

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Contribution à l'étude de la progression de la couche solide dans les canalisations fermées.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 6-0005-18

APA Citation (توثيق APA):

Ouchene, Khedidja (2018). Contribution à l'étude de la progression de la couche solide dans les canalisations fermées [Thèse de master, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بثمين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مبداعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE MASTER

*Pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique*

**Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DE LA PROGRESSION DE LA  
COUCHE SOLIDE DANS LES CANALISATIONS FERMEES**

**Présenté Par :**

**M<sup>elle</sup> : OUCHENE Khedidja**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>me</sup> . MEDDI Hind	M.C.A	Présidente
M <sup>r</sup> . AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Examinateur
M <sup>r</sup> . BOUFEKANE Abdelmadjid	M.A.A	Examinateur
M <sup>me</sup> . KHALED/HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> . MOKRANE Wahiba	M.A.A	Promotrice

**Session Juin- 2018**

# Remerciements

*Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*

*Mes remerciements à ma mère et mon père. Je remercie fortement ma promotrice M<sup>eme</sup> MOKRANE Wahiba de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

*Par la même occasion je remercie :*

*Mes Enseignants de l'ENSH, Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.*

**Khadija**

# *Dédicace*

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

❖ *Mes parents pour ces sacrifices afin d'atteindre mon but.*

❖ *Ma promotrice M<sup>eme</sup> MOKRANE Wahiba.*

❖ *Mes frères et mes sœurs.*

❖ *Toute ma grande famille.*

❖ *Tous mes amis.*

*Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation.*

## ملخص :

الرواسب المتراكمة في أنابيب نقل المياه الصالحة للشرب أو أنظمة الصرف الصحي تؤدي إلى انخفاض في القطر الداخلي للأنبوب. هذا التضيق يمكن أن يؤدي إلى انسداد قنوات الصرف الصحي ويمكن أن يؤدي أيضا إلى انخفاض كبير في تدفق أنابيب مياه الشرب.

يهدف العمل الحالي إلى دراسة التغيرات الحاصلة في قاع القنوات المغلقة الناتجة عن هذه الرواسب بدلالة المسافة الأفقية وهذا لفترات زمنية مختلفة، حيث تم تقييم هذه التغيرات من خلال تطبيق النموذج المكافئ. إن تقييم التغيرات الحاصلة في قاع القنوات المغلقة يجعل من الممكن تحديد تواتر عمليات التنظيف ووسائل وطرق التنظيف المستخدمة.

**الكلمات المفتاحية :** الرواسب، التغيرات الحاصلة في قاع القنوات المغلقة، نموذج مكافئ

## Résumé :

Les sédiments accumulés dans les canalisations de l'eau potable ou des réseaux d'égouts entraîneront une réduction du diamètre intérieur du tuyau. Ce rétrécissement peut causer le colmatage des canaux d'égouts et ainsi entraîner une réduction importante de la section d'écoulement des conduites d'eau potable. Le travail actuel vise à étudier la modification du fond des canalisations fermées en fonction de la distance horizontale et cela pour différentes périodes de temps, ces changements seront évalués en appliquant le modèle parabolique. L'évaluation de la modification du fond des canalisations fermées permet de déterminer la fréquence de faire des opérations de curage et les moyens et méthodes de curage utilisés.

**Mots clés :** Sédiments, Modification du fond des Canalisations fermées, Modèle parabolique.

## Abstract:

Sediments accumulating in the pipelines of the drinking water supply or sanitation networks cause a decrease in the internal diameter of the pipe. This contraction can lead to the loading of the wastewater collectors as it can cause a considerable reduction in the flow of drinking water pipes. The current work aims to study changes in the bottom of the closed canalization according to the horizontal position for different periods of time. This change will be evaluated by applying the parabolic model. The evaluation of the modification of the bottom of the closed pipelines makes it possible to determine the frequency of cleaning operations and the means and methods of cleaning used.

**Keywords:** Sediments, Modification of the bottom of the closed pipelines, Parabolic model.

# SOMMAIRE

Introduction générale .....	1
-----------------------------	---

## CHAPITRE I : ETUDE THEORIQUE DU DEPOT

Introduction .....	2
I.1. Définition du phénomène du dépôt .....	2
I.2. Dépôt dans les conduites d'assainissement .....	2
I.2.1. Facteurs provocants .....	2
I.2.2. Influence du dépôt sur le fonctionnement des réseaux .....	3
I.2.3. Origines du dépôt .....	3
I.2.4. Réalité de l'encrassement des réseaux d'assainissement .....	5
I.2.5. Causes du dépôt .....	5
I.2.6. Classification du dépôt .....	5
I.3. Conduites d'alimentation en eau potable .....	6
I.3.1. Entartrage .....	7
I.3.2. Corrosion .....	8
I.3.3. Embouage .....	8
I.4. Théorie du transport des sédiments .....	9
I.4.1. Calcul de la vitesse de chute .....	9
I.4.2. Calcul de la tension de frottement critique .....	10
I.5. Modes de transport .....	11
Conclusion .....	12

## CHAPITRE II : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

Introduction .....	13
II.1. Le modèle IALLUVIAL .....	13
II.2. Le modèle de CARICHAR .....	14
II.3. Le modèle MEDCA .....	16
II.4. Le modèle parabolique .....	18
II.5. Formules de transport solide .....	19
II.5.1. Formule de Schoklitsch .....	19
II.5.2. Peter Meyer .....	19
II.5.3. Formule d'Einstein 1950 .....	20
II.5.4. Graf et al .....	21
II.5.5. Ackers White .....	21
II.5.6. Wang .....	22
II.6. Modèle pour l'évolution de l'entartrage dans les conduites d'AEP .....	23

## CHAPITRE III : MODELISATION DU DEPOT

Introduction .....	26
III.1. Classification des écoulements .....	26
III.2. Généralité sur le transport de sédiments .....	26
III.3. Equations hydrodynamiques .....	27
III.3.1. Equation de continuité .....	27
III.3.2. Equations de Saint Venant-Exner .....	28
III.4. Solutions pour les équations de Saint Venant-Exner .....	30
III.4.1. Solutions analytiques .....	31
III.4.1.1. la quasi-stationnarité de l'écoulement .....	31
III.4.1.2. Ecoulement quasi uniforme .....	31
III.4.2. Solutions numériques .....	32
III.5. Applications du modèle parabolique .....	33
III.5.1. Dégradation et aggradation .....	34
III.5.1.1. Dégradation (érosion) .....	34
III.5.1.2. Aggradation (dépôt) .....	35
Conclusion .....	37

## CHAPITRE IV : METHODOLOGIE ET APPLICATION

Introduction .....	38
IV.1. La boîte à outil des équations aux dérivées partielles .....	38
IV.1.1. L'interface graphique (Graphic User's Interface) .....	38
IV.1.2. Codage de la géométrie et du maillage .....	39
IV.1.2. 1. Conditions au bord et géométrie décomposée .....	39
IV.1.2. 2. Le maillage .....	40
IV.2. Applications numériques .....	40
IV.3. Application 1 .....	40
IV.3.1. Solution analytique .....	41
IV.3.2. Solution numérique .....	42
IV.4. Application 2 .....	44
IV.4.1. Solution analytique .....	44
IV.4.2. Solution numérique .....	45
IV.5. Application 3 .....	46
IV.5.1. Solution analytique .....	47
IV.5.2. Solution numérique .....	48
IV.6. Interprétation des résultats .....	49
IV.6.1. 1 <sup>ère</sup> Application .....	49
IV.6.2. 2 <sup>ème</sup> Application .....	51
IV.6.2. 3 <sup>ème</sup> Application .....	53
Conclusion .....	55
Conclusion générale .....	56

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE II : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

Tableau II.1: Valeur des coefficients $A_w$ , $c_w$ , $m_w$ et $n_w$ .....	22
Tableau II.2 : Comparaison entre les résultats observés et calculés .....	24

## CHAPITRE IV : METHODOLOGIE ET APPLICATION

Tableau IV.1: Calcul de débit solide, coefficient de diffusion et l'épaisseur d'aggradation (conduite d'assainissement gravitaire) .....	41
Tableau IV.2: Calcul de débit solide, coefficient de diffusion et l'épaisseur d'aggradation (conduite d'assainissement de refoulement) .....	45
Tableau IV.3: Calcul de débit solide, coefficient de diffusion et l'épaisseur d'aggradation (conduite d'alimentation en eau potable) .....	47



# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I : ETUDE THEORIQUE DU DEPOT

Figure I.1 : Processus de circulation des solides en milieu urbain .....	4
Figure I.2 : Classification théorique de Crabtree des dépôts .....	6
Figure I.3 : Le dépôt de particules .....	7
Figure I.4 : Le réentraînement de particules .....	7
Figure I.5 : L'agglomération de particules .....	7
Figure I.6 : Le colmatage .....	7
Figure I.7 : Courbe de Yalin-Shields (1936).....	11
Figure I.8 : Modes du transport des sédiments .....	12

## CHAPITRE II : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

Figure II.1 : Entartrage de la conduite après quatre années d'exploitation dû à la qualité physico-chimique de l'eau et la température élevée .....	23
Figure II.2 : Schéma général de dépôt de tartre dans une conduite .....	23
Figure II.3 : Représentation graphique des résultats calculés en utilisant la relation existante entre $\alpha$ et $D_0$ .....	24

## CHAPITRE III : MODELISATION DU DEPOT

Figure III.1 : Schéma d'un écoulement non permanent et non uniforme sur une pente à fond fixe $z(x)$ .....	27
Figure III.2 : Schéma d'un écoulement non permanent et non uniforme sur une pente à fond mobile $z(x,t)$ .....	28
Figure III.3 : Discrétisation des équations sur un maillage rectangulaire dans le plan $(x,t)$ .....	33
Figure III.4 : Discrétisation des équations sur un maillage défini par les caractéristiques .....	33
Figure III.5 : Dégradation par abaissement du fond dans un canal .....	34
Figure III.6 : Aggradation par augmentation de l'apport de débit solide $\Delta q_s$ .....	36

## CHAPITRE IV : METHODOLOGIE ET APPLICATION

Figure IV.1 : Emplacement de la conduite d'assainissement gravitaire R8-R18 .....	41
Figure IV.2 : Modification du fond pour 1 jour (conduite d'assainissement gravitaire) .....	42
Figure IV.3 : Modification du fond pour cinquante trois heures (conduite d'assainissement gravitaire) .....	42
Figure IV.4 : Modification du fond pour 1 jour (loi de Wang) .....	43
Figure IV.5 : Modification du fond pour 1 jour (loi de Graf) .....	43
Figure IV.6 : Modification du fond pour cinquante trois heures (loi de Wang) .....	43
Figure IV.7 : Modification du fond pour cinquante trois heures (loi de Graf) .....	44
Figure IV.8 : Modification du fond pour 1 jour (conduite d'assainissement de refoulement) .....	45
Figure IV.9 : Modification du fond pour 1 jour (loi de Wang) .....	46
Figure IV.10 : Modification du fond pour 1 jour (loi de Graf) .....	46
Figure IV.11 : Emplacement de la conduite d'alimentation en eau potable gravitaire .....	47
Figure IV.12 : Modification du fond pour 1 mois (Conduite d'alimentation en eau potable) .....	48
Figure IV.13 : Modification du fond pour 1 mois (loi de Wang) .....	48
Figure IV.14 : Modification du fond pour 1 mois (loi de Graf) .....	49

Figure IV.15 : Modification du fond en fonction de la longueur d'aggradation (conduite d'assainissement gravitaire) .....	50
Figure IV.16 : Modification du fond en fonction de temps pour 53 heures (conduite d'assainissement gravitaire) .....	50
Figure IV.17 : Longueur d'aggradation pour 53 heures (conduite d'assainissement gravitaire) .....	50
Figure IV.18 : Modification du fond en fonction de la longueur d'aggradation (conduite d'assainissement de refoulement) .....	51
Figure IV.19 : Modification du fond en fonction de temps pour 1 jour (conduite d'assainissement de refoulement) .....	52
Figure IV.20: Longueur d'aggradation pour 1 jour (conduite d'assainissement de refoulement) .....	52
Figure IV.21 : Modification du fond en fonction de la longueur d'aggradation (Conduite d'alimentation en eau potable) .....	53
Figure IV.22 : Modification du fond en fonction de temps pour 1 mois (Conduite d'alimentation en eau potable) .....	54
Figure IV.23 : Longueur d'aggradation pour 1 mois (Conduite d'alimentation en eau potable) .....	54

# Nomenclature

A : Facteur de la forme de la particule solide.

$a_E$  : Coefficient d'érosion.

B : Largeur à la surface libre.

$c$  : Coefficient de Chézy.

$C_D$  : Coefficient de traînée.

$C_s$  : Concentration volumique de sédiments ( $\text{Kg/m}^3$ ).

$d$  : Diamètre de particule (m).

$d_*$  : Diamètre adimensionnel de la particule.

$f$  : Coefficient de frottement.

Fr : Nombre de Froude.

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $\text{m/s}^2$ ).

$h$  : Profondeur d'eau (m).

$J_e$  : Pente énergétique.

$J_f$  : Pente de fond.

K : Coefficient de diffusion ( $\text{m}^2/\text{s}$ ).

$L_a$  : Longueur d'aggradation (m).

$p$  : Porosité du granulat du fond.

Q : Débit d'écoulement ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$q$  : Débit du liquide ( $\text{m}^2/\text{s}$ ).

$q_s$  : Débit solide volumique par largeur unitaire ( $\text{m}^3/\text{s/m}$ ).

$R_e$  : Nombre de Reynolds.

$R_e^*$  : Nombre de Reynolds de frottement.

$R_h$  : Rayon hydraulique (m).

S : Section mouillée ( $\text{m}^2$ ).

$s$  : Densité spécifique de sédiments.

U : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

$u_*$  : Vitesse de frottement de l'écoulement (m/s).

$w_s$  : Vitesse de chute (m/s).

$\Delta h(t)$  : Epaisseur d'aggradation (m).

$\Delta q_s$  : Augmentation du débit solide ( $\text{m}^2/\text{s}$ ).

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau ( $\text{m}^2/\text{s}$ ).

$\theta_c$  : Fonction d'entraînement de Shields.

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ ).

$\rho_s$  : Masse volumique du solide ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ ).

$\tau$  : Tension de frottement ( $\text{N}/\text{m}^2$ ).

$\tau_b$  : Tension de frottement de fond ( $\text{N}/\text{m}^2$ ).

$\tau_c$  : Tension de frottement critique ( $\text{N}/\text{m}^2$ ).

$\tau_{cD}$  : Tension de frottement critique de déposition ( $\text{N}/\text{m}^2$ ).

$\tau_{cE}$  : Tension de frottement critique de l'érosion ( $\text{N}/\text{m}^2$ ).

# **INTRODUCTION GENERALE**

## **Introduction générale :**

Plusieurs phénomènes et processus sont susceptibles de provoquer des désordres sur une conduite, parmi lesquels nous comptons le phénomène du dépôt. Les sédiments qui s'accumulent dans les conduites des réseaux d'alimentation en eau potable ou d'assainissement engendrent une diminution du diamètre interne de la conduite. Cette diminution peut provoquer une réduction considérable de la section d'écoulement des conduites des eaux claires, chargées ou usées et peut ainsi induire leur mise en charge. L'évaluation de profil du dépôt dans le fond des canalisations fermées permet aux exploitants de réseau de faire les précautions nécessaires pour éviter leur mise en charge comme la fréquence d'entretien de réseau et les moyens et méthodes de curage utilisés.

L'objectif de ce travail est de contribuer à l'étude du développement de cette couche solide sur le fond d'une conduite dans l'espace et dans le temps avec la manière la plus efficace possible et prenant en considération la complexité du phénomène ainsi que la diversité de ces paramètres d'influence. Pour atteindre l'objectif fixé, notre travail s'organise en quatre chapitres.

Le premier est consacré pour l'étude théorique du dépôt. Dans ce chapitre, nous allons d'abord donner une définition de ce phénomène, les causes et l'origine du dépôt dans les conduites d'alimentation en eau potable et d'assainissement ainsi que les différents modes de transport des sédiments. Nous présentons aussi les équations mathématiques nécessaires pour le calcul des vitesses de chute et des tensions de frottement critique.

Le second est consacré pour la bibliographie et la problématique. Dans ce chapitre, nous allons faire une étude bibliographique sur la modélisation de transport solide. Nous allons d'abord présenter par ordre chronologique les modèles qui nous permettent de simuler l'évolution du profil de dépôt que l'on peut utiliser en collecteur d'assainissement ou dans une conduite d'alimentation en eau potable. Ensuite, nous allons citer les différentes formules pour le calcul du débit solide, ainsi que leur domaine d'application.

Le troisième chapitre est consacré pour la modélisation du dépôt. Dans ce chapitre, nous définissons d'abord les différents types d'écoulement ainsi nous donnons des généralités sur le transport de sédiments. Ensuite, nous développons les équations de Saint Venant-Exner et les hypothèses qui nous permettent d'obtenir une solution analytique pour ces équations.

Le dernier chapitre est consacré pour la méthodologie et applications. A l'aide de l'application du modèle parabolique sur des conduites fermées, nous allons étudier la modification du fond pour des différentes durées en utilisant différentes formules d'évaluation du débit solide. Nous abordons aussi l'interprétation des résultats que nous obtenons.

Enfin, nous achevons ce modeste travail par une conclusion générale.

# **CHAPITRE I**

## **ETUDE THEORIQUE DU DEPOT**

# ETUDE THEORIQUE DU DEPOT

## **Introduction :**

Dans ce chapitre, nous définissons le phénomène du dépôt ainsi que son mécanisme de formation. Que ce soit les conduites d'assainissement ou dans les conduites d'approvisionnement en eau. Nous nous intéressons également à l'aspect théorique qui régit ce phénomène.

## **I.1. Définition du phénomène du dépôt :**

Le dépôt ou l'encrassement des conduites se définit par la présence de solides de différentes natures. L'évaluation physique des dépôts se fait en déterminant la hauteur des matières déposées. Cette hauteur dépend de certains facteurs que nous allons citer dans les paragraphes suivants.

## **I.2. Dépôt dans les conduites d'assainissement :**

En considérant un réseau unitaire, nous distinguons :

- Canalisations non visitables de tête.
- Collecteurs visitables amont de diamètres plus importants que ceux de la tête.
- Collecteurs visitables aval alimentés par les précédents.
- Emissaires ou intercepteurs.

### **I.2.1. Facteurs provocants :**

#### **a. Facteurs de comportement de la ville :**

L'activité économique et autre de la ville influence d'une manière directe sur le dépôt à savoir :

- Les matières solides de différentes natures générées par la présence éventuelle des chantiers.
- Circulation automobile (gaz d'échappement, usure de pneus, fuite de moteur, hydrocarbure).
- Injection des animaux (matière fécales) et déchets divers (mégots, papier, matière, morceau de verre, de fer ...).
- Différents déchets de marchés (résidus alimentaires).
- Déchets des abattoirs.
- Déchets des grandes industries et petites industries.

#### **b. Facteurs de fonctionnement:**

- Types de réseaux.
- Caractéristiques des conduites (diamètre, nature des conduites).
- Caractéristiques des réseaux (pente ...).
- Débit à évacuer (vitesse d'écoulement).



## ETUDE THEORIQUE DU DEPOT

- Nature de charge polluées et leurs caractéristiques (granulométrie, densité ...).
- Durée du temps sec précédent une pluie.

### **c. Facteurs de gestion :**

- Fréquence d'entretien.
- Moyens et méthode de curage utilisés.
- Méthodologie de contrôle et suivi du comportement de réseau.

### **I.2.2. Influence du dépôt sur le fonctionnement des réseaux :**

Les dépôts solides engendrent des nuisances de nature différente sur le fonctionnement du réseau :

- Dysfonctionnement hydraulique (réduction de section d'écoulement qui engendre la mise en charge).
- Dégagement de gaz toxiques qui sont à l'origine des odeurs incommodes « fermentation ».
- Facilité d'accumulation des polluants et remise en suspension en cas de forte pluie.
- Diminution de la sécurité du personnel d'exploitation asphyxie, glissade...
- Obturation des regards.
- Dysfonctionnement des déversoirs d'orage.

### **I.2.3. Origines du dépôt :**

Pour mettre en relief le phénomène d'encrassement il est indispensable d'étudier la circulation des solides en zone urbaine, la figure I.1 explique d'une manière précise cette circulation.

Il y'a deux principales sources distinctes de la présence des solides :

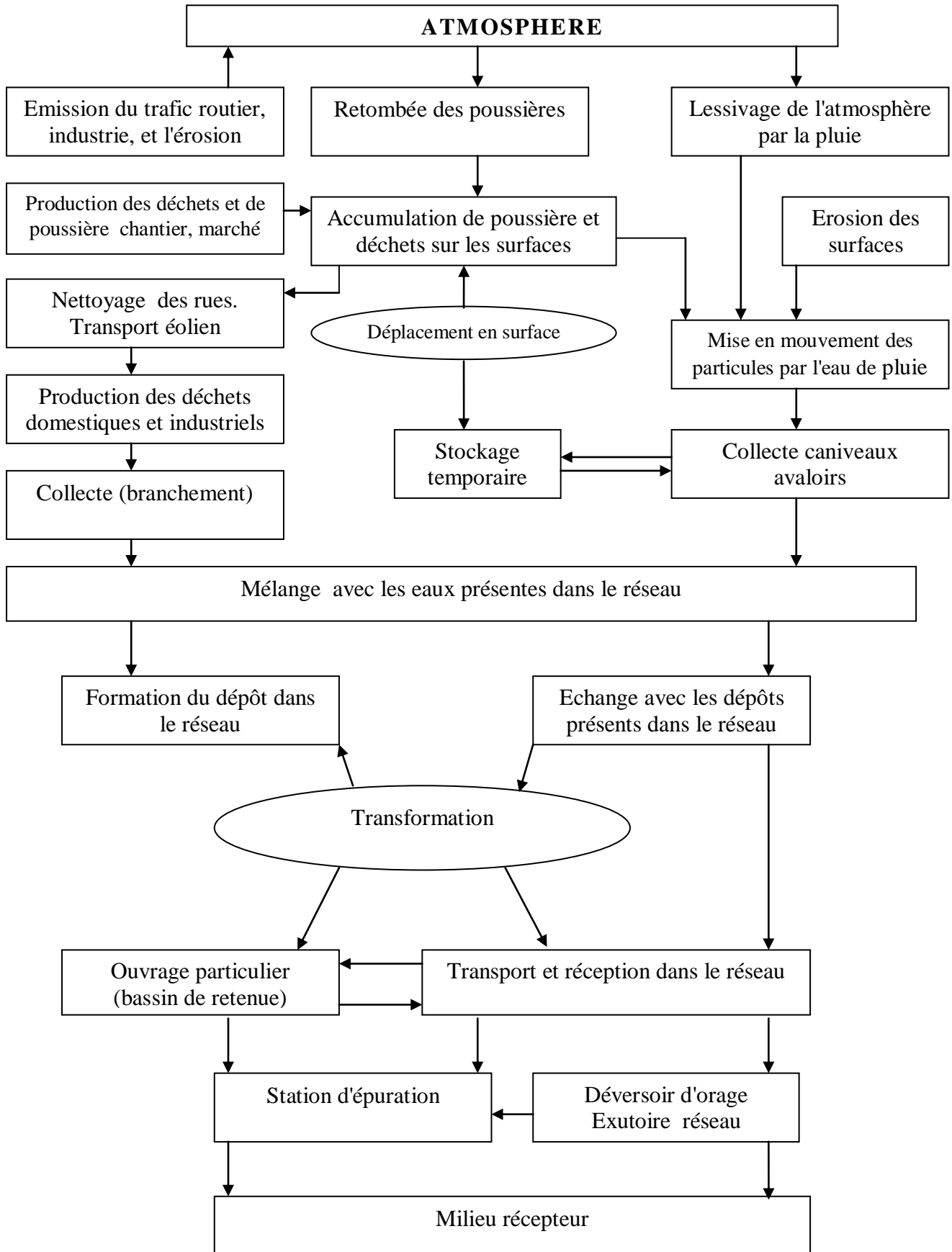
1. Les solides de rejets domestiques et industriels.
2. Le solide arrivant dans le réseau durant les pluies à savoir ceux qui proviennent de l'atmosphère, des toitures et des bassins relatifs au réseau.

Les particules entrent dans les réseaux au niveau des avaloirs et des branchements particuliers au niveau des maisons, une fois arrivent à l'intérieur du réseau, elle se manifeste sous deux formes :

1. Soit qu'elles seront entraînées jusqu'à la sortie (déversoirs d'orage, station d'épuration ...) et cela lorsque la vitesse d'écoulement est suffisamment grande.
2. Soit qu'elles déposent dans la canalisation pour former des dépôts.

Les conditions hydrauliques (vitesse, débit), les conditions géométriques (nature des conduites, géométrie des conduites), et surtout la nature du solide (densité ...) fixent le devenir des solides.

# ETUDE THEORIQUE DU DEPOT



**Figure I.1** : Processus de circulation des solides en milieu urbain.  
(B.Chocat, 1997)

## ETUDE THEORIQUE DU DEPOT

### I.2.4. Réalité de l'encrassement des réseaux d'assainissement :

L'aboutissement de la trajectoire de la particule au fond de la canalisation est une condition nécessaire pour le dépôt de cette particule.

Les variations des paramètres hydrauliques constatées sur les réseaux font qu'une particule peut en des temps différents être soit :

- Déposé.
- Remise en suspension.
- Transportée en surface.
- Prise dans un mouvement de roulement le long de la canalisation.

Ces différents états possibles montrent la complexité d'une approche scientifique de ce phénomène de l'encrassement, à cela s'ajoutent les effets d'interaction entre particules selon la concentration du milieu.

### I.2.5. Causes du dépôt :

Les problèmes de pente et contre pente, sont les causes principales et fréquentes des problèmes d'encrassement. Cela est valable pour les différents systèmes de réseau d'assainissement. L'incidence de la pente sur l'encrassement se comprend aisément puisque la pente est l'un des facteurs d'évaluation de la vitesse d'écoulement.

$$V = K.R^{2/3}.I^{1/2}$$

K: Coefficient de rugosité.

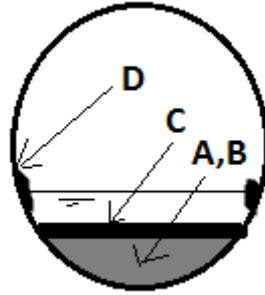
R: Rayon hydraulique.

I : pente motrice.

On estime généralement qu'une pente est faible au dessous de 3 ‰ mais, il est préférable d'appliquer des pentes minimales de 5 ‰ pour éviter le phénomène du dépôt. En ce qui concerne le problème de contre pente (réseau gravitaire), il est préjudiciable pour le fonctionnement du réseau, car une mise en charge se crée d'où un ralentissement de l'effluent qui va engendrer le dépôt.

### I.2.6. Classification du dépôt :

La figure ci après montre la classification théorique des dépôts dans un collecteur d'assainissement.



**Figure I.2 :** Classification théorique de Crabtree des dépôts. (B.Chocat, 1997)

- Type A : sédiments grossiers non cohésifs.
- Type B : dépôt ' type A ' mais consolidé.
- Type C : couche fine de sédiment.
- Type D : biofilm sur les parois.

### I.3. Conduites d'alimentation en eau potable :

Dans une conduite en charge, quelle que soit l'efficacité de la filière du traitement, de nombreuses particules minérales (argiles) ou organiques (algues, bactéries) peuvent franchir les différentes étapes du traitement et pénétrer dans le réseau. De même, divers sédiments peuvent pénétrer dans le réseau à l'occasion de travaux de réparation de fuites, notamment lors de la mise à pression atmosphérique de la conduite. En fonction de leur tailles, de leurs forces d'adhésion et la vitesse de l'écoulement, ils se déposent sur les parois, se remettent en suspension, s'agglomèrent et se colmatent. Ces quatre processus définissent l'encrassement de la conduite.

**a. Dépôt :** il revient à étudier les conditions dans lesquelles une particule plongée dans un écoulement est transportée jusqu' à la paroi et s'y dépose.

**b. Réentraînement :** une fois que la particule est déposée, elle peut suivre deux comportements différents ; si les forces d'adhésion sont suffisamment intenses, la particule n'est pas remise en suspension par les forces hydrodynamiques qui continuent de s'exercer sur elle par le biais de l'écoulement et reste en contact avec la paroi. Au contraire, si les forces d'adhésion sont trop faibles, la particule a la possibilité de quitter la paroi et donc d'être réentraînée par l'écoulement.

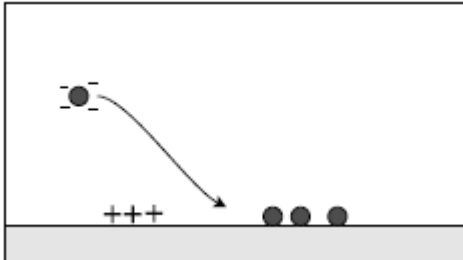
**c. Agglomération :** les particules qui entrent en contact les unes avec les autres dans l'écoulement vont adhérer entre elles pour former des agglomérats, c'est-à-dire des macro-particules formées de plusieurs particules. Ces agglomérats présentent des propriétés hydrodynamiques différentes des particules simples.

**d. colmatage :** la formation progressive de dépôt va finir par influencer l'écoulement de façon non négligeable. Dans le cas d'un écoulement dans une conduite, les dépôts vont éventuellement réduire la section de la conduite, et par conservation du débit, l'écoulement

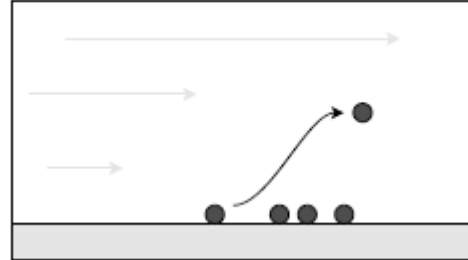
## ETUDE THEORIQUE DU DEPOT

va être accéléré. La forme géométrique de ces dépôts a donc son importance, moins ils seront étalés sur la paroi, plus la section de conduite sera rapidement réduite.

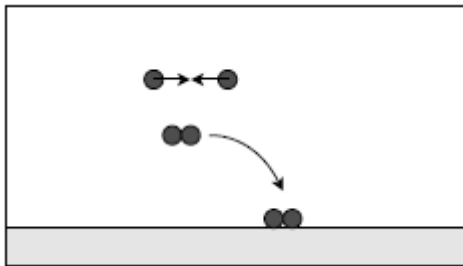
Ces quatre mécanismes élémentaires (dépôt, réentraînement, agglomération, colmatage) constituent donc le phénomène total d'encrassement. Ils sont représentés respectivement sur les figures suivantes :



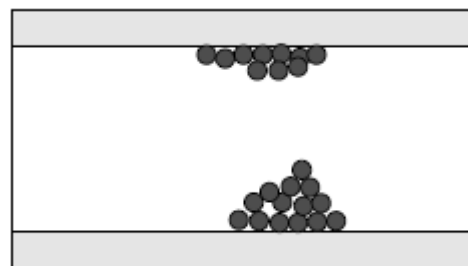
**Figure I.3 :** Le dépôt de particules



**Figure I.4 :** Le réentraînement de particules



**Figure I.5 :** L'agglomération de particules



**Figure I.6 :** Le colmatage

Au vu des phénomènes élémentaires qui le composent, le processus d'encrassement s'articule donc autour de deux aspects principaux :

- D'une part, une partie hydrodynamique, qui consiste en l'étude des interactions entre les particules et l'écoulement. Elle revient à étudier les conditions dans lesquelles une particule va entrer en contact avec la paroi, en considérant que sa trajectoire est influencée principalement par des forces d'origine hydrodynamique, comme la force de traînée.
- D'autre part, un aspect qu'on pourrait qualifier de physico-chimique, spécialement important lorsqu'on étudie l'interaction des particules avec les parois, et les interactions particule-particule. Cet aspect étudie plus spécifiquement les forces d'adhésion (et de répulsion) entre les différents partenaires.

Selon la nature de ces matières nous distinguons trois sortes de dépôt :

### **I.3.1. Entartrage :**

L'entartrage est le dépôt de tartre sur un objet ou à l'intérieur d'une canalisation, L'eau, contient en plus ou moins grande quantité des minéraux dissous sous forme de sels, tels que des ions calcium, magnésium, potassium et de nombreux autres sels minéraux. Dans certaines conditions (brutale dépression de fluides saturés en minéraux, augmentation de la température, ou noyaux de cristallisation, bactéries), ces minéraux peuvent précipiter,

## ETUDE THEORIQUE DU DEPOT

crystalliser ou être utilisés par des biofilms bactériens, comme c'est le cas avec le tartre dentaire.

Le tartre est généralement constitué par des sels de calcium se déposant dans des canalisations:

- carbonate de calcium.
- oxalate de calcium.
- phosphate de calcium.
- silicates.

### **I.3.2. Corrosion :**

Altère des matériaux tels que les aciers non inoxydables. La présence de sels minéraux, d'oxygène et la température activent aussi cette altération. Ceci peut être détecté par une coloration rouge de l'eau due à la présence des oxydes ferreux. La corrosion est de deux types :

#### **a. La corrosion interne**

Elle est liée à la qualité de l'eau et ses différentes caractéristiques (PH, taux d'oxygène dissous, équilibre calco-carbonique, existence du fer ou sulfato-réductrices). Elle entraîne une diminution de la paroi en certains points du tuyau, lié le plus souvent à l'existence de dépôts d'où une diminution de diamètre.

#### **b. La corrosion externe**

Elle correspond à l'échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite et peut avoir diverses origines :

- Les courants vagabonds.
- Le sol.
- L'hétérogénéité de surface.
- L'hétérogénéité du sol.
- L'hétérogénéité par contact.

### **I.3.3. Embouage**

Ce phénomène est causé principalement par la présence de l'air en conduite. L'oxygène qu'elle contient réagit avec les métaux et crée un processus chimique d'oxydoréduction. Les produits de cette réaction sont des oxydes métalliques qui se retrouvent en suspension dans l'eau et ont tendance à se déposer dans certaines zones de conduite. C'est lorsque ces oxydes métalliques se déposent et sédimentent que l'on peut parler d'un phénomène d'embouage.

#### **❖ Les causes de l'embouage**

- Qualités physico-chimiques de l'eau utilisée et sa dureté.
- La corrosion.

## ETUDE THEORIQUE DU DEPOT

- La présence de tartre dans les conduites peu s'agglomérer avec d'autres éléments comme les dépôts de fer.

### I.4. Théorie du transport des sédiments :

Le transport des sédiments est un équilibre entre leur arrachement, leur mélange avec les eaux et leur décantation possible. Il est donc important de comprendre le rôle de la vitesse de chute et de la tension de frottement.

#### I.4.1. Calcul de la vitesse de chute :

La vitesse de chute des particules des sédiments peut être calculée par différentes formules qui dépendent de l'équation de transport des sédiments utilisée. Lorsque la vitesse limite de chute est lente, c'est-à-dire pour les faibles valeurs du nombre de Reynolds rapporté à la particule, nous pouvons appliquer la formule de Stokes qui lie le diamètre  $d$  à la vitesse de chute  $w_s$ .

$$w_s = \sqrt{\frac{A}{C_D} \frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d} \quad (\text{I.1})$$

Où :  
A : Constante (facteur de la forme).  
d : Diamètre de particule.  
 $\rho_s$  et  $\rho$  : Respectivement, masse volumique du solide et de l'eau.  
 $C_D$  : Coefficient de traînée.  
g : Accélération gravitationnelle.

Si la chute est turbulente (particules grossières), le coefficient de traînée n'est plus constant, mais il peut être évalué par l'expression :

$$C_D = \frac{24}{Re} = \frac{24\nu}{w_s d} \quad (\text{I.2})$$

L'équation (I.1) devient alors :

$$w_s = \frac{A}{24} \frac{\rho_s - \rho}{\rho \nu} d^2 \quad (\text{I.3})$$

Où :  
 $Re$  : Nombre de Reynolds.  
 $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau.

Pour les particules dont le diamètre est plus grand que 10 mm et le facteur de forme  $A = 0.7$ , la vitesse de chute  $w_s$  en (cm/s) est calculée par la formule ci-après :

$$w_s = 1.1 \sqrt{(s-1)gd} \quad (\text{I.4})$$

Nous calculons aussi la vitesse de sédimentation pour les particules de diamètre entre 1 et 62.5  $\mu m$  en utilisant la formule ci-dessous :

## ETUDE THEORIQUE DU DEPOT

$$w_s = \frac{(s-1)gd^2}{18\nu} \quad (\text{I.5})$$

Où :  $s$  : densité spécifique de sédiments.

D'après (**Nian-Sheng Cheng, 1997**) la vitesse de chute de particules des sédiments dans le cours d'eau naturel ayant un nombre de Reynolds  $1 < Re < 100$  peut être calculée en utilisant la formule suivante :

$$\frac{wsd}{\nu} = (\sqrt{25 + 1.2d_*^2} - 5)^{1.5} \quad (\text{I.6})$$
$$d_* = \left(\frac{(\rho_s - \rho)}{\rho\nu}\right)^{1/3} d; \quad C_D = \frac{4}{3} \frac{d_*^2}{Re^2}$$

### I.4.2. Calcul de la tension de frottement critique :

La tension de frottement représente l'action motrice du mouvement des sédiments. L'équation de cette tension se présente comme suit :

$$\tau = \rho g R_h J_e \quad (\text{I.7})$$

Où :  $\tau$  : tension de frottement unitaire exprimée en  $N/m^2$ .  
 $g$  : accélération de la pesanteur en  $m/s^2$ .  
 $R_h$  : rayon hydraulique en (m).  
 $J_e$  : pente de la ligne d'énergie.

La relation la plus utilisée pour le calcul de la tension de frottement est la fonction de Shields (**Graf, 1971**) qui donne une relation adimensionnelle entre la densité du sédiment  $\rho_s$ , le diamètre des grains  $d$ , la densité du fluide  $\rho$ , la viscosité cinématique  $\nu$ , l'accélération due à la gravité  $g$  et la tension de frottement exercée par le fluide sur un grain. De sorte que :

$$\theta_c = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho)gd} = f\left(\frac{u_*d}{\nu}\right) \quad (\text{I.8})$$

Où :  $\theta_c$  : Fonction d'entraînement de Shields dont la valeur critique a besoin d'être connue, afin que cette relation puisse être résolue pour une particule d'un diamètre donné.

$Re^* = \frac{u_*d}{18\nu}$  : Nombre de Reynolds de frottement.

L'utilisation de la relation de Shields, l'équation (I.8), n'est pas simple. (**Yalin, 1972**) a proposé d'éliminer cet inconvénient par la combinaison de :

$$\frac{Re^{*2}}{\theta_c} = \frac{d^3 g (\rho_s - \rho)}{\nu^2 \rho} \quad (\text{I.9})$$

Plutôt que d'utiliser  $Re^*$ , Yalin propose d'utiliser un diamètre adimensionnel de grains :



## ETUDE THEORIQUE DU DEPOT

$$d_* = d \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{g}{v^2} \right)^{1/3}$$

L'équation (I.8) s'écrit alors :

$$\theta_c = f(d_*) \quad (\text{I.10})$$

La courbe qui rapporte la tension de frottement de début de mouvement des particules  $\tau^*$  et le paramètre de mobilité  $d_*$  est représentée par la figure suivante :

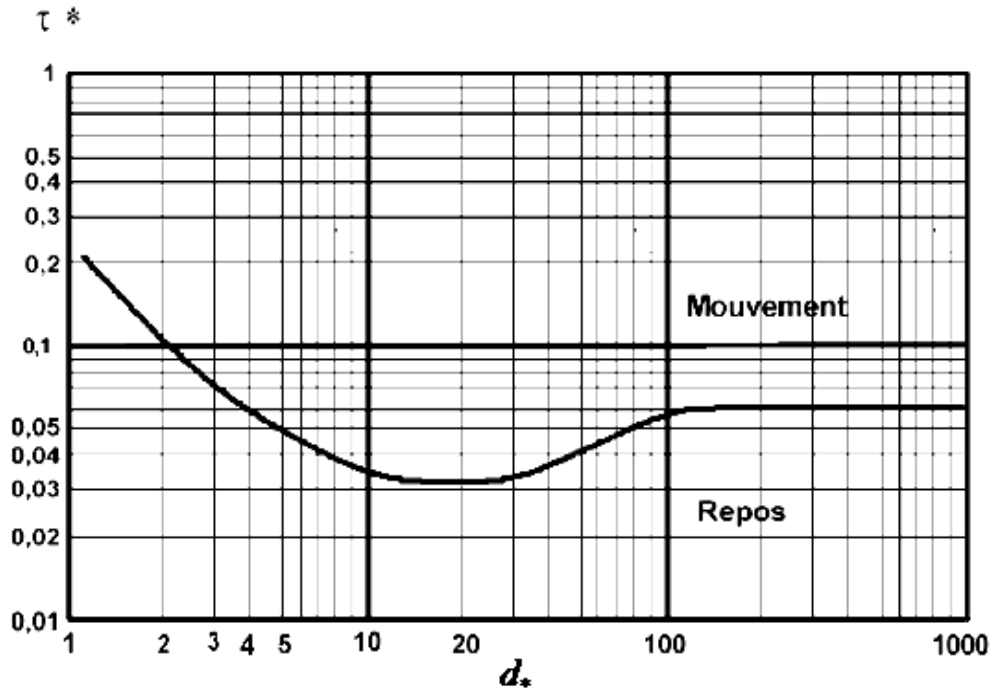


Figure I.7 : Courbe de Yalin-Shields (1936).

Si on considère :

$\tau_{CD}$  : Tension de frottement critique de déposition.

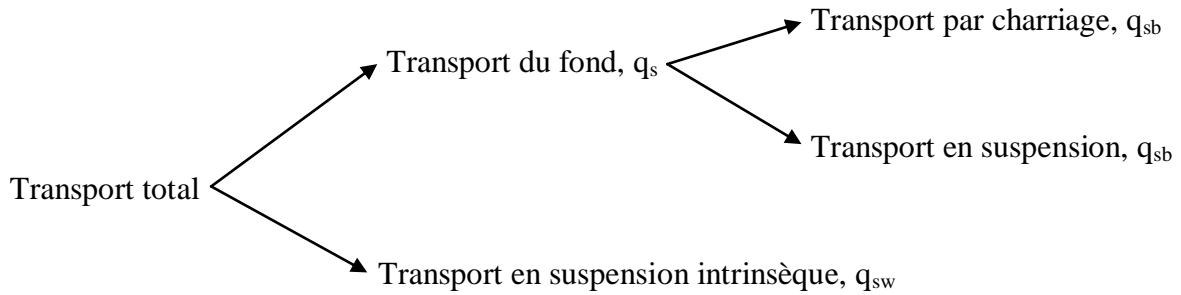
$\tau_{CE}$  : Tension de frottement critique de l'érosion.

Généralement, l'érosion et la déposition dans un canal sont contrôlées par la valeur de la tension de frottement de fond  $\tau_b$ . Lorsque la valeur de  $\tau_b$  est plus petite que celle critique  $\tau_{CD}$ , il y a déposition dans le fond. Au contraire, lorsque la valeur de  $\tau_b$  est plus grande que celle critique  $\tau_{CE}$ , il y a érosion du fond.

### I.5. Modes de transport :

Le transport total de sédiments par l'eau est l'ensemble du transport (de particules) solide qui passe dans une section d'écoulement. On classe le transport solide de sédiments en différents modes.

## ETUDE THEORIQUE DU DEPOT



**Figure I.8 :** Modes du transport des sédiments. (W. Graf et M.S. Altinakar, 1996)

**a. Charriage :** si les particules restent en contact avec le fond ; elles se déplacent en glissant, roulant ou sautant (brièvement) ; ce mode de transport concernent les particules relativement grandes.

**b. suspension :** si les particules restent occasionnellement en contact avec le fond ; elles se déplacent par bonds (assez long) et restent souvent entourées d'eau; ce mode de transport concerne les particules relativement fines.

**c. suspension intrinsèque :** si les particules ne sont jamais en contact avec le fond ; elles se déplacent en étant emportées par l'écoulement, ceci concerne les particules relativement très fines.

### **Conclusion :**

Le dépôt constitue un facteur de perturbation pour les écoulements dans les canalisations fermées. Dans ce chapitre, nous avons vu comment ce phénomène peut induire la mise en charge des collecteurs d'assainissement et provoquer une réduction considérable de la section d'écoulement dans les conduites d'alimentation en eau potable.

## **CHAPITRE II**

# **ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE**

# ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

## Introduction :

Dans ce chapitre nous présentons par ordre chronologique les modèles qui nous permettent de simuler l'évolution du profil de dépôt que l'on peut utiliser en collecteur d'assainissement ou dans une conduite d'alimentation en eau potable.

## II.1. Le modèle IALLUVIAL :

Les modèles du type IALLUVIAL (**Karim et 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. Il a les caractéristiques suivantes :

- La section des écoulements est supposée rectangulaire. L'écoulement est considéré comme permanent et quasi-uniforme.
- 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 utilisé.
- Une couche active ou de mélange est introduite pour la simulation de l'évolution des compositions du dépôt. Son épaisseur est supposée en fonction de la hauteur moyenne des dunes du fond.
- Le calcul du modèle suit un schéma explicite. Le système du modèle IALLUVIAL se compose des équations ci-dessous:

### a. Modèle hydrodynamique :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( z + \frac{U^2}{2g} \right) = J_e \quad (\text{II.1})$$

Avec:

$J_e$ : pente d'énergie de l'écoulement.

$$\log_{10} \left( \frac{U}{\sqrt{g(S-1)d_{50}}} \right) = 0.9045 + 0.1665 \log_{10} V_7 + 0.2166 \log_{10} V_4 \log_{10} V_5 \quad (\text{II.2})$$

$$+ 0.0831 \log_{10} V_4 \log_{10} V_5 \log_{10} V_7 - 0.0411 \log_{10} V_2 \log_{10} V_3 \log_{10} V_4$$

$$V_1 = \frac{U}{\sqrt{g(S-1)d_{50}}} \quad , \quad V_2 = \frac{h}{d_{50}} \quad , \quad V_3 = 1000 \cdot J_f \quad , \quad V_4 = \frac{U_*}{w_s}$$

$$V_5 = \frac{w_s d_{50}}{\nu} \quad , \quad V_6 = \frac{U_* - U_{*c}}{\sqrt{q(S-1)d_{50}}} \quad , \quad V_7 = \frac{q_s}{\sqrt{q(S-1)d_{50}^3}}$$

D'où :  $w_s$  : Vitesse de chute (m/s).

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

### b. Flux des sédiments transportés :

$$\log_{10}\left(\frac{q_s}{\sqrt{g(S-1)d_{50}}}\right) = -2.2786 + 2.9719\log_{10}V_1 + 1.0600\log_{10}V_1\log_{10}V_6 \\ + 0.2989\log_{10}V_2\log_{10}V_6 \quad (\text{II.3})$$

Lors que le lit est pavé partiellement, ce flux doit être modifié par la formule suivante:

$$q_{sa} = q_s(1 - C_f A_f) \quad (\text{II.4})$$

Avec :  $A_f$ : pourcentage de la surface du lit pavé.  
 $C_f$ : coefficient de valeur comprise entre 0 et 1.

### c. Continuité des sédiments :

$$(1 - p) \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \quad (\text{II.5})$$

Où  $x$  : abscisse longitudinale (m);  $h$  : profondeur d'eau (m);  $z$  : cote du lit (m);  $p$  : porosité;  
 $q_s$  : flux des sédiments transportés ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ );  $q_{sa}$ : flux des sédiments au-dessus d'un lit pavé ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ).

## II.2. Le modèle de CARICHAR :

Différent du modèle IALLUVIAL, le modèle CARICHAR traite les écoulements instationnaires, avec une granulométrie des solides étendue découpée en  $k$  fractions. Le canal est considéré comme rectangulaire, de largeur constante. 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 modèle 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.
- Une couche active ou de mélange est aussi introduite dans le modèle. Son épaisseur est prise soit comme une fonction de la profondeur d'écoulement, soit comme une fonction de la composition du dépôt.
- La numérisation du système suit un schéma implicite de Pressman. Toutes les équations du système sont résolues simultanément.

Le système du code CARICHAR se compose des équations ci-dessous:

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

### a. Continuité de la phase liquide:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + p \frac{\partial A_{lit}}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \quad (\text{II.6})$$

### b. Continuité des sédiments :

$$(1 - p) \frac{\partial A_{lit}}{\partial t} + \frac{\partial Q_{sb}}{\partial x} = q_{sl} \quad (\text{II.7})$$

### c. Quantité de mouvement de l'écoulement:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = -gAJ_e + U_l q_l \quad (\text{II.8})$$

Avec :

$y$  : l'altitude de la surface de l'écoulement (relative au repère choisi) (m).

$p$  : la porosité du dépôt.

$J_e$ : la pente d'énergie de l'écoulement (m/m) qui est calculée souvent à partir de l'équation de Manning-Strickler.

$A$  : la surface mouillée de l'écoulement (m<sup>2</sup>).

$A_{lit}$  : la surface occupée par le dépôt (la partie au-dessus du repère choisi) (m<sup>2</sup>).

$Q$  : le débit liquide (m<sup>3</sup>/s).

$q_l$ : le flux latéral liquide entrant (m<sup>3</sup>/s/m).

$Q_{sb}$  : le flux des solides charriés (m<sup>3</sup>/s).

$q_{sl}$  : le flux latéral des solides entrant (m<sup>3</sup>/s/m).

$u_l$  : la vitesse de l'écoulement latéral (m/s).

### d. Loi de chargement:

$$\frac{\partial q_{sb,k}}{\partial x} = K_{1k}(q^*_{sb,k} - q_{sb,k}) + \varepsilon \frac{q_{sb,k}}{q^*_{sb,k}} \frac{\partial q^*_{sb,k}}{\partial x} \quad (\text{II.9})$$

Où :  $q_{sb,k}, q^*_{sb,k}$  : respectivement la capacité de transport et le flux effectif des matériaux de la classe  $k$  (m<sup>3</sup>/s/m).

La granulométrie est découpée en  $k$  fractions, le calcul de la capacité de transport et le flux effectif des matériaux est effectué pour chaque fraction de la granulométrie. Comme le transport solide est pris à saturation ainsi que hors-saturation, la capacité de transport varie longitudinalement.

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

### e. 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  $\eta_k$  est introduit pour décrire l'effet des interactions des solides de différentes fractions.

$$q^*_{sb,k} = \eta_k q^*_{sb,k,seul} \quad \text{Avec} \quad \eta_k = \left(\frac{d_k}{d_{50}}\right)^m \quad (\text{II.10})$$

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 granulométrie de dépôt est utilisée pour évaluer la capacité de transport de l'écoulement.

### II.3. Le modèle MEDCA :

MEDCA (Modélisation de l'Evolution de Dépôt en Collecteur d'Assainissement) 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 utilise des lois de transport par charriage pour le calcul de transport solide et néglige la partie des solides en suspension.

#### Système complet des équations du modèle MEDCA :

Le système complet se compose des éléments suivants:

##### 1- Equations pour évaluer les paramètres hydrauliques :

###### a. Equation de remous :

$$\frac{dh(x)}{dx} = \frac{I(x) - J(x)}{1 - Fr(x)^2} \quad \text{Avec} \quad Fr(x)^2 = \frac{\alpha Q^2 L_{s(x)}}{1 - g \Omega(x)^3} \quad (\text{II.11})$$

Où  $Fr(x)$  : nombre de Froude ;  $g$  : accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ) ;  $h(x)$  : profondeur de l'écoulement (m) ;  $I(x)$  : pente du fond (m/m) ;  $J(x)$  : pente d'énergie (m/m) ;  $L_{s(x)}$  : largeur de la surface de l'écoulement (m) ;  $Q$  : débit liquide ( $m^3/s$ ) ;  $\Omega$  : aire de la section transversale de l'écoulement ( $m^2$ ) ;  $\alpha$  : coefficient correcteur lié à la distribution non uniforme des profils des vitesses dans la section, avec  $\alpha > 1$ .

###### b. Equation de Manning-Strickler:

$$U = k R_h^{2/3} J_e^{1/2} \quad (\text{II.12})$$

Où  $U$  : vitesse moyenne (m/s) ;  $R_h$  : rayon hydraulique (m) ;  $J_e$  : pente d'énergie (m/m) ; et  $k$  : coefficient de rugosité de Manning-Strickler.

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

### c. Equation de combinaison :

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.

$$\frac{P_{section}}{k_{section}^2} = \frac{P_{paroi}}{k_{paroi}^2} + \frac{P_{lit}}{k_{lit}^2} \quad (\text{II.13})$$

Où  $P$  : périmètre mouillé ;  $k$  : coefficient de rugosité de Manning-Strickler ; et les indices section, parois, lit représentent les paramètres liés respectivement à la section transversale, aux parois et au lit.

### d. Expression du coefficient de Manning-Strickler :

$$K = 23.0 \left( \frac{R_h}{k_s} \right)^{1/6} \quad (\text{II.14})$$

Avec :  $k_s = k_{s\ paroi}$  , pour les parois et  $k_s = k_{s\ lit}$  pour le fond.

## 2- Formules pour le calcul des capacités de transport :

Liées respectivement aux solides mobiles (loi de transport d'Ackers-White 1973) ou (loi de transport de Meyer-Peter 1948) et aux solides de dépôt (Loi de transport de Wang).

### 3- Loi de chargement :

$$\frac{dq_{sb}}{dx} = k(q_{sb}^* - q_{sb}) \quad \text{Avec} \quad k = \alpha \frac{w_s}{u_*} \quad (\text{II.15})$$

Où  $\alpha$  : 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  $q_{sb}^* = q_{sb}^{*mou}$  et en cas d'érosion  $q_{sb}^* = q_{sb}^{*dép}$ .

### 4- Formules pour le contrôle du phénomène de masquage :

Nous définissons la probabilité pour qu'une particule solide à la surface du lit continue à rester immobile de la manière suivante :

$$q = \begin{cases} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\frac{\tau_c}{\tau_b} - 1} \exp\left(-\frac{\tau^2}{2\sigma^2}\right) d\tau & \text{pour} \quad \tau_c \leq \tau_b \\ 1 & \text{pour} \quad \tau_c > \tau_b \end{cases} \quad (\text{II.16})$$



## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

Où  $\vec{\tau}_b$  est la contrainte du cisaillement moyen dans le temps appliquée par l'écoulement au fond,  $\alpha$  : l'écart-type de la distribution de contrainte,  $\tau_c$  : la contrainte du cisaillement critique de l'écoulement pour la remise en mouvement des particules solides.  $q$  : la probabilité d'immobilité d'une particule à la surface du lit.

Le pourcentage limite de la fraction des solides  $k$  est déterminé par l'équation:

$$\Delta P_{\text{lim}, k} = \frac{q_k \Delta P_{0, k}}{\sum_{k=1}^N q_k \Delta P_{0, k}} \quad (\text{II.17})$$

Où  $P_0, P_{\text{lim}}$  : densités de distribution des pourcentages des solides, initiale et limite;  $q_k$  : coefficient de stabilité des solides de la fraction  $k$ ;  $\Delta P_{0, k}$  : pourcentage de poids occupé par les solides de la fraction  $k$ . Ainsi,  $\Delta P_{\text{lim}, k}$  : pourcentage limite de la fraction des solides  $k$ .

### 5- Formule pour l'évaluation du profil de lit :

Le modèle ne s'intéresse qu'au charriage et la partie des solides transportés en suspension peut être négligée. L'équation de continuité des sédiments est simplifiée en la forme suivante.

#### Equation de continuité des sédiments :

$$\frac{\partial Q_s^{ch}}{\partial x} + \frac{\partial (C_{us}^{lit} A^{lit})}{\partial t} = 0 \quad (\text{II.18})$$

$Q_s^{ch}$  : Le flux des solides charriés dans la zone de charriage ( $\text{m}^3/\text{s}$ ). Il est à prédéfinir en fonction des paramètres hydrauliques de l'écoulement et des caractéristiques des solides;

$C_{us}^{lit}$  : La concentration volumique moyenne des solides du dépôt ( $\text{m}^3/\text{m}^3$ );

$A^{lit}$  : La surface occupée par la zone de charriage ( $\text{m}^2$ );

### II.4. Le modèle parabolique :

Un modèle parabolique représente le changement du fond en faisant l'hypothèse que l'écoulement est uniforme et permanent en début et en fin du processus du dépôt. (**W .Graf et M.S. Altinakar, 1996**). Comme le dépôt évolue en une période considérable l'hypothèse d'un écoulement fluvial permanent et uniforme peut être admise.

L'évolution du fond est alors représentée par :

$$\frac{\partial z}{\partial t} - K \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0 \quad (\text{III.11})$$

La solution analytique de cette équation est:

$$z(x, t) = \Delta h(t) . \text{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{Kt}}\right) \quad (\text{III.14.a})$$

Avec :

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

$$\Delta h(t) = \frac{\Delta q_s \cdot \Delta t}{1.13(1-p)\sqrt{K\Delta t}} \quad (\text{III.19})$$

$p$  étant la porosité,  $\Delta q_s$  l'augmentation du débit solide pendant un temps  $\Delta t$  et  $K$  est estimé par :

$$K = \frac{1}{3} b_s q_s \frac{1}{(1-p)} \frac{1}{J_{e0}} \quad (\text{III.12.c})$$

**NB :** Les paramètres des équations (III.11), (III.14.a), (III.19) et (III.12.c) sont détaillés dans le prochain chapitre.

### II.5. Formules de transport solide :

Diverses relations ont été proposées, pour l'estimation du transport solide, parmi lesquelles, nous citons :

#### II.5.1. Formule de Schoklitsch :

Il existe différentes formules empiriques que Schoklitsch a proposées en 1934 et 1950, on retiendra la dernière :

$$q_{sb} = \frac{2.5}{s} 0.26 J_e^{3/2} (q - q_{cr}) \quad (\text{II.19})$$

Le débit liquide critique  $q_{cr}$  caractérise le début de l'érosion, il est donné par cette relation :

$$q_{cr} = 0.26(s-1)^{5/3} \frac{d^{5/3}}{J_e^{7/6}} \quad (\text{II.20})$$

Valable pour  $d \geq 0.006$ m, pour un mélange granulométrique non uniforme, on prend  $d=d_{40}$  comme diamètre équivalent.

La relation (II.20) s'applique à des diamètres de grains  $d \geq 6$ mm, à peu près uniformes et pour des pentes du fond plutôt moyennes à importantes.

#### II.5.2. Mayer-Peter et Muller:

Cette formule donne la capacité de transport solide par charriage :

$$0.25(\rho)^{\frac{1}{3}} \frac{(g_{sb}')^{\frac{3}{2}}}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{R_{hb} \zeta M J_e}{(\gamma_s - \gamma)d} - 0.047 \quad (\text{II.21})$$

Avec :  $g_{sb}' = \frac{g_{sb}(\gamma_s - \gamma)}{\gamma_s}$  et  $\frac{g_{sb}}{\gamma_s} = q_{sb}$

$g_{sb}'$ : débit solide en poids dans l'eau.

$R_{hb}$  : rayon hydraulique du lit.

Pour une granulométrie non uniforme on prend  $d=d_{35}$  comme diamètre équivalent.

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

La relation (I.21) est écrite dans la forme adimensionnelle comme suit :

$$\varphi = 8(\zeta_M \tau^* - \tau_c^*)^{\frac{3}{2}} = \frac{q_{sb}}{\sqrt{(s-1)d_k^3}} \quad \text{II.22)}$$

Avec :

$$\tau^* = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho)gd} \quad \text{et} \quad \zeta_M = \left(\frac{K_s}{K_s'}\right)^{\frac{3}{2}}$$

Où :  $\tau_c^*$  : Tension adimensionnelle critique de frottement.  
 $\zeta_M$  : Paramètre de rugosité.

$$K_s' = \frac{26}{(d_{90})^{\frac{1}{6}}} : \text{Rugosité de granulats.}$$

$$K_s = \frac{U}{R_{hb}^{\frac{2}{3}} J_e^{\frac{1}{2}}} : \text{Rugosité totale du lit.}$$

La relation (I.22) est valable pour des granulats de diamètre  $d > 2\text{mm}$ , à granulométrie uniforme et non uniforme et pour une gamme de pentes de fond de moyennes à importantes.

### II.5.3. Formule d'Einstein 1950 :

Einstein propose un modèle de charriage basé sur une théorie stochastique, pour des grains homogènes ou pseudo-homogènes.

$$1 - P = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_*\psi - \frac{1}{\eta}}^{-B_*\psi - \frac{1}{\eta}} e^{-\xi^2} d\xi = \frac{A_*\phi_*}{1 + A_*\phi_*} \quad \text{II.23)}$$

$$\psi = (s-1) \frac{d}{R_b J_e} \quad \text{II.24)}$$

$$\psi' = \frac{g_b}{\rho_s \sqrt{gd^3 (s-1)}} \quad \text{II.25)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_* = 43.6 \\ B_* = 0.143 \\ \eta_o = 0.5 \end{array} \right.$$

Avec:  $P$  : mobilité d'une particule solide au fond;  $\rho_s, \rho$  : respectivement densité spécifique de du solide et celle du liquide (N/m<sup>3</sup>), avec  $s = \frac{\rho_s}{\rho}$  ;  $d$  : diamètre des grains (m);  $g_b$  : débit des

solides charriés (N/s);  $J_e$  : 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;  $A_*, B_*, \eta_o$  : coefficients.

Les plages de variations des paramètres sur lesquelles on a calé cette formule sont :

Diamètre  $d = 0.785 \sim 28.65 \text{ mm}$

Densité  $\rho_s = 1.25 \sim 4.22 \text{ tonne/m}^3$

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

### II.5.4. Graf et al :

Une relation pour la prédiction du transport total de fond, elle a été développée par Graf et Acaroglu en 1968. D'après eux, un paramètre d'intensité adimensionnelle  $\psi_A$  de frottement a été proposé comme critère de transport solide (**Graf, 1971**) :

$$\psi_A = \frac{[(\rho_s - \rho)/\rho]d_{50}}{J_e R_h} \quad (\text{II.26})$$

En utilisant le concept de la puissance (ou travail) d'un système à écoulement, un autre paramètre de transport solide  $\phi_A$  à été proposé (**Graf, 1971**), soit :

$$\phi_A = \frac{C_s U R_h}{\sqrt{[(\rho_s - \rho)/\rho]g d_{50}^3}} \quad (\text{II.27})$$

A noter que :  $C_s$  est la concentration volumique dans la section et  $d = d_{50}$  est le diamètre moyen ;  $R_h$  est le rayon hydraulique;  $U$  est la vitesse moyenne d'écoulement;  $q_s$  est le débit solide unitaire ( $q_s = C_s U h$ );  $q$  est le débit liquide unitaire;  $g$  est l'accélération gravitationnelle.

Il existe aussi une relation fonctionnelle entre  $\psi_A$  et  $\phi_A$  :

$$\phi_A = \frac{C_s U R_h}{\sqrt{[(\rho_s - \rho)/\rho]g d_{50}^3}} = 10.39 \left[ \frac{[(\rho_s - \rho)/\rho]d_{50}}{J_e R_h} \right]^{-2.52} = 10.39 (\psi_A)^{-2.52} \quad (\text{II.28})$$

### II.5.5. Ackers White :

(**Ackers et White, 1973**) ont proposé des paramètres sédimentologiques en utilisant des considérations physiques et d'analyse adimensionnelle pour la détermination directe du transport total  $q_s$ .

Un paramètre de mobilité de sédiment est défini :

$$F_{gr} = \frac{U_*^{nw}}{\sqrt{(S_s - 1)gd}} \left( \frac{U}{\sqrt{32 \log(10 h_m/d)}} \right)^{1-nw} \quad (\text{II.29})$$

Le paramètre de transport de sédiments :

$$G_{gr} = C_w \left( \frac{F_{gr}}{A_w} - 1 \right)^{mw} \quad (\text{II.30})$$

Le transport total se calcule par :

$$C_s = \frac{q_s}{q} = G_{gr} \frac{d}{h_m} \left( \frac{U}{U_*} \right)^{nw} \quad (\text{II.31})$$

Où :  $C_s$  : concentration volumique moyenne dans la section.

$h_m = \frac{S}{B}$  : profondeur moyenne.

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

$A_w$ ,  $c_w$ ,  $m_w$  et  $n_w$  sont définis comme suit :

**Tableau II.1:** Valeur des coefficients  $A_w$ ,  $c_w$ ,  $m_w$  et  $n_w$

Coefficient	$d_* > 60$ ( $d > 2.5\text{mm}$ )	$1 < d_* < 60$ ( $0.04 < d < 2.5\text{mm}$ )	$d_* < 1$ ( $d < 0.04\text{mm}$ )
$n_w$	0.0	$n = 1 - 0.56 \log d_*$	1.0
$m_w$	1.50	$m = 1.34 + \left( \frac{9.66}{d_*} \right)$	
$A_w$	0.17	$A = 0.14 + \left( \frac{0.23}{\sqrt{d_*}} \right)$	
$c_w$	0.025	$\log c_f = 2.86 \log d_* - (\log d_*)^2 - 3.53$	

On utilise le diamètre adimensionnel de la particule :

$$d_* = \left[ \frac{g(s-1)}{\nu^2} \right]^{1/3} \cdot d \quad \text{et} \quad s = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (\text{II.32})$$

Pour une granulométrie non uniforme on prend  $d = d_{35}$  comme diamètre équivalent.

### II.5.6. Wang :

C'est la loi de Peter Meyer modifiée, elle est donnée par :

$$\frac{qs}{\sqrt{(\frac{\rho_s}{\rho} - 1)gd_k^3}} = 8(\tau_{b,k}^* - \tau_{c,k}^*)^{3/2} \quad (\text{II.33})$$

Avec :

$$\tau_{c,k}^* = \frac{\tau_{c,m}^*}{1.786(d_k/d_m)^{0.947}} \quad \text{si} \quad \frac{d_k}{d_m} < 0.4$$

Et

$$\tau_{c,k}^* = \frac{\tau_{c,m}^*}{(d_k/d_m)^{0.314}} \quad \text{si} \quad \frac{d_k}{d_m} > 0.4 \quad (\text{II.34})$$

Les intensités adimensionnelles, respectivement de l'écoulement, de critique correspondant à la proportion 'k' et celle correspondant à la moyenne sont désignées par :  $\tau_{b,k}^*$ ,  $\tau_{c,k}^*$  et  $\tau_{c,m}^*$ .

Nous avons :

$$\tau_{b,k}^* = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho)gd_k}$$

Avec :  $\tau_b = \rho g R_h J$  [N/m<sup>2</sup>] : la contrainte de cisaillement exercée par l'écoulement à la surface de dépôt (**R. Bourrier, 2008**) et  $\tau_{c,m}^* = 0.047$

Dans le cas où  $d_k = d_m$  la formule Wang est applicable pour les conduites fermées.

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

### II.6. Modèle pour l'évolution de l'entartrage dans les conduites d'alimentation en eau potable :

Dans la 1<sup>er</sup> Séminaire International sur la Ressource en eau au Sahara : Evaluation, Economie et Protection, le 19 et 20 janvier 2011 (Ouargla). Tahar FARTAS, Djamel BOUTAOUTAOU et Houari ZEGGANE de l'université Kasdi Merbah (Ouargla) ont présenté une étude sur l'évolution de l'entartrage dans les conduites de distribution d'eau de la vallée de l'oued R'HIR.

#### II.6.1. Etablissement de la formule de prévision d'entartrage :

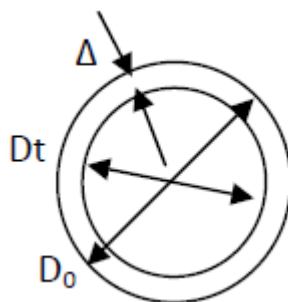
Sur la base des données d'observations de l'entartrage des conduites ( $\varnothing = 100 \dots 350$  mm), montrent qu'en période d'exploitation le diamètre de ces canalisations diminuent d'une manière très intense, par suite des dépôts de tartre. L'analyse de l'évolution des dépôts des différentes conduites a permis d'établir une expression mathématique par laquelle ils ont déterminé une relation donnant la vitesse moyenne d'entartrage.

La qualité physico-chimique de l'eau de la vallée de l'oued R'HIR qui est chaude active la précipitation du tartre dans les canalisations comme il est indiqué sur la Figure II.1.



**Figure II.1 :** Entartrage de la conduite après quatre années d'exploitation dû à la qualité physico-chimique de l'eau et la température élevée.

La diminution du diamètre durant la période d'exploitation peut alors être déterminée par la relation suivante :



**Figure II.2 :** Schéma général de dépôt de tartre dans une conduite.

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

$$D_t = D_0 - \Delta \quad (\text{II.35})$$

Où :  
 $D_t$ : le diamètre après « t » années d'exploitation en mm.  
 $D_0$ : le diamètre initial avant exploitation en mm.  
 $\Delta$  : la quantité de tartre déposée après " t " années d'exploitation en mm.

$$\Delta = k \times t$$

Où :  
k: l'accroissement annuelle du dépôt de tartre en mm/an.  
t: nombre d'années d'exploitation de la conduite.

Divisons les 2 membres de l'égalité (II.35) par  $D_0$ , on obtient :

$$D_t/D_0 = 1 - \alpha t \quad (\text{II.36})$$

$$D_t = D_0 [1 - \alpha t] \quad (\text{II.37})$$

$$\alpha = k / D_0 \quad (\text{II.38})$$

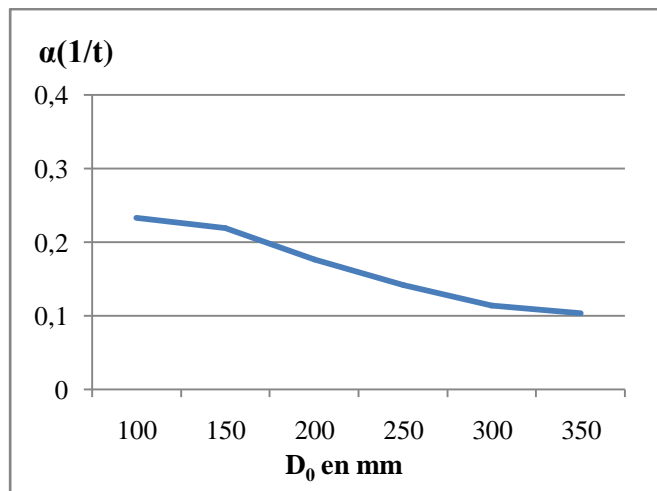
$\alpha$  : constante de vitesse.

### II.6.2. Prédiction de l'entartrage des conduites :

D'après la formule (II.38) la vitesse moyenne d'entartrage est égale à :

$$k = \alpha D_0 \text{ mm/an}$$

Les différentes valeurs de la constante de vitesse  $\alpha$  en fonction du diamètre initial  $D_0$  sont données par la figure suivante :



**Figure II.3** : Représentation graphique des résultats calculés en utilisant la relation existante entre  $\alpha$  et  $D_0$ .

Pour prévoir l'évolution du dépôt de tartre dans les conduites à diamètre supérieur à 350 mm durant l'exploitation, nous utilisons la relation (II.37).

La constante de vitesse  $\alpha$  est déterminée par la relation suivante:

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET PROBLEMATIQUE

$$\alpha = 0.35 \exp[-0.0036 D_0] \quad (\text{II.39})$$

Pour le calcul du dépôt nous utilisons la formule (II.35) :

$$\Delta = D_0 - D_t$$

La comparaison entre les résultats calculés et observés pour l'évolution du dépôt de tartre dans les conduites est donnée par ce tableau :

**Tableau II.2:** Comparaison entre les résultats observés et calculés.

Année d'exploitation	D <sub>0</sub> (mm)	100	150	200	250	300	350
1 <sup>er</sup> année	D <sub>t</sub> calculé (mm)	77	117	165	215	266	314
	D <sub>t</sub> observé (mm)	80	130	182	225	275	328
2 <sup>ème</sup> année	D <sub>t</sub> calculé (mm)	53	84	130	179	232	278
	D <sub>t</sub> observé (mm)	50	92	140	186	240	290
3 <sup>ème</sup> année	D <sub>t</sub> calculé (mm)	30	52	94	144	197	241
	D <sub>t</sub> observé (mm)	25	66	110	150	205	250
4 <sup>ème</sup> année	D <sub>t</sub> calculé (mm)	7	19	59	108	163	205
	D <sub>t</sub> observé (mm)	11	23	60	110	164	208

### Conclusion :

Le phénomène de dépôt constitue un facteur de dysfonctionnement des systèmes hydrauliques en accélérant leur vieillissement, sa modélisation a fait l'objet de plusieurs chercheurs dans les cas des canalisations fermées ou à surface libre. L'objectif principal de la modélisation est de simuler l'évolution du profil de dépôt dans ces canalisations, dans le prochain chapitre nous allons étudier le modèle parabolique pour estimer l'évolution du profil de dépôt dans le fond des canalisations.



# **CHAPITRE III**

## **MODELISATION DU DEPOT**

# MODELISATION DU DEPOT

## Introduction :

Le but de ce chapitre est de présenter les systèmes d'équations mathématiques régissant le phénomène du dépôt et de signaler les facteurs d'influence pris en considérations ainsi que les méthodes de résolutions possibles.

### III.1. Classification des écoulements :

#### a) Par rapport au temps :

En écoulement permanent il n'y a pas de changement dans les conditions d'écoulement (pression « P » et vitesse « U ») ainsi que dans les propriétés du fluide (masse volumique « ρ ») dans le temps :

$$\frac{\partial U}{\partial t} = 0, \frac{\partial P}{\partial t} = 0, \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0$$

Tandis que dans l'écoulement non permanent, il y a changement des conditions d'écoulement, dans chaque section droite, en fonction du temps. L'écoulement permanent est un cas spécial de l'écoulement non permanent, où les équations régissant l'écoulement non permanent doivent être satisfaites.

#### b) Par rapport à l'espace :

Dans l'écoulement uniforme, la vitesse moyenne « U » et le débit pour n'importe quelle section sont la même à chaque instant :  $\frac{\partial U}{\partial X} = 0$  et  $\frac{\partial Q}{\partial X} = 0$  avec :  $Q = U.S$

Dans l'écoulement non uniforme, la vitesse varie le long de la conduite à chaque instant.

#### c) Par rapport à la turbulence :

L'écoulement laminaire est celui où chaque particule décrit une trajectoire bien définie, avec une vitesse nulle dans la direction normale à l'écoulement. L'écoulement turbulent est celui où chaque particule est animée outre la vitesse dans la direction de l'écoulement, de pulsations transversales et longitudinales ; le liquide subit un intense brassage pendant l'écoulement.

### III.2. Généralité sur le transport de sédiments :

L'écoulement d'eau sur un fond mobile peut se charger de sédiments (particules solides) ; un mélange eau-sédiment se déplace ensuite le long du canal. Ce mouvement des sédiments (érosion, transport, déposition) modifie l'écoulement, mais aussi le fond du canal, donc sa cote, sa pente et sa rugosité. L'interaction entre l'eau et les sédiments conduit à un problème couplé.

# MODELISATION DU DEPOT

## a) Les caractéristiques de la phase liquide :

La phase liquide est caractérisée par :

1. Sa masse volumique  $\rho$
2. Sa viscosité  $\nu$
3. La vitesse moyenne de l'écoulement  $U$
4. La vitesse de frottement  $U_*$

## b) Les caractéristiques de la phase solide :

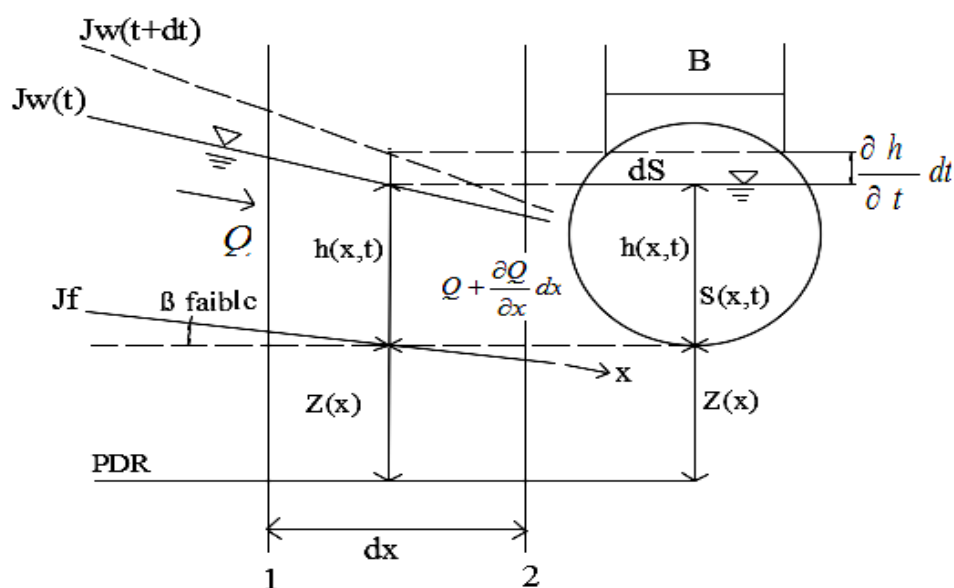
1. La taille des particules, donnée par la courbe granulométrique, d'où l'on tire différents diamètres intéressants tels que  $d_{50}$ ,  $d_{90}$ ,  $d_{35}$ , etc.
2. La forme des particules.
3. La masse volumique des particules  $\rho_s$
4. La cohésion entre les particules.

Les trois premiers éléments définissent la vitesse de sédimentation des particules. Tous ces paramètres peuvent varier le long du canal.

## III.3. Equations hydrodynamiques :

### III.3.1. Equation de continuité :

On considère un canal à surface libre où l'écoulement est unidimensionnel, non permanent et non uniforme (graduellement varié) et presque rectiligne. On admet que la pente de fond  $J_f$  fixe et permanente est faible et que le débit d'un fluide incompressible est donné par  $Q=US$ , avec  $U(x,t)$  comme vitesse moyenne pour toute la section mouillée  $S(x,t)$ . Il n'y a pas d'apport latéral.



**Figure III.1 :** Schéma d'un écoulement non permanent et non uniforme sur une pente à fond fixe  $z(x)$ .

## MODELISATION DU DEPOT

L'équation de continuité est donnée par :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = S \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial S}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{III.1})$$

Pour un canal prismatique rectangulaire, on écrit l'équation (III.1) comme :

$$h \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad B = \text{constante} \quad (\text{III.2})$$

L'équation dynamique du mouvement non permanent et graduellement varié est donnée par :

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} = -J_e \quad (\text{III.3})$$

Où :  $J_f = -\frac{\partial z}{\partial x}$  : Pente de fond.

$h_r = J_e dx$  : Perte de charge.

$J_e$  : Pente énergétique.

$B$  : Largeur à la surface libre (m).

$h$  : Profondeur d'eau (m).

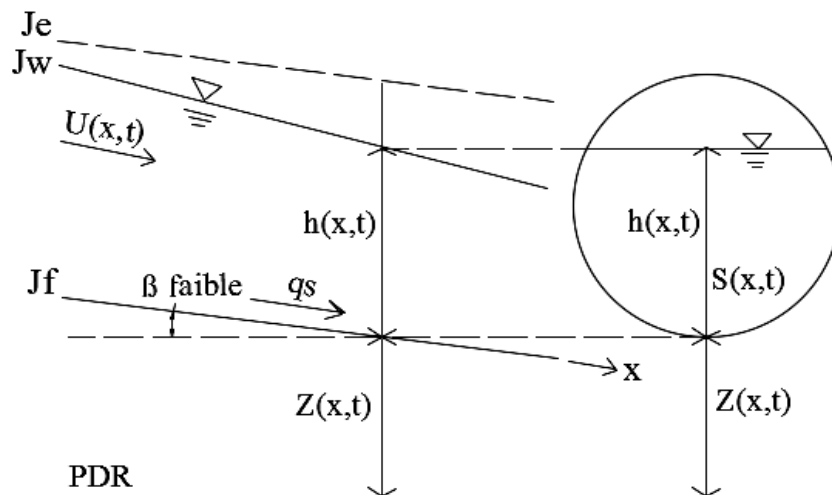
$Q$  : Débit d'écoulement (m<sup>3</sup>/s).

$S$  : Section mouillée (m<sup>2</sup>).

$U$  : Vitesse moyenne (m/s).

### III.3.2. Equations de Saint Venant-Exner :

On représente ici les équations hydrodynamiques pour un écoulement sur fond mobile avec entrainement de sédiments.



**Figure III.2 :** Schéma d'un écoulement non permanent et non uniforme sur une pente à fond mobile  $z(x,t)$ .

Les équations de Saint Venant pour un écoulement non permanent non uniforme, dans un canal prismatique rectangulaire pour une pente de fond mobile :

## MODELISATION DU DEPOT

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial h}{\partial t} + h \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \end{array} \right. \quad (\text{III.4})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial z}{\partial x} = -gJ_e \end{array} \right. \quad (\text{III.5})$$

On admet que  $J_e$  peut être exprimée par une relation établie pour un écoulement uniforme, en utilisant un coefficient de frottement  $f$  pour un fond mobile :

$$J_e = f(f, U, h) \quad (\text{III.6})$$

Où :  
 h : profondeur normale  
 U : vitesse moyenne  
 z(x,t) : cote du fond

Dans un écoulement sur une pente à fond mobile, la cote (niveau) du fond z(x,t) peut varier, selon la relation d'Esner (**Esner, 1925** et **Graf, 1971**), cette variation s'exprime par :

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -a_E \frac{\partial U}{\partial x} \quad (\text{III.7})$$

$a_E$  : Coefficient d'érosion.

L'équation (III.7) peut s'écrire (**Graf, 1971** et **Krishnappan, 1981**) comme une équation de continuité pour la phase solide :

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-p)} \left[ \frac{\partial}{\partial t} (C_s h) + \frac{\partial}{\partial x} (C_s U h) \right] \cong \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-p)} \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \quad (\text{III.7.a})$$

Où : p : Porosité du granulat du fond.  
 $q_s = C_s U h$  : Débit solide volumique par largeur unitaire.

$C_s$  : Concentration volumique (dans la section) de la phase solide définie comme le rapport entre le volume des sédiments et le volume du mélange.

$q_s$  : est une fonction à déterminer ( $q = U h$ )

$$q_s = f(U, h; \text{granulat}) \quad (\text{III.8})$$

Les 3 équations différentielles de base (III.4), (III.5) et (III.7.a) contiennent 3 inconnues U(x,t), h(x,t) et z(x,t) avec leur variables indépendants x et t. U et h sont la vitesse moyenne et la profondeur d'écoulement du mélange eau-sédiment (phase liquide) où d'eau seulement, si la concentration de sédiments  $C_s$  est négligeable.

Les 5 relations (III.4), (III.5), (III.7.a), (III.6) et (III.8) représentent les équations de Saint Venant-Exner.

## MODELISATION DU DEPOT

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial h}{\partial t} + h \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad \text{(III.4)} \\ \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial z}{\partial x} = -gJ_e \quad \text{(III.5)} \\ \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-p)} \left[ \frac{\partial}{\partial t} (C_s h) + \frac{\partial}{\partial x} (C_s U h) \right] \cong \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-p)} \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \quad \text{(III.7.a)} \\ J_e = f(f, U, h) \quad \text{(III.6)} \\ q_s = f(U, h; \text{granulat}) \quad \text{(III.8)} \end{array} \right.$$

Equations de Saint Venant-Exner

Si l'on écrit sous forme matricielle, on obtient :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial U}{\partial t} \\ \frac{\partial h}{\partial t} \\ \frac{\partial z}{\partial t} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} U & g & g \\ h & U & 0 \\ \frac{1}{(1-p)} \frac{\partial q_s}{\partial U} & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial U}{\partial x} \\ \frac{\partial h}{\partial x} \\ \frac{\partial z}{\partial x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -gJ_e \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$[\partial / \partial t] + [C_w][\partial / \partial x] = [A] \quad \text{Avec } C_w \text{ les valeurs propres de la matrice.}$$

Les équations de Saint-Venant-Exner expriment trois principes fondamentaux :

- La conservation de la masse du fluide
- La conservation de l'énergie
- La conservation de la masse de sédiments. Les trois premières équations peuvent être résolues pour les trois variables U, h et z, à condition de pouvoir exprimer les paramètres  $J_e$  et  $q_s$  en fonction de U, h et z.

Les relations (III.4) (III.5) et (III.6) décrivent l'écoulement de la phase liquide sur un fond mobile, les 2 autres relations (III.7.a) et (III.8) décrivent le transport (érosion et déposition) de la phase solide.

Les phases liquide et solide sont implicitement couplées par les relations semi-empiriques (III.6) et (III.8). Après avoir trouvé une solution pour la phase liquide (III.4) et (III.5) on cherchera une solution pour la phase solide (III.7.a) pour obtenir une variation du fond  $z(x,t)$ .

### III.4. Solutions pour les équations de Saint Venant-Exner :

Pour obtenir des solutions aux équations de saint venant-Exner, on utilise :

1. Les méthodes analytiques pour les problèmes simples.
2. Les méthodes numériques pour les problèmes complexes.

## MODELISATION DU DEPOT

### III.4.1. Solutions analytiques :

Il est très difficile d'obtenir des solutions analytiques pour les équations de Saint Venant-Exner, qui sont non linéaires et hyperboliques. On doit faire les simplifications suivantes :

#### III.4.1.1. Quasi-stationnarité de l'écoulement :

On considère que pour les écoulements à faible nombre de Froude ( $Fr < 0.8$ ), une quasi-stationnarité se maintient. En générale la variation de débit  $\frac{\partial(Uh)}{\partial t}$  est un phénomène à court terme, tandis que la variation du fond du canal est un phénomène à long terme qui se produit quand la variation du débit a déjà disparu c.à.d lorsque le débit du liquide reste raisonnablement constant,  $q = Uh = \text{constante}$ . On peut avoir des solutions dans ces conditions pour l'étude de la variation du fond  $z(x,t)$  à long terme.

#### III.4.1.2. Ecoulement quasi uniforme :

Avec l'hypothèse de la quasi-stationnarité de l'écoulement, on combine l'équation (III.4) avec l'équation (III.5) et l'on écrit un système de 2 équations différentielles :

$$\begin{cases} \frac{\partial U}{\partial x} \left( U - g \frac{h}{U} \right) + g \frac{\partial z}{\partial x} = -gJ_e & \text{(III.9)} \\ (1-p) \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial U} \frac{\partial U}{\partial x} = 0 & \text{(III.7.b)} \end{cases}$$

Si on admet que l'écoulement quasi-permanent est également quasi-uniforme (Vreugdenhil et De Vries, 1973), on écrira l'équation (III.9) ainsi :

$$0 + g \frac{\partial z}{\partial x} = -gJ_e = -g \frac{U^2}{C^2 h} = -g \frac{U^3}{C^2 q} \quad \text{(III.10)}$$

Où :  $c$  : Coefficient de Chézy.

$q = Uh$  : Débit unitaire.

Après l'élimination de  $\frac{\partial U}{\partial x}$ , on fait une différentiation de l'équation (III.10) par rapport à  $x$ , et l'on remplace dans l'équation (III.7.b) on obtient :

$$\frac{\partial z}{\partial t} - K \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0 \quad \text{(III.11)}$$

Où le coefficient (de diffusion)  $K(t)$  est une fonction du temps donnée par :

$$K = \frac{1}{3} \frac{\partial q_s}{\partial U} \frac{1}{(1-p)} \frac{C^2 h}{U} \quad \text{(III.12)}$$

## MODELISATION DU DEPOT

Ce modèle qui est parabolique se limite à des grandes valeurs de  $x$  et  $t$ , et pour  $x \gg \frac{3h}{J_e}$  (De Vries, 1973). L'expression pour le coefficient  $K$  (équation (III.12)) peut aussi s'écrire (De Vries, 1973) comme suit :

$$K = \frac{1}{3} \frac{\partial q_s}{\partial U} \frac{1}{(1-p)} \frac{U}{J_{eo}} \left(\frac{U_o}{U}\right)^2 \quad \text{(III.12.a)}$$

Si on considère  $U \approx U_o$  :

$$K = \frac{1}{3} \frac{\partial q_s}{\partial U} \frac{1}{(1-p)} \frac{U}{J_{eo}} \quad \text{(III.12.b)}$$

L'indice «  $o$  » se rapportant à la situation uniforme (initiale). Si le débit solide est exprimé par une loi puissance telle que :

$$q_s = a_s U^{b_s} \quad \text{(III.13)}$$

$a_s$ ,  $b_s = 2\beta$  et  $\beta$  sont des coefficients qui dépendent de la granulométrie.

On écrira :

$$K = \frac{1}{3} b_s q_s \frac{1}{(1-p)} \frac{1}{J_{eo}} \quad \text{(III.12.c)}$$

Le modèle parabolique obtenu au moyen d'hypothèses importantes est intéressant, car il permet des solutions analytiques.

### III.4.2. Solutions numériques :

Si l'écoulement est non permanent et non uniforme ou permanent et non uniforme, il n'existe aucune solution analytique. Le système des équations de saint venant – Exner, peut être résolu par des méthodes numériques.

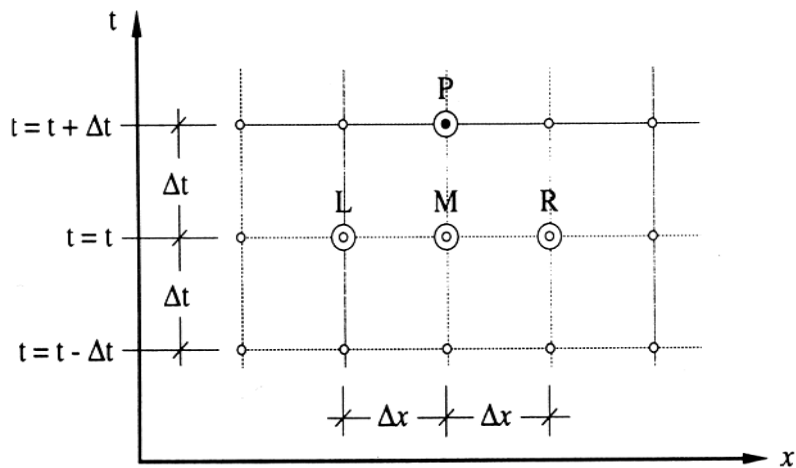
Les méthodes implicites aux différences finies sont les plus utilisées pour résoudre le système de saint venant - Exner. Au lieu de chercher la solution  $(Q, h, U, z)$  en tous points du plan  $(x, t)$ , on la cherche sur le réseau de points discrets  $(x_i, t_i)$ , obtenu en projetant un maillage sur le plan  $(x, t)$ . On distingue deux méthodes :

#### a. La discrétisation des équations sur un maillage rectangulaire dans le plan $(x, t)$ :

Le réseau de points discrets  $(x_i, t_i)$  est obtenu en projetant un maillage rectangulaire avec des éléments de taille  $(\Delta x, \Delta t)$  sur le plan  $(x, t)$ . En approximant les dérivées partielles par des quotients de différences finies, les équations de Saint-Venant sont réduites d'une forme aux dérivées partielles à une forme algébrique.



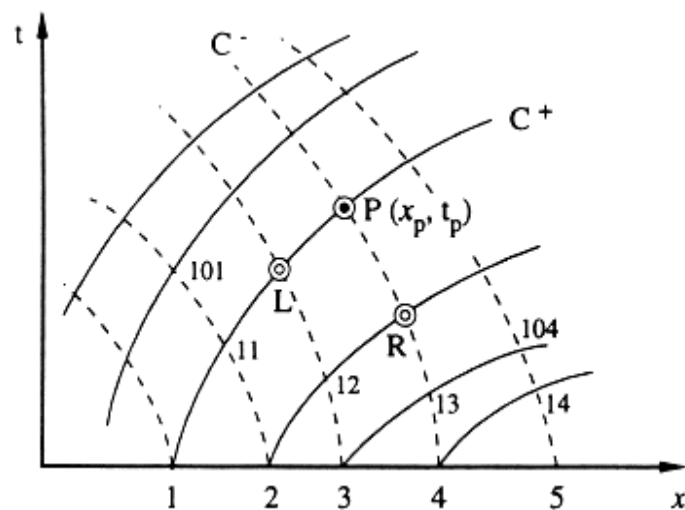
## MODELISATION DU DEPOT



**Figure III.3 :** Discretisation des équations sur un maillage rectangulaire dans le plan  $(x,t)$ .  
(K. Blanckaert, 2017)

### b. La méthode des caractéristiques :

Au lieu de discrétiser les équations sur un maillage rectangulaire quelconque  $(\Delta x, \Delta t)$ , on peut exprimer les équations le long des caractéristiques, qu'on peut interpréter comme des lignes dans le plan  $(x,t)$ , le long desquelles les informations se propagent. Le long de ces caractéristiques, les équations aux dérivées partielles de Saint-Venant-Exner peuvent être réduites à une forme aux dérivées totales, plus simple à résoudre. Cependant, la solution de ces équations aux dérivées totales passe toujours par des méthodes numériques (discrétisation). De plus, les caractéristiques indiquent clairement les types de conditions initiales et de conditions aux bords qui doivent être imposés.



**Figure III.4:** Discretisation des équations sur un maillage défini par les caractéristiques.  
(K. Blanckaert, 2017)

### III.5. Applications du modèle parabolique :

Les solutions analytiques aident à expliquer l'évolution du fond du canal à long terme, quand les variations de débit peuvent être négligées.

## III.5.1. Dégradation (érosion) et aggradation (dépôt) :

Une dégradation (ou une aggradation) dans un tronçon d'un canal se produit suivant que le débit solide entrant est moins (ou plus) important que la capacité de transport de sédiments. Les sédiments vont être érodé (ou déposés) et par conséquent la cote du fond baissera (ou montera). La dégradation (érosion) et l'aggradation (déposition) sont des processus où il y a une évolution du fond  $z(x,t)$  à long terme. L'écoulement uniforme permanent au début sera uniforme permanent également à la fin, entre temps il deviendra non uniforme et quasi permanent. Si on fait l'hypothèse que pendant cette transition, l'écoulement peut être considéré comme quasi uniforme  $\frac{\partial U}{\partial x} = 0$ , on pourra utiliser le modèle parabolique.

### III.5.1.1. Dégradation (érosion):

On considère un canal à fond mobile avec un écoulement uniforme à débit unitaire  $q$  constant. Au temps  $t=0$ , il a une profondeur d'eau  $h=h_0$ . Ce débit entre dans un réservoir dont le niveau d'eau baisse de  $\Delta h_w$ , provoque un abaissement local du fond (point fixe) du  $\Delta h$ . En conséquent dégradation du fond débutera et après un laps de temps important  $t=\infty$ , on constate partout dans le canal un abaissement de la cote du fond et de la surface d'eau ; la profondeur d'eau sera alors la profondeur originale  $h^0 = h^\infty$ . Pendant la période de dégradation, le débit  $q$  et la profondeur d'eau  $h$  restent quasi-constants.

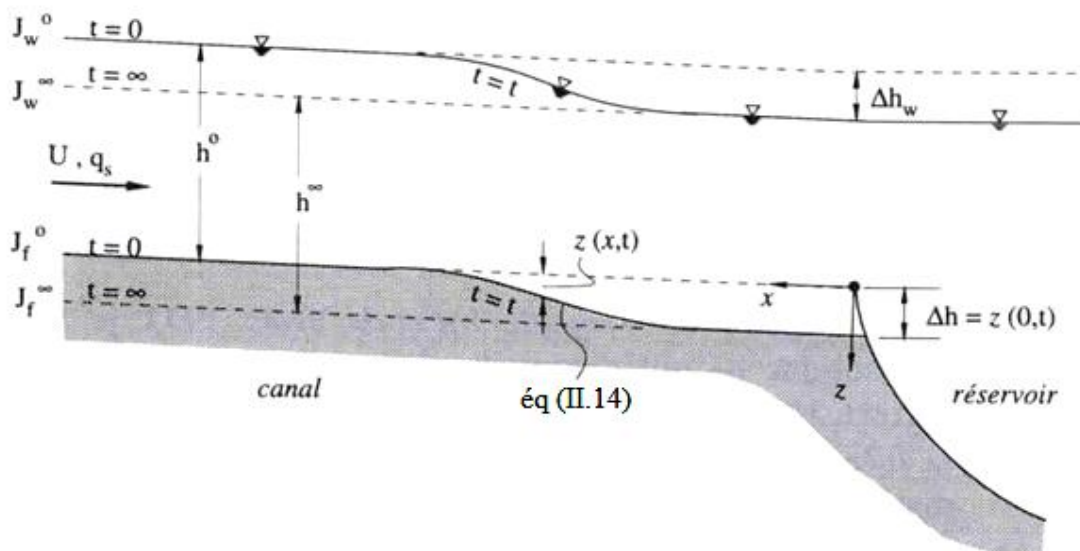


Figure III.5 : Dégradation par abaissement du fond dans un canal. (Walter H Graf, 1996)

## MODELISATION DU DEPOT

Pour trouver l'abaissement de la cote du fond, on doit suivre les étapes suivantes :

- On prend l'axe selon  $x$ , qui se confond avec la pente du fond, positive vers l'amont ;  $z$  représente la variation du fond par rapport au fond initiale ayant la pente  $J_f$ .

Les conditions initiales et aux limites sont :

$$\begin{aligned} Z(x,0) &= 0 & ; \lim_{x \rightarrow \infty} z(x,t) &= 0 \\ Z(0,t) &= \Delta h \end{aligned}$$

- La solution de l'équation **(III.11)** en utilisant les transformations de Laplace (**Vreugdenhil et De Vries, 1973**) est :

$$z(x,t) = \Delta h \cdot \text{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{Kt}}\right) \quad \text{(III.14)}$$

Où la fonction complémentaire d'erreur est définie par :

$$\text{erfc}(y) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_y^{\infty} e^{-\xi^2} d\xi \quad \text{(III.15)}$$

- A  $x_{50\%}$  la cote du fond aura baissé de 50% par rapport à la cote de fond finale ( $\frac{z}{\Delta h} = \frac{1}{2}$ ) (**De Vries, 1973**). En utilisant l'équation **(III.14)** on écrit :

$$\frac{z(x,t)}{\Delta h} = \frac{1}{2} = \text{erfc}\left(\frac{x_{50\%}}{2\sqrt{Kt_{50\%}}}\right) = \text{erfc}(y)$$

Dans les tables de fonction d'erreur, on trouve  $y \cong 0.48$  donc :

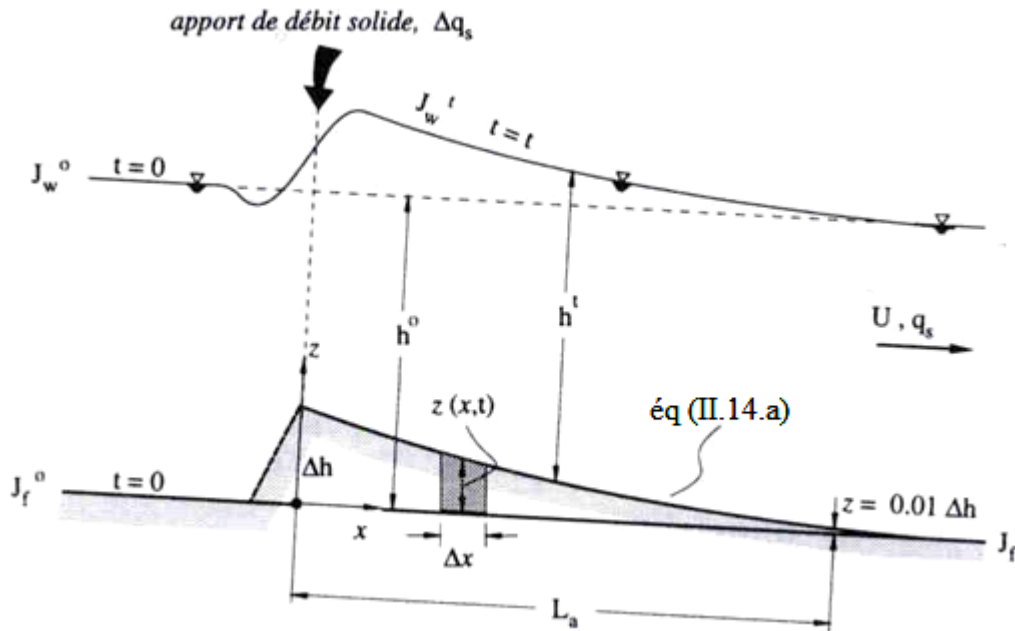
$$x_{50\%} = 0.48(2\sqrt{Kt_{50\%}}) \quad \text{et} \quad t_{50\%} = \frac{x_{50\%}^2}{0.96^2 K} \quad \text{(III.16)}$$

Le modèle parabolique est assez fiable quand la valeur de  $\frac{x^2}{2Kt} < \frac{1}{2}$  est faible ou  $x > \frac{3h}{J_{e0}}$  C.à.d quand le temps (t) et la distance x sont importants.

### III.5.1.2. Aggradation (dépôt):

On considère un canal à fond mobile avec un écoulement uniforme. A une section particulière en équilibre, il y'a surcharge, c.à.d que l'apport de débit solide  $\Delta q_s$  augmente (à la suite d'un apport de sédiments). Une aggradation commence sur le fond du canal. Puis après un laps de temps  $\Delta t$ , la cote du fond et celle de la surface d'eau augment de  $\Delta h$ . Pendant la période d'aggradation  $t=t$ , le débit  $q$  reste quasi-constant.

# MODELISATION DU DEPOT



**Figure III.6 :** Aggradation par augmentation de l'apport de débit solide  $\Delta q_s$ . (Walter H Graf, 1996)

Pour trouver l'évolution de la cote du fond, on doit suivre les étapes suivantes :

- On prend l'axe selon  $x$ , qui se confond avec la pente du fond, positive vers l'aval ;  $z$  représente la variation du fond par rapport au fond initiale ayant la pente  $J_f$ .

Les conditions initiales et aux limites sont :

$$\begin{aligned} Z(x,0) &= 0 & ; \lim_{x \rightarrow \infty} z(x,t) &= 0 \\ Z(0,t) &= \Delta h(t) \end{aligned}$$

- La solution de l'équation (III.11) en utilisant les transformations de Laplace est :

$$z(x,t) = \Delta h(t) \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{Kt}}\right) \quad \text{(III.14.a)}$$

Elle est de même type que pour la dégradation mais  $\Delta h(t)$  est une fonction du temps, qu'il faut déterminer. Le coefficient  $K \equiv K_o$  doit être évalué pour la situation initiale, sans tenir compte de la surcharge  $\Delta q_s$  de débit solide.

- On définit la longueur d'aggradation  $L_a$  comme celle qui correspond à un dépôt de  $\left(\frac{z}{\Delta h} = 0.01\right)$ , selon l'équation (III.14.a) on a :

$$L_a = .x_{1\%} = 3.65\sqrt{Kt_{1\%}} \quad \text{(III.17)}$$

Le volume de l'apport solide  $\Delta q_s$  pendant un temps  $\Delta t$  est donné par  $\Delta q_s \Delta t$  ; cette quantité est répartie sur le fond comme suit :

$$\Delta q_s \Delta t = (1-p) \int_0^{L_a} z dt \quad \text{(III.18)}$$

## MODELISATION DU DEPOT

En utilisant l'équation (III.14.a) on calcul l'épaisseur  $\Delta h$  d'aggradation (Soni et al, 1980) :

$$\Delta h(t) = \frac{\Delta q_s \cdot \Delta t}{1.13(1-p)\sqrt{K\Delta t}} \quad (\text{III.19})$$

On voit que  $\Delta h$  augmente avec le temps.

### Conclusion :

Le calcul d'évolution du fond d'un canal ou d'une conduite fermée n'est possible que si les conditions pour le modèle parabolique sont respectées à savoir :

- Quasi-stationnarité de l'écoulement
- Quasi-uniformité de l'écoulement à  $Fr < 0.8$
- Validité pour  $x \succ \frac{3h}{J_e}$

Dans le prochain chapitre, nous allons appliquer ce modèle pour estimer l'évolution du fond sur des conduites d'assainissement et d'alimentation en eau potable.

# **CHAPITRE IV**

## **METHODOLOGIE ET APPLICATIONS**

# METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

## **Introduction :**

Dans ce chapitre, nous allons contribuer à l'étude de la modification du fond dans les conduites fermées. Nous allons par ce fait procéder à la résolution du système d'équation aux dérivées partielles de type parabolique qui régit le phénomène du dépôt. Ceci en utilisant le package de la boîte à outils MATLAB R2014b.

## **IV.1. La boîte à outil des équations aux dérivées partielles :**

Désignée " PDE" (en anglais Partial Differential Equation) Toolbox de Matlab est un module de Matlab qui offre à la fois tout un panel de commandes dédiées à la résolution, à l'aide de la méthode des éléments finis, des équations aux dérivées partielles linéaires en deux dimensions et dans une moindre mesure celles non linéaires, mais elle fournit de plus un environnement graphique pratique et des outils typiquement géométriques intervenant dans la résolution des équations aux dérivées partielles (maillage, raffinement, décomposition de domaine...).

### **a. La méthode des éléments finis :**

La méthode des éléments finis fait partie des outils de mathématiques appliquées. En analyse numérique, la méthode des éléments finis est utilisée pour résoudre numériquement des équations aux dérivées partielles. Celles-ci peuvent représenter analytiquement le comportement dynamique de certains systèmes physiques (mécaniques, thermodynamiques, etc.). En mathématique, Il s'agit de remplacer un problème compliqué pour lequel a priori on ne connaît pas de solution, par un problème plus simple que l'on sait résoudre.

### **b. Les équations aux dérivées partielles (E.D.P) :**

De très nombreux problèmes issus des sciences physiques (physique quantique, électromagnétisme, conductivité thermique) de la mécanique (mécanique des fluides, mécanique du solide, élasticité) de la chimie (mécanismes de réaction-diffusion) ou encore de la biologie (dynamique des populations) et de la finance sont décrits à l'aide des E.D.P. Une E.D.P fournit une relation entre les dérivées partielles d'une fonction de plusieurs variables (qui peut ou non dépendre du temps).

#### **IV.1.1. L'interface graphique (Graphic User's Interface) :**

La G.U.I permet de créer le domaine sur lequel on cherche à résoudre l'E.D.P à l'aide de commandes classiques de logiciels de dessin (rectangles, lignes brisées, ellipses). On peut donc dessiner un large éventail de domaines différents, bien qu'on soit limité aux domaines dans  $R^2$  (plan 2 Dimensions).

Une fois le domaine tracé, on commence le maillage du domaine. Ici, la PDE (en anglais Partial Differential Equation) Toolbox se révèle parfois insuffisante car les seuls maillages que l'on peut réaliser à partir de l'interface graphique sont des maillages de Delaunay triangulaire, alors que dans certains cas, on préfère des maillages différents (plus réguliers

# METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

comme le maillage de Poisson par exemple ou bien des maillages quadrangles selon la géométrie du domaine). De plus, on ne peut pas non plus obtenir des maillages adaptatifs ou anisotropiques ou le nombre d'éléments est bien plus élevé au voisinage de singularités ou bien en des endroits où l'on a besoin de plus de précisions sur la solution.

Une fois le maillage initialisé, on peut décider de le raffiner c'est-à-dire d'augmenter le nombre d'éléments ou ce qui revient au même de diminuer le pas de discrétisation pour obtenir une meilleure approximation de la solution.

De plus il faut entrer les conditions au bord du domaine (Dirichlet, Neumann) :

$$\begin{cases} hu = r & \text{Où : h et r sont des fonctions} \\ \vec{n} \cdot \Delta u = g & \text{Où : } \vec{n} \text{ est le vecteur normale à la frontière, q et g sont des fonctions.} \end{cases}$$

Et  $u$  : représente la solution de l'équation.

**Dirichlet** : grâce à la première équation, cette condition consiste à imposer la valeur de la solution sur la frontière  $u(x=0)=\alpha$ .

**Neumann** : grâce à la deuxième équation, cette condition impose la valeur de la dérivée normale de la solution  $\frac{\partial u}{\partial n_{x=0}} = \beta$ .

Nous allons utiliser la condition de Dirichlet en imposant une solution sur la frontière.

## IV.1.2. Codage de la géométrie et du maillage :

Nous avons choisi des maillages de Delaunay triangulaire parce qu'ils sont les seuls maillages que l'on peut réaliser à partir de l'interface graphique.

Une fois la géométrie du domaine, le maillage, les conditions au bords et l'équation aux dérivées partielles à résoudre entrés sous l'interface, on peut résoudre directement l'équation sous l'interface ou bien exporter toutes les données de l'équation sous Matlab dans le Workspace pour travailler sur ces données et résoudre de manière plus approfondie l'équation. Les caractéristiques de l'équation sont codées sous forme de matrices.

### IV.1.2.1. Conditions au bord et géométrie décomposée :

Ces conditions sont codées au moyen de deux matrices, notés b et g :

**La matrice g** : La matrice g code les caractéristiques géométriques de la frontière du domaine. Matlab réalise en fait la décomposée géométrique du domaine, c'est-à-dire que la frontière est décomposée en "morceaux" élémentaires sur lesquelles on spécifie une condition au bord.

**La matrice b** : La matrice b code les conditions au bord. Une fois la décomposée géométrique effectuée, on a nos "morceaux" de frontière sur lesquels on va définir les conditions au bord. Chaque colonne de la matrice b représente la condition sur un sous domaine de la frontière.



# METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

## IV.1.2. 2. Le maillage :

Quand on crée un maillage et qu'on l'exporte sous Matlab, on obtient trois matrices généralement notées p, e et t. Ces trois matrices renferment toutes les informations relatives au maillage.

**La matrice p :** La matrice p (p pour points), il s'agit des coordonnées de chacun des points du maillage rangés selon leur numérotation. Pour ce qui est de la numérotation, Matlab numérote en premier les nœuds qui se trouvent aux frontières de la décomposition géométrique.

**La matrice t :** La matrice t (t pour triangles). Elle a une dimension égale au nombre des triangles.

**La matrice e :** La matrice e (e pour edges) ne prend en compte que les arêtes qui forment la frontière du domaine, les arêtes internes ne sont pas représentées dans cette matrice.

## IV.2. Applications numériques :

Parmi les formules de transport solide, nous retenons pour une comparaison entre celle de Wang issue de la loi de Peter Meyer et celle de Graf, vu qu'elles sont applicables pour les canaux et les conduites fermées dans le cas où  $d_k = d_m$ . Nous allons appliquer le modèle parabolique sur deux conduites d'assainissement et une conduite d'alimentation en eau potable pour calculer la modification du fond en faisant une comparaison entre les deux lois retenues, nous avons choisi les conduites qui ont un faible nombre de fraude pour pouvoir appliquer ce modèle.

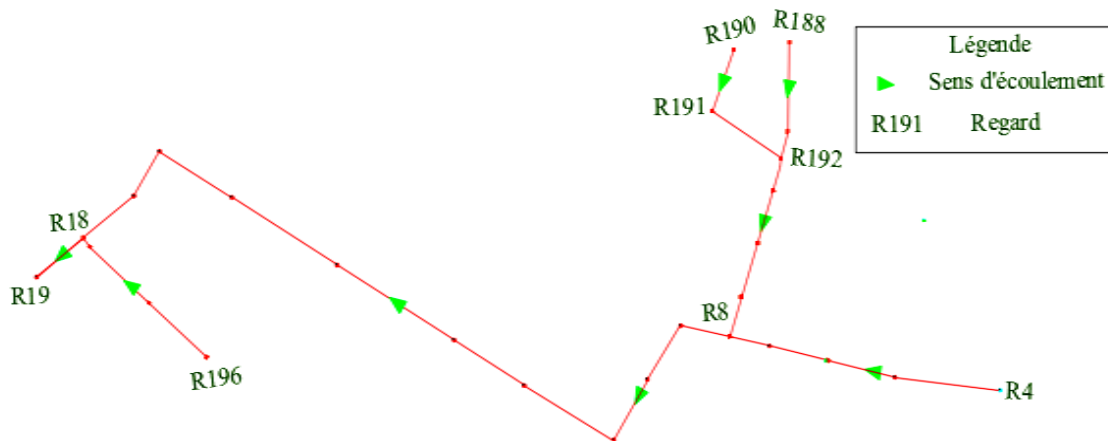
## IV.3. Application 1 :

**conditions de dépôt imposées :** Pour une augmentation du débit solide de  $0.0001\text{m}^2/\text{s}$ , une porosité de 0.4, une masse volumique solide de  $1500\text{ kg/m}^3$  et une dimension médiane des grains de 0.005m.

Nous avons pris le cas d'une conduite d'assainissement gravitaire de 396,3 m de longueur, d'une pente de 0.0074, d'une profondeur d'eau de 393 mm, d'une vitesse de 1.43 m/s, d'un diamètre de 500 mm et d'un rayon hydraulique de 0.15 m (étant le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé). Nous allons calculer le débit solide par les deux lois retenues et voir les modifications du fond pour des différentes durées.

**NB :** Cette conduite se trouve dans le Sous bassin F (tronçon R8-R18), BELARBI Hassen, mémoire de fin d'étude, Etude du réseau d'assainissement de la ville de sidi HAMAD (W.BLIDA), ENSH Juillet 2008. Nous allons négliger les changements de directions existants dans ce tronçon.

# METHODOLOGIE ET APPLICATIONS



**Figure IV.1:** Emplacement de la conduite d’assainissement gravitaire R8-R18.

### IV.3.1. Solution analytique :

En considérant que l’écoulement est permanent et quasi uniforme pendant la phase d’aggradation, on utilisera donc le modèle parabolique. Où  $x$  est positif vers l’aval et se confond avec la pente du fond initiale;  $z$  représente la variation du fond par rapport au fond initiale ayant la pente  $J_f$ . En utilisant ce modèle, il y aura lieu de tenir compte de l’hypothèse admise c.à.d :  $Fr < 0.8$  et  $x > \frac{3R_h}{J_f}$ .

$$\begin{cases} Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}} = \frac{1.43}{\sqrt{9.81 * 0.393}} = 0.73 < 0.8 \\ x > \frac{3R_h}{J_f} = \frac{3 * 0.15}{0.0074} = 60.81m \end{cases}$$

Le calcul est valable pour les valeurs de  $x > 60.81$  m, donc on calcule le débit solide en utilisant les deux relations de transport solide (Wang et Graf), après on calcule le coefficient de diffusion  $K$  et l’épaisseur de l’aggradation du fond due à l’augmentation du débit solide  $\Delta q_s$  pendant l’intervalle de temps donné. La longueur d’aggradation  $L_a$  est calculée en admettant une précision de  $(z/\Delta h = 0.01)$ . Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1:** Calcul de débit solide, coefficient de diffusion et l’épaisseur d’aggradation (conduite d’assainissement gravitaire).

Intervalle du temps			1 jour		53 heures	
paramètres	$q_s$ (m <sup>2</sup> /s)	$K$ (m <sup>2</sup> /s)	$\Delta h(t)$ (mm)	$L_a$ (m)	$\Delta h(t)$ (mm)	$L_a$ (m)
Loi de Wang	0.0016	0.36	72.2	643.72	107.3	956.60
Loi de Graf	0.0028	1.06	42.1	1104.6	62.6	1641.5

Pour tracer la ligne du fond après un intervalle de temps donné, on utilise l’équation (III.14.a) en prenant différentes valeurs pour la distance  $x$ . La modification du fond pour des durées d’un jour et de cinquante trois heures est donnée par les figures suivantes :

# METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

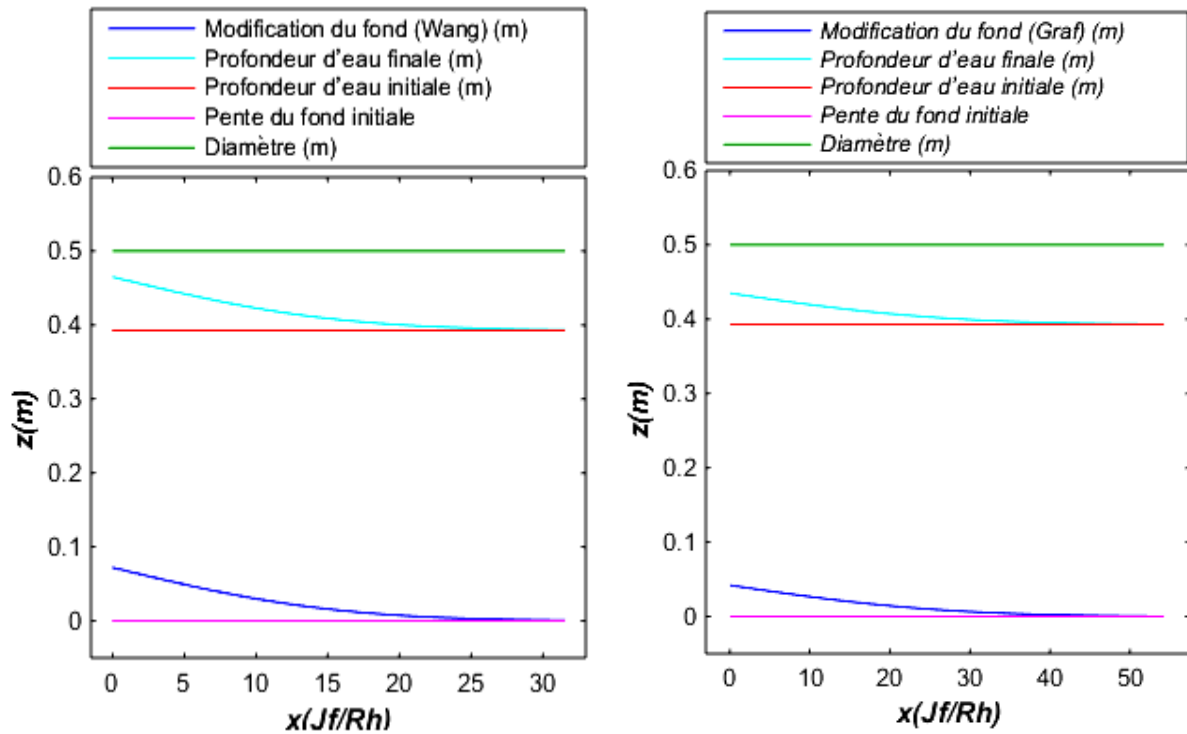


Figure IV.2: Modification du fond pour 1 jour (conduite d'assainissement gravitaire).

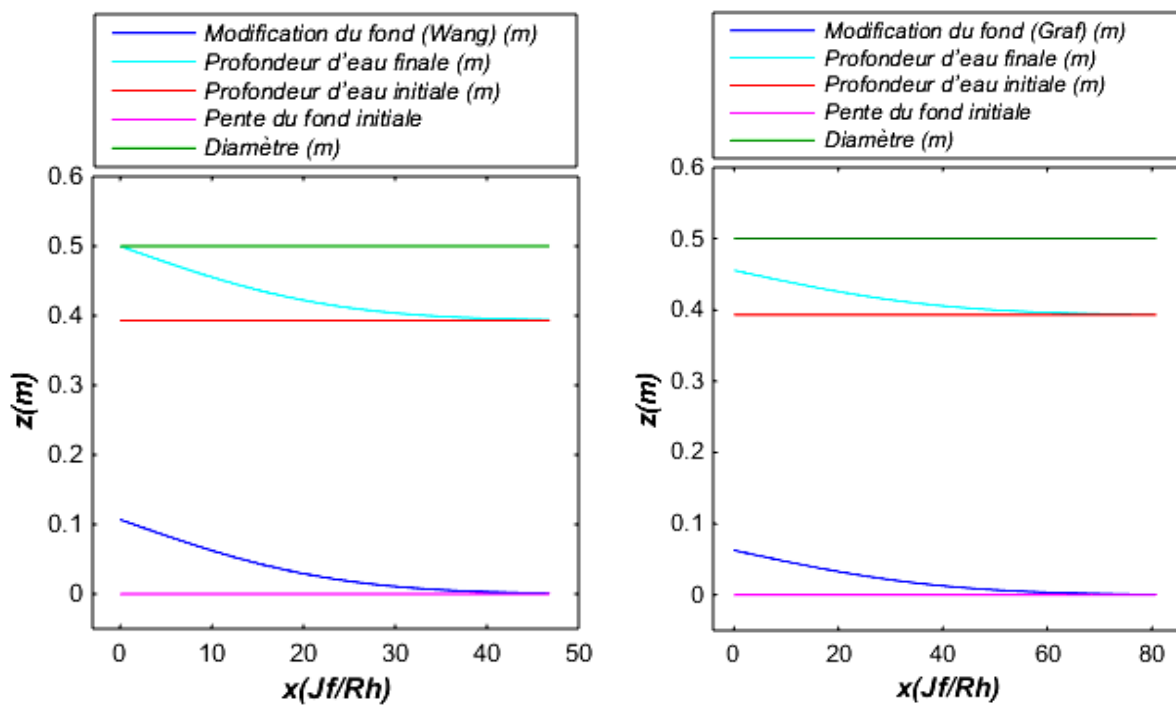


Figure IV.3: Modification du fond pour cinquante trois heures (conduite d'assainissement gravitaire).

## IV.3.2. Solution numérique:

La modification du fond de la conduite d'assainissement gravitaire pour un jour et cinquante trois heures en utilisant la formule de Wang pour le calcul du débit solide et celle proposée par Graf et en suivant les étapes citées dans le paragraphe IV.1 est donnée par les figures suivantes :

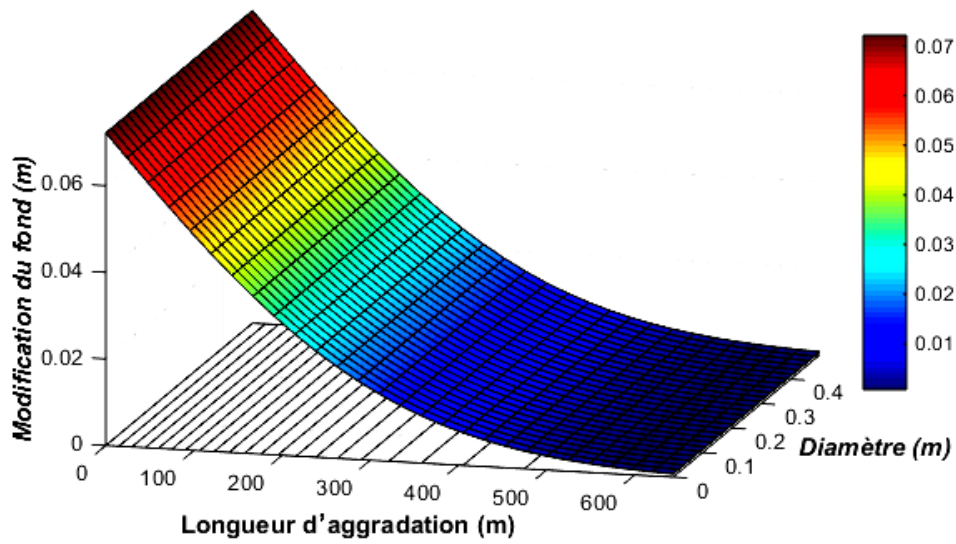


Figure IV.4: Modification du fond pour 1 jour (loi de Wang).

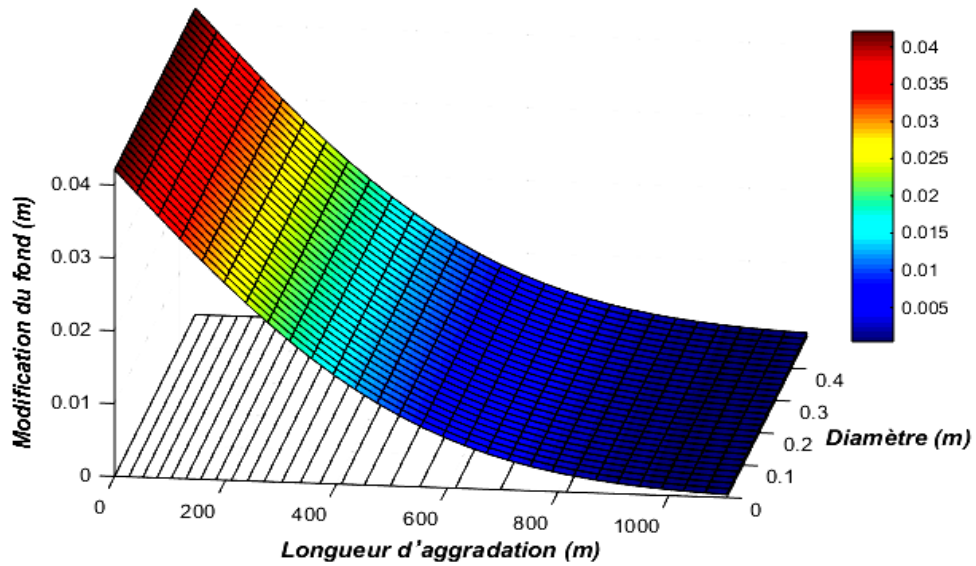


Figure IV.5: Modification du fond pour 1 jour (loi de Graf).

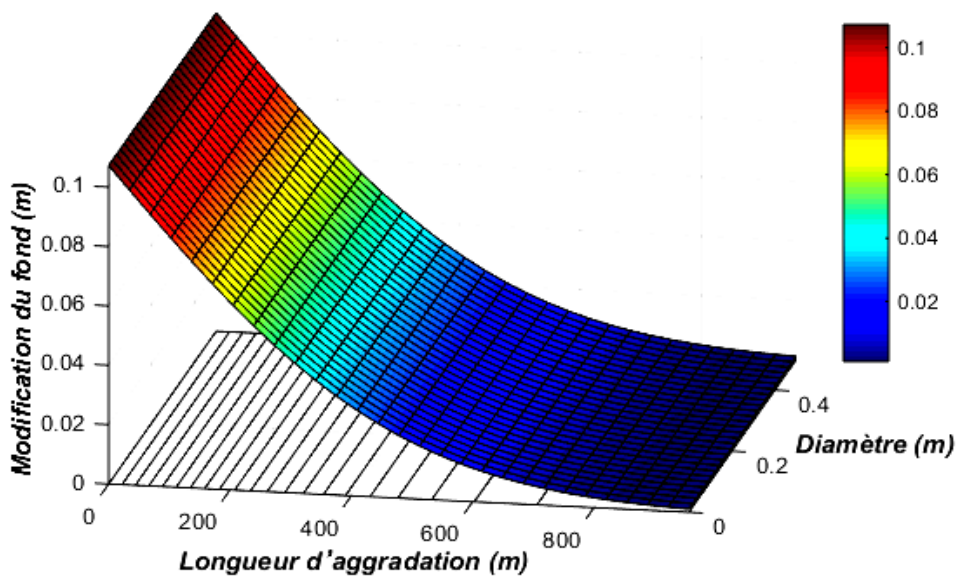


Figure IV.6: Modification du fond pour cinquante trois heures (loi de Wang).

# METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

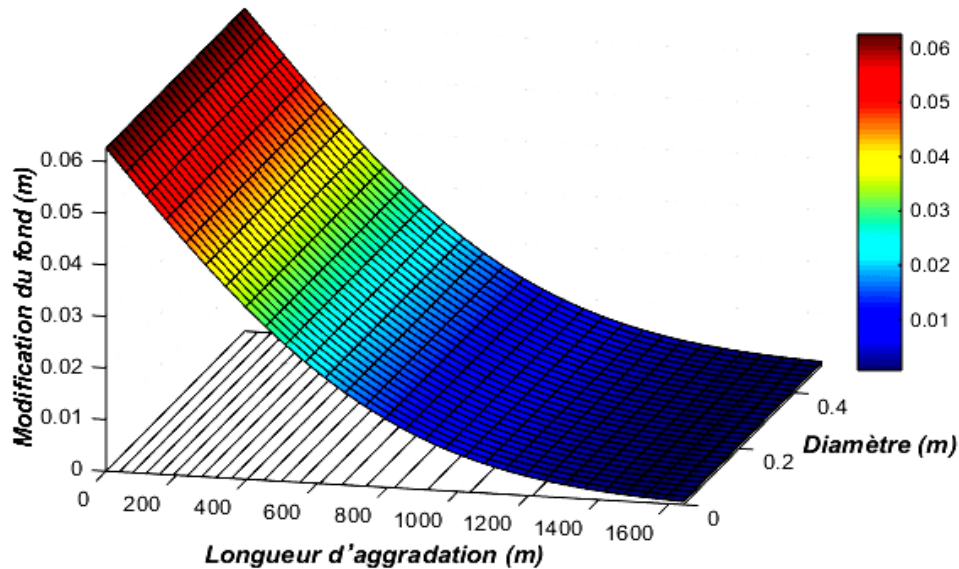


Figure IV.7: Modification du fond pour cinquante trois heures (loi de Graf).

## IV.4. Application 2 :

Pour les mêmes conditions de dépôt imposées dans l'application précédente. On prend comme exemple d'application une conduite d'assainissement de refoulement de diamètre 400 mm, de pente 0.020, d'un rayon hydraulique de 0.10 m, d'une vitesse de 1.07 m/s et de longueur 2126 m. Nous allons calculer le débit solide par les deux lois retenues et voir les modifications du fond en fonction de la position horizontale adimensionnelle  $x(J_f/R_h)$ .

**NB :** C'est la conduite reliant la station de relevage et le regard 960, BOURKIA Mohammed, mémoire de fin d'étude, Etude de relevage vers un collecteur d'assainissement (Région de Boudouaou) W. BOUMERDES, ENSH Juillet 2008.

### IV.4.1. Solution analytique :

En considérant que l'écoulement est permanent et quasi uniforme pendant la phase d'aggradation, on utilisera donc le modèle parabolique. Où  $x$  est positif vers l'aval et se confond avec la pente du fond initiale;  $z$  représente la variation du fond par rapport au fond initial ayant la pente  $J_f$ . En utilisant ce modèle, il y aura lieu de tenir compte de l'hypothèse admise c.à.d :  $Fr < 0.8$  et  $x > \frac{3R_h}{J_f}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}} = \frac{1.07}{\sqrt{9.81 * 0.4}} = 0.54 < 0.8 \\ x > \frac{3R_h}{J_f} = \frac{3 * 0.10}{0.02} = 15m \end{array} \right.$$

Le calcul est valable pour les valeurs de  $x > 15m$ , donc on calcule le débit solide en utilisant les deux relations de transport solide (Wang et Graf), après on calcule le coefficient de diffusion  $K$  et l'épaisseur de l'aggradation du fond due à l'augmentation du débit solide  $\Delta q_s$  pendant l'intervalle de temps donné. La longueur d'aggradation  $L_a$  est calculée en admettant une précision de  $(z/\Delta h = 0.01)$ .

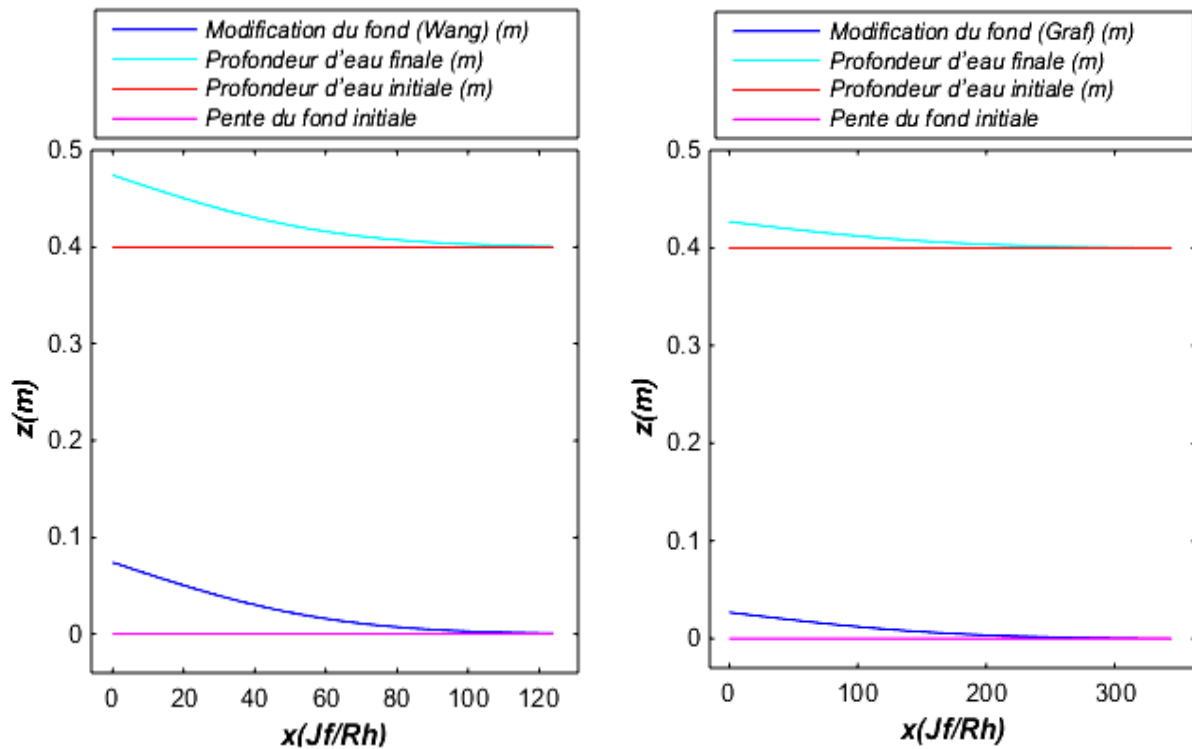
# METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2:** Calcul de débit solide, coefficient de diffusion et l'épaisseur d'aggradation (conduite d'assainissement de refoulement).

Intervalle du temps			1 jour	
paramètres	$q_s$ ( $m^2/s$ )	K ( $m^2/s$ )	$\Delta h(t)$ (mm)	$L_a$ (m)
Loi de Wang	0.0041	0.34	74.2	625.58
Loi de Graf	0.0185	2.59	26.9	1726.6

Pour tracer la ligne du fond après un intervalle de temps donné, on utilise l'équation (III.14.a) en prenant différentes valeurs pour la distance  $x$ . La modification du fond pour une durée d'un jour est donnée par les figures suivantes :



**Figure IV.8 :** Modification du fond pour 1 jour (conduite d'assainissement de refoulement).

**Remarque :** Le diamètre de la conduite se confond avec la profondeur d'eau initiale parce qu'on a une conduite de refoulement. En ajoutant la modification du fond qui est de  $\Delta h(t)$  à la profondeur d'eau initiale, la profondeur d'eau finale dépasse le diamètre de la conduite.

## IV.4.2. Solution numérique:

La modification du fond de la conduite d'assainissement de refoulement pour une durée d'un jour en utilisant la formule de Wang pour le calcul du débit solide et celle proposée par Graf et en suivant les étapes citées dans le paragraphe IV.1 est donnée par les figures suivantes :

## METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

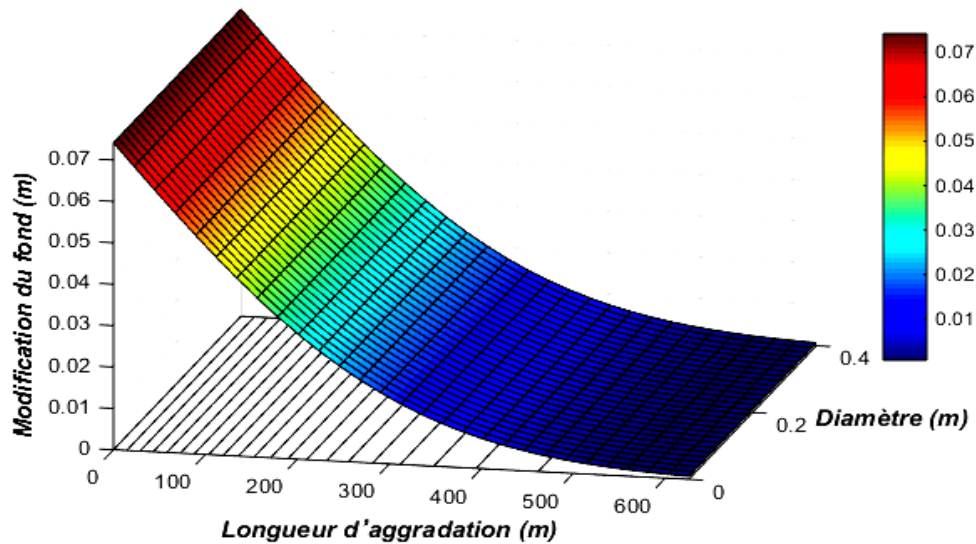


Figure IV.9: Modification du fond pour 1 jour (loi de Wang).

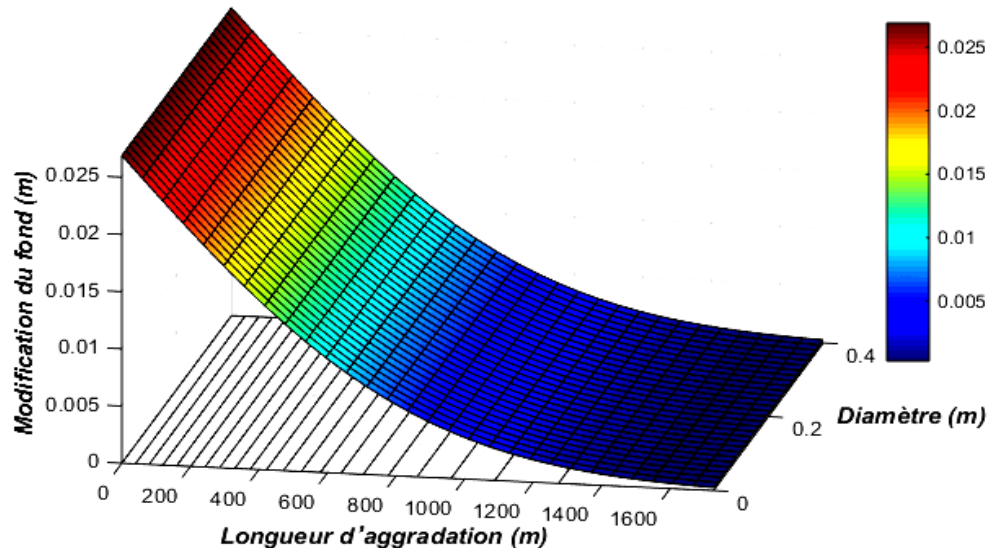


Figure IV.10: Modification du fond pour 1 jour (loi de Graf).

### IV.5. Application 3 :

**conditions de dépôt imposées :** Pour une augmentation du débit solide de  $0.00001 \text{ m}^2/\text{s}$ , une porosité de 0.4, une masse volumique solide de  $1500 \text{ kg/m}^3$  et une dimension médiane des grains de 0.01mm.

On prend comme exapmle d'application une conduite d'alimentation en eau potable gravitaire de diamètre 200 mm, de pente 0.0042, d'une vitesse de 1.1 m/s, d'un rayon hydraulique de 0.05 m et de longueur 10324.3 m. Nous allons calculer le débit solide par les deux lois retenues et voir les modifications du fond en fonction de la position horizontale adimensionnelle  $x(J_f/R_h)$ .

**NB :** C'est la conduite reliant le point 2 et le réservoir  $R1000 \text{ m}^3$  de Seghouane, OUCHENE Khedidja, mémoire de fin d'étude, Alimentation en potable de la ville de Zoubiria (W.MEDEA) à partir du transfert barrage Koudiat Asserdoune (W.BOUIRA), ENSH Octobre 2017.

# METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

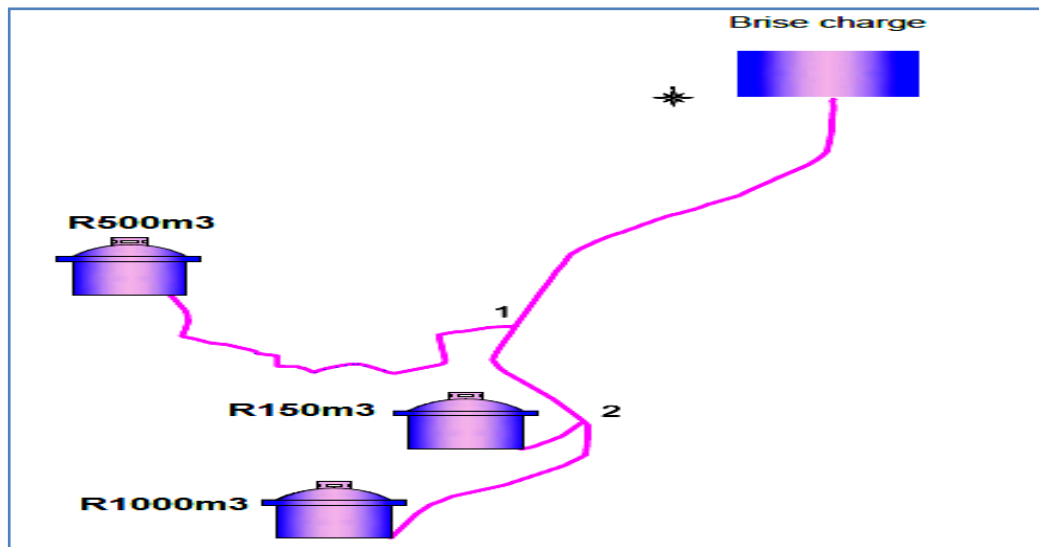


Figure IV.11: Emplacement de la conduite d'alimentation en eau potable gravitaire.

## IV.5.1. Solution analytique :

En considérant que l'écoulement est permanent et quasi uniforme pendant la phase d'aggradation, on utilisera donc le modèle parabolique. Où  $x$  est positif vers l'aval et se confond avec la pente du fond initial;  $z$  représente la variation du fond par rapport au fond initial ayant la pente  $J_f$ . En utilisant ce modèle, il y aura lieu de tenir compte de l'hypothèse

admise c.à.d :  $Fr < 0.8$  et  $x > \frac{3R_h}{J_f}$ .

$$\begin{cases} Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}} = \frac{1.1}{\sqrt{9.81 * 0.2}} = 0.78 < 0.8 \\ x > \frac{3R_h}{J_f} = \frac{3 * 0.05}{0.0042} = 35.71m \end{cases}$$

Le calcul est valable pour les valeurs de  $x > 35.71m$ , donc on calcule le débit solide en utilisant les deux relations de transport solide (Wang et Graf), après on calcule le coefficient de diffusion  $K$  et l'épaisseur de l'aggradation du fond due à l'augmentation du débit solide  $\Delta q_s$  pendant l'intervalle de temps donné. La longueur d'aggradation  $L_a$  est calculée en admettant une précision de ( $z/\Delta h = 0.01$ ), nous avons choisi la durée de 1 mois parce que la modification du fond pour 1 jour est négligeable en utilisant la formule de Graf.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

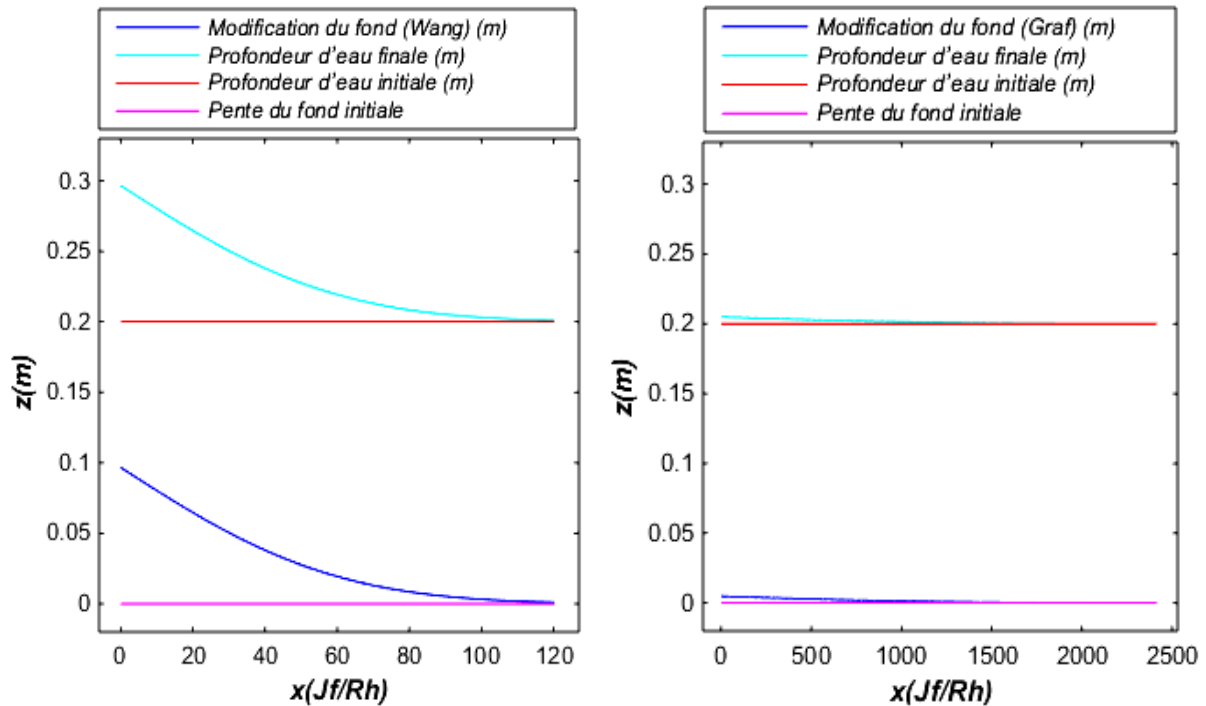
**Tableau IV.3:** Calcul de débit solide, coefficient de diffusion et l'épaisseur d'aggradation (conduite d'alimentation en eau potable).

Intervalle du temps			1 mois	
paramètres	$q_s$ ( $m^2/s$ )	$K$ ( $m^2/s$ )	$\Delta h(t)$ (mm)	$L_a$ (m)
Loi de Wang	$1.52 * 10^{-4}$	0.06	96.7	1439.4
Loi de Graf	$3.59 * 10^{-2}$	23.93	4.9	28746



## METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

Pour tracer la ligne du fond après un intervalle de temps donné, on utilise l'équation (III.14.a) en prenant différentes valeurs pour la distance  $x$ . La modification du fond pour une durée d'un mois est donnée par les figures suivantes :

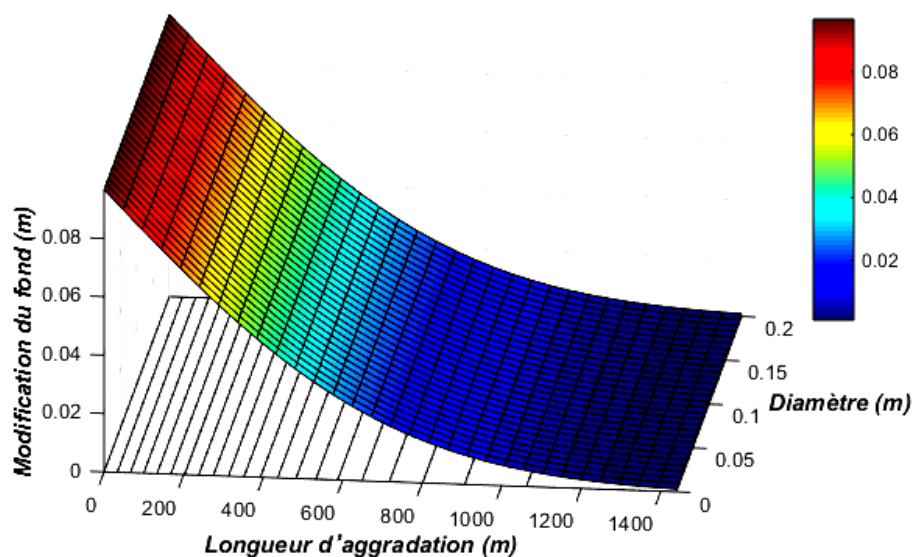


**Figure IV.12:** Modification du fond pour 1 mois (Conduite d'alimentation en eau potable).

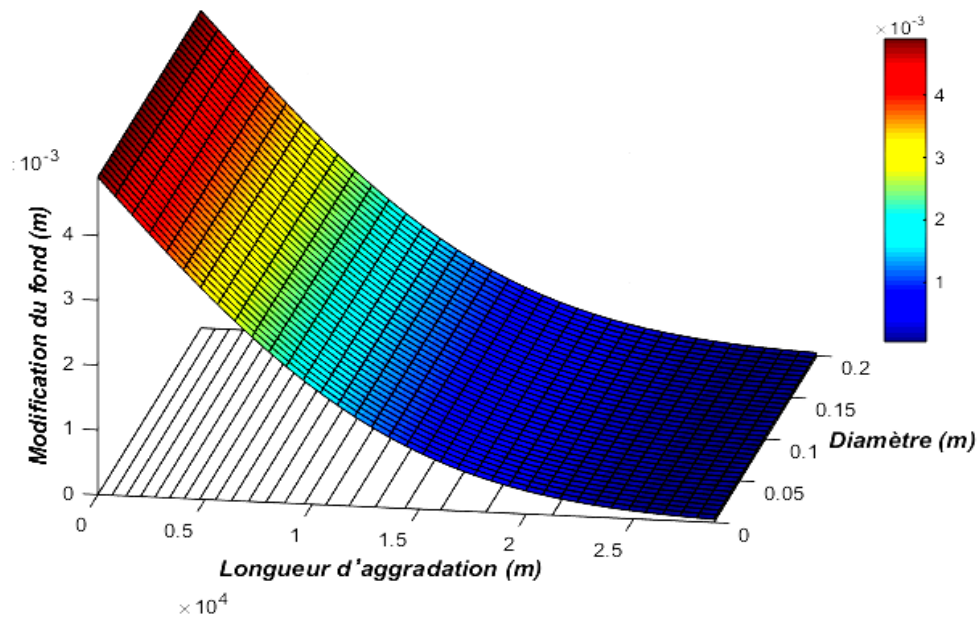
**Remarque :** Le diamètre de la conduite se confond avec la profondeur d'eau initiale parce qu'on a une conduite en charge, en ajoutant la modification du fond qui est de  $\Delta h(t)$  à la profondeur d'eau initiale, la profondeur d'eau finale dépasse le diamètre de la conduite.

### IV.5.2. Solution numérique:

La modification du fond de la conduite d'alimentation en eau potable pour une durée d'un mois en utilisant la formule de Wang pour le calcul du débit solide et celle proposée par Graf et en suivant les étapes citées dans le paragraphe IV.1 est donnée par les figures suivantes.



**Figure IV.13:** Modification du fond pour 1 mois (loi de Wang).



**Figure IV.14:** Modification du fond pour 1 mois (loi de Graf).

## IV.6. Interprétation des résultats :

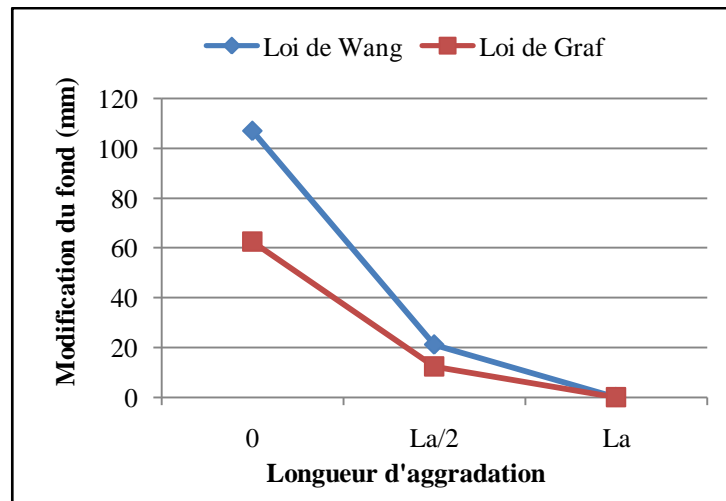
### IV.6.1. 1<sup>ère</sup> Application :

Intéressons nous en premier aux résultats obtenus par l'utilisation de la solution analytique. Les figures IV.2 et IV.3 montrent la modification du fond ainsi que celle du niveau d'eau dans la conduite d'assainissement gravitaire située en amont du réseau. Cette solution est obtenue par l'utilisation de la formule de Wang pour le calcul du débit solide et par la formule proposée par Graf. L'évolution du fond, la profondeur d'eau et la profondeur d'eau modifiée sont représentés respectivement en fonction de la position horizontale adimensionnelle  $x(J_f/R_h)$  pour une durée d'un jour dans la figure IV.2 et pour cinquante trois heures dans la figure IV.3. Pendant la période d'aggradation, la cote du fond de la conduite et celle de la profondeur d'eau augment de  $\Delta h(t)$ .

En utilisant la loi de Wang, la profondeur d'eau modifiée atteint le diamètre de la conduite qui est de 500 mm après une durée de cinquante trois heures. Nous remarquons que pour la même durée elle atteint 455.6 mm en utilisant la loi de Graf.

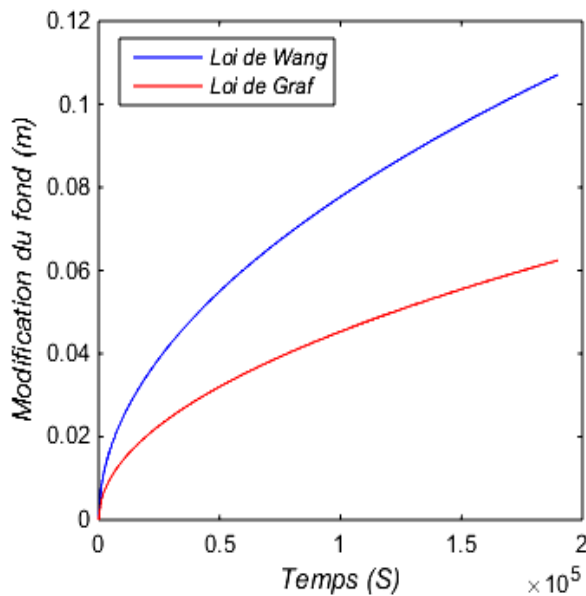
D'après la figure IV.15, nous pouvons déduire que la modification du fond diminue et par conséquent la hauteur d'eau ou la section d'écoulement modifiée diminue lorsque la longueur d'aggradation augmente. Au milieu de la longueur d'aggradation pour une durée de cinquante trois heures, elle est de 21.13 mm en utilisant la solution obtenue par la formule de Wang pour le calcul du débit solide, pour la même durée elle est de 12.32 mm en utilisant la solution obtenue par la formule de Graf.

## METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

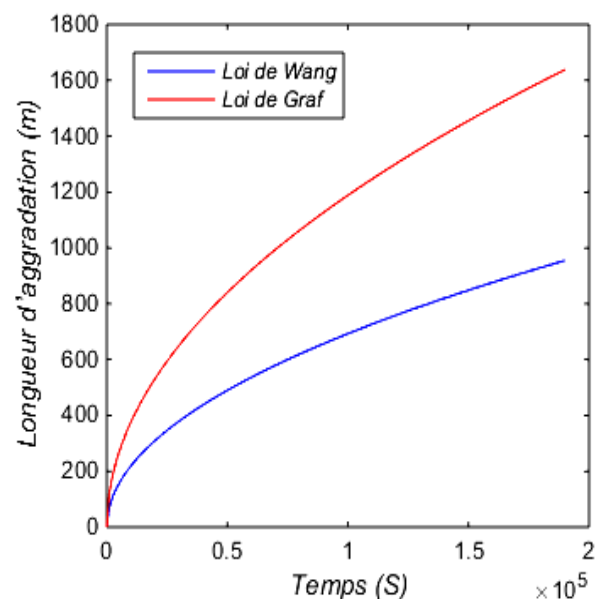


**Figure IV.15:** Modification du fond en fonction de la longueur d'aggradation (conduite d'assainissement gravitaire).

La comparaison entre l'évolution de la modification et la longueur d'aggradation du fond en fonction de temps dues à l'augmentation du débit solide pendant une durée de cinquante trois heures calculées par les deux relations de transport solide, est représentée par les figures ci-dessous :



**Figure IV.16 :** Modification du fond en fonction de temps pour 53 heures (conduite d'assainissement gravitaire).



**Figure IV.17 :** Longueur d'aggradation pour 53 heures (conduite d'assainissement gravitaire).

Nous observons des écarts dans les résultats, que ce soit pour l'évolution du fond ou de la hauteur d'eau, qui augmentent avec le temps et qui peuvent atteindre 44.7 mm à un temps de cinquante trois heures. D'après la figure IV.17, la longueur d'aggradation de 1641.5 m, qui est obtenu en utilisant la loi de Graf est plus importante que celle obtenue par la loi de Wang qui est de 956.60 m parce que le coefficient de diffusion est plus grand dans le cas de cette dernière. Elle est aussi plus importante que la longueur de la conduite, ce qui peut être expliqué par la continuité du profil du dépôt est donc dans le reste de réseau.

## METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

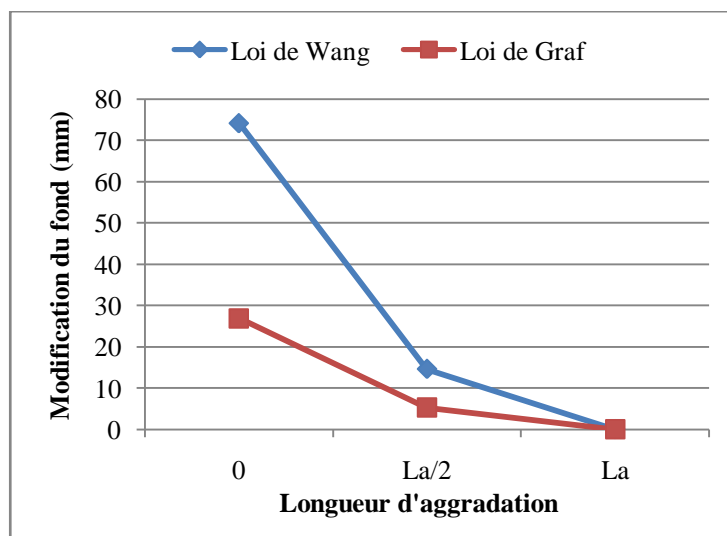
En considérant la solution numérique du modèle parabolique, obtenue sur la base d'un schéma aux éléments finis, les figures IV.4 et IV.5 montrent une évolution surfacique du fond, pour un pas de temps de un jour plus importante en faisant intervenir la loi de Wang que celle obtenue en faisant intervenir la loi de Graf. Alors que la longueur d'aggradation est plus importante dans le cas de la loi de Graf. Nous faisons aussi les mêmes observations pour un pas de temps de cinquante trois heures qui sont représentées par les figures IV.6 et IV.7. Les résultats de la modification du fond et de la longueur d'aggradation obtenues en considérant la solution numérique sont les mêmes avec celles obtenues par l'utilisation de la solution analytique parce que nous avons imposé les conditions aux limites.

### IV.6.2. 2<sup>ème</sup> Application :

Intéressons nous en premier aux résultats obtenus par l'utilisation de la solution analytique. La figure IV.8 montre la modification du fond ainsi que celle du niveau d'eau dans la conduite d'assainissement de refoulement. Cette solution est obtenue par l'utilisation de la formule de Wang pour le calcul du débit solide et par la formule proposée par Graf. L'évolution du fond, la profondeur d'eau et la profondeur d'eau modifiée sont représentés respectivement en fonction de la position horizontale adimensionnelle  $x(J_f/R_h)$  pour une période d'un jour. Pendant la période d'aggradation, la cote du fond de la conduite et celle de la profondeur d'eau augmentent de  $\Delta h(t)$ .

En utilisant la loi de Wang, la cote du fond atteint 74 mm après une durée d'un jour. Nous remarquons que pour la même durée elle atteint 27 mm en utilisant la loi de Graf.

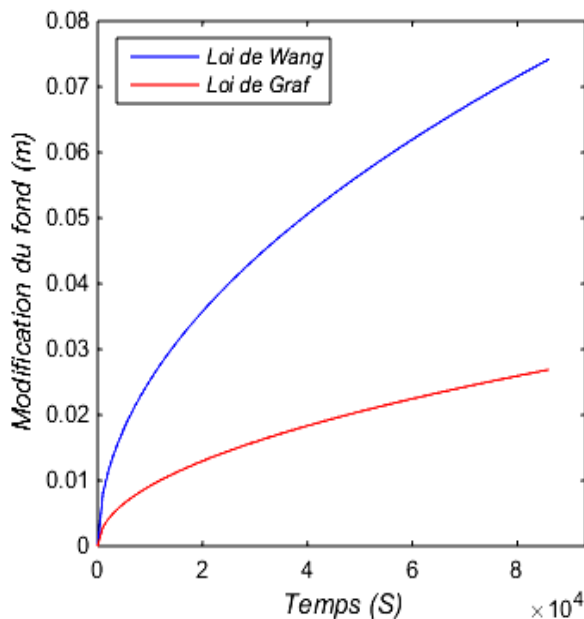
D'après la figure IV.18, nous pouvons déduire que la modification du fond diminue et par conséquent la hauteur d'eau ou la section d'écoulement modifiée diminue lorsque la longueur d'aggradation augmente. Au milieu de la longueur d'aggradation pour une durée de un jour, elle est de 14.62 mm en utilisant la solution obtenue par la formule de Wang pour le calcul du débit solide, pour la même durée elle est de 5.30 mm en utilisant la solution obtenue par la formule de Graf.



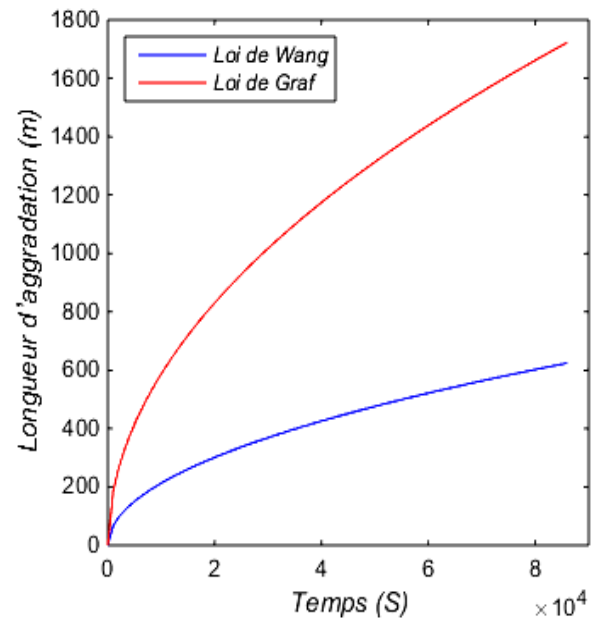
**Figure IV.18:** Modification du fond en fonction de la longueur d'aggradation (conduite d'assainissement de refoulement).

## METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

La comparaison entre les résultats de la modification et la longueur d'aggradation du fond dues à l'augmentation du débit solide pendant une durée de un jour calculées par les deux relations de transport solide, est représentée par les figures ci-dessous.



**Figure IV.19:** Modification du fond en fonction de temps pour 1 jour (conduite d'assainissement de refoulement).



**Figure IV.20 :** Longueur d'aggradation pour 1 jour (conduite d'assainissement de refoulement).

Nous observons des écarts dans les résultats, que ce soit pour l'évolution du fond ou de la hauteur d'eau, qui augmentent avec le temps et qui peuvent atteindre 47.3 mm à un temps de un jour. D'après la figure IV.20, la longueur d'aggradation de 1726.6 m obtenu en utilisant la loi de Graf est plus importante que celle obtenue par la loi de Wang qui est de 625.58 m parce que le coefficient de diffusion est plus grand dans le cas de cette dernière. Elle est inférieure que la longueur de la conduite parce que la longueur de cette conduite est plus grande que celle de la première application.

En considérant la solution numérique du modèle parabolique, obtenue sur la base d'un schéma aux éléments finis, les figures IV.9 et IV.10 montrent une évolution surfacique du fond, pour un pas de temps de un jour plus importante en faisant intervenir la loi de Wang que celle obtenue en faisant intervenir la loi de Graf. Alors que la longueur d'aggradation est plus importante dans le cas de la loi de Graf. Les résultats de la modification du fond et de la longueur d'aggradation obtenues en considérant la solution numérique sont les mêmes avec celles obtenues par l'utilisation de la solution analytique parce que nous avons imposé les conditions aux limites.

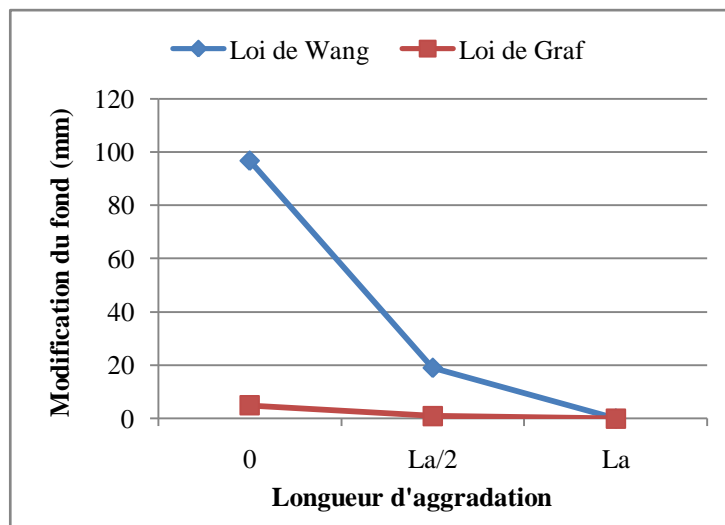
# METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

## IV.6.3. 3<sup>ème</sup> Application :

Intéressons nous en premier aux résultats obtenus par l'utilisation de la solution analytique. La figure IV.12 montre la modification du fond ainsi que celle du niveau d'eau dans la conduite d'alimentation en eau potable. Cette solution est obtenue par l'utilisation de la formule de Wang pour le calcul du débit solide et par la formule proposée par Graf. L'évolution du fond, la profondeur d'eau et la profondeur d'eau modifiée sont représentés respectivement en fonction de la position horizontale adimensionnelle  $x(J_f/R_h)$  pour une période d'un mois. Pendant la période d'aggradation, la cote du fond de la conduite et celle de la profondeur d'eau augmentent de  $\Delta h(t)$ .

En utilisant la loi de Wang, la cote du fond atteint 97 mm après une durée d'un mois. Nous remarquons que pour la même durée elle atteint 5 mm en utilisant la loi de Graf.

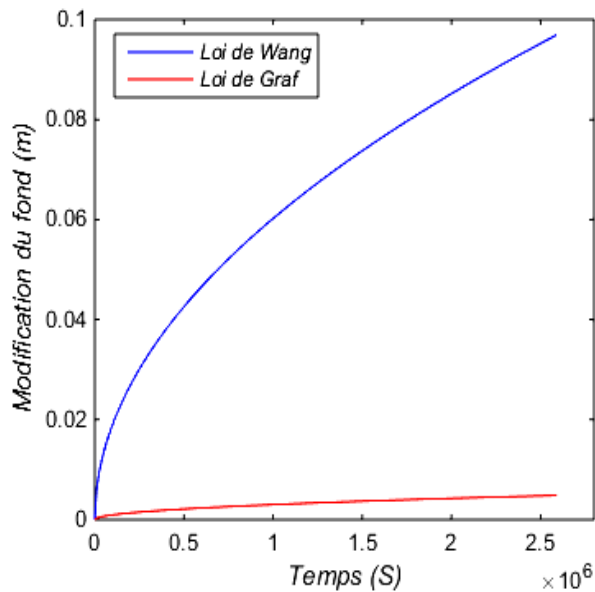
D'après la figure IV.21, nous pouvons déduire que la modification du fond diminue et par conséquent la hauteur d'eau ou la section d'écoulement modifiée diminue lorsque la longueur d'aggradation augmente. Au milieu de la longueur d'aggradation pour une durée de un mois, elle est de 19.04 mm en utilisant la solution obtenue par la formule de Wang pour le calcul du débit solide, pour la même durée elle est de 0.96 mm en utilisant la solution obtenue par la formule de Graf.



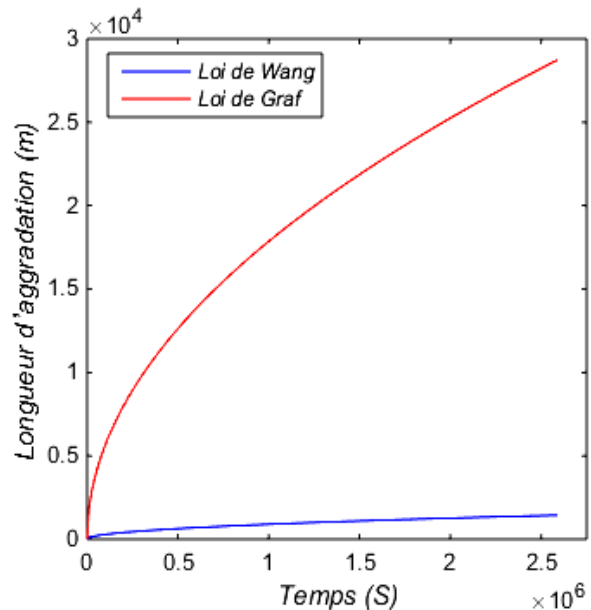
**Figure IV.21:** Modification du fond en fonction de la longueur d'aggradation (Conduite d'alimentation en eau potable).

La comparaison entre l'évolution de la modification et la longueur d'aggradation du fond en fonction de temps dues à l'augmentation du débit solide pendant une durée de cinquante trois heures calculées par les deux relations de transport solide, est représentée par les figures ci-dessous :

## METHODOLOGIE ET APPLICATIONS



**Figure IV.22 :** Modification du fond en fonction de temps pour 1 mois (Conduite d'alimentation en eau potable).



**Figure IV.23 :** Longueur d'aggradation pour 1 mois (Conduite d'alimentation en eau potable).

Nous observons des écarts dans les résultats, que ce soit pour l'évolution du fond ou de la hauteur d'eau, qui augmentent avec le temps et qui peuvent atteindre 92 mm à un temps de un mois. D'après la figure IV.23, la longueur d'aggradation de 28746 m, qui est obtenu en utilisant la loi de Graf est plus importante que celle obtenue par la loi de Wang qui est de 1439.4 m parce que le coefficient de diffusion est plus grand dans le cas de cette dernière. Elle est inférieure que la longueur de la conduite en utilisant Wang et largement supérieure que la longueur de la conduite en utilisant Graf.

Nous avons une conduite en charge dans cette application et une conduite de refoulement dans la deuxième application, la profondeur d'eau initiale est donc égale au diamètre de la conduite, en ajoutant la modification du fond qui est de  $\Delta h(t)$  à la profondeur d'eau initiale, la profondeur d'eau finale dépasse le diamètre de la conduite. Et comme on a une conduite fermée elle ne peut pas dépasser le diamètre ce qui va augmenter la vitesse d'écoulement, l'augmentation de la vitesse va augmenter le nombre de Froude et par conséquent l'hypothèse admise ( $Fr < 0.8$ ) pour appliquer le modèle parabolique ne sera pas respectée.

En considérant la solution numérique du modèle parabolique, obtenue sur la base d'un schéma aux éléments finis, les figures IV.13 et IV.14 montrent une évolution surfacique du fond, pour un pas de temps de un mois plus importante en faisant intervenir la loi de Wang que celle obtenue en faisant intervenir la loi de Graf. Alors que la longueur d'aggradation est plus importante dans le cas de la loi de Graf. Les résultats de la modification du fond et de la longueur d'aggradation obtenues en considérant la solution numérique sont les mêmes avec celles obtenues par l'utilisation de la solution analytique parce que nous avons imposé les conditions aux limites.

# METHODOLOGIE ET APPLICATIONS

## **Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons appliqué le modèle parabolique sur des conduites d'assainissement et d'alimentation en eau potable pour évaluer la modification du fond en faisant une comparaison entre les solutions obtenues en faisant intervenir deux lois d'estimation du débit solide. Il s'agit de celle de Wang et celle de Graf. Dans la première application, en considérant une conduite d'assainissement gravitaire, nous remarquons un faible décalage entre la modification du fond calculée par les deux lois. La longueur d'aggradation obtenue par les deux lois est plus importante que celle du domaine d'application. En prenant une conduite d'assainissement sous pression dans la deuxième application et en gardant les mêmes conditions de dépôt imposées, le décalage entre les résultats obtenus par les deux lois augmente. Or, la longueur d'aggradation est inférieure à celle du domaine d'application sachant que la longueur de cette conduite est plus grande que celle utilisée pour la première application. En diminuant le diamètre équivalent des grains dans la troisième application, les résultats obtenus par les deux lois présentent un décalage plus important que celui déjà observé. La longueur d'aggradation est largement supérieure à la longueur de la conduite en utilisant la loi de Graf par rapport aux premières applications. D'après les résultats que nous avons obtenus dans les trois applications, le modèle parabolique peut être représentatif du développement de la couche solide dans les conduites fermées en respectant les conditions suivantes :

- Grandes longueurs des conduites.
- Conduite d'assainissement gravitaire.
- Grande diamètre des grains solide.
- Petite augmentation du débit solide.



# **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

Ce travail a été dédié à une contribution à l'étude de la modification du fond des canalisations fermées en fonction de la position horizontale pour différentes périodes de temps. Pour atteindre l'objectif fixé, nous avons opté pour une démarche par étapes.

En première étape, l'étude théorique du dépôt qui nous a permis de comprendre les causes et l'origine du dépôt dans les canalisations ainsi que l'influence de ce phénomène sur le fonctionnement des réseaux., Avec le temps les sédiments accumulés dans ces canalisations peuvent induire la mise en charge des collecteurs d'assainissement et provoquer une réduction considérable de la section d'écoulement dans les conduites d'alimentation en eau potable .

En deuxième étape, nous avons présenté par ordre chronologique les modèles qui nous permettent de simuler l'évolution du profil de dépôt que l'on peut utiliser en collecteur d'assainissement ou dans une conduite d'alimentation en eau potable en décrivant les caractéristiques propre à chaque modèle, parmi ces modèles, nous avons cité les modèles : IALLUVIAL, CARICHAR, MEDCA, parabolique et l'évolution de l'entartrage dans les conduites d'alimentation en eau potable.

Au cours de la troisième étape, nous avons choisi le modèle parabolique pour estimer l'évolution de dépôt dans le fond des canalisations. Nous avons présenté les équations constituant ce modèle et les hypothèses qui nous permettent d'obtenir une solution analytique pour ces équations, à partir de cette solution analytique qui est de type parabolique nous pouvons appliquer ce modèle pour le calcul de l'évolution du fond des conduites en fonction de la position horizontale.

En quatrième et dernière étape, nous avons appliqué le modèle parabolique sur des conduites d'assainissement et d'alimentation en eau potable pour étudier la modification du fond pour différentes durées de temps. En faisant une comparaison entre les solutions obtenues en considérant les deux lois de transport solide, celle de Wang et celle de Graf, nous avons constaté une évolution plus importante du dépôt en utilisant la loi de Wang. Le décalage entre les résultats obtenus par les deux lois est minimum dans le cas d'une conduite d'assainissement gravitaire.

Au terme de ce modeste travail, nous pouvons dire que le dépôt est l'un des problèmes actuels auxquels les exploitants de réseau se heurtent quotidiennement. La sédimentation des matières solides de toutes tailles provoque des dysfonctionnements hydrauliques tels que les inondations, d'où la nécessité de faire des opérations périodique de curage.

# **BIBLIOGRAPHIE**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**ACKERS, P., WHITE, W. R.** 1973. Sediment Transport: New Approach and Analysis. Journal of the Hydraulics Division. ASCE. Vol. 99. P. 2041-2060.

**BLANCKAERT, K., SCHLEISS, A.** 2017-2018. Hydraulique fluviale et aménagement de cours d'eau. Livret de cours. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.

**BOURRIER, R.** 2008. Les réseaux d'assainissement calcul, applications, perspectives. Edition Tec et Doc- Lavoisier. Paris.

**CHENG, N. S. A.** 1997. Simplified settling velocity formula for sediment particle. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 123(2). P. 149-152.

**CHOCAT, B.** 1997. Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et l'assainissement. Éditions Techniques de l'Ingénieur. France.

**DE VRIES, M.** 1973. River Bed Variations : Aggradation and Degradation. Hydraulic Laboratory. Delft University of Technology. Publication No. 107. Delft, Netherlands. p. 9.

**DE VRIES, M.** 1973. Application of physical and Mathematical Models for River bed Problems. Hydraulic Laboratory. Delft University of Technology. Publication No. 112. Delft, Netherlands. p. 6.

**FARTAS, T., BOUTAOUTAOU, D., ZEGGANE, H.** Le 19 et 20 janvier 2011. Etude de l'évolution de l'entartrage dans les conduites de distribution d'eau de la vallée de l'oued R'HIR. 1<sup>er</sup> Séminaire International sur la Ressource en eau au Sahara : Evaluation, Economie et Protection. Ouargla. P. 437- 440.

**GRAF, W.H., ALTINAKAR, M.S.** 1996. Hydraulique fluviale : Écoulement non permanent et phénomènes de transport. Tome 2. Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne. Vol. 16. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.

**GRAF, W.H.** 1971. Hydraulics of Sediment Transport. Mc Draw - Hill Book Company. New York. pp. 288-152.

**GUINGO, M.** Juin 2008. Modélisation stochastique du dépôt et du réentraînement de particules dans un écoulement turbulent. Mémoire de doctorat. Université HENRI POINCARÉ. NANCY I. p. 5-7.

**KARIM, M.F., KENNEDY, J.F.** 1982. ALLUVIAL: A computer based and sediment routing model for alluvial streams and application to the MISSOURI river. Institute of Hydraulic research. University of Iowa. USA.

**KRISHNAPPAN, B.G.** 1985. Modeling of Unsteady Flows in Alluvial Streams. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol.111(2). p. 91.

**LIN, H.** 1993. Le transport solide en collecteur unitaire d'assainissement et sa modélisation. Mémoire de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. France. pp. 116-117.

**MARCHESSEAU, S., BETTEBGHOR, D.** 2007. Résolution d'équations aux dérivées partielles non linéaires et couplées. Projet de cours. Ecole des Mines de Nancy. P. 7-13.

**VONGVIXAY, A.** Mars 2001. Modèle d'évolution sédimentaire d'un segment de rivière. Mémoire en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise en sciences appliquées. Université de MONTRMÉAL. P. 6-11.

**VREUGDENHILL, C. B., DE VRIES, M.** 1973. Analytical approaches on-steady bed load transport. Hydraulic Laboratory. Delft University of Technology. Delft, Netherlands. p. 8-11.

**YALIN, M. S.** 1972. Mechanics of Sediment Transport. 1<sup>st</sup> edition, Pergamon Press. New York.

### **Mémoire de fin d'études :**

**BELARBI Hassen.** Mémoire de fin d'étude. Etude du réseau d'assainissement de la ville de sidi HAMAD (W.BLIDA). ENSH Juillet 2008.

**BOURKIA Mohammed.** Mémoire de fin d'étude. Etude de relevage vers un collecteur d'assainissement (Région de Boudouaou) W. BOUMERDES. ENSH Juillet 2008.

**OUCHENE Khedidja.** Mémoire de fin d'étude. Alimentation en potable de la ville de Zoubiria (W.MEDEA) à partir du transfert barrage Koudiat Asserdoune (W.BOUIRA). ENSH Octobre 2017.

**ZEGGANE Houari.** Mémoire de fin d'étude. Simulation du fonctionnement de réseau d'assainissement de la ville de Tazmalt (W. BEJAIA). ENSH 2002.

### **Logiciels :**

MATLAB R2014b

### **Sites internet :**

[www.polytek.fr](http://www.polytek.fr)

[www.edya.fr](http://www.edya.fr)