. Par exemple, soit $M_s=11$, alors, le pas d'espace Δx_s est: $\Delta x_{ts} = L/(M_s - 1) = 10.23$ mètres.

Dans <MEDCA>, les géométries réelles des sections sont considérées. Leur discrétisation suit la méthode expliquée dans le paragraphe 11.3.2

13.7. Données hydrauliques sous forme numérique

Seuls les écoulements de temps sec sont considérés pendant ce calage. Ils sont traités comme permanents (figure 1.4-1) par période. Le tableau 13.2.3-1 donne les principales informations sur les écoulements pour les tronçons amont et aval.

	période entre 8h..12h	période hors de 8h..12h	Moyen en une journée
Tronçon Amont	0.150 m^3/s	0.128 m^3/s	0.133 m^3/s
Tronçon Aval	0.260 m^3/s	0.204 m^3/s	0.213 m^3/s

Tableau 13.7-1 : Apports liquides d'une journée de temps sec (cf. figure 1.4-1)

13.8. Etude de sensibilité

13.8.1. Description générale

Les tests de sensibilité ont été réalisés dans les conditions suivantes:

* Période de temps sec du 1er au 50ième jour sans dépôt initial le premier jour;
* Débit liquide moyen d'une journée de temps sec égal à 0.133 m^3/s;
* Une seule phase solide (les matières minérales) est prise en compte, de masse volumique unique et égale à 2680 kg/m^3. Les caractéristiques des solides sont imposées à l'amont au point 3: Apports entrant et leurs compositions granulométriques, évalués selon la manière expliquée dans $.13.3.

Il est à noter que le pas d'espace Δx_{ts} est représenté par le nombres des sections discrétisées M_S.

13.8.2. Tests numériques de sensibilité aux paramètres de transport : $\alpha_{dép}$, $\alpha_{éro}$ et ξ

Dans les conditions suivantes:

* Une porosité constante de dépôt $\epsilon_{dép}$ égale à 0.39. Cette valeur a été évaluée à partir des résultats des mesures;
* La profondeur d'eau à la sortie du tronçon H_{aval} est évaluée d'après la méthode du $.13.4.;
* La théorie de Gessler modifiée ($.10.8) est utilisée pour la simulation du phénomène de masquage,
* pas de temps pour le calcul de transport solide:

  Δt =2h. Pour la première période

  Δt =8h. Pour la deuxième;
* ligne d'eau évaluée tous les 4 pas de temps pour la première période et 2 pour la seconde;

ces tests ont été réalisés avec toutes les combinaisons de $\alpha_{dép}$, $\alpha_{éro}$ et ξ dont les valeurs sont listées dans le tableau 13.8.2-1. Un exemple des résultats numériques est présenté dans les figures 13.8.2-1 à -4.

$\alpha_{dép}$	0.003	0.005	0.010	0.025
$\alpha_{éro}$	0.005	0.10	1.0	
ξ	0.1	1.0		

Tableau 13.8.2-1 : Valeurs de paramètres de transport utilisées pendant les tests

Ces tests montrent que :

Le coefficient d'érosion $\alpha_{éro}$ n'a pratiquement pas d'influence sur l'évolution du profil et des compositions du dépôt calculées. Ceci est raisonnable parce que, pendant la première période de temps sec juste après le curage du collecteur (du jour 1 au jour 50), le phénomène de dépôt est dominant dans le transport.

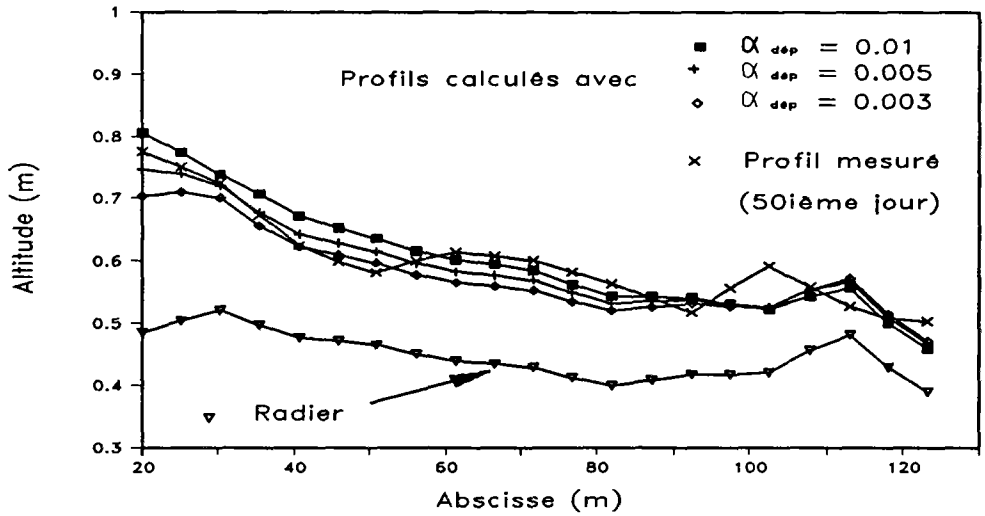
Il a une très légère influence pour la deuxième période (figure 13.8.2-1). Une valeur plus grande provoque une épaisseur de dépôt légèrement moins importante en amont mais plus importante en aval, et l'inverse pour les compositions granulométriques. On peut l'expliquer par la présence dominante du phénomène du masquage en amont et de la sédimentation en aval.

L'influence du paramètre ξ est très faible. Dans tous les tests effectués, elle peut être négligée. Ceci peut être expliqué par le fait que : 1/ la théorie de Gessler modifiée (déterministe) accentue davantage la stabilité des grosses particules que la théorie d'origine (probabiliste) et diminue celle des fines. Ceci fait que l'on a une grande quantité des solides déposés qui participent à la simulation du masquage. 2/ l'épaisseur de la couche mélangée est trop grande par rapport au pas de temps. A l'inverse ceci conduit à une faible quantité des solides mobiles participant au masquage. La vérification de ces deux assertions sera effectuée ultérieurement.

Par contre, les résultats numériques sont sensibles aux variations de $\alpha_{dép}$. Plus sa valeur est importante, plus se manifeste le dépôt en amont. Il n'y a pas de dépôt en aval de la section N°17 si sa valeur est supérieure à 0.05. Lorsque sa valeur croit, plus le point de "non-apparition" du dépôt se déplace vers l'amont. Une valeur inférieure à 0.025 semble convenir. Elle est égale au dixième de celle qui a été utilisée par Han dans la modélisation du transport en suspension.

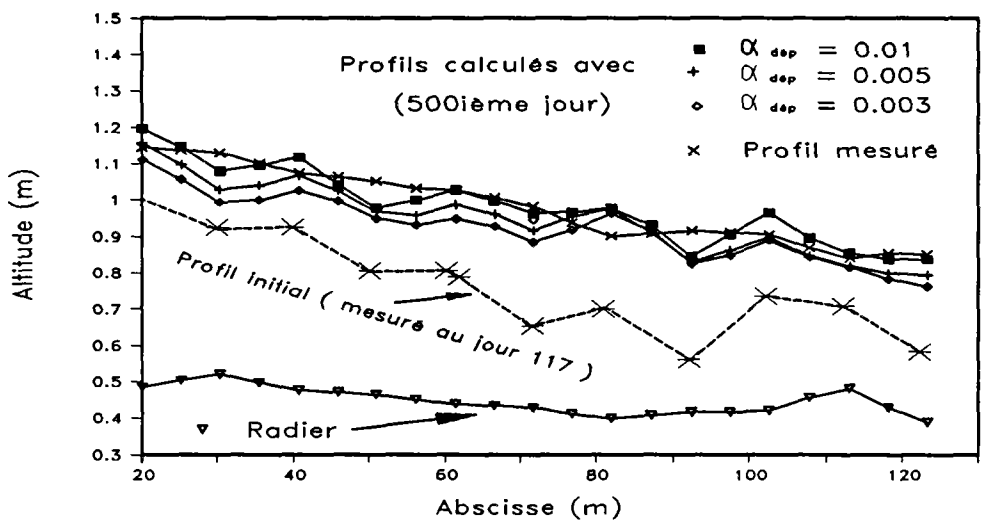
En conclusion, <MEDCA> reproduit assez bien l'évolution du profil et du volume de dépôt. L'influence de $\alpha_{dép}$ est importante et sa valeur doit rester inférieure à 0.05. L'influence de $\alpha_{éro}$ est quasiment nulle dans le cas d'un transport dominé par le phénomène de dépôt. L'influence de ξ est très faible dans le cas présent. Une étude approfondie de celle-ci est néanmoins nécessaire car cela dépend de l'épaisseur de la couche mélangée E_m et du pas de temps Δt.

Par contre, la reproduction de l'évolution de la composition granulométriques de dépôt est moins bonne. Les résultats calculés sont deux fois plus importants que ceux mesurés (comparer la figure 13.8.2-2 et la figure 2.4-1), notamment pour la deuxième période. On peut l'expliquer par le fait que dans le code, une masse volumique unique est prise en compte. L'évaluation d'un diamètre des solides à partir d'une courbe granulométrique en volume et en poids sont identiques. Par contre, au vu des résultats des mesures, ceci n'est pas vrai in situ. Les matières charriés en aval du tronçon ont des masses volumiques faibles pour les particules de grandes tailles et importantes pour les petites. De plus la théorie de Gessler modifiée (équation {10-15}, déterministe) accentue la stabilité des grosses particules. Il semble préférable d'utiliser la théorie de Gessler d'origine (équation {6-10}) pour décrire l'instabilité de l'ensemble des particules.



a: première période

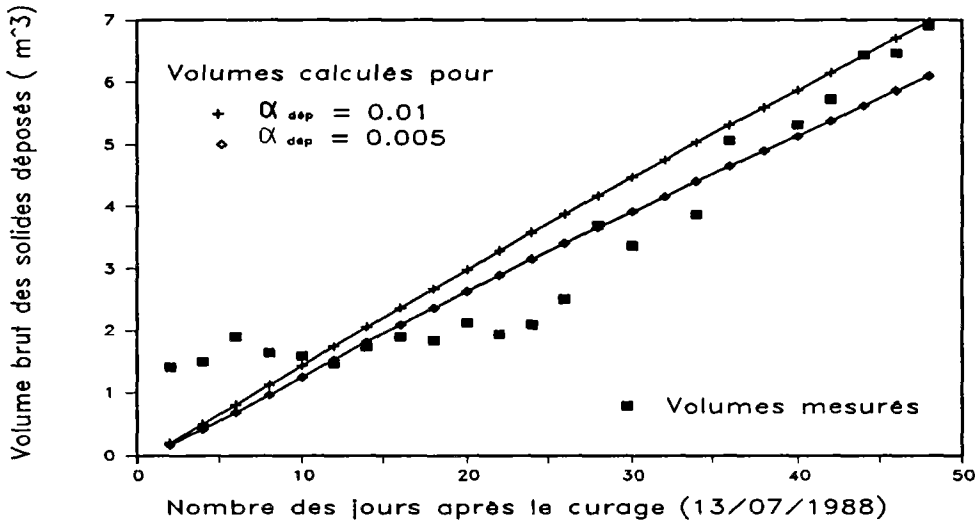
(Δt =2h., M_s=21, E_m=0.10m, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0)



b: deuxième période

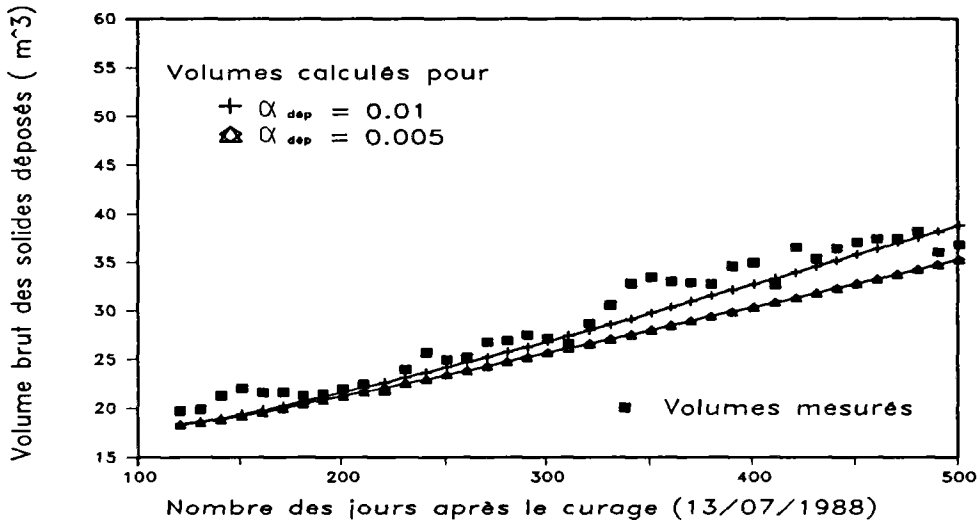
(Δt =8h., M_s=21, E_m=0.10m, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0)

Figure 13.8.2-1 : Influence du coefficient de $\alpha_{dép}$ sur l'évolution des profils de dépôt calculés



a: première période

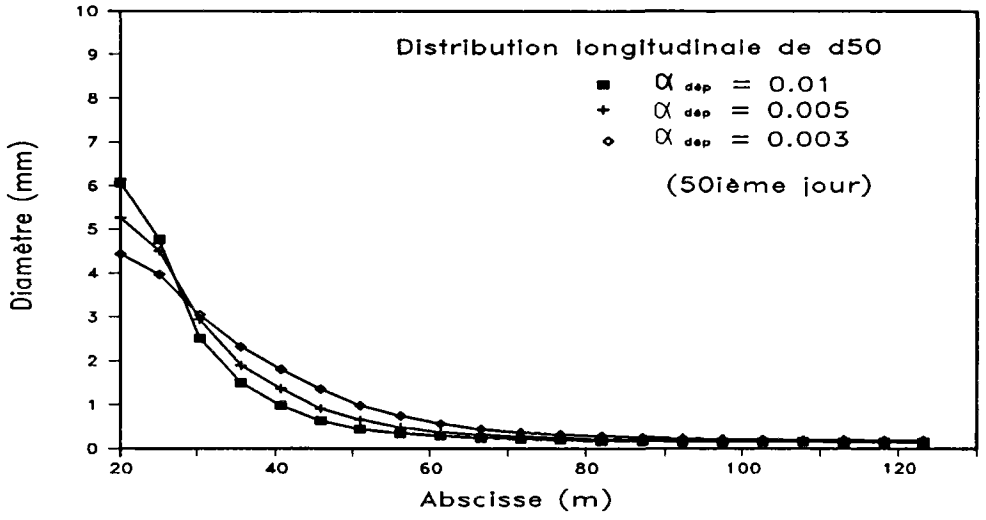
(Δt =2h., M_s=21, E_m=0.10m, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0)



b: deuxième période

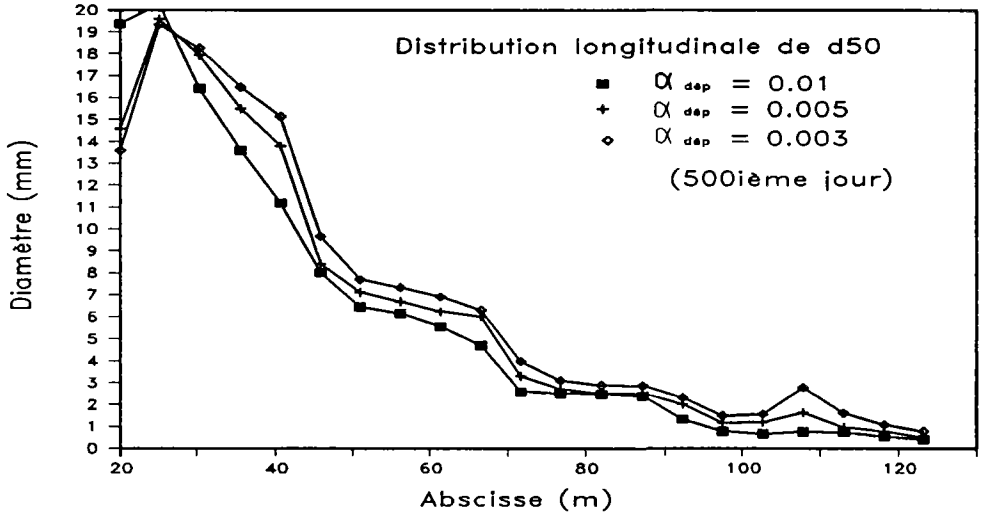
(Δt =8h., M_s=21, E_m=0.10m, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0)

Figure 13.8.2-2 : Influence du coefficient de $\alpha_{dép}$ sur l'évolution des volumes de dépôt calculés



a: première période

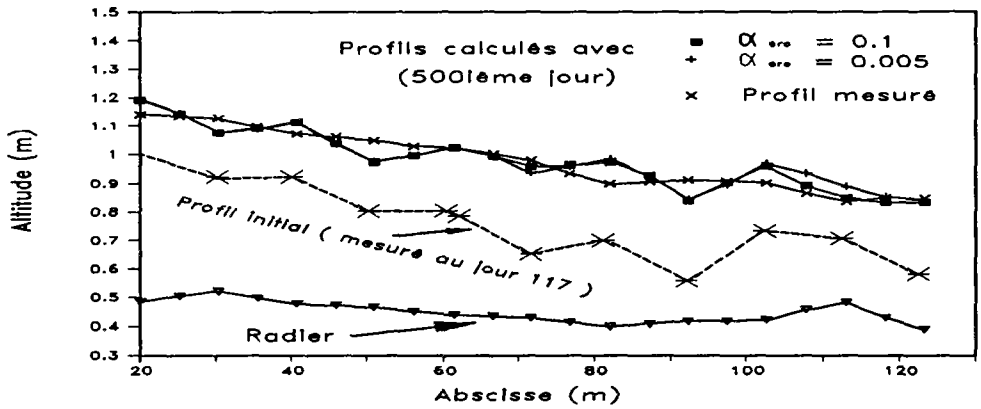
(Δt =2h., M_s=21, E_m=0.10m, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0)



b: deuxième période

(Δt =8h., M_s=21, E_m=0.10m, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0)

Figure 13.8.2-3 : Influence du coefficient de $\alpha_{dép}$ sur l'évolution de la distribution granulométrique de dépôt calculée



(Δt =8h., M_s=21, E_m=0.10m, $\alpha_{dép}$ =0.005, et ξ =1.0)

Figure 13.8.2-4 : Influence du coefficient de $\alpha_{éro}$ sur l'évolution des profils de dépôt calculés

13.8.3. Tests numériques sur les caractéristiques du dépôt : $\epsilon_{dép}$

La porosité du dépôt, notamment, peut influencer les résultats du calcul des taux d'augmentation du profil et, par conséquent le calcul de la ligne d'eau.

Les résultats des mesures dans le collecteur 13 (figure 2.4-4) montrent que la valeur de la porosité du dépôt est très variable (de 0.15 à 0.90). (Ceci est un phénomène qui n'est jamais rencontré en rivières). Quelque tests d'animation montrent l'importance de son influence sur les résultats de calcul.

	Constante		**Variable**
	première période	*deuxième période*	*les deux périodes*
$\epsilon_{dép}$	0.39,	0.20,	$\epsilon_{dép} = f(d_{50})$ (évaluée à partir de la figure 2.4-4 mais limitée par une valeur maximum de 0.50)

Tableau 13.8.3-1 : Valeurs de la porosité de dépôt utilisées dans les tests numériques

Les autres conditions sont:

* nombre de sections M_s=21;

* pas de temps pour le calcul de transport solide:

  Δt =2h. Pour la première période

  Δt =8h. Pour la deuxième;

* ligne d'eau évaluée tous les 4 pas de temps pour la première période et 2 pour la seconde;

* épaisseur de la couche mélangée E_m =0.10 mètre;

* profondeur d'eau à la sortie du tronçon H_{aval} évaluée d'après la méthode expliquée dans \$.13.4.

* avec encore $\alpha_{dép}$ =0.005, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0

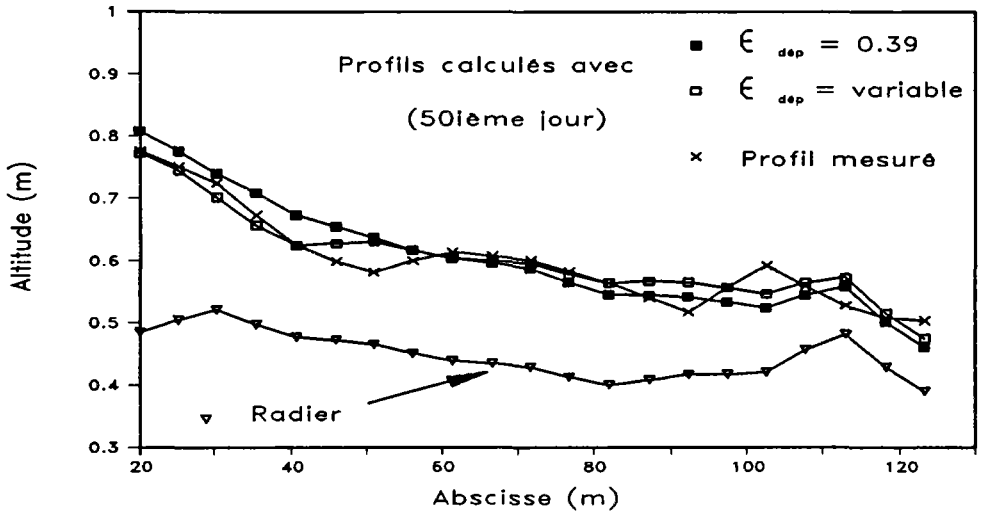
Les résultats du calcul permettent de constater que :

1: pour la première période, l'épaisseur de dépôt en aval est plus importante avec une porosité variable et l'inverse est obtenu pour l'épaisseur de dépôt en amont.

2: pour la deuxième période, la constatation est vraie entre la période du jour 117 au jour 400. Ensuite, l'épaisseur du dépôt en aval et celle en amont deviennent toutes les deux plus importantes avec une porosité variable qu'avec une porosité constante.

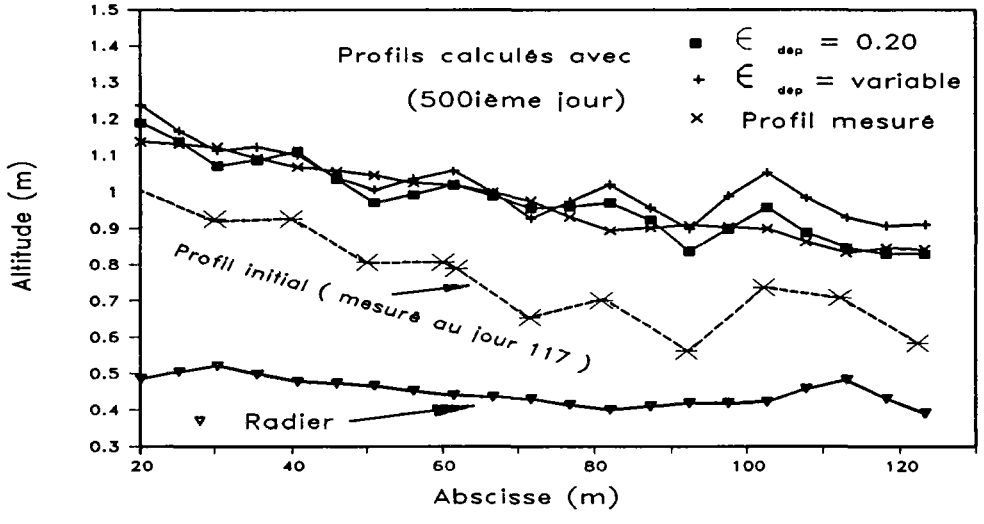
La valeur de la porosité est fonction des tailles des particules. Pour une même quantité des solides déposés par unité de surface du lit en amont et en aval, l'épaisseur du dépôt est beaucoup plus faible en amont car les solides déposés y ont des tailles plus grandes. Ceci modère l'accentuation de la pente du profil du dépôt dans le temps ainsi que la perte d'énergie de l'écoulement. La conséquence en est que beaucoup plus de solides sont stockés et que l'évolution du profil devient plus rapide.

Bien que la prise en compte d'une porosité variable donne une meilleure simulation pendant un certain temps, dans le cas où il existe un tassement du dépôt, les résultats de calcul peuvent être moins intéressants. Le traitement avec la considération d'une porosité maximum est efficace; mais, une valeur très grande (0.50) pose encore des problèmes. Ainsi, on préfère considérer la porosité comme constante.



a: pour la première période

(Δt =2h., M_s=21, E_m=0.10m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0)



b: pour la seconde période

(Δt =8h., M_s=21, E_m=0.10m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0)

Figure 13.8.3-1 : Influence de la porosité de dépôt $\epsilon_{dép}$ sur l'évolution des profils de dépôt calculés

13.8.4. Tests numériques sur les conditions aux limites : H_{aval}

La profondeur d'eau aval influence bien évidemment les résultats du calcul. Aussi l'étude du rôle H_{aval} est elle incontournable.

Dans le paragraphe $.13.4, nous avons vu que les mesures de la ligne d'eau réalisées pendant la période 8h−12h permettait d'établir une relation entre la profondeur d'eau H_{aval} avec la cote du dépôt en sortie du tronçon amont. Mais une telle relation ne peut être utilisée sans précaution.

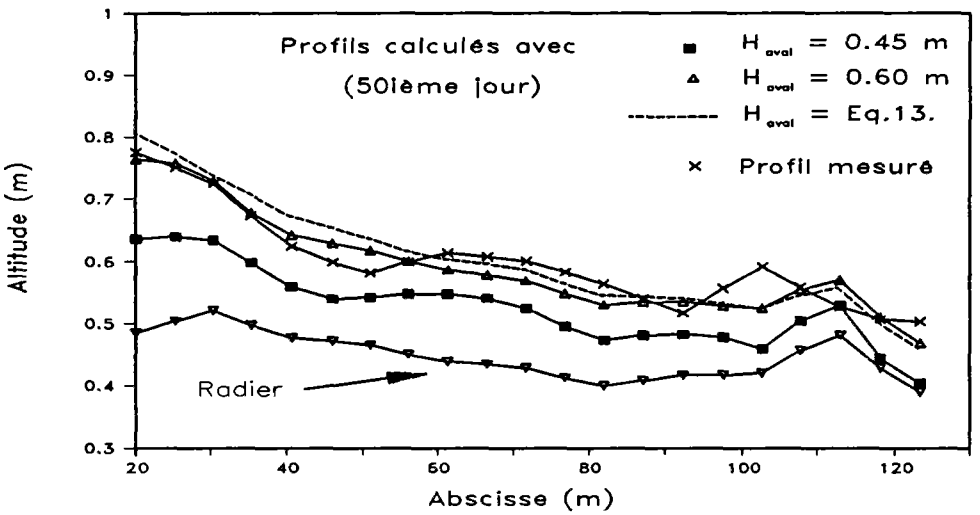
Les tests numériques sont réalisés soit avec des profondeurs invariables dans le temps qui sont toutes supérieures à la valeur de la profondeur normale (0.40 sur fond sec), soit avec celles évaluées au-fur-et-à-mesures par le code selon la méthode du paragraphe $.13.4.

H_{aval} (m)	0.45,	0.50,	0.55,	0.60,	Méthode du $.13.4

Les autres données sont les suivantes :

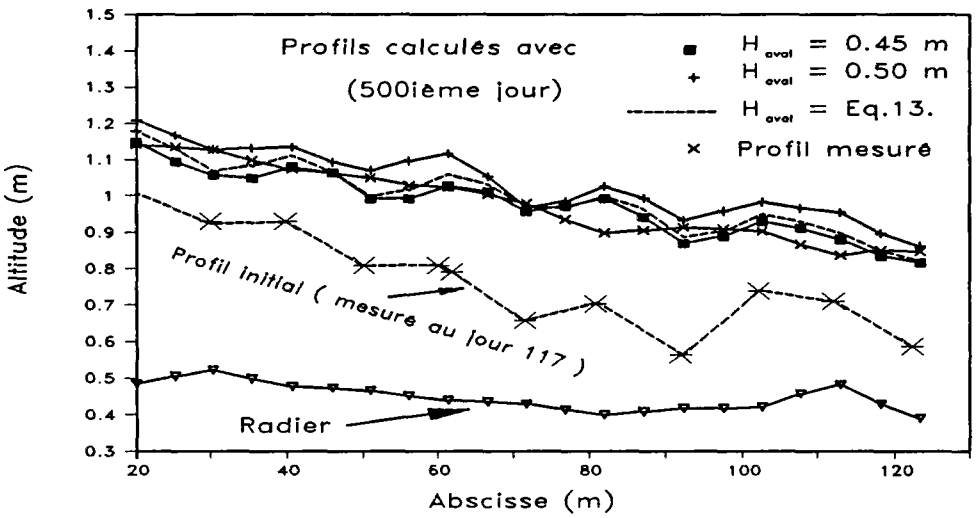
* nombre de sections M_s=21;
* pas de temps pour le calcul de transport solide:
  Δt =2h. Pour la première période
  Δt =8h. Pour la deuxième;
* ligne d'eau évaluée tous les 4 pas de temps pour la première période et 2 pour la seconde;
* épaisseur de la couche mélangée E_m =0.10 mètre;
* porosité de dépôt $\epsilon_{dép}$ =0.39 pour la première période et =0.20 pour la deuxième;
* avec encore $\alpha_{dép}$ =0.005, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0

Les tests montrent (figure 13.8.4−1) que son influence est très importante. Une petite erreur sur l'estimation de H_{aval} peut produire une erreur très importante sur le volume de dépôt calculé.



a: pour la première période

(Δt =2h., M_s=21, E_m=0.10m, $\epsilon_{dép}$ =0.39, $\alpha_{dép}$ =0.005, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0)



b: pour la deuxième période

(Δt =8h., M_s=21, E_m=0.10m, $\epsilon_{dép}$ =0.2, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0)

Figure 13.8.4-1 : Influence de H_{aval} sur l'évolution de profils de dépôt calculés

13.8.5. Tests sur le rôle des paramètres numériques : Δx, Δt, Em

Le code <MEDCA> est un code de transport solide pour un écoulement permanent. Il n'a pas de problèmes d'instabilités posés par les paramètres numériques Δx_{ts} (ou nombre des sections discrétisées M_s) et Δt. Mais ils ont toutes latitudes d'influencer les résultats du calcul, surtout lorsque nous considérons l'évolution de la couche mélangée (voir \$.11.5). Les tests sont réalisés en combinant ces trois paramètres dont les valeurs sont listées ci-dessous.

M_s	11	21	31
Δt (m)	2h.	4h.	8h.
E_m (m)	0.05	0.10	

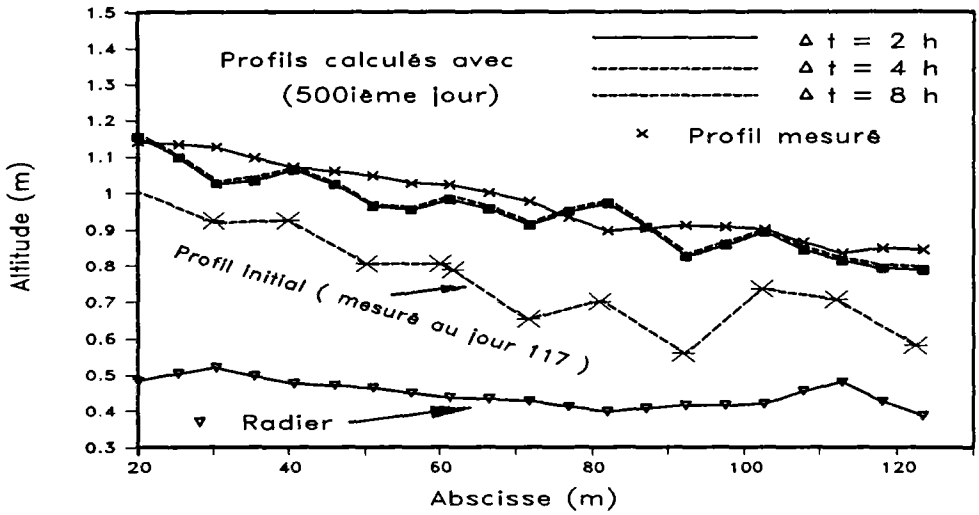
Tableau 13.8.5-1 : Valeurs de paramètres numériques utilisées dans les tests

Les autres données sont les suivantes :

* nombre de sections M_s=21;
* ligne d'eau évaluée tous les pas de temps pour les deux périodes;
* épaisseur de la couche mélangée E_m =0.10 mètre;
* porosité de dépôt $\epsilon_{dép}$ =0.39 pour la première période et =0.20 pour la deuxième;
* avec encore $\alpha_{dép}$ =0.004, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0

Les influences du pas d'espace, du pas de temps et de l'épaisseur de la couche mélangée ne sont pas importantes pour la simulation de la première période. Par contre, pour la deuxième période, des différences peuvent se produire.

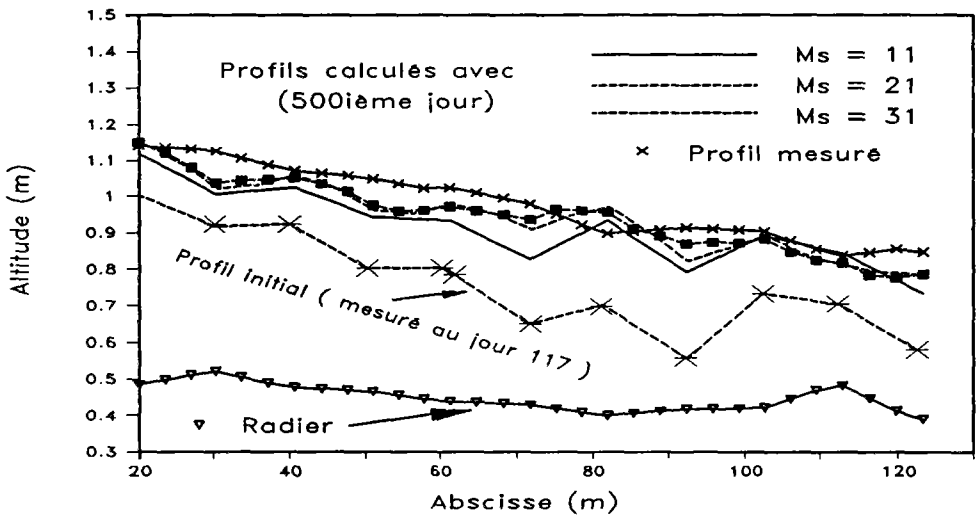
La figure 13.8.5-1 montre une comparaison des résultats de simulation de la deuxième période avec divers pas de temps. On s'aperçoit d'une différence entre les résultats calculés avec Δt =2h. Et ceux calculés avec Δt =4h. Et 8h. (ces deux derniers sont presque identiques). Un pas de temps plus petit diminue le volume de dépôt dans le tronçon.



(M_s=21, E_m=0.10m, $\epsilon_{dép}$ =0.2, $\alpha_{dép}$ =0.004, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0)

Figure 13.8.5-1 : Influence du pas de temps sur l'évolution des profils de dépôt calculés

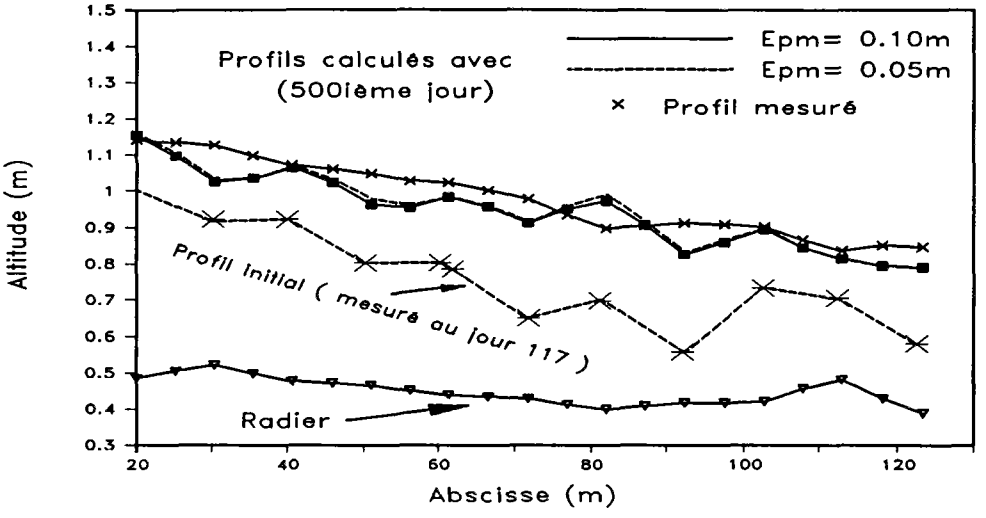
Une même constatation peut être obtenue avec les résultats du calcul en faisant varier le pas d'espace. Un exemple est donné pour la simulation de la seconde période. On constate qu'un pas d'espace plus grand (Nombre des sections =11) conduit le modèle à un calcul du volume de dépôt plus faible.



(Δt =4h., E_m=0.10m, $\epsilon_{dép}$ =0.2, $\alpha_{dép}$ =0.005, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0)

Figure 13.8.5-2 : Influence du pas d'espace sur l'évolution des profils de dépôt calculés, pour la deuxième période

Mais le contraire peut être obtenu à partir de l'épaisseur de la couche mélangée. Plus sa valeur est petite, plus grand sera le volume de dépôt calculé (figure 13.8.5-3).



(Δt =4h., M_s=21, $\epsilon_{dép}$ =0.2, $\alpha_{dép}$ =0.005, $\alpha_{éro}$ =0.1, et ξ =1.0)

Figure 13.8.5-3 : Influence de l'épaisseur de la couche mélangée sur l'évolution des profils de dépôt calculés, pour la deuxième période

Les paramètres numériques peuvent donc influencer les résultats de calcul. Un nombre des sections considéré plus grand (autrement dit, pas d'espace plus petit), un pas de temps plus important et une épaisseur de la couche mélangée plus petite conduisent le modèle à une meilleure simulation numérique. En fait, tout ceci correspond à augmenter le volume des solides mobiles qui participent au contrôle du masquage, par rapport au contrôle effectué par les solides immobiles du fond. Ces tests démontrent l'importance de la simulation du phénomène de masquage. Le coefficient ξ devrait être une fonction du pas de temps, du pas d'espace et de l'épaisseur de la couche mélangée. Nous avons effectué un test avec ξ = 0, les résultats sont beaucoup moins sensibles avec le temps.

13.8.6. Conclusion des tests sur la sensibilité aux paramètres et proposition de leurs valeurs optimales

L'ensemble de tests montrent que le code peut donner des résultats assez intéressants. Il reproduit correctement l'évolution du profil de dépôt et celle de son volume. Il sur-estime seulement les compositions granulométriques de dépôt en amont du tronçon, mais ceci est probablement dû à l'utilisation, pour les tests, d'une masse volumique unique. Les conclusions suivantes peuvent être tirées :

Sur les paramètres de transport

L'influence de $\alpha_{dép}$ est dominante et sa valeur doit rester autour de 0.005 – 0.01. Une valeur plus grande provoque 1/ un volume de dépôt plus important; 2/ une pente du profil plus forte; 3/ un tri granulométrique plus accentué de l'amont vers l'aval.

L'influence de α_{fro} est quasiment nulle pour la première période, mais devient de plus en plus importante au-fur-et-à-mesure de l'augmentation de la pente de dépôt. Lors de la présence dominante du phénomène de masquage en amont du tronçon et de la sédimentation à la proximité de la sortie, elle peut être négligée.

L'influence de ξ sur les résultats de calcul est liée aux paramètres numériques.

Sur la porosité de dépôt

La prise en compte d'une porosité variable (évaluée selon la figure 2.4-4 et limitée par une valeur maximum (0.50) dans <MEDCA>) permet au modèle d'obtenir une bonne simulation, notamment pour la première période. Ce traitement a bien résolu les problèmes posés par le tassement des solides en dépôt. Mais, une très grande valeur maximum (0.5) pose encore des problèmes. Nous proposons de limiter la valeur maximum par la porosité de dépôt pendant la première période à $\epsilon_{dép}^{max} = 0.39$.

Sur les paramètres hydrauliques : H_{aval}

Les tests sur H_{aval} montrent que la hauteur d'eau à la sortie joue un rôle très important sur les résultats de calcul. Une petite erreur sur celle-ci provoque une erreur importante sur les résultats calculés, en raison de l'accumulation avec le temps. Les résultats montrent que H_{aval} calculée à partir de la méthode du paragraphe 13.4 permet au modèle d'avoir des résultats assez corrects.

Sur les paramètres numériques Δx_{ts}, Δt, E_m

Leur influence se fait par l'intermédiaire du contrôle de masquage. Plus le pas d'espace est petit, le pas de temps est grand et l'épaisseur de la couche mélangée est faible, plus la quantité des solides mobiles qui participent à la contrôle de masquage sera grande (par rapport aux solides immobiles dans la couche mélangée) de sorte que le volume de dépôt calculé sera important. Ceci démontre l'importance de la simulation du phénomène de masquage. La combinaison suivante de ces trois paramètres peut stabiliser les résultats de calcul: M_s =21, Δt =4h., E_m =0.05m.

Les valeurs des paramètres sont proposées ci-dessous:

- Pas d'espace Δx_{ts} =5.12 mètre. Pour le tronçon amont du collecteur 13, ceci correspond à une nombre des sections M_s=21;
- Pas de temps Δt =4h.
- Epaisseur de la couche mélangée E_m=0.05mètre;
- La hauteur d'eau à la sortie du tronçon, H_{aval} peut être évaluée à partir de la méthode expliquée dans le paragraphe 13.4;

- La porosité peut être considérée constante, avec $\epsilon_{dép}$ =0.39 pour la première période et $\epsilon_{dép}$ =0.20 pour la deuxième;
- Les valeurs suivantes peuvent être utilisées pour les paramètres de transport : $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro} = \alpha_{dép}$ =0.01 (parce que $\alpha_{éro}$ n'a pas une très grande influence) et ξ=1.0;

13.9. Conclusion du chapitre

L'application du code <MEDCA> dans le tronçon amont du collecteur 13, pendant deux périodes (l'une du 1er au 50ième jour après le curage, l'autre entre le 117ième jour et le 500ième jour, où l'on a des mesures plus complètes), nous permet d'avoir un bon calage. La sensibilité des divers paramètres a été étudiée et leurs valeurs optimales sont proposées dans la paragraphe 13.8.6. Les résultats des mesures pour la hauteur d'eau à la sortie peuvent être inclus directement dans le code. L'utilisation des résultats des mesures de la porosité du dépôt doit être faite en la limitant à une valeur maximum de 0.39.

L'ensemble des tests montre que <MEDCA> reproduit assez correctement les phénomènes de transport solide rencontrés dans le collecteur 13, l'évolution du profil de dépôt ainsi que celle de son volume. Le plus intéressant, ce sont les résultats numériques qui démontrent l'importance du phénomène de masquage. Dans la réalité, in situ, en amont du tronçon, l'érosion des solides de petites tailles ne s'est jamais faite. Du côté des résultats numériques, la même constatation peut aussi être obtenue. Ainsi, la simulation du phénomène de masquage est essentielle et est assez bien reproduite par <MEDCA>.

Dans le chapitre suivant, nous allons étudier l'exploitation de <MEDCA> en d'autres périodes du tronçon amont et dans le tronçon aval du collecteur 13.

Chapitre 14

Exploitation du code <MEDCA>, Construction du code <MEDCA-OM> et son exploitation

14.1. Présentation

Le travail présenté dans le chapitre précédent nous permet d'avoir un bon calage du code <MEDCA>. On s'aperçoit qu'il reproduit assez bien l'évolution des caractéristiques du dépôt en amont du collecteur 13 pour les deux périodes de temps sec considérées (du 1er jour au 50ième jour, et du 117ième jour au 500ième jour). Le paragraphe 13.9.7 a également proposé des valeurs optimales pour les divers paramètres du code.

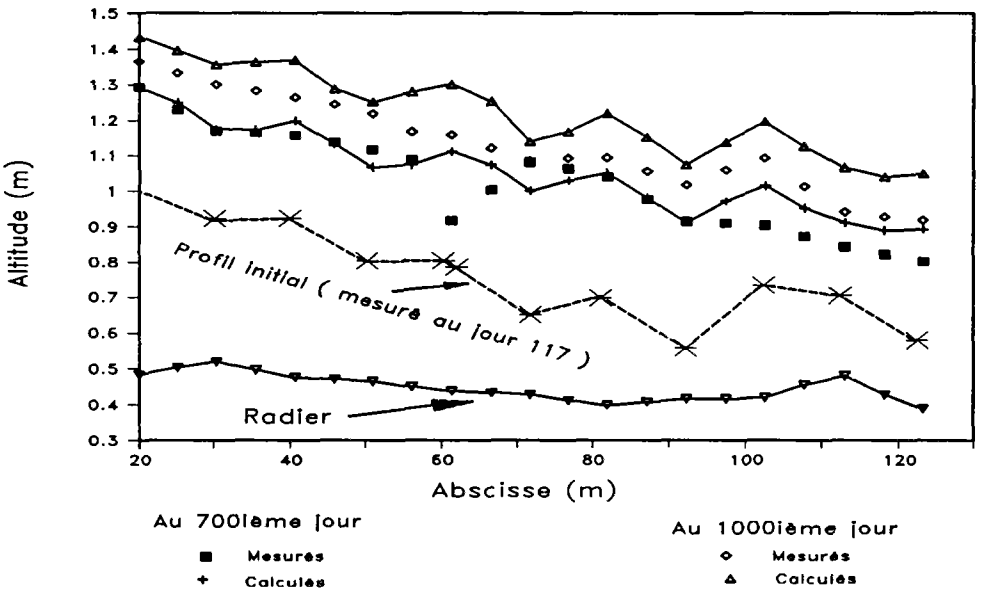
Nous allons, maintenant, appliquer ce code à d'autres périodes, dans le tronçon amont du collecteur et dans le tronçon aval. Ceci permet, d'une part d'examiner la possibilité de généraliser son application, d'autre part de découvrir les divers problèmes liés à cette généralisation. Les résultats numériques lors de l'application du code nous ont montré la nécessité de la construction d'un autre code - <MEDCA-OM>, qui tient compte à la fois des matière minérales et des matières organiques. Les résultats obtenus avec <MEDCA-OM> seront ensuite présentés.

En fin de chapitre, nous effectuerons des essais numériques de comparaison de <MEDCA> et <MEDCA-OM> dans différentes conditions hydrauliques qui peuvent être observées dans le collecteur 13.

14.2. Exploitation du code <MEDCA> et problèmes rencontrés

14.2.1. Simulation de l'évolution de dépôt à long terme dans le tronçon amont.

La première exploitation de <MEDCA> consiste à essayer de reproduire numériquement l'évolution des caractéristiques du dépôt dans une période au delà du 500ième jour, c'est à dire à continuer le calcul effectué pendant le calage du code pour la deuxième période de temps sec (du 117ième jour au 500ième jour, voir chapitre précédent) jusqu'au 1000ième jour. Les valeurs optimales des paramètres proposées dans le paragraphe 13.9 sont utilisées. Les résultats de l'évolution du profil de dépôt et du volume sont respectivement présentés par les figures 14.2.1-1 et 14.4.1-2.



(Δt =8h., M_s=21, E_m=0.05m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.01, et ξ =1.0)

Figure 14.2.1-1 : Comparaison entre les profils de dépôt mesurés et calculés avec <MEDCA> dans le tronçon amont pour la période du 500ième au 1000ième jour

Sur ces figures, on s'aperçoit que l'évolution du volume ainsi que celle du profil de dépôt calculées représentent assez bien pour ce qui se passe en réalité jusqu'au 800ième jour. Mais, au delà, la confrontation de la simulation à la réalité n'est plus convaincante. Normalement, le taux d'augmentation du volume de dépôt devrait diminuer lorsque la pente du profil de dépôt augmente, or le code prévoit le contraire. Les résultats numériques sont largement supérieurs à ceux mesurés. Il n'y a que des particules très fines qui peuvent traverser le tronçon.

En fait, l'analyse effectuée dans le chapitre 6 à partir des résultats des expériences sur les solides charriés (réalisées au 798ième jour) montre que presque tout l'ensemble des solides charriés à l'entrée du collecteur (sauf la partie très légère) se dépose dans le tronçon. Le piège C1 (figure 4.1-1) à l'emplacement-C n'intercepte que des solides fins et légers dont beaucoup sont des matières organiques, notamment pour les particules de grandes tailles. Par rapport aux matières minérales, ces matières sont souvent très légères et faciles à transporter. Au delà du 798ième jour, parce que les conditions d'écoulement le permettent, elles ne devraient pas rester dans le dépôt. Par contre, si ces particules sont traitées comme des particules minérales, de plus forte masse volumique, le taux d'augmentation du volume de dépôt ne peut diminuer. C'est pourquoi le volume calculé est supérieur à celui mesuré. La prise en compte de la présence des matières organiques est donc nécessaire.

Par ailleurs, les particules de faibles tailles ont toutes chances d'être transportées en suspension, leur transport étant lié à l'énergie globale et non à celle du fond. Si la suspension n'est pas prise en compte, nous risquons de sur-estimer le dépôt à la fin du tronçon, et de calculer un volume de dépôt total trop grand.

Il est à noter que la période juste après le curage du collecteur est un cas spécial. Pendant cette période, la jonction du collecteur 13 avec le collecteur Canebière ralentit nettement l'écoulement amont, de telle sorte que ces matières organiques se déposent comme les matières minérales.

14.2.2. Application du code <MEDCA> dans le tronçon aval

Les mesures dans le tronçon aval du collecteur n'ayant pas été utilisées pour le calage du code <MEDCA>, nous allons le tester sur ce tronçon. Afin d'exclure l'influence de la première période des pluies, la simulation numérique commence au 117ième jour.

Le tronçon entre les point 15 et 41 (figure 1.2-1) pris en compte présente une longueur de 260 mètres. Il est discrétisé en 31 sections pour le calcul de transport solide et en 30 tronçons pour stocker les caractéristiques du dépôt. Ceci correspond à un pas d'espace, Δx_{ts} = 8.67 mètre (pour des problèmes de mémoire, nous n'avons pas pu prendre un pas plus petit).

Il est à noter également que les virages sont pris en compte pendant le calcul des paramètres hydrauliques. La formule de Chang (équation {7-4} est utilisée pour évaluer leurs pertes d'énergie.

Les données sont les suivantes :

Données hydrauliques :

Le débit moyen est égal à 0.213m^3/s (tableau 13.7-1). La profondeur d'eau au point 41 est évaluée à partir de la méthode décrite dans le paragraphe 13.4. La figure 14.2.2-1 donne ses valeurs en fonction de la cote du dépôt mesurée pendant la période du débit maximum de la journée (voir figure 1.4-1).

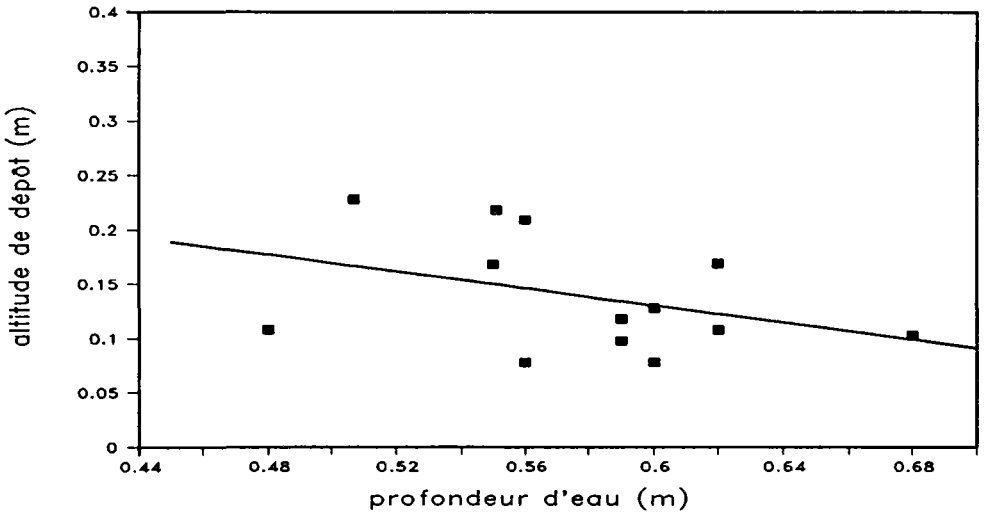


Figure 14.2.2-1 : Relation entre la profondeur d'eau et la cote du dépôt à la sortie du tronçon aval pendant la période des apports liquides maximums

Données sur les solides entrants :

La granulométrie des solides entrant dans le tronçon aval par le collecteur Canebière est supposée identique à celle entrant dans le tronçon amont, mais leur apport est évalué à partir de la surface de bassin versant du collecteur Canebière (43 hectare) soit $(43/78) \cdot 0.1276 = 0.0703$ m³/jour. Parce que les solides sortant du tronçon amont du collecteur 13 présentent de faibles décantabilités par rapport aux conditions d'écoulement dans le tronçon aval, ils sont négligés.

Autres données:

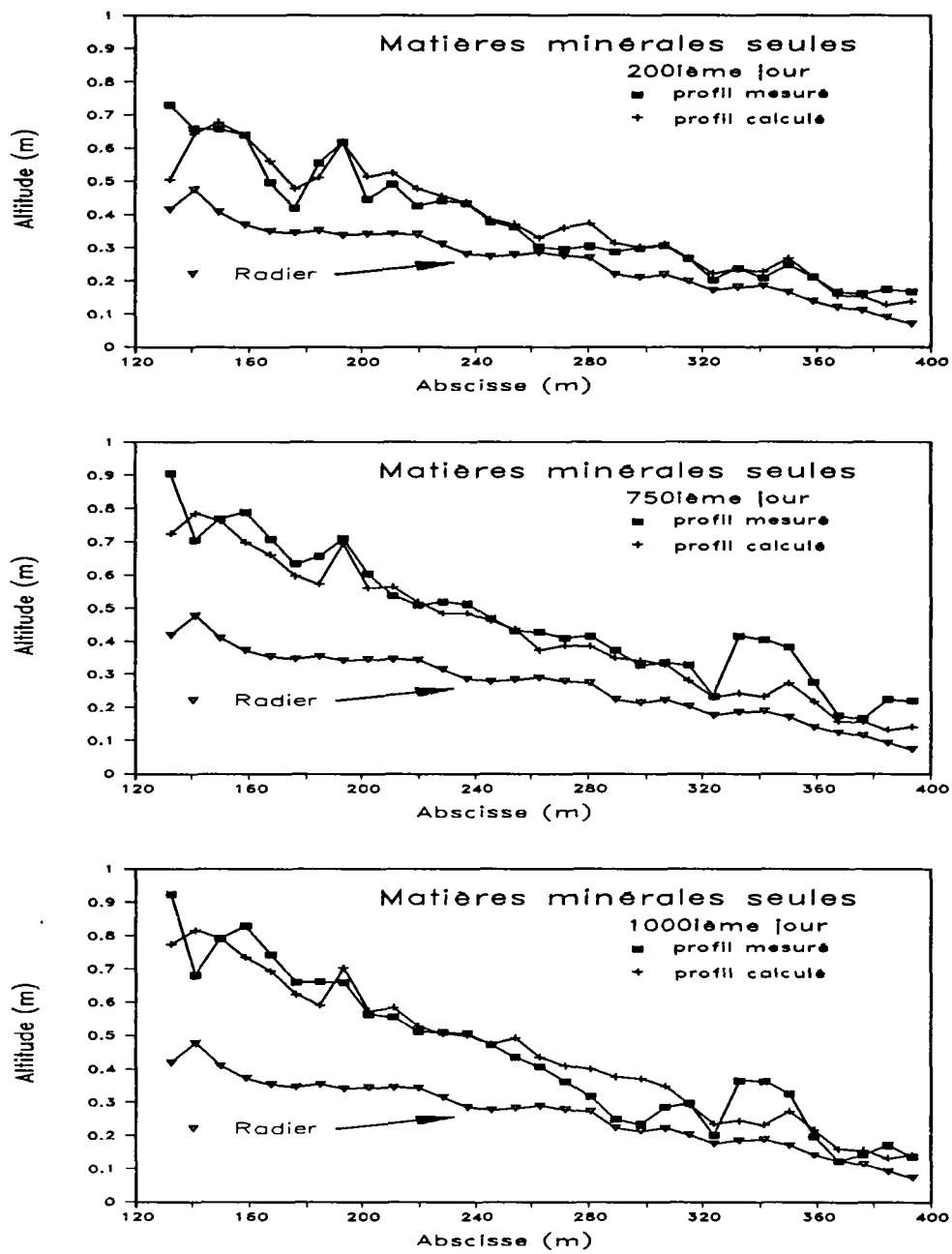
* pas de temps pour le calcul de transport solide Δt =24h;
* ligne d'eau évaluée tous les pas de temps;
* épaisseur de la couche mélangée E_m =0.05 mètre;
* porosité de dépôt ϵ_{dep} =0.20;
* les valeurs proposées dans le paragraphe 13.9.7 pour les coefficients de transport sont utilisées.

Résultats :

La figure 14.2.2-2 montre la comparaison entre les profils de dépôt calculés et mesurés. Nous constatons que <MEDCA> reproduit bien leur évolution. L'évolution du volume de dépôt calculée se confond également assez bien avec celle mesurée (figure 14.4.1-3). S'il existe des écarts entre les résultats calculés et mesurés pendant certaines périodes, ceci est probablement dû à l'influence ponctuelle des apports

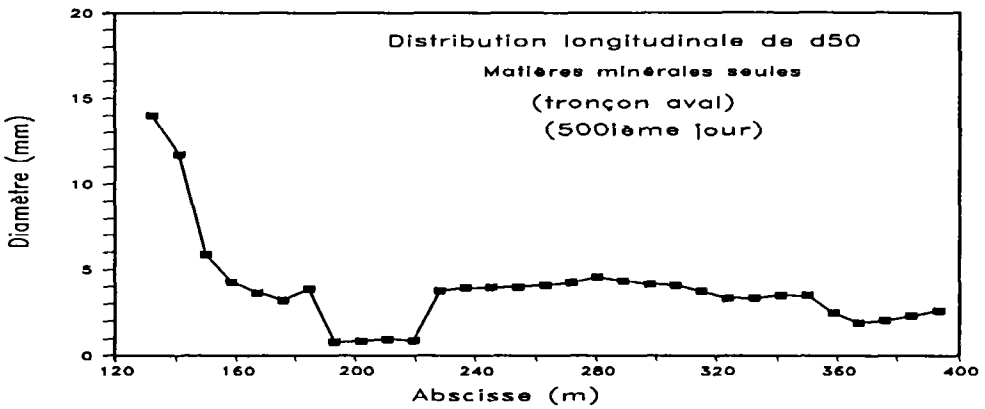
liquides et solides lors d'événements pluvieux. La figure 14.2.2-3 montre la distribution longitudinale du d_{50} du dépôt. On s'aperçoit que les d_{50} calculés sont proches de ceux mesurés (voir figure 2.4-1, 517ième jour).

Un autre phénomène important reproduit par <MEDCA> est l'influence des virages sur la formation de dépôt (figure 14.2.2-2, cf. figure 1.2-1).



(Δt =24h., M_s=31, E_m=0.05m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.01, et ξ =1.0)

Figure 14.2.2-2 : Comparaison entre les profils de dépôt calculés et mesurés dans le tronçon aval du collecteur 13



(Δt =24h., M_s=31, E_m=0.05m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.01, et ξ =1.0)

Figure 14.2.2-3 : Distribution longitudinale de d_{50} des compositions granulométriques de dépôt calculées dans le tronçon aval du collecteur 13

14.2.3. Conclusion

L'essai numérique dans le tronçon aval du collecteur 13 montre que les résultats calculés coïncident bien avec les mesures. Ceci prouve l'efficacité de <MEDCA> lorsque les solides transportés présentent des masses volumiques assez homogènes.

L'application de <MEDCA> en d'autres période de temps sec dans le tronçon amont du collecteur 13 donne également des résultats numériques assez satisfaisants. Une bonne corrélation entre résultats calculés et mesurés peut être obtenue sur la période du 117ième jour au 800ième jour. Mais, après le 800ième jour, <MEDCA> sur-estime la quantité des solides déposés, et certaines améliorations sont nécessaires. Il s'agit de considérer la présence des matières organiques, ce que nous allons faire en construisant le code <MEDCA-OM> (Organique Minérale).

14.3. Construction du code <MEDCA-OM>

Les grands principes de <MEDCA-OM> sont expliqués ci-dessous.

Nous divisons les particules solides en matières minérales et en matières organiques. Chaque partie est subdivisée en 8 classes granulométriques (tableau 13.2.4-1), et a une masse volumique invariable évaluée par pondération.

Lors du calcul de la ligne d'eau, la rugosité du fond a été évaluée à partir de l'ensemble des solides du dépôt.

Nous calculons tout d'abord le débit des solides transportés respectivement pour chaque partie, en ignorant la présence de l'autre. Nous obtenons ainsi deux débits. Le débit global des solides transportés est obtenu ensuite par somme pondérée.

14.4. Exploitation du code <MEDCA-OM>

14.4.1. Simulation de l'évolution de dépôt à long terme dans le tronçon amont avec <MEDCA-OM>

Nous répétons exactement la même simulation qu'au paragraphe 14.2.1 avec le code <MEDCA-OM>.

Sauf pour les caractéristiques de solides entrant, les valeurs de tous les autres paramètres sont les mêmes que celle utilisées avec le code <MEDCA>. Lors de l'évaluation des caractéristiques des solides entrant à partir de la méthode expliquée dans le paragraphe 13.3, 30% des solides déposés pendant la première période de temps sec sont considérés comme organiques. La figure 14.4.1-1 donne les caractéristiques des solides entrant en présence des matières organiques.

Par ailleurs, le pourcentage des matières organiques dans la couche superficielle de dépôt est évalué à partir de la figure 2.4-5.

Les résultats de l'évolution du volume de dépôt calculés sont présentés dans la figure 14.4.1-2.

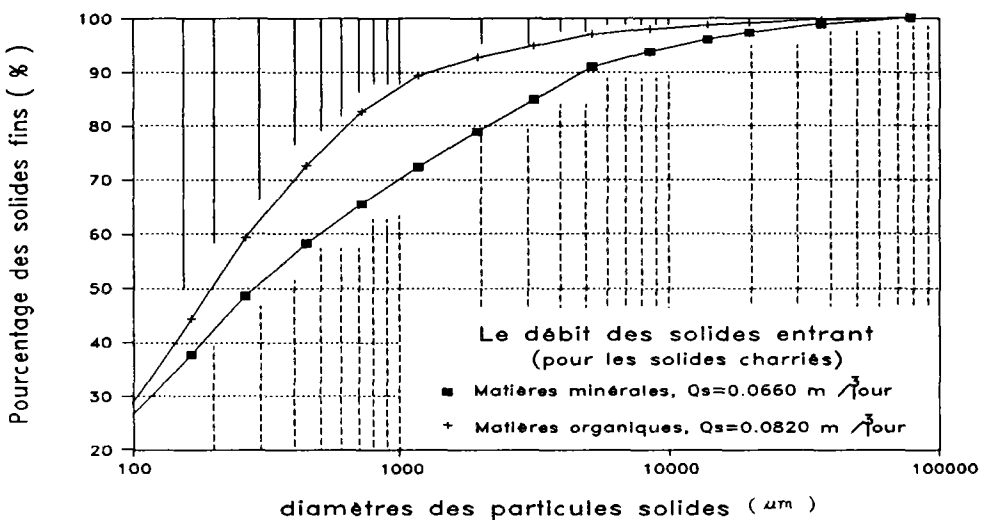
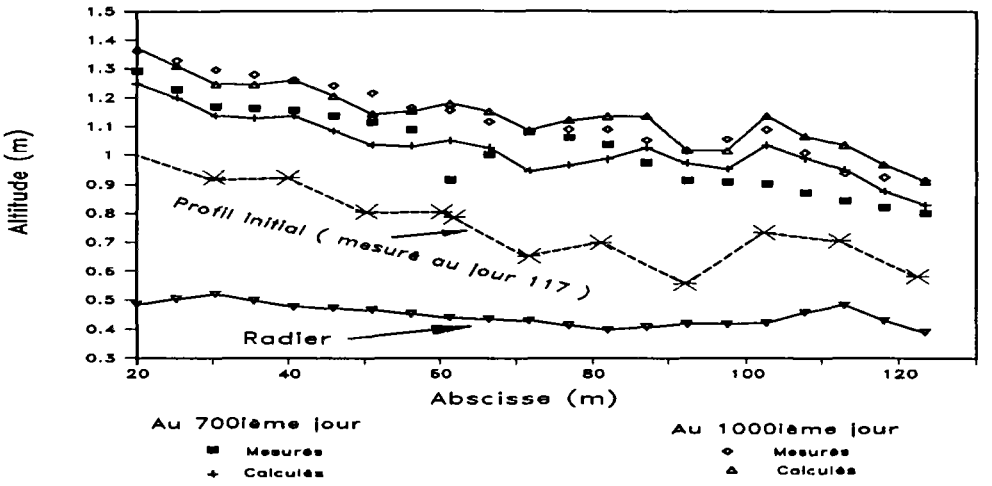
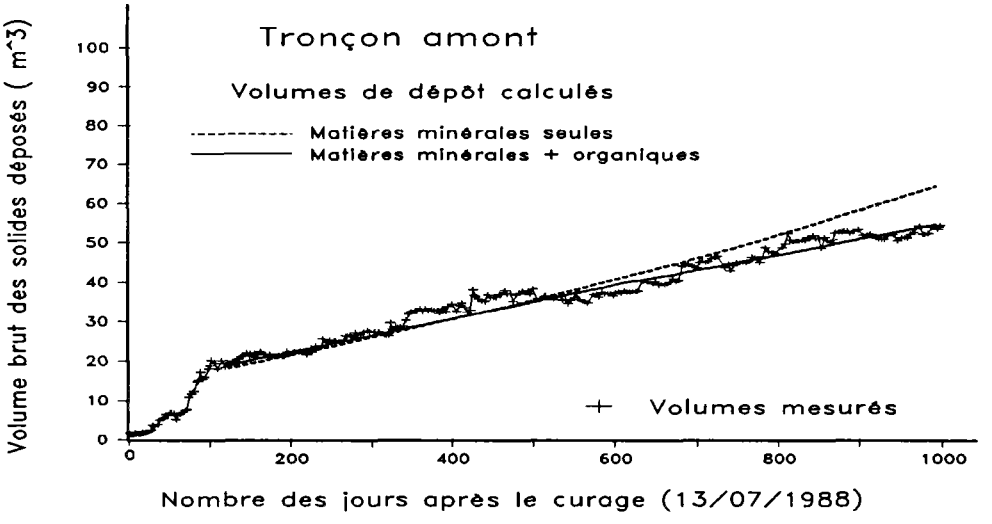


Figure 14.4.1-1 : Caractéristiques des solides entrant dans le tronçon amont du collecteur 13, avec présence de matières minérales et organiques



(Δt =8h., M_s=21, E_m=0.05m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.01, et ξ =1.0)

Figure 14.4.1-2 : Comparaison entre les profils de dépôt calculés avec <MEDCA-OM> et mesurés dans le tronçon amont du collecteur 13



(Δt =8h., M_s=21, E_m=0.05m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.01, et ξ =1.0)

Figure 14.4.1-3 : Comparaison entre l'évolution du volume de dépôt mesurée et celle calculée respectivement avec <MEDCA> et <MEDCA-OM> dans le tronçon amont pour la période du 117ième au 1000ième jour

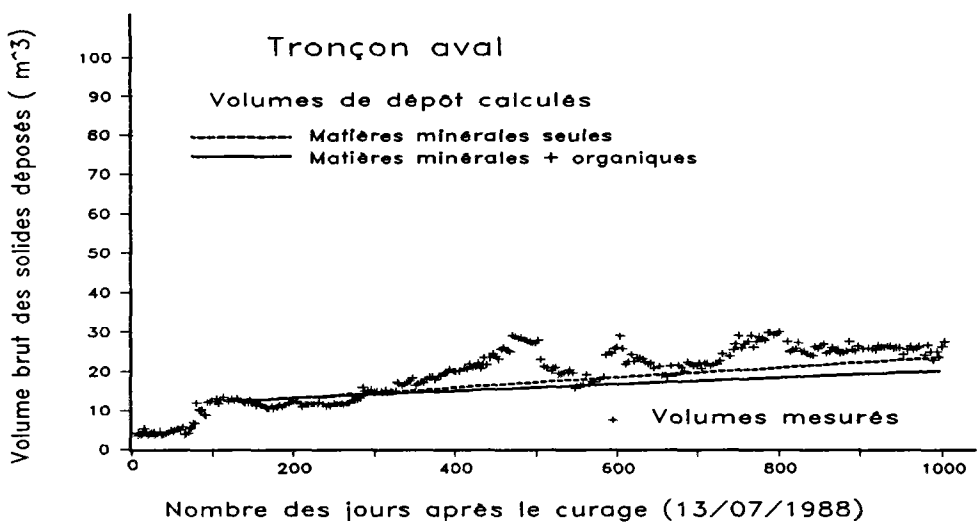
Cette figure montre que le code <MEDCA-OM> donne des résultats bien meilleurs que le code <MEDCA> et prouve la nécessité de la prise en compte de la présence de matières organiques.

14.4.2. Application du code <MEDCA-OM> dans le tronçon aval

Le même algorithme que celui du paragraphe 14.2.2 est utilisé pour l'application de <MEDCA-OM> dans le tronçon aval du collecteur 13. Les caractéristiques des solides entrant sont évalués de la même manière, c'est-à-dire, à partir de la surface de bassin versant du collecteur Canebière (43 hectares). On obtient $(43/78) \cdot 0.066 = 0.036$ m³/jour pour les matières minérales et $(43/78) \cdot 0.082 = 0.045$ m³/jour pour les matières organiques. Les valeurs de tous les autres paramètres sont identiques.

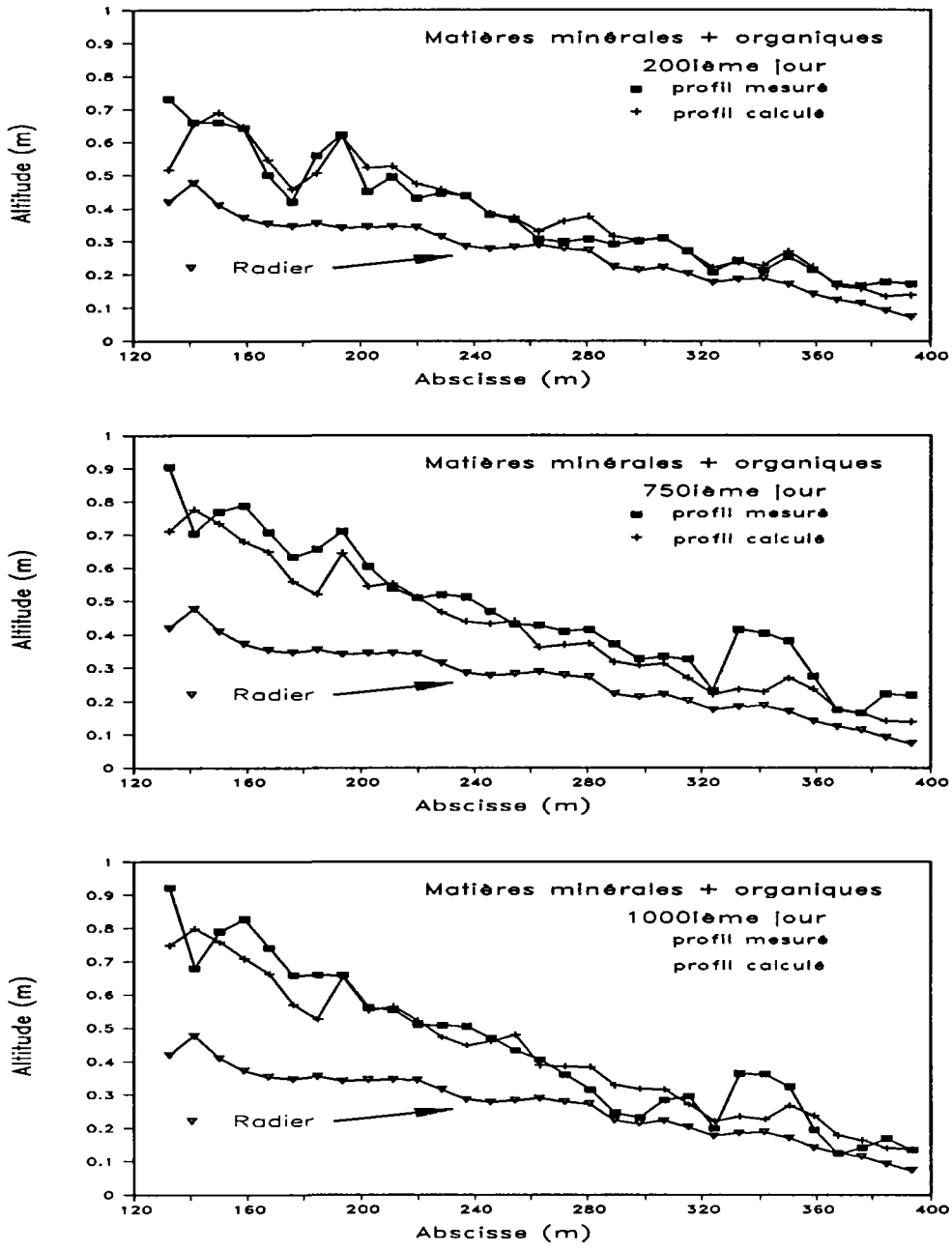
La figure 14.4.2-2 donne une représentation de l'évolution du profil de dépôt calculée. En la comparant avec celle mesurée, nous observons que le code reproduit bien la tendance de l'évolution, mais que les profils calculés sont toujours un peu plus bas et les volumes un peu plus faibles (figure 14.4.2-1). On peut l'expliquer par la façon d'évaluer les apports solides entrant, qui est valable pour le tronçon amont, mais sous-estime le débit des particules solides minérales entrant en tronçon aval.

Comparant les résultats calculés respectivement avec <MEDCA> et <MEDCA-OM>, on peut constater que l'influence des caractéristiques des solides entrant (apports et granulométrie) joue un rôle très important sur la formation de dépôt.



(Δt =24h., M_s=31, E_m=0.05m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.01, et ξ =1.0)

Figure 14.4.2-1 : Comparaison entre l'évolution du volume de dépôt calculée respectivement avec <MEDCA> et <MEDCA-OM> et celle mesurée dans le tronçon aval du collecteur 13



(Δt =24h., M_s=31, E_m=0.05m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.01, et ξ =1.0)

Figure 14.4.2-2 : Comparaison entre les profils de dépôt calculés avec <MEDCA-OM> et mesurés dans le tronçon aval du collecteur 13

14.4.3. Conclusion

Les résultats numériques dans le tronçon amont obtenus avec <MEDCA-OM> sont meilleurs qu'avec <MEDCA>. <MEDCA-OM> reproduit mieux l'évolution des caractéristiques du dépôt. Ceci montre l'importance de la prise dans le compte des matières organiques sur la formation de dépôt.

L'application dans le tronçon aval du collecteur 13 de <MEDCA> et <MEDCA-OM> donne aussi des résultats assez satisfaisants. Tous deux reproduisent assez bien la tendance de l'évolution des caractéristiques, sans qu'il soit possible de trancher entre leurs performances.

14.5. Essais numériques respectivement avec <MEDCA> et <MEDCA-OM> dans d'autres conditions hydrauliques du collecteur 13

14.5.1. Description

Les paragraphes précédents ne présentent que des résultats numériques obtenus avec les conditions rencontrées quotidiennement dans le collecteur 13 de Marseille.

Nous allons effectuer des essais avec d'autres conditions hydrauliques que nous pouvons obtenir dans le collecteur 13. Trois cas sont testés. Il s'agit de:

1/ Prévision de l'évolution des caractéristiques du dépôt, les eaux du collecteur Canebière étant détournées vers l'amont du collecteur 13, à partir du 517ième jour; (EXPL-TEST 1)

2/ Test sur la possibilité de l'apparition d'une érosion lors d'apports très importants d'eau claire; (EXPL-TEST 2);

3/ Prévision de l'évolution des caractéristiques du dépôt avec détournement des eaux du collecteur Canebière vers l'amont, à partir d'un fond sec (jour Zéro fictif); (EXPL-TEST 3).

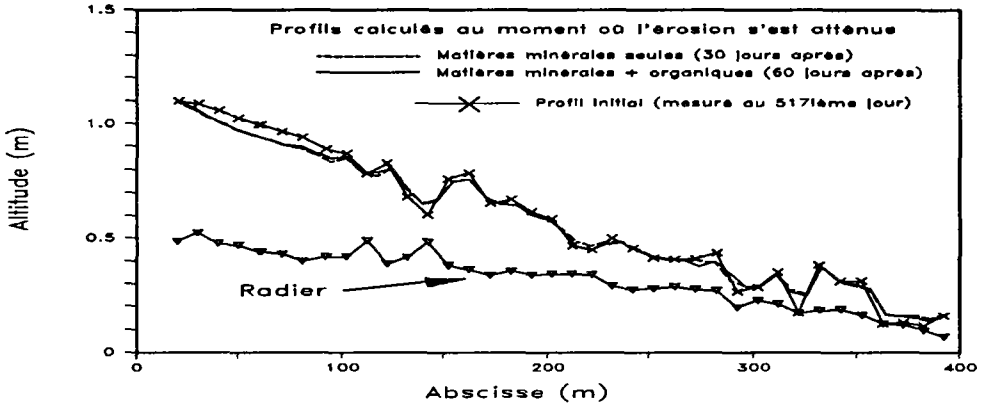
Pour ces trois cas étudiés, le tronçon entre les point 3 et 41 est discrétisé en 51 sections pour le calcul des paramètres hydrauliques et de transport solide et en 50 tronçon pour le stockage des caractéristiques du dépôt. Mis à part le pas de temps que nous prenons ici est égal à 24h, au lieu de 4h, tous les autres paramètres gardent les valeurs proposées par le calage du code <MEDCA> (voir paragraphe 13.9.6). Les deux codes sont appliqués pour chacun de ces trois cas.

14.5.2. Exploitation de <MEDCA> et <MEDCA-OM> : EXPL-TEST 1

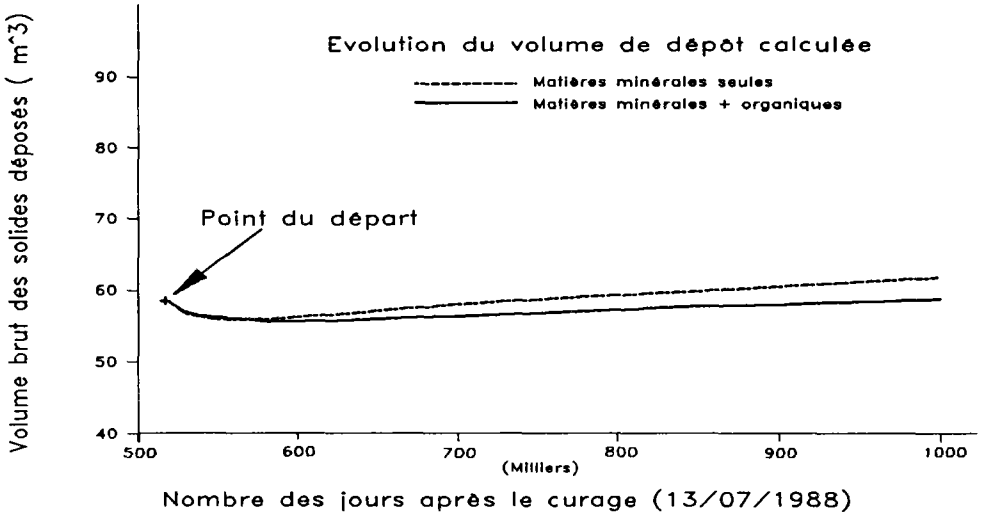
Nous voulons vérifier s'il est possible d'obtenir une érosion (importante) du dépôt (notamment pour le tronçon amont) avec le détournement des eaux du collecteur Canebière vers l'amont du collecteur 13.

Dans ce cas, le débit liquide moyen est alors de 0.213 m^3/s. Le débit des solides entrant est égal à la somme des deux débits (avant le détournement des eaux de Canebière). La granulométrie des solides de la figure 13.3-1 est prise pour <MEDCA> et celle de la figure 14.4.1-1 pour <MEDCA-OM>.

Le profil de dépôt mesuré au 517ième jour après le dernier curage du collecteur et la cinquième campagne de mesure granulométrique du dépôt (réalisée elle aussi au 517ième jour) sont utilisés pour initialiser le calcul. Lors de l'application du code <MEDCA-OM>, le pourcentage des matières organiques dans le dépôt est évalué à partir de la figure 2.4-5.



a: Profils de dépôt calculés au moment où l'érosion de dépôt s'achève



b: Evolution du volume de dépôt

(Δt =24h., M_s=51, E_m=0.05m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.01, et ξ =1.0)

Figure 14.5.2-1 : Etude de la possibilité d'érosion respectivement avec <MEDCA> et avec <MEDCA-OM>, et avec le détournement des eaux de Canebière vers l'amont du collecteur 13

Les résultats du calcul sont présentés figures 14.5.2-1 et -2. On constate qu'une faible érosion du dépôt, de quelque mètres cubes (dans le tronçon amont) peut se produire. Mais elle s'atténue complètement après une courte durée (30 jours pour <MEDCA> et 60 jours pour <MEDCA-OM>), l'augmentation de dépôt recommence ensuite. Ainsi, l'obtention d'une érosion importante n'est pas possible avec le détournement des eaux de Canebière vers l'amont.

14.5.3. Exploitation de <MEDCA> et <MEDCA-OM> : EXPL-TEST 2

Dans les mêmes les conditions que précédemment, nous allons encore augmenter artificiellement les apports liquides jusqu'à une valeur de 0.700 m^3/s, et vérifier si l'érosion du dépôt peut être obtenue. Afin d'avoir une connaissance plus claire de la seule érosion, les apports solides entrant sont supposés nuls.

Les résultats numériques obtenus respectivement avec <MEDCA> et <MEDCA-OM> sont présentés dans la figure 14.5.3-1. On constate que l'érosion de dépôt se poursuit au delà des 30 et 60 jours, mais devient de plus en plus difficile. Les résultats du calcul montrent que l'augmentation du débit liquide avec de l'eau claire pendant 500 jours érode 6.63 m^3 de solides pour <MEDCA> et 8.78 m^3 pour <MEDCA-OM>.

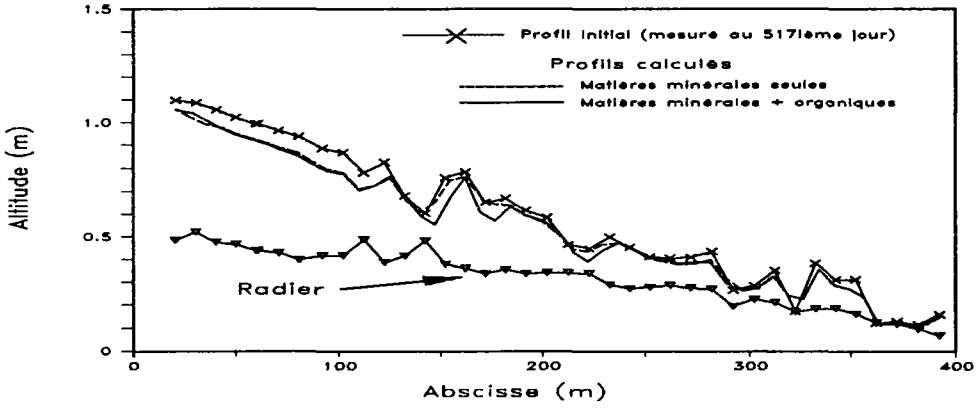


figure 14.5.3-1.a: Profil de dépôt calculé 500 jours après l'opération

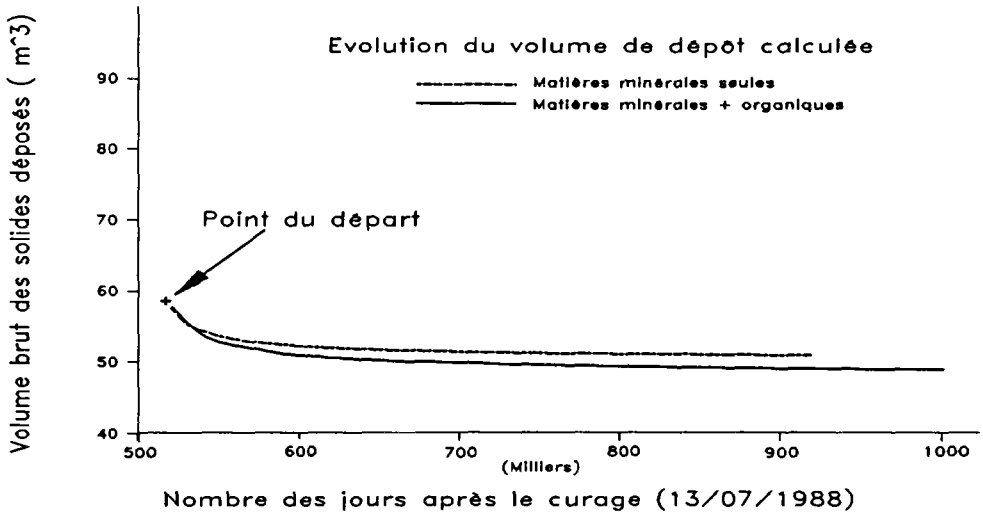


figure 14.5.3-1.b: Evolution du volume de dépôt

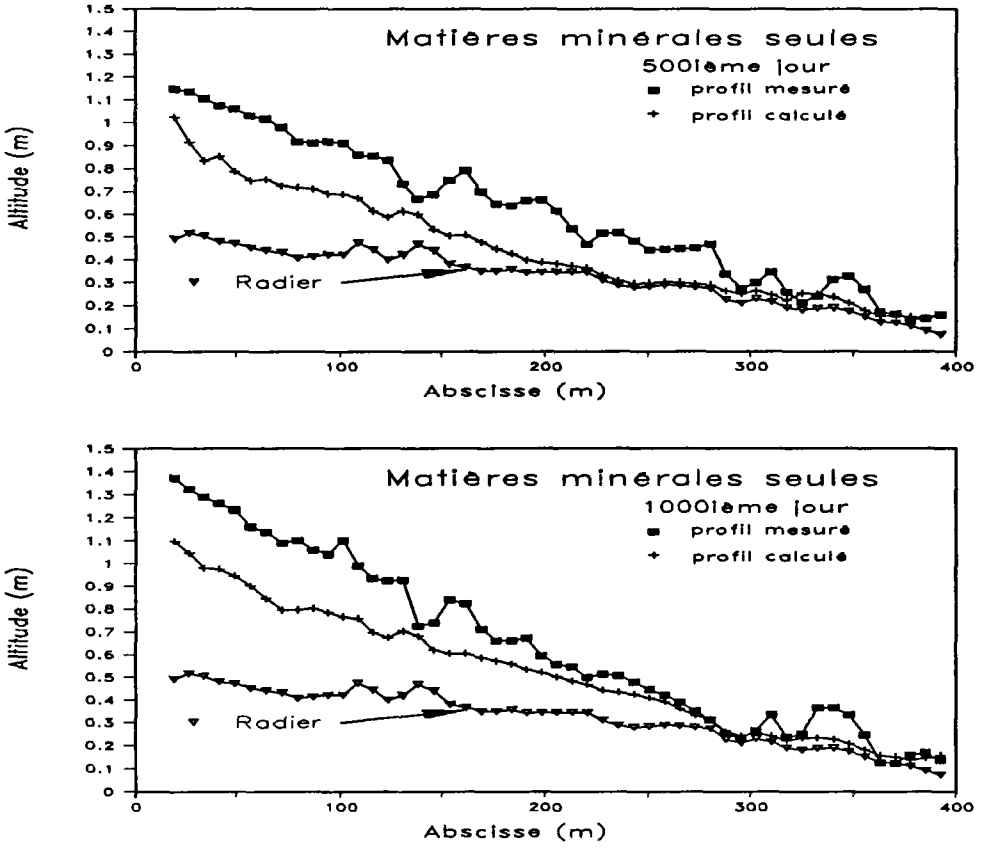
(Δt =24h., M_s=51, E_m=0.05m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.01, et ξ =1.0)

Figure 14.5.3-1 : Etude de la possibilité d'érosion respectivement avec <MEDCA> et avec <MEDCA-OM>, et avec le détournement des eaux de Canebière vers l'amont du collecteur 13, plus augmentation artificielle des eaux claires

14.5.4. Exploitation de <MEDCA> et <MEDCA-OM> : EXPL-TEST 3

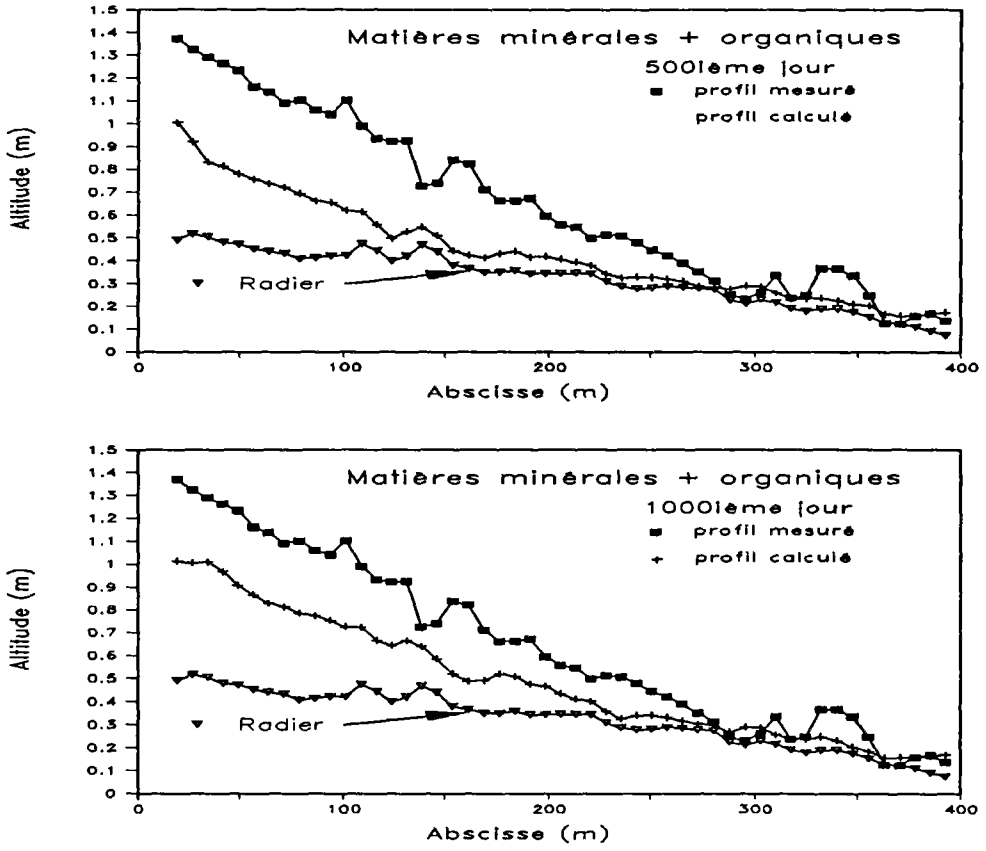
Nous allons simuler quelle serait l'évolution des caractéristiques de dépôt dans le collecteur 13 avec le détournement des eaux du collecteur Canebière vers l'amont, après curage. Ce test commence donc sur fond sec.

Le tronçon entre les point 3 et 41 est discrétisé comme précédemment. Le débit liquide moyen est de 0.213 m^3/s. Le débit des solides entrant est égale à la somme de deux débits. La granulométrie du paragraphe 13.2.4-1 est prise pour <MEDCA> et celle du paragraphe 14.4.1-1 pour <MEDCA-OM>. Les résultats du calcul sont présentés dans les figures 14.5.4-1, -2 et -3.



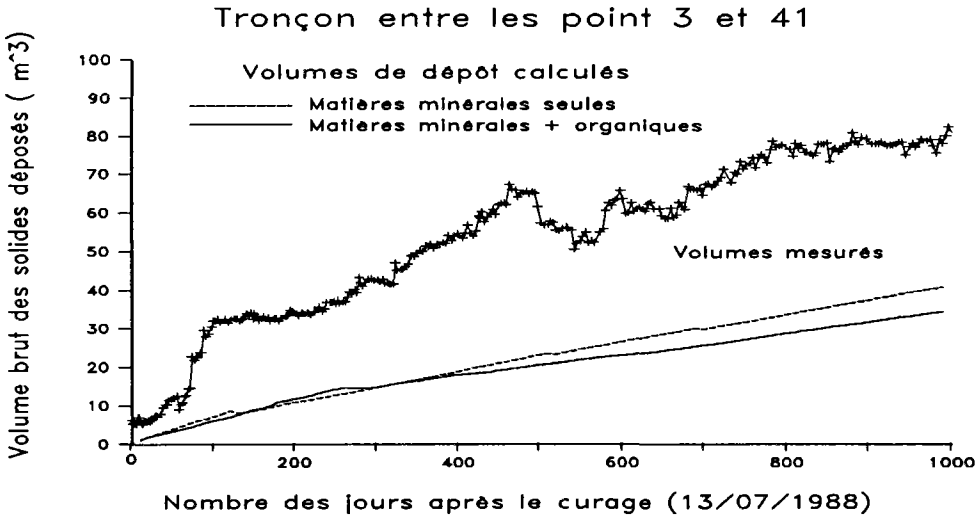
(Δt =24h., M_s=51, E_m=0.05m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.01, et ξ =1.0)

Figure 14.5.4-1 : Comparaison entre les profils de dépôt calculés avec <MEDCA>, avec le détournement des eaux de Canebière vers l'amont du collecteur 13 et ceux mesurés réellement avec les conditions hydrauliques quotidiennes



(Δt =24h., M_s=31, E_m=0.05m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.01, et ξ =1.0)

Figure 14.5.4-2 : Comparaison entre les profils de dépôt calculés avec <MEDCA-OM>, avec le détournement des eaux de Canebière vers l'amont du collecteur 13, et ceux mesurés réellement avec les conditions hydrauliques quotidiennes



(Δt =24h., M_s=31, E_m=0.05m, $\alpha_{dép}$ =0.01, $\alpha_{éro}$ =0.01, et ξ =1.0)

Figure 14.5.4-3 : Comparaison entre l'évolution du volume de dépôt calculée respectivement avec <MEDCA> et <MEDCA-OM>, avec le détournement des eaux du collecteur Canebière vers l'amont du collecteur 13, et celle mesurée avec les conditions hydrauliques quotidiennes

Ces figures permettent de constater que le dépôt se manifeste toujours à l'entrée du tronçon, avec une épaisseur décroissante de l'amont vers l'aval. Le détournement des eaux du collecteur Canebière diminue nettement la quantité des solides en dépôt. Il est difficile d'observer une différence entre les résultats calculés avec <MEDCA> et <MEDCA-OM> avant le 350ième jour. Ensuite il se produit un écart qui va croître avec le temps. Ceci montre bien le rôle des matières organiques.

14.5.5. Conclusion

Les résultats des tests montrent que le détournement des eaux du collecteur Canebière vers l'amont du collecteur 13 aurait diminué nettement le volume de dépôt s'il avait été réalisé après le curage. Mais le dépôt s'étant formé, le détournement des eaux du collecteur Canebière ainsi que l'augmentation artificielle importante du débit liquide en continu pendant une très longue durée ne peuvent donner une érosion considérable. On l'a déjà expliqué par la présence du phénomène de masquage, et ceci confirme les résultats obtenus pendant l'étude de la stabilité du dépôt (voir paragraphe 6.5).

14.6. Conclusion du chapitre

L'étude ci-dessus nous permet de faire les remarques suivantes:

1/ Lors de l'établissement d'un code de transport pour les collecteurs où les conditions d'écoulements varient beaucoup, du fond sec après curage jusqu'au remplissage, il est nécessaire de prendre en compte les matières minérales et organiques. Le code <MEDCA-OM> améliore ainsi beaucoup les résultats numériques, en comparaison avec <MEDCA> qui tient compte des matières minérales seules;

2/ L'application de <MEDCA> dans le tronçon aval du collecteur 13 montre qu'il peut aussi reconstituer l'évolution des caractéristiques du dépôt avec les coefficients obtenus pendant le calage présenté dans le chapitre 13.

Quant au code <MEDCA-OM>, il reproduit assez correctement la tendance de l'évolution des caractéristiques de dépôt dans ce tronçon aval mais sous-estime le volume de dépôt. On peut l'expliquer par la façon d'évaluer les apports solides entrant, qui les sous-estime dans le tronçon aval.

3/ <MEDCA> et <MEDCA-OM> ont été exploités dans diverses situations hydrauliques qui peuvent être obtenues dans le collecteur 13. Les résultats montrent que le renforcement du débit liquide à partir du début du curage peut diminuer nettement la quantité des solides déposés dans le collecteur (par exemple, le détournement des eaux du collecteur Canebière vers l'amont du collecteur 13). Mais, dès qu'ils sont formés, les dépôts sont très difficiles à éroder par ce type d'action. Le problème est dû au phénomène de masquage qui conduit lui même au phénomène de pavage.

CONCLUSION DE LA QUATRIEME PARTIE

Le code <MEDCA>, développé dans la partie précédente, a été appliqué dans le collecteur 13. Il a été calé sur les résultats de mesures réalisées dans le tronçon amont pendant certaines périodes de temps sec. Dans ce même tronçon, nous l'avons utilisé pour d'autres périodes de temps sec, ce qui nous a amené à la construction de <MEDCA-OM> qui tient compte à la fois des matières minérales et organiques.

Calé sur certaines conditions hydrauliques, <MEDCA> (ou <MEDCA-OM>) semble d'une bonne fiabilité lors d'applications dans d'autres situations. L'ensemble des résultats obtenus et présentés dans les chapitres précédents le confirme. Divers phénomènes de transport solide rencontrés dans le collecteur 13 ont été retrouvés numériquement. La performance de <MEDCA> (ou <MEDCA-OM>) est donc satisfaisante.

Enfin nous pouvons faire les commentaires suivants :

1/ Le calage du code <MEDCA> dans le tronçon amont du collecteur 13 montre que le coefficient de dépôt dans la loi de chargement joue un rôle primordial. Il prouve, 1/ d'une part, la dominance du phénomène de sédimentation rencontré. Seules les particules fines présentent une tendance à l'érosion (mais qui n'est pas toujours évidente lors de la présence du phénomène de masquage); 2/ d'autre part, l'importance de la considération d'une loi de chargement dans la simulation du transport solide lorsque les conditions hydrauliques varient beaucoup de l'amont vers l'aval sur une courte longueur. L'essai sans prise en compte de cette loi (effectué pendant l'animation du code <MEDCA>) montre qu'un dépôt considérable se produit juste après l'entrée du collecteur. La pente du dépôt devient telle que l'hypothèse que l'écoulement est quasi-uniforme est transgressée.

2/ Pendant son calage ainsi que pendant ses applications, <MEDCA> reproduit assez correctement l'évolution des caractéristiques de dépôt, notamment celle du profil ainsi que celle du volume. Grâce à la théorie de Gessler et à la prise en compte de deux valeurs de la capacité de transport (voir chapitre 8), il simule assez bien le phénomène de masquage, bien qu'il sur-estime un peu les tailles des particules solides en dépôt. On peut l'expliquer de deux façons: d'une part, les campagnes des mesures granulométriques de dépôt réalisées, toujours pendant le temps sec, nous ont amené à une estimation d'une granulométrie des solides plus importante, d'autre part, l'application de la théorie de Gessler, utilisée ici pour la première fois dans la simulation du phénomène de masquage, ne donne que les compositions granulométriques de dépôt à la fin d'une érosion. Son application au cours d'une érosion n'est pas évidente.

3/ Avec les coefficients de calage obtenus dans le tronçon amont, <MEDCA> reproduit assez correctement l'évolution des caractéristiques du dépôt dans le tronçon aval. Les aspects hydrauliques liés aux virages ont été pris en compte et la tendance des aspects du transport solide est assez bien reproduite (figure 14.2.2-2).

L'application de <MEDCA> dans le tronçon amont au delà du 800ième jour montre la nécessité de la prise en compte des matières organiques, d'où la construction du code <MEDCA-OM>. Par rapport à <MEDCA>, celui-ci donne de meilleurs résultats lors de la simulation de l'évolution du dépôt dans ce tronçon amont. Mais son application exige une très bonne estimation des apports solides entrant (pour les matières organiques comme pour les matières minérales).

4/ Des tests ont été menés pour diverses conditions hydrauliques. Les résultats montrent qu'afin d'avoir moins de dépôt, il faut effectuer des augmentations du débit liquide sitôt après le début du curage et que, dès que le dépôt s'est formé, il est très difficile hydrauliquement de l'éroder. Ceci confirme la conclusion obtenue lors de l'analyse de la stabilité du dépôt (voir 6.5 et conclusion de la deuxième partie). Cela est dû au phénomène de masquage, et au pavage final qui en résulte, et que nous avons reproduits correctement en simulation numérique.

Enfin, si l'on veut avoir un bon curage par des renforcements de débits, il y a intérêt à piéger les très grosses particules en amont du collecteur, avec la technique exposée dans la première partie.

CONCLUSION GENERALE

Après deux ans d'observations et d'expérimentations sur l'évolution des dépôts en collecteurs, les constatations résultant de l'ensemble des analyses nous ont conduit à l'établissement d'un code de transport solide spécifique aux collecteurs d'assainissement. Basé sur l'hypothèse de régimes d'écoulements permanents sur les périodes de débits minimum et maximum des journées de temps sec, il tient compte de la géométrie réelle du collecteur, de l'influence des singularités (virages), de la présence des matières minérales et organiques. Son calage, sur le seul tronçon amont et sur deux périodes de 50 jours puis 280 jours, pour lesquelles nous avons simulé l'évolution des dépôts, en volume, répartition longitudinale et composition granulométrique, nous a permis d'approfondir la connaissance des mécanismes de transport. Ses applications, dans d'autres conditions que celle ayant permis de le mettre au point, ont démontré ses bonnes performances quant à la description de l'évolution des caractéristiques des dépôts. Entres autres, son exploitation avec les diverses conditions hydrauliques qu'on peut obtenir par l'aménagement du réseau du collecteur 13 confirme les résultats expérimentaux. Bien qu'il soit limité au transport solide par charriage, la bonne confrontation entre les résultats calculés et mesurés montre que la prise en compte des sédiments transportés en suspension n'est probablement pas nécessaire. Par contre, la prise en compte de masses volumiques variables pour chaque fraction solide semble intéressante.

Si l'on détaille les originalités de cette étude, on peut dire que : 1/ elle propose une méthode, différente de celle classiquement utilisée, pour les prélèvements des solides transportés au fond dans un écoulement à surface libre (chapitre 3). Les problèmes fondamentaux (théoriques et pratiques) liés à cette méthode sont étudiés et sa validité a été vérifiée par son application au collecteur 13. Les résultats expérimentaux montrent qu'elle est efficace pour les prélèvements des solides transportés au fond. 2/ elle propose également une nouvelle méthode pour l'analyse des solides transportés en collecteurs (chapitre 6). Celle-ci, basée sur la puissance des solides décantée par unité de temps, amène à des idées claires sur le tri granulométrique et de masses volumiques des solides déposés; 3/ elle propose également une méthodologie spécifique pour la sélection d'une expression de la résistance hydraulique des écoulements à surface libre (chapitre 5). 4/ elle démontre, du côté théorique, une idée de Vélikanov concernant le fait que la capacité de transport possède deux valeurs. L'application de cette conception dans le code nous a donné des résultats intéressants (chapitre 8); 5/ elle utilise la théorie de Gessler (pour la première fois) pour la simulation du phénomène de dégradation

ou aggravation des compositions granulométriques des dépôts (chapitre 10); 6/ elle prend en compte (pour la première fois également) la coexistence des matières minérales et des matières organiques, de masses volumiques différentes (chapitre 14).

Enfin, dans une optique pragmatique, les solutions techniques que l'on peut proposer, remèdes à l'encrassement des collecteurs, sont les suivantes :

1/ essayer d'éviter des singularités géométriques dans les collecteurs lors de leur construction, notamment les jonctions dont le rapport des apports liquides est très élevé. De telles singularités sont évidemment incontournables: Quelques traitements spécifiques sont alors nécessaires afin d'éviter de forts ralentissements des écoulements en leur amont (pour les problèmes liés aux jonctions, voir chapitre 7);

2/ essayer, dès le départ, de ne pas laisser les dépôts se former. Lors de la présence des solides au fond, il faut les évacuer le plus vite possible, notamment pour la partie des solides de taille fine car ils peuvent facilement être évacués hydrauliquement;

3/ essayer de ne pas laisser entrer les solides de très grandes tailles. Ceci permet de diminuer la quantité des dépôts, présentant alors une granulométrie plus fine, par l'emploi d'aménagements hydrauliques tels que l'augmentation des débits par détournement des eaux d'autres collecteurs dans le collecteur à entretenir. Le piège défini dans le chapitre 3 peut être utilisé pour l'interception de ces grosses particules.

L'influence de certaines singularités géométriques sur le transport solide a fait aussi l'objet de cette étude. Ceci nous permet de proposer des améliorations du système hydraulique pour les réseaux existant ainsi que pour les réseaux à construire.

REFERENCES

ALQUIER M. (1973). *Etude fondamentale de certaines applications des méthodes de traçage en hydraulique*, Thèse de doctorat du 3'ième cercle, Université Paul Sebastien, Toulouse, France

ARMANINI A. and DI SILVIO D., (1988). *An one-dimensional model for the transport of a sediment mixture in non-equilibrium conditions*, J. of Hyd. Research, Vol.26, No.3

ARTIERES O. (1987). *Les dépôts en réseaux d'assainissement unitaire (origine, caractéristiques, pollution, transport)*, Thèse de doctorat, Institut de mécanique des fluides de Strasbourg, Université Louis Pasteur de Strasbourg, France

ARTIERES O. and O. SCRIVENER (1987). *Origine du dépôt d'un réseau d'assainissement unitaire*, Proc. Congr. AIRH, Lausanne

ASHMORE P. and G. PARKER, (1983). *Confluence scour in coarse braided stream*, J. of Water Resource Research, Vol.19, No.2,

BACHOC A., CHEBBO G., LIN H.S. ET LAPLACE D., (1991). *Dépôts en réseaux unitaires: à propos de leur formation et de leur contribution à la pollution des rejets pluviaux urbains,* Rapport d'étude, CERGRENE - IMFT - Plan Urbain - AGHTM

BACHOC A. (1992). *Le transfert des solides dans les réseaux d'assainissement unitaires*, Thesis of Doctorat, Institut de mécanique des fluides de Toulouse, Institut National Polytechnique de Toulouse, France, November, 1992

BAGNOLD R.A. (1973). *The nature of saltation and of bed load transport in water*, Proc. Royal Soc. London, ser. A, vol 332

BELL R.G. and SUTHERLAND A.J., (1983), *Non equilibre bed load transport by steady flow*, J. of Hyd. Engineering, ASCE, Vol.110, No.3, 1984

BEST J.L. and REID I. (1984). *Separation zone at open channel junctions*, J. of Hyd. Engineering, ASCE, Vol.110, No.11

BEYER G. (1989). *Contribution à l'étude de l'érosion des dépôts en réseaux d'assainissement unitaire*, Thèse de doctorat, Institut de mécanique des fluides de Strasbourg, Université Louis Pasteur de Strasbourg, France

BORAH D.K., ALONSO C.V. and PRASAD S.N. (1982). *Routing graded sediments in streams: Formulation*, J. of Hyd. Division ASCE. Vol.108, N°HY12

BRAY, D.I. (1979) *Estimating Average Velocity in Gravel-Bed Rivers*, Journal of Hyd. Division, ASCE, Vol. 105 No. HY9

CARLIER M. (1972). *Hydraulique Générale et Appliquée*, Eyrolles, Paris

CHANG H.H. (1983). *Energy expenditure in curved channel*, J. of Hyd. Engineering, ASCE, Vol.109, No.7

CHEBBO G. (1992)). *Solides des rejets urbains par temps de pluie - Caractéristiques et traitabilité*, Thèse de doctorat de l'ENPC (Ecole Nationale des Ponts et Chaussées), France

CHOUDHARY U.K. and NARASIMHAN S., (1977), Flow in 180° channel rigid boundary bends, J. of Hyd. Division, Vol.103, No. HY6,

CIRIA (Construction Industry Research and Information Association) (1987). *Sediment movement in the combined sewerage and storm-water drainage systemes*, Projet report 1, 6. Storey's gate, Westminster, London SW1P3AU

CORREIA L.P., (1992), *Numerical modeling of unsteady channel flow over a mobile boundary*, (en anglais), Thèse de doctorat, EPFL (Ecole Polytéchnique Federale de Lausanne), Lausanne, Suisse

CORREIA L.P and GRAF W.H., (1992), *Fully coupled unsteady mobile boundary flow model (FCM)*, J.HE., ASCE, No.3

CUNGE J.A., HOLLY F.M. and VERWER A., (1980), *Practical aspects of computational mobile-bed modelling system*, Pitman, London

DARTUS D, (1983). *Utilisation d'un modèle probabiliste globale pour l'étude du fonctionnement d'une chambre à sable réelle*, Rapport de contrat, RC-83-001-IMFT, Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse, Institut Notionale Polytéchnique de Toulouse, France

DARTUS D. (1982). *Etude et modélisation de l'influence des grosses structures tourbillonnaires sur les performances d'un appareil de décantation*, Thèse de doctorat, Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse, Institut Notionale Polytéchnique de Toulouse, France

DAUBERT A. ET LEBRETON J.C., (1967), *Etude expérimentale sur modèle mathématique de quelques aspects des prcessus d'érosion des lits alluvionnaires, en regime permanent et non permanent*, 12'ième Congrès AIRH

DE VRIEND H.J. and GELDOF H.J., (1983). *Main flow velocity in short river bends*, J. of Hyd. Engineering, ASCE, Vol.109, No.7

EINSTEIN H.A., (1968). *Deposition of suspended particles in a gravel bed*, J. of Hyd. Division, ASCE, Vol.94, NoHY5

EINSTEIN H.A.(1950). *The bed-load functions for sediment transportation in open channel flows*, the technical bulletin N°1026, United States Departement of Agriculture, soil conservation service, Washington D.C.

EMMET W.W.(1980). *Bedload sampling in rivers*, Proc. of the Inter. Symp. on Rivers Sedmentation, March,1980, Bejing, China, p991-1018

FREDSOE J., (1978). Sedimentation of river navigation channels, J.H.D, ASCE, Vol.104, No.HY2

GESSLER, J. (1990). *Friction Factor of Armored River Beds*, J. of Hyd. Engineering, Vol. 116 No. 4

GESSLER J. (1970). *Self Stabilizing Tendencies of Sediment Mixtures with Large Range of Grain Sizes*, J. Waterways and Harbor Div., Proc. Amer. Soc. Civil Engrs. Vol.96, No.WW2

GESSLER J. (1971). *Critical shear Stress for Sediment Mixtures*, Proc., 14th. Cong., Intern. Assoc. Hyd. Res., Vol.3

GESSLER J. (1976). *Stochastic aspects of Incipient Motion on Riverbeds*, in Stochastic Approach to Water Resources, Vol.2, Edited by H.W. Shen

GLUDKI H., MICHALIK A. and W. BARNIK (1981). *Measurement of bed load transport in moutain stream using the radioactive tracer method, particle motion and sediment transport*, IAHR-Workshop Rapperwil

GOVIER G.W. And K. AZIZ (1972). *The flow of complex mitures in pipes*

GRAF W.H. and PAZIS G.C. (1977). *Les phénomènes de déposition et d'érosion dans un canal alluvionnaire*, J. de Rech. Hydrulique, Vol.15/2

GRAF W.H. and Suszka L. (1987). *Sediment transport in steep channels*, J. of Hydroscience and Hydrailic Engineering (of Japon), Vol.5, No.1

HARDWICK R.I. and WILLETS B.B. (1991). *Changes with time of transport rate of sediment mixtures*, J. of hyd. research, Vol.29, 1991, No.1

HAYASHI T. and S. OZAKI (1980). *On the satltation heigths and step lengths of sediment particles in the bed-load layer*, Proc. of the Inter. Symp. on Rivers Sedimentation, March, 1980, Beijing, China

HEY, R.D. (1979). *Flow Resistance in Gravel-Bed Rivers*, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 105 No. HY4

HICKS F.E. Et al. (1990). *Flow near sloped bank in curved channel*, JHE, ASCE, Vol.116, No.1

INPHEEIWH (1980) (Institut National Polytéchnique d'Hydraulique, d'Eléctrique, d'Eléctronique et d'Informatique de Wuhan). *Dynamique de transport solide*, Cours d'ingénieur, Vol.I et Vol.II

JARETTE, R.D. (1984). *Hydraulics of High-Gradient Streams*, J. of Hyd. Engineering, ASCE, Vol. 110 No. 11

JIN Y.C. Et al.(1990). *Roughness effects on flow and shear stress near outside bank of curved channel*, J. of Hyd. Engineering, ASCE, Vol.116, No.4

KARIM M.F. and KENNEDY J.F. (1982). *IALLUVIAL: A computer based flow and sediment routing model for alluvial streams and its application to the MISSOURI river*, IIHR report No.250, Iowa Inst.of hyd. research, the university of Iowa, Iowa City, Iowa, USA

KLEIJWEGT R.A. (1992). *On sediment transport in circular sewers with non-cohesive deposits*, Thesis, Delft University of Technology, Netherlands

KNIGHT D.W. (1979). *Open channel flow with varying bed roughness*, J. of Hyd. Division, ASCE, Vol.105, No. HY9

KNIGHT D.W. And J.A. Macdonald (1979). *Open channel flow with varing bed roughness*, J. of Hyd. Division, ASCE, Vol.105, No. HY9

KUHNLE R.A. (1989). *Bed-surface size changes in gravel-bed channel*, J. of Hyd. Engineering, ASCE, Vol.115, No.6, June, pp.731-743

LANE E.W. and E.J. Carston (1953). *Some Factors Affecting the Stability of Canals Constructed in Coarse Granular Material*, Proc. 5th. Cong., Intern. Assoc. Hyd. Res.

Laplace D., Bachoc A., Dartus D., Le Guennec B. Chebbo G. et Lin H.S., (1990). *Dynamique des dépôts en collecteurs: analyse des résultats des études BIEVRE AVAL à Paris (SIAAP) et collecteur 13 à Marseille*, Rapport d'étude,, IMFT - CERGRENE -SERAM de la ville de Marseille -Agence de bassin Seine Normandie - Plan Urbain

LAPLACE D., DARTUS D. et BACHOC A. (1988). *Détermination du pas d'espace optimal pour la mesure de profils en long de hauteur de dépôt en collecteur d'assainissement*, Rapport n°398, IMFT/ESL, DEA de Seine-Saint-Denis

LAPLACE D., et al., (1989). *Sediment movement into the combined trunk sewer n° 13 in Marseille*, 2nd Wageningen Conf. on urban storm water quality and ecological effects upon receiving waters, CHO/IAWPRC/IAC

LAPLACE D.(1991). *Dynamique du dépôt en collecteur d'assainissement*, Thèse de doctorat, Institut de mécanique des fluides de Toulouse, Institut National Polytechniques de Toulouse, France

LE Gunnec B. (1992). *Transport solide et mophologie des rivières (théorie de base et modèlisation mathèmatique)*, cours d'ingénieurs, ENSEEIHT, Institut National Polytechniques de Toulouse, France

LIMERINOS J.T. (1970). *Determination of the Manning coefficient from measured bed roughness in natural channels*, Water supply paper 1898-B, U.S. Geological Survey, Washington, D.C.

LIN, H.S and LE GUENNEC B. and DARTUS D. (1992). *Etude Hydrodynamique en Collecteur de Réseaux d'Assainissement*, Laboratoire Research Report, Institut de Mecanique des Fluides de Toulouse

LIN H.S., LE GUENNEC B., DARTUS D. and BACHOC A. (1993). *Bed-load transport in the N°13 sewer trunk of Marseille*, Proce. of IAHR - XXII Congress and Sixth Inter. Conf. on Urban Storm Drainage

LIN H.S., LE GUENNEC B., DARTUS D. and BACHOC A. (1993). *Development Of A Specific Method For The Bed-Load Measurement In The Sewer Trunk*, Proce. of IAHR - XXII Congress and Sixth Inter. Conf. on Urban Storm Drainage

LIN H.S., Le GUNNEC B and DARTUS D. (1992). *Study of open channel flow energy gradient expressions using a numerical model and a specific methodology*, Proc. of Inter. Conf., of Hyd. Eng. Software, Hydrosoft 92, Universidad Politecnica, Valencia, Spain

LIN J.D., and SOONG H.K., (1979). *Junction losses in open channel flows*, J. of Water Resource Research, Vol.15, No.2

LITTLE W.C. and MAYER P.G. (1977).

LU H.Y. and SHEN H.W. (1986). *Analysis and comparison of degradation models*, J. of Hyd. Engineering, ASCE, Vol.112, No.4

MAHMOOD K., D. DUDHU and BEKELE J., (1988). Lateral stability of sandbed canals, Water resources management 1 (1987) pp.131-142

MAI Q.W., Y. ZHAO and X.D. PAN (1980). *Sediment problems of the lower yellow river*, Proc. of the Inter. Symp. on Rivers Sedmentation, March,1980, Bejing, China

MEYER-PETER M. (1948). *Formulas for bed load transport*, IARH, Stockholm

MODI P.N. and ARIEL P.D. and DANDEKAR M.M., (1981). *Conformal mapping for channel junction flow*, J. of Hyd. Division, ASCE, Vol.107, No. HY12

MOHAMED Abdalla E., CHOLLET J.P. and BOUVARD M. (1986a). *Mathematical modelling of alluvial river-bed phenomena*, Proc. of Int. Conf. on Hyd. Eng. Software, HYDROSOFT/86, Southampton

MOHAMED Abdalla E. (1986b). *Modélisation mathématique d'évolution des rivières avec prise en compte de la composition granulométrique des matériaux transportés*, These de l'INPG, Grenoble, France

MOHAMED Abdalla E. and CHOLLET J.P. (1986c). *Alluvial rivers mathematical modelling, routing graded sediments*, Proc. of the 3rd Int. Symp. on rivers sedimentation, Jackson, Mississipi, USA

NAKAGAWA H. and TSUJIMOTO T. (1980). *Sand bed instability duo to bed load motion*, J. of Hyd. Division ASCE, Vol.106, No.HY.12, pp.2029-2051

NEIL C.R. and YALIN M.S. (1969). *Quantitative definition of the begining of bed mouvement*, J. of Hyd. Division, ASCE, Vol.95, No.2

PARKER G. and SUTHERLAND A.J. (1990). *Fluvial armor*, J. of hyd. research, Vol.28, No.5, pp.529-544

PAZIS G.C. and GRAF W.H. (1977a). *Erosion et déposition: un concept probaliste*, Proc. XVII Congr. Assoc. Intern. Rech. Hydr., Baden/Baden, Vol.1

PAZIS G.C. and GRAF W.H. (1977b). *Weak sediment transport*, Proc. of Amer. Soc. Civ. Engg., Vol.103, HY.7

PERRUSQUIA G. and LYNGFELT S. and SJÖBERG A. (1987). *Flow Capacity of Sewer with a Sediment Bed*, Proce. of IAHR - XXII Congress and Forth Inter. Conf. on Urban Storm Drainage, 1987

PHILLIPS B.C. and SUTHERLAND A.J., (1988), *Spatial lag effects in bed load sediment transport*, J. of Hyd. Research, Vol.27, No.1

PHILLIPS B.C. and SUTHERLAND A.J., (1990), *Temporal lag effects in bed load sediment transport*, J. of Hyd. Research, Vol.27, No.1

POCHAT R. (1980). *Hydraulique à surface libre*, ENGREF, Ecole d'Eté de Mécanique, Hanoi

QIEN N. and WAN Z.H., (1986), *Sediment Transport*, 2nd Edition, Scientific Press, Beijing, China (in Chinese)

RAHUEL J.L. (1988). *Modélisation de l'évolution du lit des rivières alluvionnaires à granulométrie étendue*, Thèse de doctorat, Institut National Polytechniques de Grenoble, Grenoble, France

RAHUEL J.L. (1989). *Aspects physiques du pavage dans les rivières alluvionnaires*, Solid Liquid Flow (S. L. F.), Volume No.1

RAHUEL J.L. and BELLEUDY Ph. (1989). *La simulation numérique des phénomènes de trie granulométrique*, La Houille Blanche, No.3/4

RAHUEL J.L. and HOLLY (1988). *Modélisation de l'évolution du lit des rivières alluvionnaires à granulométrie étendue*" ,

RAMAMURTHY A.S., CARBALLADA L.B. and TRAN D.M., (1988). *Combinig open channel flow at right angled junctions*, ASCE, J. of Hyd. Engineering, Vol.114, NO.12

RANA S.A. and SIMONS D.B. and MAHMOOD K. (1973). *Analysis of Sediment Sorting in Alluvial Channels*, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 99 No. HY11

RAUDKIVI A.J. (1962). *On the probleme of sedment transport, Hydraulics and fluid mechanics*, Proc. of the 1st Australasian Conf., Held at University of Western Australia

RIBBERINK J.S. and VAN DER SANDE J.T.M. (1985). *Aggradation in rivers due to overloading - analytical approaches*, J. of Hyd. Research, Vol.23, No.3

SAGET A. et J.M. MOUCHEL (1990). *Etude des concentrations moyennes par pluies pour différents paramètres de qualités sur des bassins verssants parisiens,* rapport d'étude, CERGRENE,-PIREN SEINE, France

SALOMON J.C. (1989). *Mathematical models of transport and dispersion*, Proc. of the Int. Seminar on the environmental aspects of dredging activities, Nantes, France, pp.157~169

SANCHEZ Y. (1987). *Curage des ouvrages visitables des réseaux d'assainissement – Synthèse des principales méthodes appliquées en France*, TSM –L'eau, 2/87

SHEN H.W. and LU J.Y. (1983). *Development and prediction of bed armoring*, J. of Hyd. Engineering, ASCE, Vol.109, No.4, April

SIMON L. (1987). *Transport solide de sédiments de granulométrie non uniforme*, Rapport de DEA , Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France

THOMAS W.A. and PRASUHN A.L. (1977). *Mathematical modelling of scour and deposition*, J. of Hyd. Engineering, ASCE. Vol.109, N°4

TSUJIMOTO T. (1990). *Instability of longitudinal distribution of fluvial bed-surface composition*, J. of Hydroscience and Hydraulic Eng. Vol.7, No.2, pp.69–80

TSUJIMOTO T. and MOTOHASHI K. (1990). *Static armoring and dynamic pavement*, J. of Hydroscience and Hydraulic Engineering (Japon), Vol.8, No.1, pp.55–67

VAN PAGEE J.A. and WINTERWERP J.C. (1989). *Integraded modelling as a tool for assessment of environmental impacts from dumping of polluted dredging sludge*, Proc. of the Int. Seminar on the environ. aspects of dredging activities, Nantes, France, pp.171~189

VAN RIJN L.C. (1884a). *Sediment transport, Part I: Bed-load transport*", J. of Hyd. Engineering, ASCE, Vol.110, No.10

VAN RIJN L.C. (1984b). *Sediment transport, part II: Suspended load transport*, J. of Hyd. Division, ASCE. Vol.110, N°11

VAN RIJN L.C. (1984c). *Sediment transport, part III: Bed forms and alluvial roughness*, J. of Hyd. Division, ASCE. Vol.110, N°12

VAN RIJN L.C. (1984d). *Sediment pick-up function*, J. of Hyd. Engineering, ASCE. Vol.110, N°10

VAN RIJN L.C. (1985). *Mathematical models for sediment concentration profiles, in steady flow*, Euromech 192, Munich, Germany

VISWANATHAN C.K. and LEUTHEUSSER H.J. (1970). *Distribution of tractive force in open channels*, J. of Hyd. Engineering, ASCE. Vol.96, N° HY.7

WANG M.F. (1984). *Ecoulements de hautes concentrations en solides*, Cours d'ingénieurs, Département des rivières, Institut de mécanique des fluides de Wuhan, Institut Polytechnique de Wuhan

WANG Y.F. (1977). *Bed-load transport in open channel*, IAHR, Baden-Baden

WEERAKOON S.B. and TAMAI N. (1989). *Three dimensional calculation of flow in river confluences using boundary-fitted coordinates*, J. of Hydroscience and Hydraulic Eng. (of Japon) Vol.7, No.1

WILSON K.C., (1987). *Analysis of bed load motion at high shear stress*, J. of Hyd. Engineering,ASCE, Vol.113, No.1

WOLLAST J.P, M. VERBANCK M., J.C. TOUSSAINT, D. BAJURA, G. JAQUET and M. COURCELLE (1988). *Etude des matières en suspension dans trois collecteurs de la zone Bruxelles-Sud en période de crue*, Université Libre de Bruexelles, Laboratoire de Traitement des Eaux et Pollution

XIE J.H. and WEI L.Y. (1987). *Review and Prospect of Mathematical Models for Rivers Sedimentation*, J. of Sediment Research (in Chinese)

YALIN M.S., (1972), Mechnics of sediment transport, Edited by Parganion press

YALIN M.S. and KARAHAN E. (1979). *Inception of sediment transport*, J. of Hyd. Division, ASCE, Vol.106, No.HY11

YANG G.L. (1989). *Modèle de transport complet en rivière avec granulométrie étendue*", These de doctorat, Institut National Polytechniques de Grenoble, Grenoble, France

ANNEXES

Annexe A

CONDITIONS CRITIQUES D'ECOULEMENTS POUR LA MISE EN MOUVEMENT DES PARTICULES SOLIDES

A.1. Diagramme de Shields

Il existe de nombreuses formules ou méthodes pour évaluer la condition critique d'écoulement pour la mise en mouvement des particules solides de tailles homogènes. Le diagramme de Shields est le plus souvent utilisé(figure A-1, INPHEEIWH 1980). Ce diagramme qui décrit la relation entre le nombre de Reynolds de grain ($R_{e*} = u_{*c} d_s / \nu$) et l'intensité de l'écoulement nécessaire pour la mise en mouvement des particules solides ($\tau_c^* = \tau_c / [(\rho_s - \rho_f) g d_s]$) a été obtenu expérimentalement.

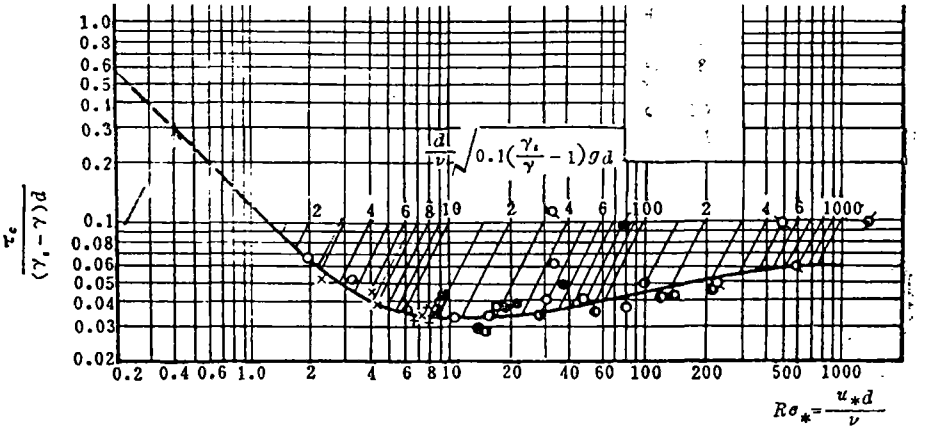


figure A-1 : Courbe expérimentale de Shields originale

avec: g = gravité (m/s2); ρ_f = masse volumique du liquide (kg/m3); ρ_s = masse volumique du solide (kg/m3); ν = viscosité du liquide (m2/s); τ_c = contrainte de cisaillement du fond (N/m2); u_* = vitesse de frottement (m/s); d_s = diamètre de particule solide (m); τ_c^* = l'intensité de l'écoulement; R_{e*} = nombre de Reynolds de grain; s = rapport de la masse volumique du solide à celle du liquide.

Le paramètre u_* est inclu dans le paramètre $R_{e*} = u_{*c} d_s / \nu$ ainsi que dans le paramètre τ_c^* ($\tau_c = \rho_f u_*^2$), de sorte que le calcul de la contrainte critique τ_c selon la courbe doit se faire par approximations successives.

Le diagramme de Shields est également souvent utilisé pour décrire la stabilité de l'ensemble des particules solides de tailles hétérogènes au fond (autrement dit, la stabilité du lit). Mais, dans ce cas-là, un diamètre représentatif d_j (= d_m, d_{35}, d_{50}, d_{85}, etc) doit être choisi. Pour le dépôt du collecteur 13 de Marseille, le diamètre moyen d_m est plus représentatif (voir $6.4.4).

A.2. Méthode d'Egiazaroff

Parmi les formules qui ont été établies spécifiquement pour évaluer la condition critique d'écoulements pour la mise en mouvement des particules solides de tailles hétérogènes, celle d'Egiazaroff (1965) est une des plus intéressantes.

Egiazaroff cerne bien le physique de l'effet d'interaction des particules de différentes tailles - l'effet de masquage qui décrit que les grosses particules protègent les fines contre l'érosion (*shadowing or sheltering effect*). Pour les grains de $d_k > d_m$, ils sont relativement plus mobiles que les grains uniformes seuls, et moins mobiles dans le cas contraire.

Sur la base des résultats de Keulegan pour la résistance hydraulique et de Shields pour la condition hydraulique critique de mise en mouvement des particules de tailles uniformes, Egiazaroff propose une formule pour évaluer la condition hydraulique critique pour chaque fraction des particules solides en cas d'une granulomètrie étendue, donnée ci-dessous:

$$\tau_c^* = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho_f) g d_k} = \frac{0.1}{\left(\log_{10} 19 \frac{d_k}{d_m}\right)^2} \qquad \{A-1\}$$

avec d_k = diamètre des particule solides de la fraction k (m); d_m = diamètre moyen de l'ensemble des particules solides (m);

Egiazaroff indique que d_{50} doit être utilisé à la place de d_k lors de la détermination de la stabilité de l'ensemble des particules solides.

Notes : La détermination des valeurs d_{50} et d_m doivent prendre en compte la courbe granulométrique des solides mobiles ainsi que celle des solides immobiles en dépôt. Mais ceci est très complique (voir Egiazaroff 1965). Pour une raison de commodité, elles peuvent toutes les deux être évaluées à partir de la même courbe granulométrique - celle des solides en dépôt.

A.3. Application des résultats de Shields et d'Egiazaroff

Nous avons appliqué ces deux méthodes pour évaluer les conditions de stabilité des particules solides du dépôt du collecteur 13 de Marseille qui sont de tailles très étendues. Quelle que soit la méthode

utilisée, pour des tailles des particules solides données, nous obtenons la condition hydraulique critique sous forme de la contrainte de cisaillement τ_c. Dans cette étude, lors de la présentation des résultats de calcul, cette contrainte de cisaillement est interprétée en forme de la pente d'énergie d'écoulement critique J_c. L'interpretation est faite par la formule suivante:

$$J_c = \frac{\tau_c}{\rho_f g R_h} \qquad \{A-2\}$$

Annexe B

FORMULES DE CAPACITE DE TRANSPORT SOLIDE PAR CHARRIAGE D'UN ECOULEMENT

B.1. Formule de Meyer-Peter pour les particules solides de granulométrie peu étendue

-- FORMULE

Basé sur les résultats expérimentaux en canaux de laboratoire, un modèle spécifique pour le charriage en cas de grains uniformes ou de granulométrie peu étendue est proposé par Meyer-Peter.

$$r\frac{Q_b}{Q}\left(\frac{n_b'}{n_b}\right)^{3/2} hJ = \alpha(r_s - r)d + b\left(\frac{r}{g}\right)^{1/3}\left(\frac{r_s - r}{r_s}\right)^{2/3} g_b^{2/3} \qquad \{B-1\}$$

avec

$$\begin{cases} \alpha = 0.047 \\ b = 0.25 \end{cases}$$

d = diamètre des grains (m); h = hauteur d'eau (m); r , r_s = respectivement densité spécifique du liquide et du solide (N/m^3); Q_b = débit liquide dans la zone au-dessus du lit principal (m^3/s); Q = débit liquide total (m^3/s); n_b' = coefficient de Manning du lit superficiel en cas de lit plat; n_b = coefficient de Manning actuel (ou en cas d'ondulations); g_b = le débit solide (N/s/m).

-- CONTEXTE

Les plages de variations des paramètres pour lesquelles on a obtenu cette formule sont :

largeur du canal 0.15 ~ 2m
diamètre des grains d_m : 0.4 ~ 30mm
hauteur d'eau 1 ~ 120cm
densité des grains 1.25 ~ 4.2t/m^3
débit liquide 0.002 ~ 4m^3/sec
pente d'énergie J = 0.0004 ~ 0.02

Pour un mélange pas très étendu, cette formule est aussi valable en prenant d = d_{50}

-- OPINION PERSONNELLE

Cette formule est d'une bonne fiabilité pour la prédiction du débit de charriage en cas de grains pas très gros, c'est-à-dire lorsque la plupart des grains du lit supérieur peut être mise en mouvement. Elle est souvent utilisée par les chercheurs européens.

B.2. Formule d'Ackers and White pour les particules solides uniformes (ou presque)

-- FORMULE

La formule d'Ackers-White (1973), présentée dans le paragraphe 10.5, est faite pour le calcul du débit total des solides transportés par un écoulement.

-- CONTEXTE

La formule d'Ackers-White a été calée sur 925 résultats de mesures de terrain sur lesquels Ackers and White n'ont pas donné de présentation générale dans leur article. On sait simplement que ces données se répartissent sur $d < 28.1$ mm et $h/d < 200$. Lorsque les particules solides présentent des tailles hétérogènes, un diamètre répresentatif est utilisé pour évaluer le débit des solides transportés. Ackers et White ont constaté que d_{35} est plus représentatif que d_{50} et l'erreur entre les résultats calculés à partir de la formule avec d_{35} et ceux mesurés est inférieure à 40 %.

Il est très intéressant de noter que parmi les 925 résultats de mesure, 173 sont réalisés avec des matériaux légers.

-- OPINION PERSONNELLE

La formule d'Ackers-White a été appliquée par beaucoup de chercheurs [Akers-White (1980), Ranga Rajn et al. (1981), Yang (1982) et Leo Van Rijn (1984 octobre et novembre)]. Elle s'est montrée assez satisfaisante pour la prédiction du débit des solides transportés. Le diamètre des particules varie entre 0.04mm et 68mm (Ackers and White 1980). Elle est également valable pour les régimes d'écoulement où le nombre de Froude est supérieur à 0.8 (Yang 1982). Son seul défaut est ce qu'on ne peut pas l'appliquer pour la prédiction du débit total dans le cas où la quantité des particules fines (d < 0.04mm) est importante.

Calée sur des données réalisées avec des matériaux légers, il est très possible de l'appliquer dans les réseaux d'assainissement. En considérant les caractéristiques spécifiques de ces derniers, Ackers (1984) [noté par Artières 1987] a proposé une version modifiée comme suit :

$$M = \frac{U_*^n}{\sqrt{g d_{35}(s-1)}}\left(\frac{U}{\sqrt{32}\log(12h/d)}\right)^{1-n} \qquad \{B-2\}$$

$$Y = \frac{C_*.R_h}{s-d}\left(\frac{U_*}{U}\right)^n\left(\frac{S}{L_e.R_H}\right)^{1-n} \quad \text{avec} \quad L_e = 10.d_{50} \qquad \{B-3\}$$

Les coefficients et les indices ne sont pas modifiés par rapport à la version précédente.

B.3. Formule de Van Rijn <1> pour les particules solides de granulométrie peu étendue

-- FORMULE

Nous citons ici la formule proposée par Van Rijn (1984c) pour la prédiction du débit total des solides transportés. Elle a été utilisée par Armanini (1988).

Pour la partie "charriage"

$$\frac{q_b}{UH} = 0.005\left(\frac{U-U_{cr}}{\sqrt{g\Delta d}}\right)^{2.4}\left(\frac{d}{H}\right)^{1.2} \qquad \{B-4\}$$

Pour la partie "suspension"

$$\frac{q_s}{UH} = 0.012\left(\frac{U-U_{cr}}{g\Delta d}\right)^{2.4}\left(\frac{d}{H}\right).d_* \qquad \{B-5\}$$

avec: U = vitesse moyenne de l'écoulement (m/s); U_{cr} = vitesse critique de l'écoulement pour la mise en mouvement des particules solides évaluée à partir du diagramme de Shields (m/s); d = diamètre des grains (m); H = hauteur d'eau (m); $\Delta = (\rho_s - \rho_f)/\rho_f$; q_b = débit des solides charriés ($m^3/s/m$); q_s = débit des solides transportés en suspension ($m^3/s/m$); d_* = diamètre adimensionnel défini par $d_* = (\Delta g/\nu^2)^{1/3} d$

-- CONTEXTE

Ce modèle a été calé avec des résultats de mesure en canaux rectangulaires (h=1-20m, U=0.5-2.5m/s, d_{50}=100-2000μm, T (temperature) =15°C). Armanini et al. (1988) l'utilisent dans leurs expériences avec des grains uniformes de 0.075 mm, 0.3 mm et 0.132 mm et pour un mélange de 0.075 mm à 0.3 mm. Ils ont constaté que la prédiction de ce modèle sur le débit total est assez précise.

-- OPINION PERSONNELLE

<a> Si l'on veut l'appliquer dans les cas où les canaux ne sont pas rectangulaires, on est obligé de modifier le terme UHB, exemple par U.A avec A la surface de la section pour la partie "suspension" et par U.H.B' avec B' la largeur du fond pour la partie du "charriage".

<b> Armanini et al. n'ont pas indiqué les plages de variation des paramètres lors des mesures avec lesquelles on a calé ce modèle. Ce n'est pas très clair si on veut l'appliquer aux réseaux d'assainissement.

B.4. Formule de Yang pour des particules solides de granulométrie peu étendue

-- FORMULE

Basée sur le concept de l' "Unit Stream Power [UJ]" défini par Yang (1972), une formule semi-empirique a été établie (Yang 1979). Elle permet d'évaluer le débit total des solides transportés dans un canal découvert.

$$\mathrm{Log}\, C_* = 5.435 - 0.286 \log\left(\frac{wd}{\nu}\right) - 0.457 \log\left(\frac{U_*}{w}\right) +$$

$$\left[1.799 - 0.409 \log\left(\frac{wd}{\nu}\right) - 0.314 \log\left(\frac{U_*}{w}\right)\right] \log\left(\frac{UJ}{w} - \frac{U_{cr} J}{w}\right) \qquad \{B\text{-}6\}$$

$$\frac{U_{cr}}{w} = 2.5\left[\log\left(\frac{U_* d}{\nu}\right) - 0.06\right]^{-1} + 0.66 \quad \text{pour} \quad 1.2 < \frac{U_* d}{\nu} < 70$$

$$\frac{U_{cr}}{w} = 2.05 \quad \text{pour} \quad \frac{U_* d}{\nu} \geq 70$$

$$q_s = UhC_*$$

d = diamètre des grains (m/s); w = vitesse de chute des grains (m/s); h = profondeur de l'écoulement (m); U = vitesse moyenne de l'écoulement (m/s); U_* = vitesse de frotement de l'écoulement (m/s); U_{cr} = vitesse critique de l'écoulement pour la mise en mouvement des particules solides (m/s); J = pente d'énergie: C_* = concentration moyenne en volume des solides transportés (en ppm); q_s = débit des solides transportés ($m^3/s/m$).

-- CONTEXTE

Beaucoup de données obtenues en laboratoire ou en rivière ont été utilisées pour caler et pour tester cette formule (Yang 1972, 1979, Yang and Molinas 1982). Il a été constaté qu'elle donne une prédiction satisfaisante pour les essais en laboratoire et assez satisfaisante pour ceux des rivières. Les erreurs moyennes sont inférieures à 2 % et 12 % respectivement. Les plages de variation des paramètres sont données ci-dessous :

d =0.15 ~ 1.71 mm
B =0.134 ~ 532 m (largeur du canal)
h =0.01 ~ 15.2 m
T =0 ~ 34.3°C
U =0.23 ~ 1.97 m/sec
J =0.000043 ~ 0.0279
C* =10 ~ 585000 ppm

-- OPINION PERSONNELLE

Yang & Molinas (1982) ont fait une comparaison de cette formule avec celles d'Ackers-White, d'Engelund-Hansen, etc.. Ils ont constaté qu'elle donnait une meilleure prédiction des résultats que toutes les autres sur 1259 résultats de mesure en laboratoire ou en rivières. Mais Carson (1987) a montré que la théorie de Yang basée sur le "Unit Stream Power" n'est pas valable pour les petites échelles de B/h. Mais, ceci ne pose pas de problème pour les écoulements de collecteurs d'assainissement où le rapport B/h est en général assez grand.

L'application de la formule de Yang est pratique car les données nécessaires sont faciles à obtenir. Son défaut est ce que la variation des diamètres des grains n'est pas très grande. On doit faire attention si l'on veut l'appliquer à des cas où il y a présence d'une forte quantité des grosses particules solides.

B.5. Formule d'Einstein (1950) pour des particules solides de granulométrie peu étendue

-- FORMULE

Einstein propose un modèle de charriage basé sur une théorique stochastique, pour des grains homogènes ou pseudo-homogènes.

$$1 - P = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_* \psi - 1/\eta_0}^{B_* \psi - 1/\eta_0} e^{-t^2} d* = \frac{A_* \phi}{1 + A_* \phi} \qquad \{B-7\}$$

$$\psi = (s - 1) \frac{d}{R_b' J} \qquad \{B-8\}$$

$$\phi = \frac{g_b}{r_s} / \sqrt{g d^3 (s - 1)} \qquad \{B-9\}$$

$$\begin{cases} \dfrac{1}{\eta_0} = 2.0 \\ A_* = \dfrac{1}{0.023} \\ B_* = 1/7 \end{cases}$$

avec: P = mobilité d'une particule solide au fond; r_s, r = respectivement densité spécifique du solide et celle du liquide (N/m^3), avec $s = r_s/r$; d = diamètre des grains (m); g_b = débit des solides charriés (N/s); J = pente d'énergie de l'écoulement; R_b' =rayon hydraulique des grains (m) qui est équivalent à celui en cas du lit plat pour la même intensité d'écoulement; η_0, $A*$, $B*$ = coefficients.

-- CONTEXTE

<a> Les plages de variations des paramètres sur lesquelles on a calé cette formule sont :

diamètre d = 0.785 ~ 28.65 mm

densité r_s = 1.25 ~ 4.22 tonne/m^3

<b> Einstein s'intéresse à une couche unique de l'épaisseur du diamètre des particules. De plus, l'influence de la présence des particules solides mobiles sur le transport solide n'est pas prise en compte. Cette formule ne semble valable que pour un transport solide faible.

-- OPINION PERSONNELLE

La formule d'Einstein possède un caractère théorique. Elle tend à bien décrire les caractéristiques réelles du transport solide par charriage qui sont influencées par les fluctuations turbulentes. La théorie d'Einstein représente l'avenir de la recherche fondamentale du transport solide.

Néanmoins, son application n'est pas très générale parce que 1/ les caractéristiques réelles de transport solide par charriage ne sont pas tout-à-fait comme elle le décrit; 2/ les échelles des données sur lesquelles on a calé cette formule ne sont pas très grandes. 3/ la réalité présente en général un transport solide plus fort que celui des essais d'Einstein. Dans ce cas, l'influence des solides mobile peut être importante.

B.6. Formule d'Einstein (Qien 1983) pour des particules solides de granulométrie étendue

-- FORMULE

Einstein a ensuite proposé une formule pour la prédiction du débit des solides charriés avec des grains de tailles hétérogènes.

$$1 - P = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_* \psi_{*i} - 1/\eta_0}^{B_x \psi_{*i} - 1/\eta_0} e^{-t^2} dt = \frac{A_* \phi_{*i}}{1 + A_* \phi_{*i}} \qquad \{B-10\}$$

$$\phi_{*i} = \frac{i_b}{i_0} \phi \qquad [\{B-11\}$$

$$\psi_{*i} = \xi Y (\beta^2 / \beta_x^2) \psi \qquad [\{B-12\}$$

avec :

$$\beta_x = \log\left(10.6 \frac{X}{\Delta}\right)$$

$$\beta = \log(10.6)$$

$$X = 0.77\Delta \quad \text{pour} \quad \frac{\Delta}{\delta} > 1.8$$

$$X = 1.39\delta \quad \text{pour} \quad \frac{\Delta}{\delta} < 1.8$$

$$\Delta = k_s / \chi$$

$$\delta = 11.6 \nu / u_*$$

où $k_s = d_{65}$ = rugosité absolue du lit (m); χ est donnée par la figure B−1, Y par la figure B−2 et ξ par la figure B−3.

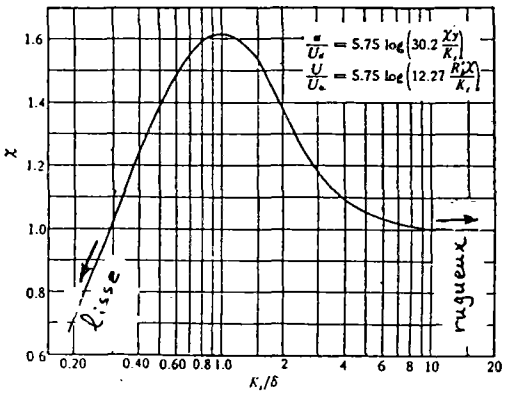


Figure B−1 coefficient χ en fonction de k_s/δ

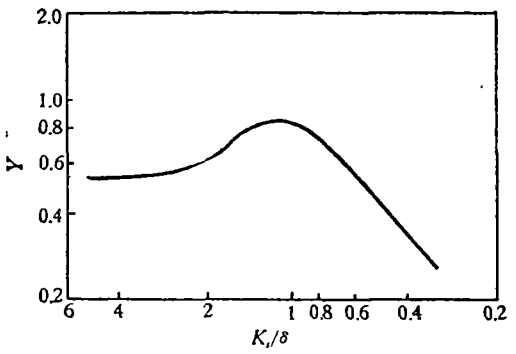


Figure B−2 coefficient Y en fonction de k_s/δ

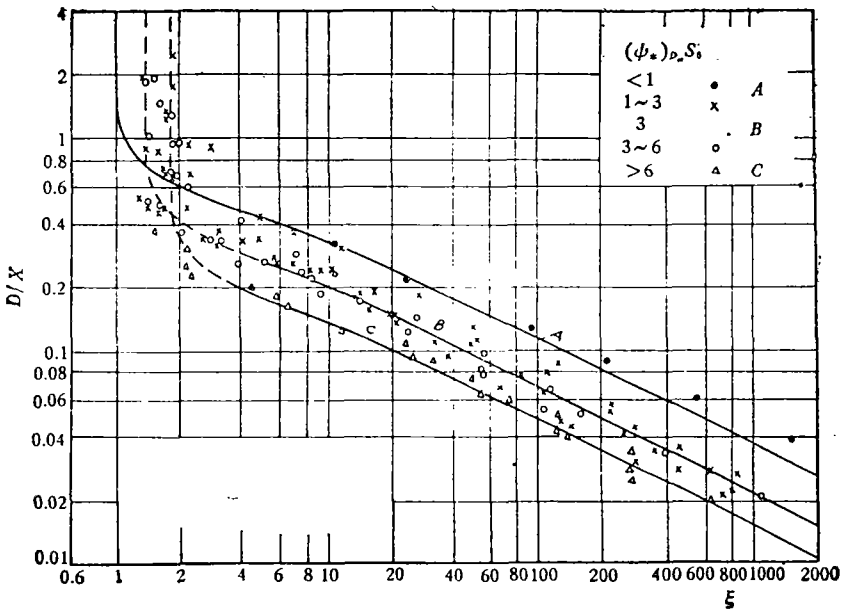


Figure B−3 effet de masquage d'une granulométrie étendue

-- CONTEXTE

Cette formule a été calée sur des données obtenues avec des particules solides dont l'hétérogénéité (d_{75}/d_{25}) varie entre 1.13 et 1.35.

-- OPINION PERSONNELLE

Selon Qien (1986), cette formule ne peut être appliquée qu'au cas où les particules solides ont des tailles quasiment homogènes. Elle n'est pas valable en cas des particules solides de granulométrie étendue.

B.7. Formule d'Egiazaroff (1965) pour des particules solides de granulométrie étendue

-- FORMULE

Egiazaroff a étudié tout d'abord le seuil d'écoulement pour la mise en mouvement des grains non-uniformes. Il a ensuite proposé une formule pour la prédiction du débit charriage de chaque fraction des grains.

$$\frac{p_{bi}}{\sqrt{J}} = k\left(\frac{R_b' J}{\tau_{ci}^*(s-1).d_i} - 1\right) \qquad \text{avec} \quad k = 0.015 \qquad \{B-13\}$$

$$g_s = \sum p_i . p_{bi} . r . q \qquad \{B-14\}$$

$$\tau_{ci}^* = \frac{0.1}{\left(\log\left[19\frac{d_i}{d_m}\right]\right)^2} \qquad \{B-15\}$$

avec :

$$\frac{R_b'}{R_b} = \frac{\lambda_p}{\lambda_b}$$

$$\lambda_p = 2(U_{*b}/U)^2$$

$$\lambda_b = 0.205\frac{h_b}{L_b}\left(\frac{h_b}{L_b}\right)^{0.25} + \lambda_p\left(1 - 10\frac{h_b}{L_b}\right)$$

$$h_b = 3.5 R_b \frac{\left(1 - \frac{U_c}{U}\right)^{2/3}}{\left(h_n \frac{R_b}{d} + 6\right)}$$

$$L_b = 2.8 R_b \frac{1}{\left(1 - \frac{U_c}{U}\right)}$$

où: r_s , r = densité spécifique du solide et celle du liquide (N/m3), avec $s = r_s/r$; d_i = diamètre des grains de la fraction i (m); d_m = diamètre moyen géométrique des grains (m), $d_m=(d_{m-lit}+d_{m-mov})/2$ où d_{m-lit} , d_{m-mov} = diamètre moyen géométrique des grains du lit et celui des grains mobiles; J = pente d'énergie de l'écoulement; R'_b = rayon hydraulique des grains (m); R_b = rayon hydraulique du fond (m); τ^*_{ci} = contrainte critique adimensionnelle pour la mise en mouvement des grains de la fraction i, avec $\tau^*_{ci} = (\tau_{ci} / (r_s - r)\, d_i$; p_{bi} = pourcentage des grains de la fraction i parmi les grains mobiles; p_i = pourcentage des grains de la fraction i dans le lit; q = débit liquide par unité de largeur (m3/s/m); g_s = débit des solides transportés par unité de largeur (N/s/m); λ_b = coefficient du frottement global de l'écoulement; λ_p = coefficient du frottement de l'écoulement en cas d'un lit plat; U = vitesse de l'écoulement (m/s); U_c = vitesse critique de l'écoulement pour la mise en mouvement des grains (m/s);

-- CONTEXTE

Cette formule a été testée par Egiazaroff lui-même dans des rivières et des canaux de laboratoire dont les paramètres hydrauliques ou de transport solide sont très variables, avec ou sans la présence de pavage.

d_m =0.05 ~ 20 mm

Ql < 50 m3/s (débit liquide d'écoulement)

J =0.000058 ~ 0.05

Egiazaroff a constaté que, quelle que soit la pente de la canalisation, cette formule est toujours plus fiable que celle d'Einstein et donne une prédiction du débit des particules solides proche de la réalité.

-- OPINION PERSONNELLE

Egiazaroff a considéré les influences des différentes fractions granulométriques et les interactions entre les matériaux mobiles et les matériaux immobiles. Par exemple, pour $d_i / d_m \leq 1/19$, les grains sont immobiles. Ceci exprime la protection des particules fines par les grosses. Dans un cas où la

granulométrie des particules est très étendue, cette formule nécessite un test d'application. Mais le seul inconvénient est ce que son application est complexe et demande une certaine expérience pour le choix de certains paramètres, notamment le choix de la valeur d_m.

B.8. Formule de Wang pour des particules solides de granulométrie étendue

(Gludki, Michalik & Barnik 1981, Wang 1977)

-- FORMULE

Après avoir analysé des résultats expérimentaux, Wang constate que, en cas d'une granulométrie étendue, le flux des particules solides transportées par un écoulement, pour chaque fraction, peut également s'exprimer par la même formule qu'en cas d'une granulométrie uniforme. La seule différence est ce que, dans le premier cas, un facteur de correction concernant l'effet de masquage doit être pris en compte. Il propose une expression pour ce facteur que nous citons ici de la forme suivante:

$$\tau^*_{c,m}/\tau^*_{c,k} = 1.786(d_k/d_m)^{0.947} \quad \text{pour} \quad d_k/d_m < 0.4$$

$$\tau^*_{c,m}/\tau^*_{c,k} = (d_k/d_m)^{0.314} \quad \text{pour} \quad d_k/d_m > 0.4 \qquad \{B-16\}$$

où: d_k = diamètre des grains de la fraction k (m); d_m = diamètre moyen des grains du lit (m); $\tau^*_{c,m}$, $\tau^*_{c,k}$ = respectivement intensité adimensionnelle critique moyenne et celle correspondant à la fraction des solides k.

Gludki, Michalik & Barnik (1981) ont introduit cette considération dans la formule de Meyer-Peter et créé une nouvelle formule de transport qu'ils ont nommée la formule de Wang (voir paragraphe 10.5).

Notes : Wang, lui-même, a donné une formule sous une autre forme dans son article d'origine qui n'est pas citée dans ce mémoire (Wang 1977).

-- CONTEXTE

Les essais de Wang sont réalisés avec un mélange du même poids de particules solides de différentes tailles (3.10, 3.70, 4.40, 5.20, 6.20, 7.30, et 8.70 mm). La méthode d'essai est la même dans le cas du mélange que dans le cas des particules de tailles uniformes.

Gludki, Michalik & Barnik (1981) ont appliqué la formule de Wang (équation 10-8) pour le calcul du flux des graviers transportés (de tailles très étendues) dans une rivière montagneuse. Ils ont obtenu des résultats très convenables à ceux mesurés sur terrain.

-- OPINION PERSONNELLE

L'expression pour le facteur de correction lié aux effets de masquage obtenue par Wang est semi-empirique. Elle a permis à Gludki, Michalik & Barnik (1981) de proposer une formule de transport (la formule de Wang, équation 10-8). Celle-ci est toute simple et facile à être employée. Le cas où ses créateurs l'ont appliquée est beaucoup similaire à notre cas, le collecteur de réseaux d'assainissement (courants très forts, tailles des particules solides très variables).

B.9. Formule de Van Rijn (2) pour des particules solides de granulométrie peu étendue

-- FORMULE

A partir d'un modèle mathématique proposé par White et Schultz (1977) qui permet d'étudier le mouvement d'une particule isolée près du fond, Van Rijn a établi un modèle pour le charriage et pour la suspension basé sur la théorie de la diffusion turbulente.

Pour la partie du charriage (1984a)

$$\phi_T = \frac{q_b}{\sqrt{(s-1)g.d_{50}}.d_{50}} = 0.053\frac{T^{2.1}}{d_*^{0.3}} \quad \Leftarrow \quad s = \rho_s/\rho_f \qquad \{B-17\}$$

avec :

paramètre de transport $\quad T = \frac{(U_*)^2 - (U_{*cr})^2}{(U_{*cr})^2}$

diamètre adimensionnel $\quad d_* = \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2}\right]^{1/3} \cdot d_{50}$

Pour la partie de la suspension (1984b)

$$q_s = F.U.h.C_a \quad \Leftarrow \quad F = \frac{\left[\frac{a}{h}\right]^{Z'} - \left[\frac{a}{h}\right]^{0.5}}{\left[1-\frac{a}{h}\right]^{Z'}(1.2-Z')} \qquad \{B-18\}$$

où: q_b, q_s = respectivement débit des particules solides charriées et en suspension par unité de largeur; d_{50} = diamètre médian des particules solides constituant le lit (m); U_{*cr} = vitesse du frottement critique pour la mise en mouvement des particules solides selon le diagramme de Shields (m/s); ν = viscosité du liquide (m^2/s); U = vitesse de l'écoulement (m/s); R_b = rayon hydraulique du fond selon Vanoni et Brookes (m); d_{90} = diamètre des particules représentant 90 % en poids (m); h = profondeur de l'eau (m);

→ U'_* = vitesse de frottement superficiel du lit ou des grains (m/s) (*équivalente à celle du lit plat pour la même intensité d'écoulement*). Van Rijn propose la méthode suivante pour évaluer cette vitesse:

$$U'_* = (\sqrt{g}/C')U \quad \Leftarrow \quad C' = 18\log\left(\frac{12R_b}{3d_{90}}\right) \qquad \{B-19\}$$

avec C' = coefficient de Chézy;

→ a = point de référence ou distance entre ce point et le fond (m). Celle-ci est calculée de la façon suivante:

1/ si la hauteur des dunes Δ est connue, alors:

$$a = \frac{1}{2}\Delta$$

2/ sinon une rugosité absolue doit être affectée à a:

$$a = k_s = 3d_{90}$$

3/ mais quelle que soit la formule utilisée, la valeur prise doit respecter:

$$a_{min} = 0.01h$$

→ C_a = concentration volumique de référence au point $z=a$ qui peut être évaluée d'après la formule:

$$C_a = 0.015\frac{d_{50}}{a}.\frac{T^{1.5}}{d_*} \qquad \{B-20\}$$

→ Z' = indice de suspension modifié avec

$$Z' = Z + \phi \qquad \{B-21\}$$

où Z = indice de suspension de Rouse et ϕ = coefficent de correction. Ils s'expriment de la manière ci-dessous:

$$Z = \frac{w_s}{\beta k U_*} \Leftarrow \beta = 1 + 2\left[\frac{w_s}{U_*}\right]^2 \quad \text{pour} \quad 0.1 < \frac{w_s}{U_*} < 1 \qquad \{B-22\}$$

$$\phi = 2.5\left[\frac{w_s}{U_*}\right]^{0.8}\left[\frac{C_a}{C_0}\right]^{0.4} \quad \text{pour} \quad 0.01 \leq \frac{w_s}{U_*} \leq 1 \qquad \{B-23\}$$

où: w_s = vitesse de chute des particules solides (m/s). Van Rijn a proposé une méthode spécifique pour son calcul; k = coefficient de Van Karman avec $k=0.4$; et C_0 = concentration (*maximum*) du lit (= 0.65).

-- CONTEXTE

Ce modèle a une très bonne base théorique. Les granulométries des grains pour lesquelles les mesures réalisées pour caler le modèle ne sont pas très étendues. Les rivières ont de faibles pentes et les écoulements présentent en général de petites profondeurs.

d =0.3~ 1.5 mm
h =0.1 ~ 0.49 m
T =8 ~ 30°C
U =0.31 ~ 1.29 m/sec

-- OPINION PERSONNELLE

Le modèle mathématique de White et Schultz (1977) a été établi pour l'étude du mouvement d'une particule isolée prés du fond. Ceci correspond au cas de flux des particules solides très faible. Néanmoins Van Rijn l'a introduit pour établir son modèle en cas de dunes, autrement dit en cas de transport solide fort. Ceci pose un problème car le mécanisme d'un transport faible est bien différent du transport fort.

Par ailleurs, le modèle de Van Rijn est très complexe. Le calcul est sensible aux évaluations faites, telles que le choix du point de référence près du fond qui présente un caractère hasardeux, et le calcul de la vitesse de chute des particules en suspension. De plus, on ne peut l'utiliser que pour évaluer les débits solides globaux (pour l'ensemble des grains).

La théorie de Van Rijn apporte un plus intéressant sur l'aspect fondamental du transport solide, mais son application pour la prévision des flux n'est pas très commode.

B.10. Formule de White & Day pour des particules solides de granulométrie étendue

-- FORMULE

White & Day trouvent qu'il est nécessaire de considérer les interactions des particules de différentes tailles lors de l'application de la formule d'Ackers & White lorsque ces particules sont de tailles étendues. Ils ont proposé une nouvelle version de la formule d'Ackers & White par une simple modification des seuils d'écoulement pour la mise en mouvement des particules solides de différentes tailles.

Soient A_u et A_{nu} le seuil d'écoulement pour la mise en mouvement des particules solides de tailles uniformes et de tailles non-uniformes, pour les solides de la fraction i, la relation entre $A_{u,i}$ et $A_{nu,i}$ est la suivante:

$$\frac{A_{u,i}}{A_{u,i}} = 0.4\left(\frac{d_i}{d_e}\right)^{-1/2} + 0.6 \quad \Leftarrow \quad \frac{d_e}{d_{50}} = 1.6\left(\frac{d_{84}}{d_{16}}\right)^{-0.28} \qquad \{B-24\}$$

Cette formule est valable pour $d_i/d_e<4$. D'après White & Day, elle peut être simplifiée comme ci-dessous :

$$\frac{A_{v,i}}{A_{u,i}} = \left(\frac{d_i}{d_{50}}\right)^{-0.2} \qquad \{B-25\}$$

Alors, pour les solides de la fraction i, l'utilisation de la formule d'Ackers & White nous conduit à obtenir la concentration C_*^i qui correspond à celle des particules des solides de tailles uniformes. Le débit global peut être obtenu par:

$$C_{*,t} = \sum C_{*,i} = \sum i_b\, C_{*,t} = \sum i_0\, C_*^i \qquad \{B-26\}$$

où: $C_{*,t}$, $C_{*,i}$ = respectivement la concentration volumique totale des solides transportés par l'écoulement et celle de la fraction i; C_*^i = concentration volumique des solides de la fraction i en présence des grains uniformes uniques; i_b = pourcentage des grains de la fraction i parmi toutes les particules solides mobiles; i_0 = pourcentage des grains de la fraction i dans le lit.

-- CONTEXTE

Cette formule a été calée sur des résultats expérimentaux avec deux mélanges de granulométries très étendues (20 fractions granulométriques de d = 0.153 mm à d = 18 mm).

-- OPINION PERSONNELLE

Les données utilisées pour caler la formule de White & Day ont été obtenues avec des mélanges de granulométries très étendues. Ceci nous laisse bien augurer de son application en collecteur de réseaux d'assainissement où les particules solides ont en général des tailles très étendues. Par contre, parce que son calage a été effectué sur très peu des données, une vérification (ou validation) est toujours nécessaire avant son application.

B.11. Formule de Proffit & Sutherland pour des particules solides de granulométrie étendue

-- FORMULE

Pour que le modèle d'Ackers & White puisse être adapté au cas de particules solides non-uniformes, Proffit & Sutherland définissent un facteur de correction ϵ pour le paramètre de mobilité des particules solides de différentes tailles M . Ceci est différent de la méthode de White & Day qui est basée sur la modification du seuil pour la mise en mouvement des particules solides A .

Soient respectivement M_u et M_{nu} les paramètres de mobilité des particules solides de tailles uniformes et de tailles non-uniformes, pour la fraction des particules solides i, Proffit & Sutherland définissent :

$$M_{nu,i} = \epsilon_i . M_{u,i} \qquad \{B-27\}$$

où ϵ_i est le facteur de correction qui peut être calculé avec les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} \epsilon_i &= 1.3 & d_i/d_u &> 3.7 \\ \epsilon_i &= 0.53\log\left(\frac{d_i}{d_u}\right) + 1 & 0.075 < \frac{d_i}{d_u} &< 3.7 \\ \epsilon_i &= 0.4 & \frac{d_i}{d_u} &< 0.075 \end{aligned} \qquad \{B-28\}$$

où d_u est un paramètre de diamètre. Il peut s'exprimer par la fonction {B-29} et la figure B-4:

$$\frac{d_u}{d_{50}} = f\left(\frac{U_*^2}{g(s-1)d_{50}}\right) \qquad \{B-29\}$$

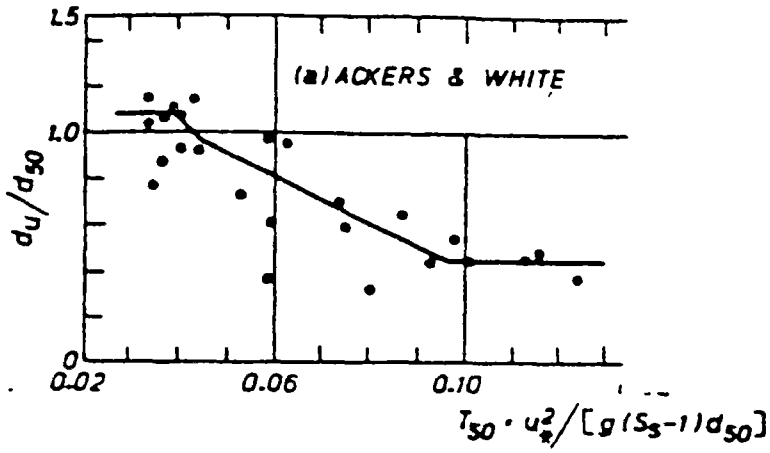


Figure B-4 Modification de l'échelle des nombres d_u pour la formule de transport d'Ackers-White

L'évaluation du débit global des particules solides transportées se fait de la même manière que celle de White & Day (cf. paragraphe précédent).

Annexe C

EFFET DE RETARD SPATIAL ET TEMPOREL DU TRANSPORT SOLIDE - LOI DE CHARGEMENT

Les variations des caractéristiques des particules solides présentent en général un retard spatial et temporel par rapport aux variations hydrauliques, de telle sorte que le transport solide dans un écoulement non-uniforme s'effectue rarement dans un état de saturation (voir $9.4 pour la signification du transport solide en état de saturation). Autrement dit, le flux des solides transportés n'est souvent pas égal à la capacité de transport. La loi qui décrit ce mécanisme est la loi de chargement (soit en anglais *leg effect function*).

Cette annexe présente certaines lois de chargement spatial que l'on peut trouver dans la littérature. Quant à l'effet du retard temporel, l'étude de ce domaine est très récente et on peut se référer à l'article publié par Phillips et Sutherland (1989).

C.1. Formule de Daubert et Lebreton (1967) pour le transport par charriage

Pour un écoulement permanent et uniforme, à partir d'une démarche analogue à la théorie d'Einstein (1950) sur le transport par charriage, Daubert et Lebreton ont obtenu la formule suivante :

$$\frac{dq_{sb}}{dx} = \alpha(q^*_{sb} - q_{sb}) \qquad \{C-1\}$$

où x = abscisse (m); q^*_{sb} = capacité de transport par charriage (m³/s/m); q_{sb} = flux des solides charriés (m³/s/m); α = coefficient à déterminer (ou bien coefficient de retard). Selon les auteurs, sa valeur peut être évaluée à partir de la formule suivante :

$$\alpha = \frac{c}{\tau_b - \tau_c} \qquad \{C-2\}$$

où c = constante; τ_b = contrainte de cisaillement du fond (N/m²); τ_c = contrainte critique pour la mise en mouvement des solides par l'écoulement (N/m²).

C.2. Formule de Bell et Sutherland (1983) pour le transport par charriage

Sur la base de l'analyse de résultats expérimentaux en laboratoire, Bell et Sutherland (1983) ont proposé une formule pour décrire la loi de retard spatial de transport solide. Les essais ont été réalisés dans un canal dont le fond était constitué de sediments de taille homogène, avec un flux nul dans la section entrante.

$$\log_{10}\left(1 - \frac{q_{sb}(x)}{q^*_{sb}(x)}\right) = K_1(x - x_0) \qquad \{C-3\}$$

où x= abscisse (m); q^*_{sb} = capacité de transport par charriage (m³/s/m); q_{sb} = flux des solides charriés (m³/s/m); K_1= coefficient à déterminer. Selon les auteurs, K_1 est fonction du temps. Mais pour Phillips et Sutherland (1989), ce type de coefficient est une fonction du paramètre de Shields, avec:

$$K_1 = f\left(\frac{1}{(\tau^*_b - \tau^*_c)d}\right) \qquad \{C-4\}$$

C.3. Formule de Han (Inpheeiwh 1980) pour le transport global

A partir de l'équation de diffusion, pour un écoulement permanent et quasi uniforme, Han propose une loi de chargement pour le transport solide global (en général, la suspension est dominante), qui s'écrit:

$$\frac{\partial C_{vs}}{\partial x} = K_1(C^*_{vs} - C_{vs}) \qquad \text{avec} \qquad K_1 = \alpha\frac{w_s}{u_*} \qquad \{C-5\}$$

où α = une constante différente suivant qu'il y a érosion ($\alpha = \alpha_{éro}$) ou dépôt ($\alpha = \alpha_{dép}$), pour Han $\alpha_{éro}$=1.0, $\alpha_{dép}$=0.25; w_s= vitesse de chute des particules solides (m/s); u_* = vitesse de frottement de l'écoulement (m/s); C^*_{vs}= capacité de transport sous forme de concentration volumique et C_{vs}= concentration volumique des solides transportés.

Diverses autres approches peuvent être trouvées dans la thèse de Yang (1989).

Annexe D

PRESENTATION DE QUELQUES CODES DE TRANSPORT SOLIDE

Dans la modélisation de transport solide, deux types de codes peuvent être trouvés dans la littérature, selon les équations de la dynamique des écoulements utilisées. Il s'agit des codes pour les écoulements permanents, dont le code IALLUVIAL est un bon exemple, des codes pour les écoulements instationnaires, tels que le code CARICHAR. Les systèmes d'équations pour ces deux codes représentatifs sont donnés dans cette annexe D.

D.1. Système d'équations du code IALLUVIAL

Le code IALLUVIAL traite des écoulements permanents, avec une granulométrie des solides étendue découpée en *k* fractions. Le canal est considéré comme rectangulaire, de largeur constante par tronçon entre deux sections voisines. Le calcul de transport solide se fait comme s'il était à saturation. Ce code IALLUVIAL a été appliqué pour la simulation de l'évolution du dépôt dans la rivière MISSOURI. Les apports liquides et solides latéraux ainsi que les apports solides entrant sont supposés nuls.

Le système du code IALLUVIAL se compose des équations ci-dessous:

1/ Modèle hydrodynamique -> Courbe de remous:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(z+\frac{U^2}{2g}\right)=S_f \qquad \{D-1\}$$

avec:

S_f = pente d'énergie de l'écoulement;

$$\log_{10}\left(\frac{U}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}}\right)=0.9045+0.1665\log_{10}V_7 \qquad \{D-2\}$$

$$+0.2166\log_{10}V_4\log_{10}V_5$$

$$+0.0831\log_{10}V_4\log_{10}V_5\log_{10}V_7$$

$$-0.0411\log_{10}V_2\log_{10}V_3\log_{10}V_4$$

$$V_1=\frac{U}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}},\quad V_2=\frac{h}{d_{50}},\quad V_3=1000\cdot S_f,\quad V_4=\frac{u_*}{w_s}$$

$$V_5 = \frac{w_s d_{50}}{\nu}, \quad V_6 = \frac{u_* - u_{*c}}{\sqrt{q(s-1)d_{50}}}, \quad V_7 = \frac{q_s}{\sqrt{q(s-1)d_{50}^3}}$$

2/ Flux des sédiments transportés

$$\log_{10}\left(\frac{q_s}{\sqrt{g(s-1)d_{50}^3}}\right) = -2.2786 + 2.9719\log_{10}V_1 + 1.0600\log_{10}V_1\log_{10}V_6$$
$$+ 0.2989\log_{10}V_2\log_{10}V_6 \qquad \{D-3\}$$

Lors que le lit est pavé partiellement, ce flux doit être modifié par la formule suivante:

$$q_{sa} = q_s(1 - C_f A_f) \qquad \{D-4\}$$

avec: A_f= pourcentage de la surface du lit pavé; C_f= coefficient de valeur comprise entre 0 et 1.

3/ Continuité des sédiments

$$(1-p)\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \qquad \{D-5\}$$

où x = abscisse longitudinale (m); h = profondeur d'eau (m); z = coté du lit (m); p = porosité; q_s= flux des sédiments transportés (m3/s/m); q_{sa}= flux des sédiments au-dessus d'un lit pavé (m3/s/m).

D.2. Système d'équations du code CARICHAR

Différent du code IALLUVIAL, le code CARICHAR traite les écoulements instationnaires, avec une granulométrie des solides étendue découpée en k fractions. Le canal est considéré comme rectangulaire, de largeur constante. Les équations ci-dessous sont celles utilisées effectivement par Rahuel dans le code CARICHAR dont la première version concerne uniquement le transport par charriage. Lors de son application au Rhône, les apports liquides et solides étaient supposés nuls.

Le système du code CARICHAR se compose des équations ci-dessous:

1/ Continuité de la phase liquide:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + p\frac{\partial A_{lit}}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \qquad \{D-6\}$$

2/ Continuité des sédiments:

$$(1-p)\frac{\partial A_{lit}}{\partial t} + \frac{\partial Q_{sb}}{\partial x} = q_{sl} \qquad \{D-7\}$$

3/ Quantité de mouvement de l'écoulement:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\partial y}{\partial x} = -gAS_f + u_l q_l \qquad \{D-8\}$$

avec :

- y = l'altitude de la surface de l'écoulement (relative au repère choisi) (m);
- p = la porosité du dépôt;
- S_f = la pente d'énergie de l'écoulement (m/m) qui est calculée souvent à partir de l'équation de Manning-Strickler (équation {5-2});
- A = la surface mouillée de l'écoulement (m^2);
- A_{lit} = la surface occupée par le dépôt (la partie au-dessus du repère choisi) (m^2);
- Q = le débit liquide (m^3/s);
- q_l = le flux latéral liquide entrant ($m^3/s/m$);
- Q_{sb} = le flux des solides charriés (m^3/s);
- q_{sl} = le flux latéral des solides entrant ($m^3/s/m$);
- u_l = la vitesse de l'écoulement latéral (m/s);

4/ Loi de chargement:

$$\frac{\partial q_{sb,k}}{\partial x} = K_{1k}(q^*_{sb,k} - q_{sb,k}) + \epsilon_1 \frac{q_{sb,k}}{q^*_{sb,k}}\frac{\partial q^*_{sb,k}}{\partial x} \qquad \{D-9\}$$

où $q^*_{sb,k}$, $q_{sb,k}$ = respectivement la capacité de transport et le flux effectif des matériaux de la classe k (m3/s/m).

5/ Capacité de transport

La formule de Meyer-Peter est utilisée pour le calcul de la capacité de transport des matériaux uniformes de diamètre d_k. Un coefficient de masquage (hidding factor) η_k est introduit pour décrire l'effet des interactions des solides de différentes fractions.

$$q^*_{sb,k} = \eta_k q^*_{sb,k,seul} \qquad \text{avec} \qquad \eta_k = (d_k/d_{50})^m \qquad \{D-10\}$$

où $q^*_{sb,k,seul}$ = capacité de transport des matériaux de la classe k supposés seuls présents; m= exposant constant égal à 0.85.

La granulomètrie de dépôt est utilisée pour évaluer la capacité de transport de l'écoulement.

Service de reprographie
J. Rambouil
IMFT Av. du Pr. Camille Soula
31400 Toulouse ☎ 61.28.58.27