

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Badji Mokhtar Annaba University
Université Badji Mokhtar – Annaba

Faculté de Technologie

Département d'hydraulique



جامعة باجي مختار –
عناينة
كلية
التكنولوجيا
قسم الري

Thèse

Présentée pour obtenir le diplôme de

Doctorat Troisième Cycle

Filière : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique

Par :

BOUKHARI Imad

Thème :

Contribution Par la C.R.C (Méthode de la Conduite De Référence Connue) Au Calcul De l'écoulement Permanent Uniforme Pour Des Différents Canaux Ouverts

Devant le jury composé de :

| N° | Nom et prénom | Grade | Etablissement | Qualité |
|----|-------------------|-------|---------------------------------------------------|---------------|
| 01 | AMARCHI Hocine | Prof. | Université Badji Mokhtar -Annaba | Président |
| 02 | ZEGHADNIA Lotfi | Prof | Université Mohamed Cherif Messaadia Souk Ahras | Rapporteur |
| 03 | LAOUACHERIA Fares | MCA | Université Badji Mokhtar -Annaba | Co-rapporteur |
| 04 | MANSOURI Rachid | Prof | Université 08 Mai 1945 Guelma | Examineur |
| 05 | KABOUR Abdesselem | MCA | Centre universitaire AbdelhafidBoussouf Mila | Examineur |

Remerciements

*Nous tenons à remercier tous d'abord **Allah** tout puissant, pour nous avoir donné la santé, le courage, la patience et conscience afin de bien*

Rédiger ce Modeste travail.

*Nous tenons à remercier vivement et à exprimer notre reconnaissance à notre promoteur **Pr. ZEGHADNIA. L**, pour avoir accepté d'encadrer ce travail et aussi pour ses orientations, sa disponibilité, et ses conseils précieux, dont elle fait référence chaque fois que nous la postulons.*

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour honorer notre soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.

Un grand remerciement pour tous nos enseignants du département d'Hydraulique, Université BadjiMokhtèrANNABA .

Enfin, un grand merci à tous ceux qui ont contribué à mon aide, soit de près ou de loin pour que mon travail soit à la hauteur.

Merci

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes parents ;

Mes frères et sœurs ;

Toutes mes amies ;

Tous mes collègues ;

Tous ceux qui me sont chers.

BOUKHARI Imad

Résumé

Le calcul des écoulements uniformes à surface libre a une place importante dans la pratique de l'ingénieur hydraulicien à titre d'exemples le system d'évacuation des eaux pluviales. Un écoulement est considéré comme étant permanent uniforme lorsque ses caractéristiques sont invariables dans le temps et dans l'espace. Ces caractéristiques sont la profondeur de l'écoulement appelée aussi hauteur normale, l'aire de la section mouillée, la vitesse moyenne de l'écoulement et le débit. D'un point de vue pratique, la constance de la vitesse est généralement associée à la celle de la vitesse moyenne; mais de façon plus rigoureuse, cela signifie que l'écoulement est caractérisé par une vitesse constante en tout point de son domaine. En principe, toutes les formules d'écoulement en canal ouvert peuvent être utilisées dans la conception hydraulique des conduites d'égout. La formule de Manning est la plus courante aujourd'hui. La formule de Manning est utilisée pour sa simplicité de conception et sa prédiction généralement satisfaisante de la vitesse et du débit à différentes profondeurs d'écoulement.

Cette thèse a pour objectif de contribuer à l'enrichissement des modèles proposés jusqu'à présent et ce via l'exposition de notre point de vue à travers la discussion des divers travaux et concepts sur la base d'une nouvelle approche qu'on appelle : Méthode de la Conduite de Référence Connue (MCRC), qui est la suite des travaux de Pr. Zeghadnia L (2014, 2014a, 2017,2020).

Cette thèse s'appuie sur deux contributions, la 1ere, sont les résultats de développement de la méthode: MCRC tandis que la deuxième contribution est une discussion avec proposition des ajouts et des corrections à la base de la méthode inversé de Lagrange - publiée dans le journal irrigation and drainage engineering (ASCE).

Pour les autres formes qu'on n'a pas eu le temps de les traiter comme c'est convenu, elles seront des sujets de recherches pour les années prochaines et ce pour pouvoir évaluer l'aptitude de la méthode MCRC à fournir des modèles explicites et exacts dans les différents cas possibles.

الملخص

كثيرًا ما يُقوم المهندس المدني بإجراء حسابات متعلقة بالجريان في قنوات ابني كون التدفق السطحي خاضع لضغط طبيعي، على سبيل المثال، تصميم أنظمة تصريف مياه الأمطار. إذا كانت معاملات التدفق، مثل السرعة والضغط وارتفاع المياه لا تتغير بمرور الوقت فإن التدفق يسمى دائم، ويكون تدفق تدفقًا منتظمًا إذا ظلت معاملات التدفق ثابتة مع المسافة على طول مسار التدفق. من وجهة نظر عملية، يرتبط ثبات السرعة عمومًا بمتوسط السرعة؛ هذا يعني أن التدفق يتميز بسرعة ثابتة في أي نقطة من نطاق التدفق. بشكل عام، يمكن استخدام جميع صيغ تدفق المخصصة للقنوات الخاضعة لضغط طبيعي. صيغة مانينغ اليوم شائعة الاستعمال تستخدم هذه الأخيرة لبساطتها في التصميم والتنبؤ المرضي عمومًا للسرعة وغيرها من المعالم مختلفة.

تهدف هذه الأطروحة إلى المساهمة في تعزيز النماذج الموجودة من خلال مناقشة الأعمال المفاهيمية المختلفة وكذلك اقتراحات هجاء جديدة تسمى: طريقة الأنبوب المرجعي المعروف (KRPM) أو (MCRC in french)، وهو تكملة لأعمال الأستاذ الدكتور زغادنية لطفى (2014، 2014، 2017، 2020).

تتميز هذه الأطروحة بمساهمتين. الأولى هي نتائج الطريقة الجديدة المقترحة، بينما المساهمة الثانية عبارة عن مناقشة مع اقتراح لإضافات وتصحيحات لطريقة لاجرانج العكسية المنشورة في مجلة هندسة الري والصرف (ASCE).

بالنسبة للأشكال الهندسية الأخرى، ستكون موضوعات بحث خلال السنوات القليلة القادمة من أجل تقييم قدرة طريقة MCRC لتقديم معادلات واضحة ودقيقة.

Abstract

The computation of the uniform free surface flow is frequently encountered in hydraulic engineering practice, for example, in the design of rainwater drainage systems. If the flow parameters, such as velocity, pressure, density, and discharge do not vary with time or are independent of time then the flow is steady, the fluid flow is a uniform flow if the flow parameters remain constant with distance along the flow path. These characteristics are the depth of the flow, also called normal depth, the area of the wetted section, and the average velocity of the flow rate. From a practical point of view, the constancy of the velocity is generally associated with that of the average speed; it means that the flow is characterized by a constant velocity at any point of flow scope. Basically, all open channel flow formulas can be used in the hydraulic design of sewer pipes. Today Manning's formula is common. Manning's formula is used for its simplicity of design and its generally satisfactory prediction of velocity and discharge at different flow depths.

This thesis aims to contribute to enhancing of the existent models through discussion of the various works and concepts and eventually proposed a new approach called: The Known Reference Pipe Method (KRPM or MCRCinfrench), which is the sequel of Pr. Zeghadnia L (2014, 2014a, 2017, 2020) works.

This thesis is based on two contributions. The 1st is the results of the development of the method, while the second contribution is a discussion with the proposal of additions and corrections to the base of the inverse Lagrange method - published in the journal irrigation and drainage engineering (ASCE).

For the other geometric forms, they will be subjects of research for the next few years in order to evaluate the reliability of the KRPM-MCRC_{in-french} method to provide explicit, exact equations.

Sommaire

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| REMERCIEMENTS | 2 |
| DEDICACE | 2 |
| RESUME..... | 3 |
| SOMMAIRE..... | 8 |
| LA LISTE DES FIGURES | 13 |
| LISTE DES TABLEAUX..... | 15 |
| LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES | 16 |
| INTRODUCTION GENERALE..... | 18 |
| CHAPITRE I : ETAT DE CONNAISSANCE DES DIFFERENTS TYPES ET PRINCIPES D'ECOULEMENT DANS LES CANAUX D'ASSAINISSEMENT. | |
| I.INTRODUCTION : | 24 |
| <i>I.1. Définition.....</i> | <i>25</i> |
| <i>I.2.1. Types de canaux.....</i> | <i>25</i> |
| I.2.2. Géométrie des canaux | 26 |
| II. Les écoulements dans les canaux..... | 29 |
| II.1. Classification des écoulements (Figure I.5) | 29 |
| II.1.1. Variabilité dans le temps..... | 29 |
| II.1.2. Variabilité dans l'espace | 31 |
| II.2. Régimes d'écoulement..... | 32 |
| II.2.1. Nombre de Froude | 32 |
| II.2.2. Nombre de Reynolds..... | 33 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------|-----------|
| III. PRINCIPES DE BASE | 35 |
| <i>III.1. Principe de la conservation de la masse (de continuité)</i> | <i>36</i> |
| <i>III.2. Principe de la quantité de mouvement</i> | <i>37</i> |
| <i>III.3.Principe de la conservation d'énergie.....</i> | <i>37</i> |
| IV. PROFONDEUR NORMALE (EQUATION DE MANNING) | 38 |
| V. CONCLUSION | 39 |
| | |
| CHAPITRE II : ETABLISSEMENT DEL'ECOULEMENT UNIFORME. | |
| I. INTRODUCTION :..... | 40 |
| II. NOTION DE L'UNIFORMITE | 43 |
| <i>II.1.Equation de mouvement.....</i> | <i>44</i> |
| <i>II.2.Les formules empiriques</i> | <i>46</i> |
| III. FORMULATION GENERALE | 47 |
| <i>III.1. Formule de Chézy.....</i> | <i>47</i> |
| III.1.1.Développement | 50 |
| III.1.1.1.Forces de gravité: | 50 |
| III.1.1.2.Forces de frottement..... | 51 |
| III.1.1.3.Equilibre des forces..... | 51 |
| III.1.2.Coefficient de Chézy | 52 |
| III.1.2.1.Formule de Ganguillet et Kutter (1869):..... | 52 |
| III.1.2.2.Formule de Bazin (1897):..... | 53 |
| <i>III.2.Formule de Manning.....</i> | <i>54</i> |
| III.2.1.Les autres formulations empiriques..... | 56 |
| III.2.2.Powell (1950) : | 57 |
| III.2.3.COEFFICIENT DE RUGOSITÉ "n" | 57 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| III.2.3.1. Variabilité | 57 |
| III.2.3.2. Méthode des facteurs..... | 59 |
| III.2.3.3. L'examen des cours d'eau et des canaux | 60 |
| III.2.3.4. Formulations : | 61 |
| III.2.3.5. Méthode analytique | 61 |
| III.2.3.6. SECTION COMPLEXE D'ÉCOULEMENT : | 62 |
| IV. Les formules modernes | 63 |
| IV.1.1. Régime laminaire | 65 |
| IV.1.2. Régime turbulent lisse | 65 |
| IV.1.3. Régime turbulent rugueux | 66 |
| IV.1.4. Régime de transition..... | 68 |
| IV.2. Influence de la forme | 69 |
| IV.3. Confrontation coefficient Manning et Colebrook-white | 70 |
| V. CONCLUSION | 72 |
| CHAPITRE III : CONTRIBUTION A LA CONCEPTION DES PARAMETRES DU SYSTEME DE COLLECTE A L'AIDE DE: LA METHODE DE LA CONDUITE DE REFERENCE CONNUE (MCRC). | |
| I. INTRODUCTION :..... | 73 |
| II. LA NOUVELLE APPROCHE..... | 75 |
| II.1. Premier cas : Bassin versant arrangé en série | 77 |
| II.1.1. La vitesse d'écoulement | 79 |
| II.1.2. Diamètre du conduit..... | 80 |
| II.1.3. Evaluation de la précision | 81 |
| II.1.4. Rayon hydraulique | 83 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------|------------|
| II.1.5. Test de précision | 83 |
| II.2. Deuxième cas : Bassin versant disposé en parallèle | 85 |
| II.2.1. Types un et deux | 85 |
| II.2.1.1. Vitesse d'écoulement | 85 |
| II.2.2.Types trois et quatre..... | 86 |
| II.2.3. Diamètre de la conduite | 86 |
| II.2.3.1. Test de précision..... | 89 |
| II.2.4. Rayon hydraulique | 91 |
| II.2.4.1. Evaluation de la précision | 91 |
| III. CALCUL DU RESEAU D'EGOUT PLUVIAL | 93 |
| IV. CONCLUSION | 93 |
| | |
| CHAPITRE 04 : CONTRIBUTION AU CALCUL EXPLICITE DE | |
| L'ECOULEMENT UNIFORME PAR LA METHODE D'INVERSION | |
| DE LAGRANGE. | |
| | |
| I. INTRODUCTION..... | 95 |
| II. RESOLUTION D'EQUATIONS NON LINEAIRES..... | 96 |
| II.1. Méthode de Newton..... | 97 |
| II.1.1.Description de la méthode..... | 98 |
| II.2.Méthode de dichotomie | 98 |
| II.2.1.Initialisation..... | 99 |
| II.3.Théorème du point fixe | 101 |
| II.3.1. Principe de méthode de point fixe | 101 |
| II.3.2. La condition d'arrêt | 102 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------|-------------|
| III. CALCUL DE L'ÉCOULEMENT UNIFORM ET LES METHODES EXPLICITES..... | 102 |
| III.1.SECTIONS LARGES RECTANGULAIRES..... | 104 |
| III.2.Équation de résistance et méthode de Lagrange | 104 |
| III.3.Théorème d'inversion de Lagrange | 106 |
| III.3.1.Application de la méthode | 107 |
| a.Section rectangulaire-large..... | 107 |
| III.3.1.1.Modélisation de la profondeur normale..... | 111 |
| b.Section triangulaire | 115 |
| IV. CONCLUSION..... | 118 |
| CONCLUSION GENERALE | 120 |
| REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES | 138 |
| ANNEXE | 1238 |

La liste des figures

Chapitre 01 : Etat de connaissance des différents types et principes d'écoulement dans les canaux d'assainissement.

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <i>FIGURE I. 2: TYPES DE CANAUX (GRAF ET ALTINAKAR, 2000).</i> | 25 |
| <i>FIGURE I. 3: ELEMENTS GEOMETRIQUE DE LA SECTION</i> | 26 |
| <i>FIGURE I. 4: ELEMENTS GEOMETRIQUES DE LA SECTION (GRAF ET ALTINAKAR, 2000).</i> | 27 |
| <i>FIGURE I. 5: SCHEMA DES ECOULEMENTS PERMANENT ET NON PERMANENT(GRAF ET ALTINAKAR, 1993).</i> | 31 |
| <i>FIGURE I. 6: CLASSIFICATION DES ECOULEMENTS</i> | 32 |
| <i>FIGURE I. 7: LES QUATRE REGIMES D'ECOULEMENT (GRAF ET ALTINAKAR, 2000).</i> | 35 |
| <i>FIGURE I. 8: DEFINITION DES TERMES POUR L'ENERGIE TOTALE DANS UN CANAL OUVERT OU UNE CONDUITE NE COULANT PAS PLEINE.</i> | 38 |

Chapitre II : Etablissement de l'écoulement uniforme

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <i>FIGURE II. 1: Etablissement de l'écoulement uniforme dans un canal de grande longueur(Chow, 1973).</i> | 42 |
| <i>FIGURE II. 2: ECOULEMENT UNIFORME ENTRE DES EXTREMITES.</i> | 43 |
| <i>FIGURE II. 3: SCHEMA POUR L'ECOULEMENT UNIFORME.</i> | 45 |
| <i>FIGURE II. 4: COMPOSANTE DE LA FORCE DE GRAVITE.</i> | 49 |
| <i>FIGURE II. 5: COMPOSANTE DES FORCES DE PRESSION.</i> | 49 |

FIGURE II. 6: COMPOSANTE DE LA FORCE DE GRAVITE.....51

FIGURE II. 7: SECTION D'UN COURS D'EAU EN PERIODE D'INONDATION.....62

Chapitre III : Contribution à la conception des paramètres du système de collecte à l'aide de: la Méthode de Conduite de Référence Connue (MCRC)

FIGURE III. 1: BASSIN VERSANT ARRANGE EN SERIE.....75

FIGURE III. 2: BASSIN VERSANT ARRANGE EN PARALLELE.....76

FIGURE III. 3: ANGLE DE REMPLISSAGE DE L'EAU.....79

Chapitre IV : contribution au calcul explicite de l'écoulement uniforme par a méthode d'inversion de Lagrange

FIGURE IV. 1: METHODE DICHOTOMIE.....99

FIGURE IV. 2: RACINE DE FONCTION F(X)..... 100

FIGURE IV. 3: ERREUR RELATIVE EN FONCTION LES VALEURS DE R ET E/R_H

EQUATION (4.23) (LAMRI ET AL, 2021) 110

FIGURE IV. 4 :L'ECART MAXIMAL (EN POURCENTAGE) POUR TOUTE LA PLAGE DE:

..... 111

FIGURE IV. 5: L'ERREUR MAXIMALE (EN POURCENTAGE) PRODUITE PAR

L'EQUATION (4.33) POUR LA GAMME : $10 - 6 \leq E/RH \leq 10 - 2$ ET $4000 \leq R \leq 108$ 114

FIGURE IV. 6: L'ERREUR MAXIMALE (EN POURCENTAGE) PRODUITE PAR L'EQUATION

(4.34) POUR LA GAMME : $10 - 6 \leq E/RH \leq 10 - 2$ ET $4000 \leq R \leq 108$

..... 115

FIGURE IV. 7: ERREUR MAXIMALE (EN POURCENTAGE) PRODUITE PAR L'EQUATION

(4.46)..... 117

FIGURE IV. 8: L'ERREUR MAXIMALE (EN POURCENTAGE) PRODUITE PAR L'EQUATION

(4.47)..... 118

Liste des tableaux

Chapitre I : Etat de connaissance des différents types et principes d'écoulement dans les canaux d'assainissement.

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <i>TABLEAU I. 1: ELEMENTS GEOMETRIQUES POUR DIFFERENTES SECTIONS DE CANAUX.(W. H. GRAF &M. S. ALTINAKAR, 2000).....</i> | <i>29</i> |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|

Chapitre II : Etablissement de l'écoulement uniforme

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <i>TABLEAU II. 1: QUELQUES LOIS CARACTERISEES PAR LA VALEUR DE L'EXPOSANT DU RAYON HYDRAULIQUE (GRISHANIN, 1990).....</i> | <i>56</i> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|

Chapitre III : Contribution à la conception des paramètres du système de collecte à l'aide de: la Méthode de Conduite de Référence Connue (MCRC)

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <i>TABLEAU III. 1: TEST DE PRECISION DE L'EQUATION (23) PAR RAPPORT A L'EQUATION DE MANNING.....</i> | <i>82</i> |
| <i>TABLEAU III. 2: TEST DE PRECISION DE L'EQUATION (25) PAR RAPPORT A L'EQUATION DE MANNING.....</i> | <i>84</i> |
| <i>TABLEAU III. 3: TEST DE PRECISION DE L'EQUATION (45) PAR RAPPORT A L'EQUATION DE MANNING.....</i> | <i>90</i> |
| <i>TABLEAU III. 4: TEST DE PRECISION DE L'EQUATION (47) PAR RAPPORT A L'EQUATION DE MANNING.....</i> | <i>92</i> |

Liste des principales notations utilisées

Θ : est l'inclinaison de la pente ;

V : la vitesse d'écoulement en m/s ;

D_h : est le diamètre hydraulique ;

ν : est la viscosité cinématique du liquide en écoulement ;

ΔS : est le changement de stockage m³ ;

Δt : est l'intervalle de temps en sec ;

Q_e : est le débit moyen entrant m³/s ;

Q_s : est le débit moyen sortant m³/s ;

Q : est le débit en m³/s ;

S : est la section d'écoulement en m² ;

ΣF_{ext} : la somme de forces extérieures ;

mv : la quantité de mouvement ;

R_h : Le rayon hydraulique en m ;

n : coefficient déterminant l'état interne de la paroi de la conduite en $\frac{s}{m^{1/3}}$;

i : la pente de la conduite ;

V : la vitesse d'écoulement en m/s ;

γ : est le poids volumique ;

τ : est la contrainte de frottement par unité de surface ;

R : est le nombre de Reynolds;

ε : est la rugosité absolue des parois du canal ;

d_{90} = diamètre des particules dont 90 % sont plus petites (m) ;

d_{50} = diamètre des particules dont 50 % sont plus petites (m) ;

P : périmètre mouillé ;

Conduite f1-f2 : responsable du bassin versant de drainage N°01, appelée conduite 01 ;

Conduite f2-f3 : responsable des bassins versants de drainage N°01 et N°02, dite conduite 03 ;

SS1 : surface du bassin versant N°01 ;

SS2 : surface du bassin versant N°02 ;

SS3 : surface du bassin versant équivalent ;

M1N1 : canalisation chargée d'évacuer le bassin versant N° 01 (représenté par la surface CC1), dite canalisation 01 ;

M2N1 : canalisation chargée d'évacuer le bassin versant N° 02 (représenté par la surface CC2), dite canalisation 02 ;

N1N2 : canalisation chargée d'évacuer évacuant le bassin versant équivalent (représenté par la surface CC3), appelée conduite 03 ;

θ : angle de remplissage de l'eau en radian ;

y_n : profondeur normale ;

B : largeur du canal ;

Introduction générale

Dès l'avènement de la civilisation, l'adduction d'eau dans des canaux à ciel ouvert a été utilisée pour répondre aux besoins de base, tels que l'irrigation pour les Égyptiens et les Mésopotamiens, l'approvisionnement en eau pour les Romains et l'évacuation des déchets pour les Européens au Moyen Âge, avec les résultats désastreux de la transmission des maladies d'origine hydrique. Dans certains cas. Des canaux ouverts artificiels ont été construits, tandis que dans d'autres, des canaux fluviaux naturels ont été utilisés pour transporter l'eau et les déchets.

Les Égyptiens utilisaient un barrage pour le détournement de l'eau et l'écoulement par gravité à travers des canaux pour distribuer l'eau du Nil, et les Mésopotamiens ont développé des canaux pour transférer l'eau de l'Euphrate au Tigre, mais il n'y a aucune preuve enregistrée d'une quelconque compréhension des principes d'écoulement théoriques impliqués. Les Chinois sont connus pour avoir conçu un système de digues de protection contre les inondations il y a plusieurs milliers d'années. Preuve de tuyaux d'alimentation en eau et de conduits en briques pour le drainage datant de 3000 ans s.c. a été trouvée dans la vallée de l'Indus. Le succès de ces premiers travaux hydrauliques de grande envergure n'était vraisemblablement que le fruit de l'expérience.

Les aqueducs romains servaient à transporter l'eau des sources aux réservoirs de distribution. Les aqueducs étaient rectangulaires. Canaux en maçonnerie soutenus par des arcs en maçonnerie, et ils se sont conformés à la topographie naturelle en pente longitudinale. Le débit d'eau dans les aqueducs a été mesuré comme la section transversale d'écoulement sans tenir compte de la vitesse ou de la pente produisant la vitesse. Bien que l'existence d'un principe de

conservation ait été reconnue. la quantité conservée de flux volumique a été mal comprise. Pourtant, ces aqueducs ont servi leur objectif d'ingénierie, bien qu'inefficace et non économique en termes modernes (Terry W Sturm. 2001).

Dans l'âge d'or des sciences arabes (VIIIe-XVe siècle), Abbas Ibn Firnas (805-888), précurseur de l'aéronautique, a conçu une horloge à eau, le Clepsydre appelée Al-Maqata. Ibn Firnas a été le premier qui a essayé de se mouvoir dans l'espace avec un appareil volant. Appliquant les principes d'Archimède, Abu l'RayhanAl-Biruni (973-1048) a calculé avec précision les densités et poids spécifiques de minéraux et des différents métaux, liquides et pierres précieuses. Il s'intéressa à l'hydrostatique et il parvint à expliquer le principe des sources et des puits artésiens par le principe hydrostatique des vases communicants. Dans le " kitabal'Ilmwa al- 'amal al-nafi' fi sina'at al-hiyal : Recueil utile sur la théorie et la pratique de l'art des procédés ingénieux", Abu Al Iz Al-Jazari (1136-1206) décrit l'horloge hydraulique¹ et traite la régularité du débit et la maîtrise de la pression de l'eau dans les horloges hydrauliques de l'époque à travers l'utilisation notamment d'un astrolabe pour régler la durée et d'un flotteur conique pour maîtriser le débit et la pression de l'écoulement de l'eau dans le cylindre.

On a Toujours cherché à comprendre les mécanismes physiques gouvernant le mouvement de l'eau dans la nature (rivières, canaux, nappes phréatiques, la mer, etc.). Pour une ingénierie le problème classique est d'évaluer le débit d'une rivière connaissant la hauteur de l'eau et les autres paramètres intervenant dans le mouvement (nature du sol, forme de la vallée, pente du cours d'eau). On a aussi besoin d'établir des formules qui permettent de calculer, pour un débit donné, le profil de la surface libre d'un cours d'eau. Ceci permet une première

évaluation des zones accessibles d'être inondée. Par analogie, l'homme a cherché également à établir des correspondances entre ces écoulements naturels et d'autres phénomènes physiques, même si leur aspect est complètement différent. Lorsque ces analogies font appel aux outils mathématiques caractérisant les phénomènes physiques, les résultats sont alors incontestables. En ce qui concerne les écoulements de l'eau dans les canaux en régime uniforme et permanent, il est bien connu depuis Stokes (1845) qu'ils sont analogues aux écoulements dans les conduites en régime établi.

Le problème de la résistance à l'écoulement des canaux ouverts a été reconnu comme important par de nombreux ingénieurs aux 18^e et 19^e siècles. Les travaux de Chézy sur la résistance à l'écoulement ont commencé en 1768, à l'origine d'un problème d'ingénierie de dimensionnement d'un canal pour acheminer l'eau de la rivière Yvette à Paris. L'équation de Manning pour la résistance à l'écoulement en canal ouvert, dont nous parlerons beaucoup dans cette thèse, a un développement historique complexe mais était basée sur des observations de terrain. L'ingénieur irlandais Robert Manning a en fait abandonné la formule en raison de sa non homogénéité au profit d'une formule plus complexe en 1889, et Gauckler en 1868 a précédé Manning en introduisant une formule du type qui porte maintenant le nom de Manning (Chow, 1956).

Les méthodes numériques dépendent du remplissage de la conduite si elle est pleine ou partiellement remplie. Pour le premier cas le calcul est simple (Hager, 1991) et ce dû à la forme de l'équation de Manning. D'autres auteurs Hager (1989), Swamee and Jain (1975, 1976, and 1977), and Achour et Bedjaoui (2012), ont essayé d'explicitier l'équation de Colebrook-White (1845-

1854) pour le cas de l'écoulement forcé turbulent via des solutions approchées. Alors pour le cas d'une conduite partiellement pleine des méthodes itératives sont nécessaires, mais sont laborieuses. La majorité des études sont adressées pour déterminer la hauteur normale, Certains auteurs ont essayé de proposer des solutions explicites : Barr and Das (1986), Saatçi (1990), Akigray (2004), and Prabhata and Swamee (2004), Achour (2006), Tommy S.W. Wong(2007) sans proposer des formules directes pour le calcul du diamètre.

La Thèse est adressée pour contribuer à l'enrichissement des modèles proposés jusqu'à présent et exposer notre point de vue à travers la discussion des divers travaux et concepts sa la base d'une nouvelle approche qu'on appelle : Méthode de la Conduite de Référence Connue (MCRC), qui est la suite des travaux de Pr. Zeghadnia L (2014).

Pour pouvoir bien exposer notre travail, nous avons divisé la thèse en 04 chapitres après une introduction générale qui expose une recherche bibliographique. Les chapitres sont structurés comme suit:

- Le premier chapitre intitulé « *Etat de connaissance des différents types et principes d'écoulement dans les canaux d'assainissement* », représente une présentation générale des différents concepts et notions nécessaires avec un focus sur l'aspect hydraulique du réseau d'assainissement,
- Le deuxième chapitre intitulé : « *Etablissement de l'écoulement uniforme* » des différents concepts du régime uniforme sont expliqués pour résoudre la majorité des problèmes des conduites et canaux écoulant à ciel ouvert comme son titre l'indique; Les plus célèbres formules comme celles de Chézy et celle de Manning ont été

inventoriées raffinées, avec une confrontation entre des avantages et inconvénient selon une recherche bibliographique consistante.

- Pour le troisième chapitre intitulé : « **Contribution à la conception des paramètres du système de collecte à l'aide de: la Méthode de Conduite de Référence Connue (MCRC)** » représente un développement d'une nouvelle méthode de calcul d'un réseau d'égout pluvial en fonction d'une conduite de référence connue (MCRC), et ceci est applicable pour deux cas selon la disposition du système de drainage du bassin versant (en série et en parallèle), avec des conduites pleines et partiellement remplis.

Le calcul de la vitesse d'écoulement, du diamètre de la conduite et du rayon hydraulique devient aisé, directement pour tous ces paramètres et dans des cas différents avec des taux de remplissage égaux à celui des conduites de référence. Nous avons aussi montré qu'il existe une relation entre les paramètres des conduites en amont et celles en aval, et ce pour les conduites pleines et partiellement remplies, ce qui affecte la conception des conduites;

- Le quatrième chapitre intitulé « **Contribution au calcul explicite de l'écoulement uniforme par la méthode d'inversion de Lagrange** »

Ce chapitre représente une contribution à l'amélioration des résultats présenté par Lamri et al (2022) à travers une discussion acceptée par le journal : Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, ISSN 0733-9437 et ce suite aux différentes erreurs relevées grâce à une analyse approfondie des résultats.

Les auteurs de l'article original ont proposé de nouvelles équations explicites pour la perte de charge et la profondeur normale pour les larges sections rectangulaires et triangulaires du canal ouvert en utilisant l'équation de Colebrook-White et le théorème d'inversion de Lagrange.

Et enfin, la thèse est clôturée par une conclusion générale qui représente une synthèse des résultats obtenus dans les différents chapitres.

Pour toutes les discussions et dans tous les chapitres, notre attention se portera uniquement sur les écoulements permanents uniformes.

Chapitre I : Etat de connaissance des différents types et principes d'écoulement dans les canaux d'assainissement.

I.Introduction :

Le modèle du réseau d'assainissement qui est actuellement utilisé dans le monde, consiste en un ensemble de conduites, liées entre elles, parcourant sous terre les zones urbanisées et communiquant avec la surface par des ouvrages tels que les branchements, les avaloirs et les bouches.

La fonction du réseau d'assainissement urbain consiste à recueillir les effluents produits dans la ville et à les transporter vers la station d'épuration et, après traitement (pour les eaux usées), à les déverser dans le milieu naturel. Le transport des eaux par la technique du réseau se fait, en général, par voie gravitaire (une certaine pente des collecteurs est donc nécessaire). Le fonctionnement hydraulique du réseau d'assainissement est déterminé par trois types d'éléments (Catherine, 1987):

- La nature des eaux à évacuer ;
- Le débit réel à propager à un moment donné ;
- Les débits que les conduites sont capables d'écouler, c'est-à-dire la capacité hydraulique du réseau.

Le fonctionnement hydraulique du réseau n'a été vraiment maîtrisé que depuis une vingtaine d'années, quand les premiers modèles de simulation de la propagation des flux transportés ont été créés. Ainsi de nos jours, le réseau d'assainissement est défini comme un mécanisme, avec une structure et un

mode de fonctionnement, qui est chaque fois représenté par son état physique et par son flux hydraulique, ces deux éléments formant un tout.

I.1. Définition

Un canal est un cours d'eau artificiel, c'est-à-dire fait partiellement ou totalement par l'homme, de section ouverte, navigable ou non.

I.2.1. Types de canaux

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. On distingue deux catégories de canaux (*Graf et Altinakar, 2000*) : (Voir la figure I.1)

- Les canaux naturels : sont les cours d'eau qu'existent naturellement.
- Les canaux artificiels : sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous)terre tels que : les canaux découverts (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts).

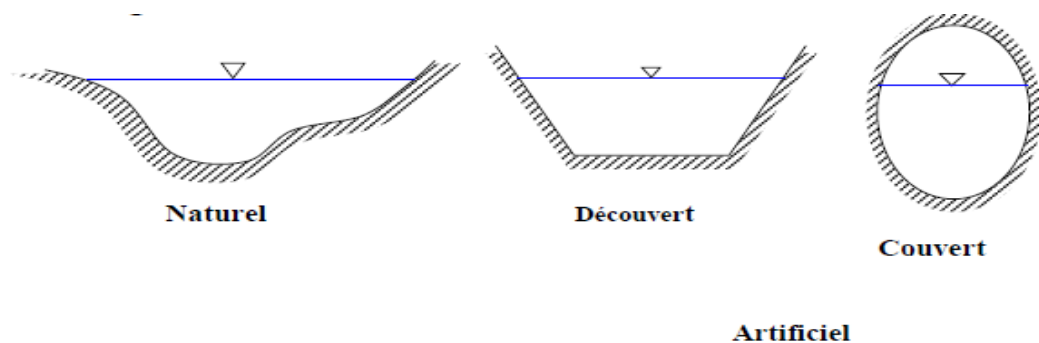


FIGURE I. 1: TYPES DE CANAUX (GRAF ET ALTINAKAR, 2000).

1.2.2. Géométrie des canaux

La section transversale d'un canal est une section plane normale à la direction d'écoulement.

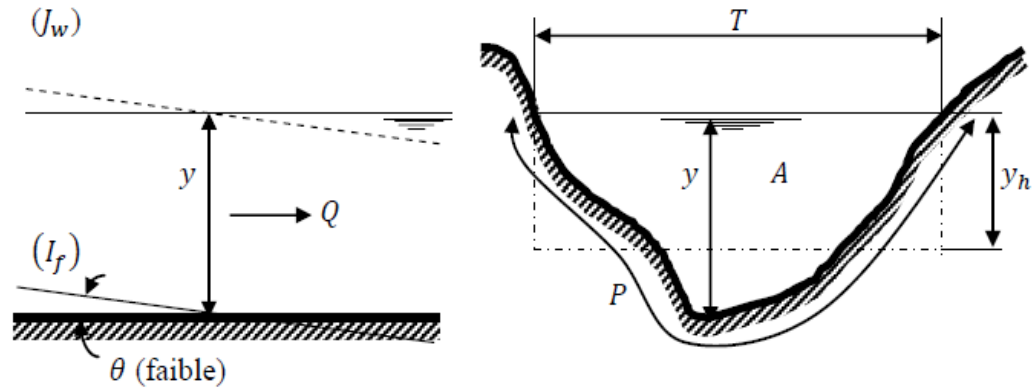


FIGURE I. 2: ELEMENTS GEOMETRIQUE DE LA SECTION

Un canal dont la section ne varie pas et dont la pente longitudinale et la rugosité restent constantes, la hauteur d'eau pouvant cependant varier, ce canal est alors appelé canal prismatique ; sinon on l'appelle canal non prismatique. A part les variables géométriques d'une section, l'étude hydraulique des canaux prend également en considération les pentes longitudinales du canal, en l'occurrence :

- La pente de fond du canal, I_f
- La pente piézométrique ou pente de la surface libre J_w ,

La valeur de la pente de fond dépend entièrement de la topographie et la constitution du terrain. Cette pente généralement faible, peut être exprimée par

$$I = \tan \theta = \sin \theta,$$

Où :

θ : est l'inclinaison de la pente ;

- La section ou surface mouillée A , est la portion de la section transversale occupée par le liquide. Les éléments géométriques d'une section mouillée A , sont les suivants : (Graf et Altinakar, 2000).

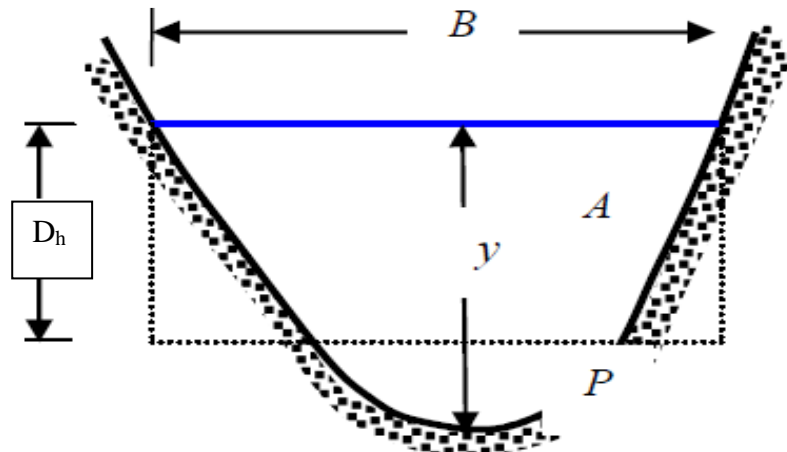


FIGURE I. 3: ELEMENTS GEOMETRIQUES DE LA SECTION (GRAF ET ALTINAKAR, 2000).

- **Le périmètre mouillé P** : est la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et le lit y compris les parois, mais ne comprenant pas la surface libre.
- **Le rayon hydraulique R_h** : est le quotient de la surface mouillée A et du périmètre mouillé P , Donc :

$$R_h = \frac{A}{P} \quad (1.1)$$

- **La largeur superficielle ou largeur au miroir, B** : est la largeur du canal au niveau de la surface libre. $B = \frac{dA}{dy}$
- **La profondeur hydraulique ou tirant d'eau** : on appelle profondeur d'eau la hauteur d'eau au-dessus du point le plus bas de la section perpendiculaire à l'écoulement. On la dénote souvent par « h » ou « y ».
- **Largeur au radier** : elle est la largeur de la section mouillée au niveau du fond du canal, représentée par b.
- **Pente d'un canal** : on définit la pente d'un canal (i_0) comme étant la tangente de l'angle d'inclinaison du lit par rapport à l'horizontale.
- **Le diamètre hydraulique** :

$$D = 4Rh = 4 \frac{A}{P} \quad (1.2)$$

- **Canal prismatique** : un canal prismatique est un canal dont la pente et la géométrie de la section restent constantes dans la direction longitudinale du canal.

Lorsqu'une de ces conditions n'est pas respectée, le canal est dit non prismatique.

- **Débit dans une section du canal Q** : Le débit Q (m³ /s) est le volume d'eau qui traverse une section droite par unité de temps.

- **La vitesse moyenne V (m/s)** : est le rapport du débit Q par la section mouillée

$$V = Q / A \quad (1.3)$$

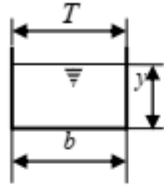
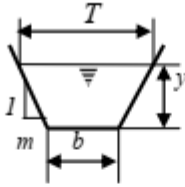
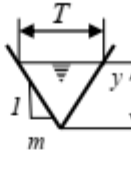
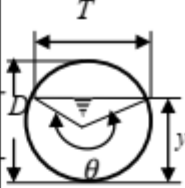
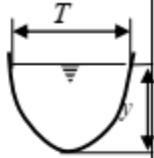
- **Répartition de la pression** :

Pour un écoulement uniforme, lorsque la vitesse moyenne V est constante et les lignes de courant sont sensiblement rectilignes, la répartition de la pression est hydrostatique dans la section droite du canal.

Pour un écoulement non uniforme, à courbure convergente ou divergente, il existe une accélération qui provoque une force d'inertie. La répartition de la pression n'est plus hydrostatique. Pour un courant extérieurement concave, la force centrifuge augmente les pressions ; pour un courant convexe, cette force diminue les pressions. Dans le dernier cas, elle peut même les rendre inférieures à la pression atmosphérique.

Le tableau I.1 donne les formules des éléments géométriques pour cinq (05) différents types de sections de canaux. Certains cours d'eau naturels ont une forme géométrique assez irrégulière, mais peuvent toutefois être approximés par des sections trapézoïdales ou paraboliques.

TABLEAU I. 1: ELEMENTS GEOMETRIQUES POUR DIFFERENTES SECTIONS DE CANAUX. (W. H. GRAF & M. S. ALTINAKAR, 2000)

| Forme du canal |  |  |  |  |  |
|------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| Paramètres géométriques | | | | | |
| Section mouillée A | by | $(b+my)y$ | my^2 | $\frac{1}{8}(\theta - \sin\theta)D^2$ | $\frac{2}{3}Ty$ |
| Périmètre mouillée P | $b + 2y$ | $b + 2y\sqrt{1 + m^2}$ | $2y\sqrt{1 + m^2}$ | $\frac{1}{2}\theta D$ | $T + \frac{8}{3}y^2 *$ |
| Rayon Hydraulique R_h | $\frac{by}{b + 2y}$ | $\frac{(b + my)y}{b + 2y\sqrt{1 + m^2}}$ | $\frac{my}{2\sqrt{1 + m^2}}$ | $\frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right)$ | $\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2} *$ |
| Largeur au miroir T | b | $b + 2my$ | $2my$ | $\frac{D(\sin(\theta/2))}{2\sqrt{y(D - y)}}$ ou | $\frac{3A}{2y}$ |
| Profondeur hydraulique y_h | y | $\frac{(b + my)y}{b + 2my}$ | $\frac{y}{2}$ | $\frac{D}{8} \left(\frac{\theta - \sin\theta}{\sin(\theta/2)}\right)$ | $\frac{2}{3}y$ |

II. Les écoulements dans les canaux

Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels sont des écoulements à surface libre. Cet écoulement présente par définition la particularité de comporter une surface libre en contact avec l'air, généralement soumise à la pression atmosphérique (Carlier, 1986).

L'écoulement à surface libre est dû à la pente du fond du canal et non, comme les conduites (en charge) à la différence de charge entre deux sections.

II.1. Classification des écoulements (Figure I.5)

Les écoulements à surface libre peuvent être classés suivant la variation de la profondeur d'écoulement et de la vitesse en fonction du temps et de l'espace.

II.1.1. Variabilité dans le temps

- Le mouvement est permanent (ou stationnaire) si la vitesse moyenne V de l'écoulement et la profondeur y restent invariables dans le temps en grandeur et en direction, c'est-à-dire qu'ils sont uniquement en fonction des coordonnées spatiales :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = 0, \frac{\partial y}{\partial t} = 0, \frac{\partial V}{\partial t} = 0 \quad (1.4)$$

Par conséquent, le débit est constant. La vitesse moyenne V de l'écoulement est liée au débit Q par la relation :

$$Q = VA \quad (1.5)$$

D'un autre côté, l'écoulement dans un réseau d'égout pluvial est non permanent lors d'évènements pluvieux, autrement dit, les caractéristiques d'écoulement varient avec le temps :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \neq 0, \frac{\partial h}{\partial t} \neq 0, \frac{\partial V}{\partial t} \neq 0 \quad (1.6)$$

- Le mouvement est non permanent dans le cas contraire. Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins les variations temporelles sont, dans certains cas, suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme une succession de régime permanent. On peut alors définir ainsi le régime quasi-permanent.

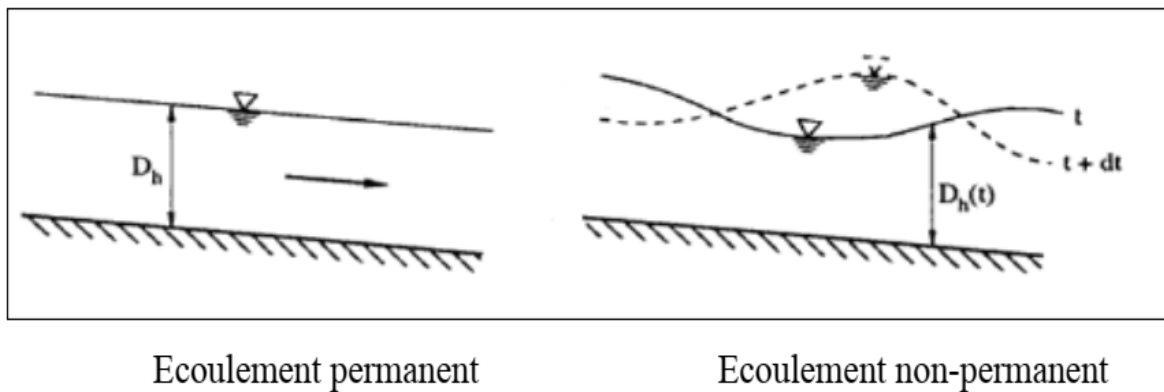


FIGURE I. 4: SCHEMA DES ECOULEMENTS PERMANENT ET NON PERMANENT (GRAF ET ALTINAKAR, 1993).

II.1.2. Variabilité dans l'espace

-Le mouvement est uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente du fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre.

- Le mouvement est non-uniforme ou varié si les paramètres caractérisant l'écoulement changent d'une section à l'autre. La pente de la surface libre diffère de celle du fond. Un écoulement non-uniforme peut être accéléré ou décéléré suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens du mouvement.

- Lorsque le mouvement est graduellement varié, la profondeur ainsi que les autres paramètres varient lentement d'une section à l'autre.
- Lorsque le mouvement est rapidement varié, les paramètres caractérisant l'écoulement changent brusquement sur une courte distance.

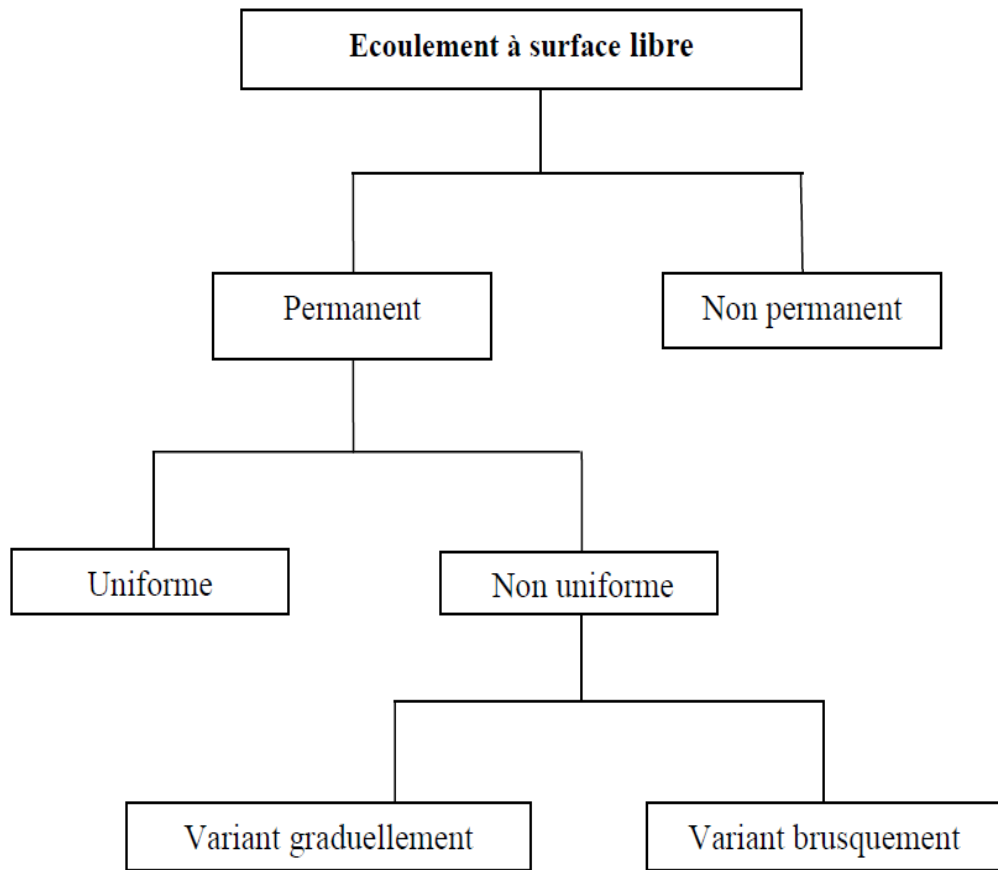


FIGURE I. 5: CLASSIFICATION DES ECOULEMENTS

II.2. Régimes d'écoulement

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre engendre les forces suivantes :

- Forces d'inertie ;
- Force de pression ;
- Forces de gravité ;
- Forces de frottement (Viscosité et rugosité).

Pour l'étude hydraulique des canaux, on définit habituellement les nombres adimensionnels suivants :

II.2.1. Nombre de Froude

Le nombre de Froude (Fr), de l'hydrodynamicien anglais William Froude, est un nombre adimensionnel qui caractérise dans un fluide l'importance relative

des forces liées à la vitesse et à la force de pesanteur. Les ondes se propagent en eau peu profonde, leur célérité est donc :

$$(Fr)^2 = \frac{BQ^2}{gA^3} \quad (1.7)$$

Avec :

- B étant la largeur du plan d'eau du canal.

Dans un cours d'eau et dans les canaux ouverts, le nombre de Froude correspond au rapport entre la vitesse de l'écoulement et la vitesse des ondes de surface.

Quand l'écoulement s'effectue dans une section rectangulaire, l'expression du nombre de Froude est donnée par la relation suivante :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g y_h}} \quad (1.8)$$

Où V est la vitesse moyenne de l'écoulement, g est l'accélération de la pesanteur et $y_h = A/B$ est la hauteur hydraulique d'écoulement.

Le rôle du nombre de *Froude* est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- Ecoulement fluvial : $Fr < 1$.
- Ecoulement critique : $Fr = 1$.
- Ecoulement torrentiel : $Fr > 1$.

II.2.2. Nombre de Reynolds

Le nombre de Reynolds (Re), est un nombre sans dimension utilisé en mécanique des fluides. Il a été mis en évidence en 1883 par Osborne Reynolds. Les écoulements à surface libre, de même que les écoulements en charge, sont

caractérisés par le nombre de Reynolds, qui exprime l'action des forces de viscosité.

Un écoulement est dit laminaire (ou tranquille) lorsque les filets liquides qui le composent sont tous droit et parallèles entre eux. Inversement, un écoulement est dit turbulent lorsque les filets d'eau ont tendance à s'entrechoquer dans des tourbillons de distribution aléatoire, générant une agitation interne. Ces deux régimes sont séparés par un régime de transition pour différencier les régimes d'écoulement entre eux, Reynolds a développé un nombre adimensionnel qui porte son nom : le Nombre de Reynolds.

Le passage d'un régime à l'autre dépend de la valeur d'un paramètre adimensionnel, le nombre de *Reynolds*. Celui-ci est par définition le rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité, et s'écrit :

$$R = \frac{VD_h}{\nu} \quad (1.9)$$

Où :

V : Est la vitesse moyenne de l'écoulement,

D_h : Est le diamètre hydraulique,

ν : Est la viscosité cinématique du liquide en écoulement.

Le rôle du nombre de *Reynolds* R est de permettre le classement des écoulements comme suit (Hager, 2007) :

- Ecoulement laminaire : $R < 2300$
- Ecoulement turbulent : $R \geq 2300$

Les expériences avec différents canaux artificiels montrent que l'écoulement est turbulent dès que le nombre de *Reynolds* atteint des valeurs de 2000 (Chow, 1959), (Graf et Altinakar, 2000).

Par conséquent, les effets du nombre de *Reynolds*, et du nombre de *Froude*, donnent quatre régimes d'écoulement :

- Fluvial – laminaire $F < 1$; $R < 500$
- Fluvial – turbulent $F < 1$; $R > 2000$
- Torrentiel – laminaire $F > 1$; $R < 500$
- Torrentiel – turbulent $F > 1$; $R > 2000$

Une relation profondeur / vitesse, tirée des expériences par *Robertson* et *Rouse*, est donnée à la figure suivante pour des canaux rectangulaires très larges (*Graf* et *Altinakar*, 2000),

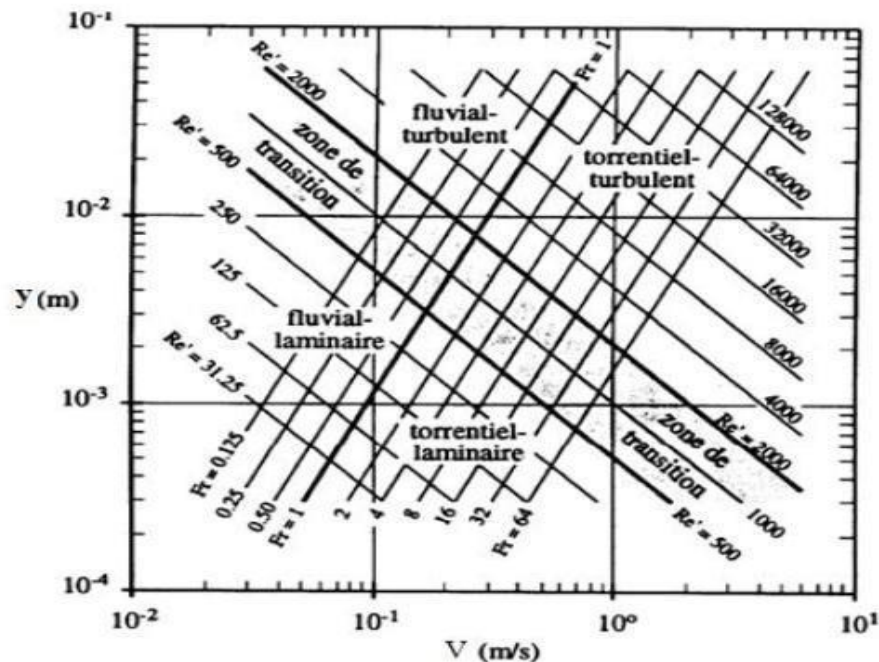


FIGURE I. 6: LES QUATRE REGIMES D'ECOULEMENT (GRAF ET ALTINAKAR, 2000).

III. Principes de base :

La très grande majorité des problèmes rencontrés lors de la conception des réseaux de drainage urbain peuvent être analysées à l'aide des trois grands principes de conservation suivants :

- Conservation de la masse (continuité)
- Conservation de la quantité de mouvement
- Conservation de l'énergie.

III.1. Principe de la conservation de la masse (de continuité) :

Ce principe fut énoncé dès l'antiquité par Lucrèce (99-55 av. J-C) et démontré par les pionniers de la chimie et de la physique moderne (Beaudry. JP, 2010).

Dans sa forme la plus simple, le principe de continuité exprime la conservation de masse et l'équation de base est la suivante :

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = \sum Q_e - \sum Q_s \quad (1.10)$$

Tel que :

ΔS : est le changement de stockage m³,

Δt : est l'intervalle de temps en sec,

Q_e : est le débit moyen entrant m³/s,

Q_s : est le débit moyen sortant m³/s.

En assumant un écoulement permanent l'équation de continuité indique alors simplement que la somme des débits entrant est égale à la somme des débits sortant du volume de contrôle :

$$\sum Q_e = \sum Q_s \quad (1.11)$$

On obtient alors l'équation de continuité dans sa forme la plus simple :

$$Q = vS \quad (1.12)$$

Tel que :

Q : est le débit en m³/s,

v : est la vitesse moyenne en m/s,

S : est la section d'écoulement en m².

III.2. Principe de la quantité de mouvement :

Se dérive à partir de la deuxième loi de Isaac Newton, se dénier fut le premier à formuler les trois lois fondamentales de la dynamique (Beaudry JP, 2010). Selon Newton la somme des forces externes agissant sur une masse de liquide est égale au taux de changement dans la quantité de mouvement linéaire de cette masse :

$$\sum F_{ext} = \frac{d(mv)}{dt} \quad (1.13)$$

Tel que :

ΣF_{ext} : la somme de forces extérieures.

mv : la quantité de mouvement.

L'équation d'onde dynamique qui en résulte, couplée avec l'équation de continuité sous sa forme complète, forment les équations de Saint-Venant qui les développa en 1871.

Ces équations définissent un écoulement non permanent graduellement varie et sont utilisées dans différents programmes de simulation comme SWMM (*Storm water Management Model*).

III.3. Principe de la conservation d'énergie :

Jugé très important pour analyser l'écoulement en réseau, ce sont les lignes du gradient hydraulique et du gradient d'énergie, séparées verticalement par le terme de vitesse $V^2/2g$. Dans le cas d'un écoulement à surface libre, la ligne du gradient hydraulique (piézométrique) correspond à la surface de l'écoulement.

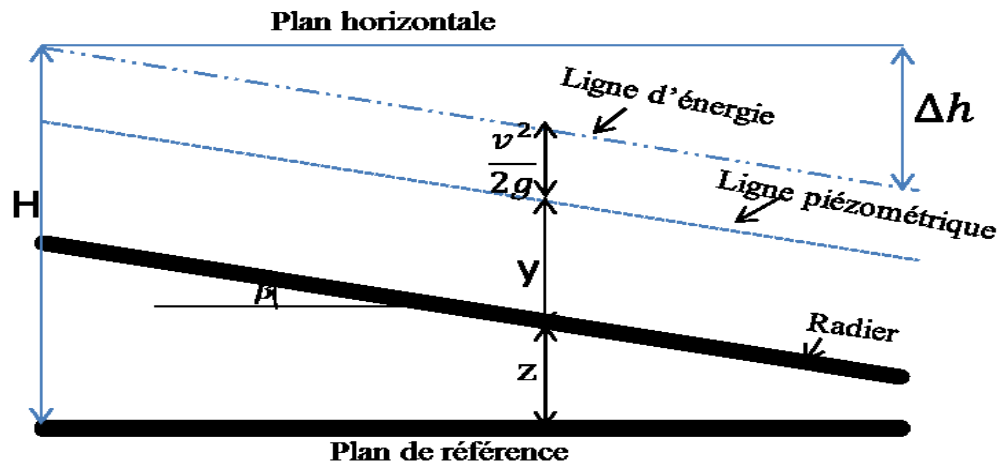


FIGURE I. 7: DEFINITION DES TERMES POUR L'ENERGIE TOTALE DANS UN CANAL OUVERT OU UNE CONDUITE NE COULANT PAS PLEINE.

$$H = z + y \cos \beta + \frac{v^2}{2g} \quad (1.14)$$

IV. Profondeur normale (équation de Manning) :

La profondeur normale est simplement définie comme la profondeur correspondant à un écoulement uniforme avec un débit constant (écoulement uniforme permanent). La profondeur normale est en fonction du débit, des dimensions, du type de canalisation (Rugosité) et de la pente. Sa valeur peut être calculée à l'aide de l'équation de Manning (Show, 1959 ; French, 1985) :

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} i^{1/2} \quad (1.15)$$

Où :

R_h : Le rayon hydraulique en m ;

n : coefficient déterminant l'état interne de la paroi de la conduite

en $\frac{s}{m^{1/3}}$;

i : la pente de la conduite ;

V : la vitesse d'écoulement en m/s.

Cette profondeur peut être calculée par le biais des méthodes itératives ou graphiquement (Chow 1959), (MTQ, 1995) qui sont basées sur l'hypothèse que la valeur de coefficient de Manning « n » ne varie pas avec la profondeur, or que certaines mesures ont estimé une variation de ce coefficient en fonction de la profondeur, et qu'elle est plus grande de 29% pour le cas d'une section pleine (ASCE/WEF, 1992), (Camp, 1946), (Steven F, 2010).

V. Conclusion :

Un réseau d'assainissement est une structure qui assure l'évacuation des eaux sales par voie hydraulique de façon automatique (évacuation gravitaire). L'aspect hydraulique du réseau a été accentué avec le temps afin d'améliorer les performances de fonctionnement automatique du réseau. La bonne connaissance de toutes les caractéristiques d'écoulement et les lois qui les conviennent, conduisent à dimensionner au plus juste les canalisations et limite ainsi les dépenses.

Chapitre II : Etablissement de l'écoulement uniforme

I. Introduction :

Les écoulements dans les canaux naturels (rivière) et artificiels (irrigation, Assainissement) sont, dans la plupart des cas, des écoulements à surface libre. La surface libre est l'interface entre l'air et l'eau. La pression y est égale le plus souvent à la pression atmosphérique. L'écoulement peut être uniforme ou non uniforme, permanent ou non permanent, turbulent ou même laminaire. Les écoulements permanents et non uniformes où les variations dans l'espace et dans le temps sont tellement faibles que localement tout se passe comme si l'écoulement était permanent uniforme.

L'écoulement uniforme peut être soit en régime laminaire soit en régime turbulent, mais il se produit sous de grandes vitesses. a vitesse élevée, l'écoulement uniforme est instable et il est le siège d'un fort entrainement d'air.

Dans les canaux ouverts, l'écoulement uniforme se développe lorsque les forces de résistance, proportionnelles à la vitesse moyenne, V et s'opposant à l'écoulement, sont équilibrées par les forces de gravité. Lorsqu'un écoulement entrant dans un canal s'effectue de façon lente, la vitesse et par conséquent la résistance à l'écoulement sont faibles. Les forces de gravité sont alors prédominantes et l'écoulement subit alors une accélération depuis l'amont. La vitesse ainsi que la résistance augmentent au fur et à mesure que l'on se déplace

vers l'aval, jusqu'à ce que les forces de gravité soient équilibrées. A cet instant, l'écoulement uniforme apparaît. La zone sur laquelle s'étend l'écoulement accéléré, et au-delà de laquelle l'écoulement uniforme apparaît, est dite zone de transition. Si la longueur du canal est inférieure à la longueur de la zone de transitoire, l'écoulement uniforme ne peut être atteint.

Plus à l'aval de l'écoulement uniforme, les forces de gravités deviennent de plus en plus prédominantes en raison de l'accélération que subit l'écoulement. L'écoulement uniforme disparaît alors en laissant place un écoulement varié.

La figure II.1 montre l'état d'un écoulement à l'entrée et l'intérieur d'un canal rectangulaire de grande longueur et de différentes pentes géométriques I_f . Celle-ci est comparée à la pente critique I_c .

Lorsque la pente du canal est faible, la zone transitoire se présente sous l'aspect d'ondulations. L'écoulement est uniforme au milieu du canal mais il subit une variation aux extrémités de celui-ci. D'un point de vue théorique, l'écoulement varié tend vers l'écoulement uniforme de manière graduelle et asymptotique. On considère généralement dans la pratique que la profondeur de l'écoulement reste constante si la variation quelle subit n'excède pas 1% de la valeur moyenne de la profondeur normale.

Lorsque la pente du canal, correspond à la pente critique, la surface libre de l'écoulement critique est instable. Des ondulations peuvent se produire au milieu du canal, mais la profondeur oscille autour d'une valeur moyenne et l'écoulement est alors considéré comme étant uniforme.

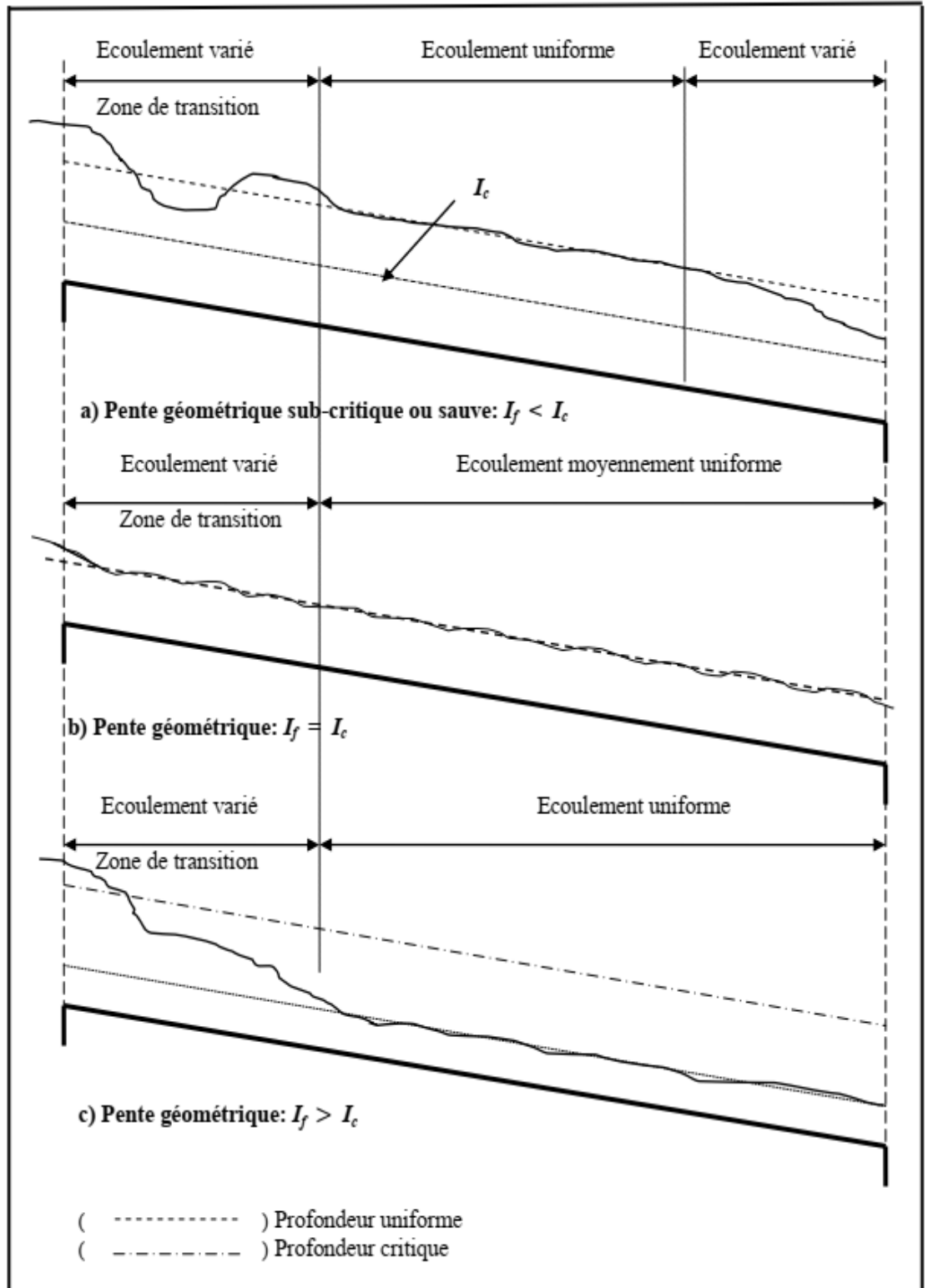


FIGURE II. 1: ETABLISSEMENT DE L'ÉCOULEMENT UNIFORME DANS UN CANAL DE GRANDE LONGUEUR (CHOW, 1973).

Lorsque la pente du canal est supercritique, la surface libre dans la zone transitoire chute de manière graduelle d'un niveau sub-critique à un niveau supercritique. Au-delà de la zone transitoire, l'écoulement devient uniforme.

La longueur sur laquelle s'étend la zone transitoire dépend essentiellement du débit volumique Q entrant dans le canal ainsi que des caractéristiques de celui-ci, telles que la rugosité absolue de ses parois, la pente et la géométrie d'entrée.

II. Notion de l'uniformité :

L'écoulement est uniforme permanent si la profondeur d'eau, h ou D_h , ainsi que les autres paramètres, tels que la vitesse moyenne, le débit, la rugosité et la pente de fond, restent invariables dans les différentes sections du canal le long de l'écoulement. Les lignes de courant sont rectilignes et parallèles et la pression verticale reste hydrostatique. La pente du fond J_f , la pente de la surface libre J_w et la pente énergétique J_e , sont identiques. L'écoulement véritablement uniforme est très rare dans les canaux naturels et assez rare dans les canaux artificiels. L'écoulement uniforme ne s'observe que dans des canaux prismatiques très longs et loin des extrémités (voir Fig. 2.2) amont et aval.

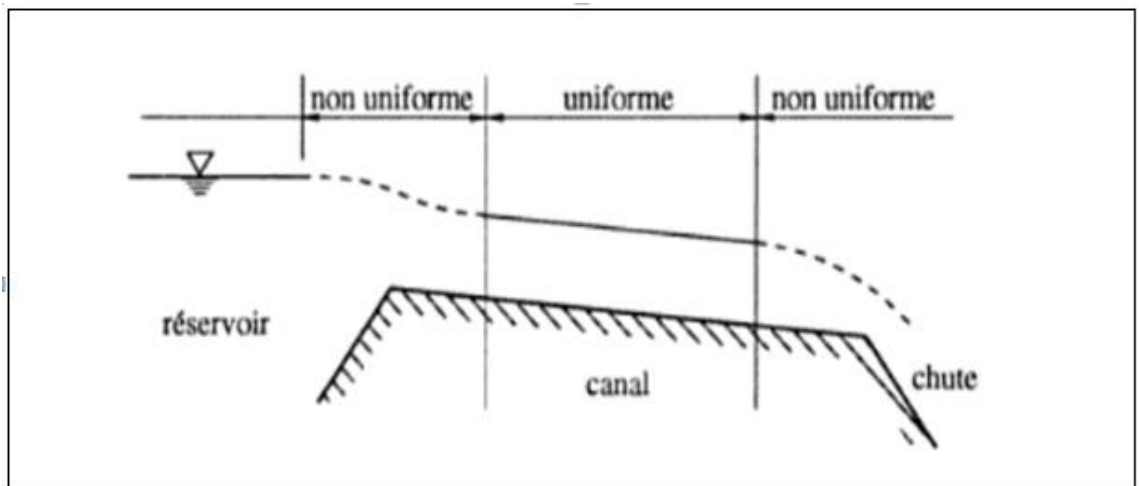


FIGURE II. 2: ECOULEMENT UNIFORME ENTRE DES EXTREMITES.

Lorsque l'écoulement est uniforme et permanent, la section ou surface mouillée, S , reste la même selon x et selon t . L'équation de continuité écrite ainsi :

$$\frac{\partial(US)}{\partial x} + \frac{\partial s}{\partial t} = 0 \quad (2.1)$$

Devient :

$$\frac{d(US)}{dx} = 0 \quad (2.2)$$

Où :

$Q = US$ est, le débit et U la vitesse moyenne.

Le débit reste donc constant :

$$Q = \text{Cte} \quad (2.3)$$

Entre deux sections (voir figure.II.2), on a :

$$S_1 U_1 = Q = S_2 U_2 \quad (2.4)$$

Puis, avec $U_1 = U_2$ et $S_1 = S_2$, on écrit : $Q = US$.

II.1. Equation de mouvement

Soit un canal prismatique (voir fig.II.3). le liquide en mouvement exerce une force de frottement sur les parois :

$$F_F = \tau_0 P dx \quad (2.5)$$

Sous l'action de composantes longitudinales de la force de gravité :

$$F_G = \gamma S dx \sin \alpha = W \sin \alpha \quad (2.6)$$

En écoulement uniforme, il y a équilibre entre ces forces :

$$\tau_0 P dx = \gamma S dx \sin \alpha \quad (2.7)$$

On obtient par conséquent une expression pour :

$$\tau_0 = \gamma \frac{S}{P} \sin \alpha \quad (2.8)$$

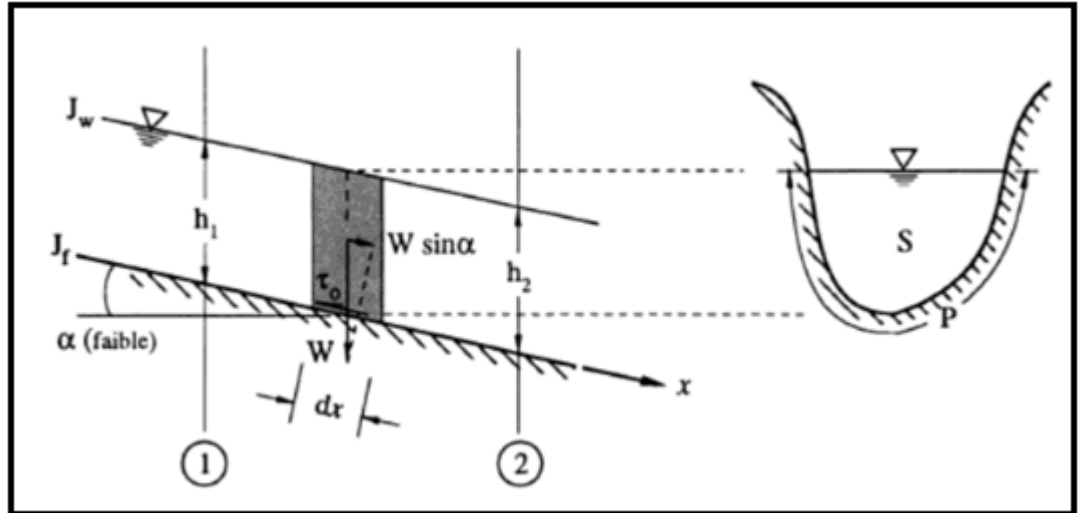


FIGURE II. 3: SCHEMA POUR L'ÉCOULEMENT UNIFORME.

Le quotient de la section mouillée, S, et du périmètre mouillé, P, est le rayon hydraulique, Rh. L'angle, α , est généralement petit ; on peut donc écrire :

$\sin\alpha \cong \tan\alpha = J_f$ L'éq.2.8 devient alors :

$$\tau_0 = \gamma R_h J_f \quad (2.9)$$

τ_0 Étant la tension due aux forces de frottement qui agissent sur la surface (parois).

En hydrodynamique, on définit :

$$\frac{\tau_0}{\rho} = u_*^2 \quad (2.9)$$

Ou u_* est la vitesse de frottement. On peut alors écrire :

$$u_* = \sqrt{g R_h J_f} \quad (2.10)$$

Au lieu de $\tau_0 = \rho u_*^2$, on peut aussi utiliser une définition du coefficient de frottement (Graf et Altinakar, 1991,p.433) qui donne :

$$f = \frac{\tau_0}{\rho U^2/8} = 8 \left(\frac{u_*}{U} \right)^2 \quad (2.11)$$

Par substitution de l'équation (2.11), on obtient :

$$\left(\frac{f}{8}\right) \rho U^2 = \tau_0 = \rho g R_h J_f$$

Ou on écrit différemment :

$$J_f = f \frac{1}{4R_h} \frac{U^2}{2g} \quad (2.12)$$

Celle relation est appelée équation de Weisbach-Darcy (voir Graf & Altinakar, 1991, sect. FR. 2.1 et sect. PP. 2); elle est très utilisée pour les écoulements dans les conduites. Le coefficient f , de frottement (ou de perte de charge) dépend du nombre de Reynolds et de la rugosité relative, mais aussi de la forme de la section.

L'équation de Weisbach-Darcy s'écrit également ainsi :

$$U = \sqrt{8g/f} \sqrt{R_h J_f} \quad (2.13)$$

Expression qu'on trouve fréquemment sous la forme :

$$U = C \sqrt{R_h J_f} \quad (2.14)$$

On l'appelle relation de Chézy, C étant le coefficient de résistance selon Chézy.

II.2. Les formules empiriques :

Les formules empiriques développées par de nombreux auteurs se basent exclusivement sur les résultats d'expériences concrètes. L'expérience menée par la plupart d'entre eux correspond à rechercher la pente à donner à un canal pour obtenir l'écoulement uniforme. En effet, pour cet écoulement uniforme, la pente du canal équivaut à la pente de frottement J .

Ils obtiennent ainsi divers résultats liant les caractéristiques géométriques et hydrauliques des écoulements à cette pente de frottement. Il est donc

intéressant de noter que les formules développées ici l'ont été pour des écoulements uniformes. Néanmoins, les résultats obtenus par l'utilisation de ces formules pour d'autres types d'écoulement ont conduit à admettre leur validité pour tous types d'écoulement (MACHIELS O, 2008).

III. Formulation générale :

La formulation générale des lois empiriques de frottement se base sur la structure de la formule de Chézy dont le développement sera effectué la section suivante. Cette formulation générale lie alors la pente de frottement aux divers paramètres hydrauliques et géométriques influençant le frottement de fond. On obtient ainsi la formulation suivante :

$$V = \alpha J^{1/2} R_h^x \quad (2.15)$$

La pente de frottement est liée aux conditions hydrauliques de l'écoulement par le terme de vitesse lié au rayon hydraulique traduisant la hauteur d'eau. Le rayon hydraulique traduit également l'influence de la forme du lit sur le frottement. Enfin, le coefficient « α » introduit lui dans l'équation l'effet de la rugosité de ce lit. Ce terme de frottement des équations de l'hydraulique prend en réalité en compte une multitude d'effets dus, outre au frottement sur le lit, aux tensions visqueuses ainsi qu'aux tensions turbulentes au sein du fluide.

III.1. Formule de Chézy

La formule de Chézy est la formule "historique" à laquelle la plupart des auteurs font référence, mais à laquelle les praticiens préfèrent des variantes plus précises ou mieux documentées.

La loi qui a servi de base à l'élaboration de la formulation générale des lois empiriques. Cette loi fût développée par Antoine Chézy au 18ème siècle.

Afin de déterminer les sections à donner aux canaux nécessaires à l'alimentation en eau de la ville de Paris, Chézy dut s'intéresser aux phénomènes de frottement et de perte de charge. Il s'est ainsi intéressé au développement de ces pertes pour un écoulement rectiligne permanent et uniforme.

Malheureusement le travail de Chézy n'a pu de voir le jour qu'après 1897, où il a été publié par Herschel aux états unies USA (Biswas, 1970). Un autre chercheur qui s'appelle Du Buat, contemporain de Chézy a arrivé aux mêmes résultats que Chézy mais après quatre ans (04) que les travaux de Chézy ont vus le jour.

Le principe de base de la formule repose sur un équilibre des forces en présence. Supposons un bief élémentaire de longueur ΔS dans lequel l'écoulement est uniforme.

Passons en revue les forces pouvant s'exercer sur l'eau du volume de contrôle de longueur ΔS ci-dessous et sélectionnons celles qui doivent être prises en compte. Il faut noter que La constance de la vitesse moyenne et de la hauteur ne conçoit que si la forme est prismatique.

- Forces de gravité : Les forces de gravité (poids propre de l'eau) doivent- être prises en compte et ce car la gravité est le moteur du mouvement sans elle l'eau ne s'écoule pas ;

Coupe longitudinale

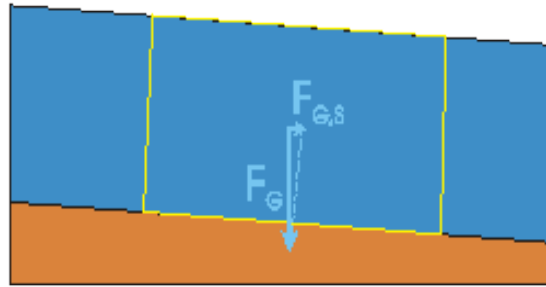


FIGURE II. 4: COMPOSANTE DE LA FORCE DE GRAVITE.

- Forces de pression : Les forces de pression sur les faces du volume de contrôle sont montrées sur la figure suivante:

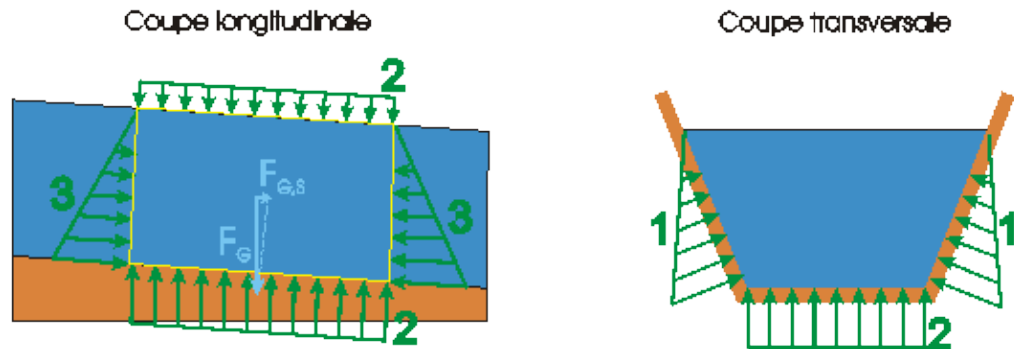


FIGURE II. 5: COMPOSANTE DES FORCES DE PRESSION.

Les forces sur les faces latérales sont les seules forces transversales s'exerçant sur le volume de contrôle et elles ne correspondent à aucun mouvement. Elles sont en équilibre entre elles même et ne 'intervient pas dans la dynamique du système.

La pression atmosphérique à la surface de l'eau et la pression au fond ne sont pas prises en compte, car uniquement les forces qui ont une composante longitudinale et parallèle à l'écoulement ont une influence.

Pour les pressions s'exerçant sur les faces amont et aval du volume de contrôle, vu que la distribution des pressions est hydrostatique, et basant sur l'hypothèse

de l'écoulement uniforme les deux pressions s'annulent (l'une est opposée à l'autre).

- Forces de frottement : C'est une résistance à l'écoulement due au frottement le long des parois ; Le frottement contre les parois s'exerce aussi bien sur le fond (ou le lit de la rivière) que sur les berges.

III.1.1. Développement :

Le théorème de Newton nous apprend que la résultante des forces conduit à une accélération de la masse d'eau :

$$\sum \vec{F} = m \frac{d\vec{v}}{dt} \quad (2.16)$$

Dans le cas de l'écoulement uniforme, le liquide ne subit aucune accélération, car l'écoulement est permanent et la vitesse n'évolue pas dans le temps.

III.1.1.1. Forces de gravité :

Le poids de l'eau du volume de contrôle vaut :

$$F_{G,S_0} = \gamma A \Delta s \quad (2.17)$$

Où :

γ : est le poids volumique. Seule la composante longitudinale doit être prise en compte,

A : surface transversal,

On a défini la pente de fond S_0 :

$$S_0 = \sin \varnothing \quad (2.18)$$

Ce qui permet d'écrire la composante longitudinale sous la forme :

$$F_{G,S_0} = \gamma A \Delta s \sin \varnothing = \gamma A \Delta s S_0 \quad (2.19)$$

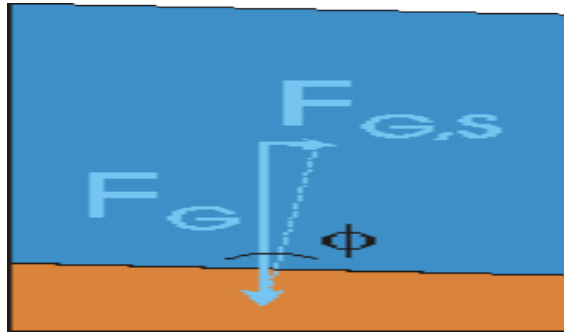


FIGURE II. 6: COMPOSANTE DE LA FORCE DE GRAVITE.

III.1.1.2. Forces de frottement

Quant à la force de frottement, opposée à l'écoulement, elle s'exerce sur toute la longueur du périmètre mouillé P :

$$F_R = \tau P \Delta S \quad (2.20)$$

Où :

τ : est la contrainte de frottement par unité de surface.

Comme le régime est turbulent, cette contrainte est proportionnelle au carré de la vitesse moyenne de l'écoulement :

$$\tau = k V^2 \quad (2.21)$$

Si bien que la force de frottement s'écrit :

$$F_R = \tau P \Delta S = k V^2 P \Delta S \quad (2.22)$$

III.1.1.3. Equilibre des forces

L'équilibre entre la force de gravité, dans le sens de l'écoulement, et la force de frottement, opposée à l'écoulement, s'écrit :

$$k V^2 P \Delta s = \gamma A \Delta s S_0 \quad (2.23)$$

Le rayon hydraulique étant défini, par le rapport de l'aire mouillée au périmètre mouillé :

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.24)$$

On peut donc déduire la formule de Chézy :

$$V = \sqrt{\frac{\gamma}{k}} \sqrt{RS_0} \quad (2.25)$$

Qui s'écrit plus simplement :

$$V = C \sqrt{RS_0} \quad (2.26)$$

On remarquera que cette formulation est bien du type de la formulation générale des lois empiriques avec l'exposant du rayon hydraulique qui vaut « 0,5 » et le coefficient de rugosité qui n'est autre que le coefficient de Chézy.

C : est le coefficient de Chézy, qui dépend de la rugosité des parois.

Il varie de $20 \text{ m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$ pour les rivières très irrégulières et $80 \text{ m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$ pour les canaux aux parois très lisses.

III.1.2.Coefficient de Chézy

Pour pouvoir appliquer cette formule il reste donc à calibrer ce coefficient de Chézy. Pour ce faire, on citera quelques formes des formules habituellement utilisées.

III.1.2.1.Formule de Ganguillet et Kutter (1869):

En 1869, deux ingénieurs suisses, suite à de nombreux relevés principalement sur de grandes rivières, présentent une équation pour décrire le coefficient "C" de l'équation de Chézy. Elle est connue sous le nom de formule de Kutter.

La formule de Ganguillet et Kutter prend également en compte l'influence de la rugosité de paroi (coefficient n) et de la forme du lit mais aussi celle de la

penne de fond par la formule suivante (Robert. L, 2011), (MACHIELS O, 2008):

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{i} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{i}\right) \left(\frac{n}{\sqrt{R_h}}\right)} \quad (2.27)$$

Tel que :

n : Le coefficient de la résistance $\frac{s}{m^{1/3}}$,

i : La pente de la conduite,

R_h : Le rayon hydraulique (m).

III.1.2.2. Formule de Bazin (1897):

La deuxième, énoncée par Bazin, introduit l'influence de la rugosité de paroi (coefficient de Bazin γ) et de la forme du lit (rayon hydraulique) par la formulation suivante :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad (2.28)$$

La formule de Bazin a été développée à l'origine pour de petits canaux, si bien que sa généralisation ne donne pas d'aussi bons résultats que ceux obtenus par la formule de Ganguillet – Kutter (Robert. L, 2011).

Elle a été largement utilisée en Allemagne, en Angleterre, aux U.S.A. et au Québec. Elle peut être présentée sous forme d'abaque ou de tables.

Il faut savoir que la complexité de la seconde n'est pas un gage d'une meilleure précision, que du contraire. Les valeurs des coefficients « γ » et « n » à introduire dans les formules précédentes sont repris sous forme de tables en fonction de la nature des matériaux.

III.2. Formule de Manning

En 1891, un ingénieur irlandais nommé Manning présenta – suite à des expériences -une formule qui, par la suite, a été réduite à la forme que l'on connaît (équation 2.29), (Robert. L, 2011):

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} i^{1/2} \quad (2.29)$$

Où :

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite en m/s,

R_h : Le rayon hydraulique en m,

n : Le coefficient déterminant l'état interne de la paroi de la conduite $\frac{s}{m^{1/3}}$,

i : la pente de la conduite.

Où :

Le coefficient de Chézy a pour valeur :

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \quad (2.30)$$

Cette formulation correspond donc, une fois de plus, à la formulation générale avec un exposant de 0,667 appliqué au rayon hydraulique et un coefficient de la rugosité représenté par l'inverse du coefficient de Manning n.

La formule de Manning peut être utilisée que ce soit pour des conduites circulaires et non circulaires pleines ou partiellement pleines. Cette formule a été dérivée des formules existantes et vérifiée par 170 relevés qui sont tirés principalement des expériences de Bazin (Chow, 1959).

En 1936, le comité exécutif de la ThirdWorld Power Conférence recommande l'utilisation de la formule de Manning à l'échelle internationale (Chow, 1959).

Par la suite, elle est devenue la plus usitée pour le calcul des écoulements

uniformes en canaux ouverts. Les ingénieurs la préfèrent à cause de sa simplicité et de sa facilité d'utilisation.

Plusieurs noms sont associés à la formule de Manning, que ce soit parce qu'ils aient présenté la forme simplifiée ou qu'ils aient obtenu une formule semblable de façon indépendante. Ces noms sont : G.H.L. Hagen en 1876, Philippe--Gaspard Gauckler en 1868 (Chow, 1959).

Strickler en 1923 s'est, quant à lui, concentré sur la détermination du coefficient de Manning ou plutôt du coefficient de Strickler qui n'est autre que l'inverse du premier. Il a ainsi proposé une formule mettant en évidence l'influence de la taille des grains composant la paroi. Il faut noter que cette notion de taille de grain vient du fait qu'il a mené son étude sur des parois en matériaux terreux non cohérents. Il a ainsi formulé la proposition suivante :

$$K = \frac{1}{n} = \frac{26}{d_{35}^{1/6}} \quad (2.31)$$

L'intervention de Strickler pour la détermination de ce coefficient « K » fonction de la rugosité a permis à la formule de Manning de connaître le succès qu'elle a connu et qu'elle continue de connaître aujourd'hui. On retrouvera donc dans la littérature spécialisée les différentes valeurs de « K » propres à chaque situation. La valeur de « K » est ainsi influencée par le type de matériau formant les parois, son état de dégradation, le profil de la section mouillée, le profil global de la rivière, la végétation, ...

À cause de sa simplicité, la formule de Manning peut se transposer en un abaque simple d'utilisation. Pour les sections de géométrie simple, la formule de Manning présentée sous forme de figure permet de calculer directement la profondeur normale d'écoulement.

III.2.1. Les autres formulations empiriques

La formulation de Chézy est à la base des formules empiriques tandis que celle de Manning est celle dont l'utilisation est la plus répandue. Il existe cependant de nombreuses autres formulations empiriques.

Chow (1959) rapporte que Bankhmeteff et Feodoroff ont comparé la formule de Manning, Kutter et Bazin en utilisant les équations de distribution de vitesse. Leurs résultats montrent que la formule de Manning est la meilleure de celles considérées.

On reprend au tableau ci-dessous quelques-unes de ces lois caractérisées par la valeur de l'exposant du rayon hydraulique (Grishanin, 1990).

TABLEAU II. 1: QUELQUES LOIS CARACTERISEES PAR LA VALEUR DE L'EXPOSANT DU RAYON HYDRAULIQUE (GRISHANIN, 1990).

| Auteur | X |
|-------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Gaukler | 0,4 |
| Forchheimer | 0,7 |
| Christen | 0,625 |
| Hagen | 0,714 |
| Tillman | 0.7 |
| Palvosky | avec : $n \in [0.011, 0.04]$ $R_h < 1, \quad x = 1.5\sqrt{n}$ $R_h > 1, \quad x = 1.3\sqrt{n}$ |

III.2.2.Powell (1950) :

Powell (1950) propose une relation de type logarithmique au calcul du coefficient C de Chézy, mais elle se présente sous une forme implicite (Castex L et al, 1963):

$$C = -23.2 \log \left(\frac{1.811C}{R} + \frac{\varepsilon}{R_h} \right) \quad (2.32)$$

Certaines formules ont été dérivées mais elles ont connu une utilisation plutôt restreinte, car elles possédaient souvent une précision moindre que celle de Manning ou Kutter sans être plus simples. Les plus connues sont celles de Bazin (1897), Powell (1950).

Avec :

R : est le nombre de Reynolds,

ε : est la rugosité absolue des parois du canal.

III.2.3.COEFFICIENT DE RUGOSITÉ "n"**III.2.3.1.Variabilité**

L'une des plus grandes difficultés lors de l'utilisation de la formule de Manning ou de Kutter, est la détermination du coefficient de rugosité "n". Pour les deux formules, les coefficients de rugosité "n" sont presque identiques lorsque les pentes sont supérieures à 0,0001 et que les rayons hydrauliques sont compris entre 0,3 m et 10 m. Les coefficients de rugosité "n" sont identiques pour les deux formules lorsque le rayon hydraulique égale 1.0 m. Le coefficient de rugosité "n" est influencé par plusieurs facteurs dont voici une description sommaire :

- **Rugosité du lit et des parois** : La granulométrie du lit du cours d'eau ou de son périmètre mouillé influence le coefficient de rugosité. Plus la granulométrie est grossière, plus la rugosité est élevée.
- **Irrégularités dans le lit** : Les irrégularités dans le fond du cours d'eau telles que les dépressions, les lames de sable occasionnées par l'envasement, l'ensablement ou de l'affouillement dans le cours d'eau. Le matériel transporté dans le fond du cours d'eau par l'écoulement contribue à augmenter la rugosité.
- **Changement dans la section** : Des changements graduels et peu fréquents dans la section du cours d'eau ont peu d'influence sur la rugosité générale du cours d'eau. Par contre, des changements fréquents et brusques influent sur l'écoulement d'une façon équivalente à une augmentation de la rugosité du cours d'eau.

Obstacles : La présence d'obstacles, tels que les grosses pierres, ponceaux, freinent l'écoulement et amènent une augmentation équivalente de la rugosité.

Végétation : La présence de végétation sur les berges (talus) et dans le fond du cours d'eau accroît la rugosité. Lorsque cette végétation est plus basse que la demi-hauteur de l'écoulement, les crues couchent la végétation et ramènent le coefficient de rugosité à un ordre de grandeur de 0,05 à 0,06. Les plantes en période végétative sont plus fortes et résistent mieux à l'écoulement. En période morte, elles sont moins résistantes ; en hiver et au printemps, le coefficient de rugosité peut être plus faible qu'en été.

Rectitude ou sinuosité du cours d'eau : Les méandres et les courbes augmentent la résistance à l'écoulement et amènent une augmentation équivalente de la rugosité. Une courbe raide offre une plus grande résistance à l'écoulement qu'une

courbe longue et régulière. Pour une seule courbe, l'accroissement équivalent est inférieur à 0,003.

Le coefficient de rugosité "n" peut être déterminé selon quatre méthodes :

1. la méthode des facteurs;
2. les tableaux des valeurs typiques;
3. la comparaison avec des cours d'eau dont le coefficient de rugosité "n" est connu;
4. l'utilisation d'équations; et l'approche analytique en fonction de la répartition des vitesses.

III.2.3.2.Méthode des facteurs

Compte tenu de l'influence des différents facteurs, le coefficient de rugosité est évalué en additionnant à la valeur de rugosité du lit, l'influence des autres facteurs, de la façon suivante :

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)n_5 \quad (2.33)$$

n_0 = coefficient dû à la rugosité du lit ;

n_1 = coefficient dû à l'influence des irrégularités ;

n_2 = coefficient dû à l'influence des variations de section ;

n_3 = coefficient dû à l'influence des obstructions ;

n_4 = coefficient dû à l'influence de la présence de végétation ;

n_5 = coefficient dû à la sinuosité du cours d'eau.

Cette méthode est utilisable pour les petits et moyens cours d'eau, mais elle est douteuse pour les grands cours d'eau dont le rayon hydraulique est supérieur à 4,5 m (15 pieds).

III.2.3.3.L'examen des cours d'eau et des canaux

Comme c'est déjà suscité, le coefficient de Manning « n » est populaire et largement utilisé par les investigateurs jusqu'au 21e siècle, l'équation a été dérivée en 1891. Ce « n » dépend principalement de la rugosité de la surface et de facteurs tels que la couverture végétale, l'irrégularité de la section transversale, l'envasement des canaux, l'affouillement, l'obstruction et la profondeur d'écoulement. Les valeurs de « n » pour différentes surfaces rugueuses ont été présentées sous forme de tableau par Chow(1959), (Madan Mohan das, 2008).

Les relevés de nombreux cas où les sections d'écoulement, le débit et les pentes ont été mesurés ont permis de construire des tableaux utilisés par les ingénieurs. Chow (1959), Faskin (1963) et Barnes (1967) présentent les photographies de nombreux cours d'eau, canaux en terre ou bétonnés dont le coefficient de rugosité "n" a été mesuré. L'observation de ces photographies peut donner aux débutants une bonne idée des coefficients de rugosité. Le document de Barnes (1967) fournit des photographies en couleurs et les données détaillées des mesures pour l'estimation des coefficients. Le document de Faskim (1963) fournit des photographies en noir et blanc et les données détaillées des mesures pour l'estimation des coefficients.

III.2.3.4. Formulations :

De nombreux chercheurs ont essayé d'établir une relation entre le facteur "n" et la grosseur des particules formant le lit des cours d'eau, tout particulièrement pour les lits composés de matériel granulaire. Une des formules les plus utilisées est celle de :

Meyer--Peter et Muller (French, 1999) :

$$n = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} \quad (2.34)$$

d_{90} = diamètre des particules dont 90 % sont plus petites (m).

Le National Engineering Handbook -NEH 654- (2008) présente la formule de Strickler (Chang 1988, Chow, 1959) :

$$n = 0.0474d_{50}^{1/6} \quad (2.35)$$

d_{50} = diamètre des particules dont 50 % sont plus petites (m).

Ces formules sont d'intérêt lorsque le matériel du lit est grossier et que la grosseur des particules domine par rapport aux aspérités du fond du cours d'eau.

III.2.3.5. Méthode analytique

Des méthodes analytiques ont été développées pour évaluer le coefficient de rugosité à partir de la distribution de vitesse dans un canal et des aspérités de son périmètre mouillé. Ces méthodes ne sont pas utilisables lors du design et leur intérêt est beaucoup plus de vérifier la validité des lois empiriques comme celle de Manning ou les tableaux existants.

III.2.2.3. Section Complexe D'écoulement :

L'évaluation du coefficient de rugosité "n" et du débit d'un cours d'eau s'écoulant dans une plaine d'inondation (Figure II.7) est plus complexe que dans le cas d'un simple canal possédant une géométrie simple. Dans un tel cas, le cours d'eau présente plusieurs périmètres qui ont des coefficients de rugosité différents. Il suffit de mentionner que le lit de la rivière est en général nu et que les berges sont couvertes d'une végétation plus ou moins abondante.

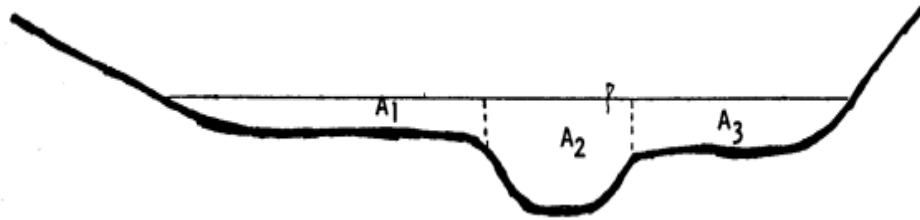


FIGURE II. 7: SECTION D'UN COURS D'EAU EN PERIODE D'INONDATION.

La méthode la plus simple divise le cours d'eau en sections d'écoulement homogène et le débit total est égal au débit de chacune des sections (Figure II.7)

$$Q = V_1 A_1 + V_2 A_2 + V_3 A_3$$

$$Q = \frac{A_1}{n_1} R_{h1}^{2/3} S^{1/2} + \frac{A_2}{n_2} R_{h2}^{2/3} S^{1/2} + \frac{A_3}{n_3} R_{h3}^{2/3} S^{1/2}$$

Et le coefficient de rugosité moyen "n" est :

$$\bar{n} = \frac{\sum A_i R_{hi}^{2/3}}{\sum \frac{A_i R_{hi}^{2/3}}{n_i}} \quad (2.36)$$

Muplhofer propose de substitué l'équation précédente par la formule suivante (Madan, 2008) :

$$\bar{n} = \left(\frac{\sum P_i n_i}{P_i} \right)^{1/2} \quad (2.37)$$

Chow (1959) et Madan (2008) ont présenté d'autres méthodes d'évaluation qui sont semblables à celle-ci.

IV. Les formules modernes

Afin de se rapprocher des phénomènes physiques réels qui se trouvent derrière les termes de frottements, l'école de l'université de Göttingen (Allemagne) s'est attachée à la recherche d'un développement théorique de ces termes. Ainsi, sous la direction de Prandtl, de grands noms de l'hydraulique tels Blasius, Nikuradse ou encore Von Karman se sont attachés à décrire les phénomènes de frottement. L'ensemble de leurs développements tend à déterminer la valeur d'un nouveau coefficient de frottement « f ». Ce coefficient sera alors exprimé comme une fonction, parfois complexe, du nombre de Reynolds et de la caractéristique de rugosité. On voit donc, cette fois, une prise en compte de l'état de l'écoulement. Cette approche semble ainsi plus rigoureuse que l'approche faite par les lois empiriques. Afin de ramener le coefficient de frottement à la pente de frottement, utile pour l'insertion du frottement dans les équations traditionnelles, on se rappellera de l'équation générale des pertes de charge (relation de Darcy-Weisbach), (MACHIELS O, 2008) ,(Zeghadnia et al, 2019) :

$$J = \frac{f V^2}{D 2g} \quad (2.38)$$

Dans cette formule le « D » représente le diamètre de la conduite étudiée. En effet, les études réalisées par l'école de Prandtl n'ont pas eu lieu sur des écoulements à surface libre mais bien sur des écoulements de conduite. Cependant, on généralisera les équations obtenues aux cas des écoulements à surface libre en remplaçant, dans l'équation ci-dessus, le diamètre des conduites par quatre fois le rayon hydraulique.

$$D = 4R_h \quad (2.39)$$

On a ainsi, pour les écoulements à surface libre qui nous intéressent, la relation de Darcy-Weisbach suivante :

$$J = \frac{fV^2}{8R_h g} \quad (2.40)$$

Dans la suite, nous allons reprendre les différentes formulations qui ont été émises pour le calcul du coefficient de frottement. On notera que la gamme d'utilisation de chacune de ces formulations est définie par un état de l'écoulement (laminaire ou turbulent) et un état de rugosité des parois (lisse, rugueux ou transitoire).

Pour l'écoulement dans des canaux ouverts :

| | |
|--------------------|--------------------|
| $R_e < 500$ | Régime Laminaire |
| $R_e > 2000$ | Régime turbulent |
| $500 < R_e < 2000$ | Régime transitoire |

Rappelons que le nombre de Reynold est la mesure des effets relatifs des forces d'inertie sur les forces visqueuses.

IV.1. Régime laminaire

Commençons ainsi par la formulation valable en régime laminaire, bien que cette formulation nous soit peu utile. En effet, les écoulements à surface libre traditionnels ne sont pratiquement jamais laminaires. Cependant, dans un souci de description complète des phénomènes de frottement dans les écoulements on reprend ici la formule développée par Poiseuille :

$$f = \frac{64}{Re} \quad (2.41)$$

La caractéristique principale de cette formulation est qu'elle ne dépend que de l'état d'écoulement. En effet, tant que le régime est laminaire, la rugosité n'aura pas d'effet sur le filet fluide. Ainsi cette formule est valable quel que soit l'état de rugosité des parois.

IV.2. Régime turbulent lisse

Ensuite nous passons au régime turbulent ; L'état de rugosité va avoir une influence sur les caractéristiques de frottement. On commencera donc par la formulation valable pour les parois lisses. C'est Prandtl lui-même qui s'est intéressé au cas des parois lisses. Il a ainsi développé les notions importantes de turbulence qui sont : la couche limite, la tension de frottement, la longueur de mélange ou la vitesse de frottement. C'est sur base de ces notions qu'on obtient finalement l'expression du coefficient de frottement, appelée formule de Prandtl-Von Karman (Carlier):

$$\sqrt{\frac{1}{f}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (2.42)$$

On remarquera une fois de plus l'indépendance de la formule à la rugosité de paroi. Cela provient du fait que cette formule est applicable pour des

écoulements sur parois lisses. Ainsi, la rugosité de ces parois est négligeable par rapport à la hauteur de couche limite laminaire de l'écoulement. On remarquera ensuite que la formulation proposée par Prandtl est implicite. Sa mise en œuvre est donc mal aisée.

Pour pallier à ce fait, Blasius a proposé une formulation explicite du frottement des écoulements turbulents sur parois lisses :

$$f = \frac{0.223}{R_e^{0.25}} \quad (2.43)$$

Cette relation est applicable pour l'écoulement turbulent pratiquement lisse en conduite sous pression et dont la représentation graphique diagramme de Moody - se traduit par une droite dans le système d'axes de coordonnées logarithmiques. Tous les auteurs s'accordent à dire que la relation de Blasius ne serait valide que si le nombre de Reynolds R est compris entre 750 et $2,5 \cdot 10^4$. Cette restriction sur la valeur du nombre de Reynolds R pourrait constituer une sérieuse contrainte dans son emploi, étant donné que, dans la plupart des cas pratiques, les valeurs de Reynolds sont nettement supérieures à $2,5 \cdot 10^4$ (Zeghadnia, 2007).

IV.3.Régime turbulent rugueux

Le régime turbulent rugueux est défini par un rapport limite entre le nombre de Reynolds et la rugosité relative de la paroi. En effet, l'action de la rugosité sur l'écoulement va dépendre essentiellement de son état. Ainsi, plus l'écoulement est turbulent et le nombre de Reynolds élevé, plus la couche limite laminaire, qui se développe aux parois, sera arrachée et plus la rugosité aura un effet important sur l'écoulement.

Pour certains auteurs on considérera un régime turbulent rugueux lorsque le nombre de Reynolds sera supérieur à la limite suivante (MACHIELS O, 2008):

$$Re = 560 \frac{D}{k} = 2240 \frac{R_h}{K} \quad (2.44)$$

Dans cette formulation « k » représente la hauteur des aspérités et est rapporté au diamètre de la conduite pour former la rugosité relative. C'est à Nikuradse s'est intéressée à la rugosité des conduites en collant sur une paroi lisse une couche de grains de sable calibrés. Il créa ainsi des rugosités homogènes dont les caractéristiques lui étaient parfaitement connues. Le succès de cette expérience fait qu'aujourd'hui encore on ramène généralement un état de rugosité complexe à une hauteur de rugosité de Nikuradse équivalente (Zeghadnia et al, 2019).

Pour d'autres, il suffit de fixer un écart entre le régime plein de turbulence ou rugueux et celui de transition (Zeghadnia, 2007) :

$$f(Re, k/D) = 1.5\% f(Re, \varepsilon/D) + f\left(\frac{k}{D}\right) \quad (2.46)$$

Les expériences ainsi menées par Nikuradse lui ont permis de développer l'équation suivante de détermination du coefficient de frottement pour les écoulements en régime turbulent rugueux :

$$\sqrt{\frac{1}{f}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.7D} \right) = -2 \log \left(\frac{K}{14.8R_h} \right) \quad (2.47)$$

On remarquera cette fois une indépendance vis-à-vis du nombre de Reynolds et donc de l'état de l'écoulement. Cela provient du fait de l'applicabilité de cette formule aux seuls écoulements turbulents rugueux. Pour ce type d'écoulement l'importance des termes d'inertie fait que seule la rugosité de paroi intervient

sur le frottement. Cette indépendance vis-à-vis du nombre de Reynolds a déjà été mise en évidence lors de l'établissement des lois empiriques.

IV.1.4.Régime de transition

Il ne nous reste qu'à définir le régime intermédiaire aux régimes turbulents, lisse et rugueux. C'est à Colebrook que l'on doit une formulation en accord suffisant avec les observations expérimentales. Il a ainsi assuré la liaison entre les deux domaines d'écoulement turbulent en groupant simplement les formules de Prandtl et Nikuradse sous une seule formule :

$$\sqrt{\frac{1}{f}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right) = -2 \log \left(\frac{K}{14.8R_h} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right) \quad (2.48)$$

Pour des valeurs élevées de Reynolds, le deuxième terme devient négligeable et l'on se ramène à la formulation de Nikuradse. De la même manière, pour des valeurs suffisamment faibles du nombre de Reynolds, le premier terme devient négligeable vis-à-vis du second et l'on se ramène à la formule de Prandtl. La jonction entre les différents régimes est donc bien assurée par cette formule qui est de plus en accord avec les résultats expérimentaux. C'est pourquoi cette formule est à présent acceptée comme référence dans les études de frottement. L'inconvénient majeur de cette formulation est, comme pour la formule de Prandtl, son caractère implicite. Certains auteurs se sont donc attachés avec plus ou moins de succès à approcher la formulation de Colebrook par des formulations explicites.

Zeghadnia et al (2019) ont fait un review des différentes formules explicites proposées et celles qui peuvent être ainsi retenues comme approchant

correctement la loi de Colebrook à la base de trois critères : exactitude, couverture du domaine de variation et la simplicité.

IV.2. Influence de la forme

La dépendance de la résistance à l'écoulement de la forme de la section se produit à la suite de changements à la fois dans le rayon hydraulique du canal R_h , et dans la distribution transversale de la vitesse et du cisaillement. Par conséquent, les applications du diagramme de Moody dans l'écoulement en canal ouvert dans lequel le diamètre du tuyau est remplacé par $4R_h$ peuvent ne pas refléter complètement les effets de la forme de la section sur la résistance à l'écoulement.

Kazemipour et Apelt (1979) ont suggéré que deux paramètres sans dimension sont nécessaires pour caractériser les effets de forme sur le coefficient de résistance f :

$$f = F(Re, K_s/R_h, P/B, B/D) \quad (2.49)$$

Dans laquelle « f » désigne « fonction de » ; Nombre de Reynolds ; K_s , = hauteur de rugosité (Strickler) du grain de sable ; R_h = rayon hydraulique ; B = largeur supérieure du canal ; D = profondeur hydraulique ; et P = périmètre mouillé.

Le premier facteur de forme, P/B , est une mesure de l'influence de la distribution de cisaillement sur f ; et le deuxième facteur de forme : B/D , est un aspect de ratio de canal. Utilisations des données de Shih et Grigg (1967) et Tracy et Lester (1961) pour les canaux rectangulaires lisses, Kazemipour et Apelt (1979) ont montré que le facteur de frottement en canal ouvert « f_c » peut

être obtenu directement à partir du coefficient de frottement de la conduite : « f_M » déterminé à partir du diagramme de Moody :

$$f_c = \sigma f_M \quad (2.50)$$

Avec :

$$\sigma = \frac{\psi_1}{\psi_2} = \frac{\left(\frac{P}{B}\right)^2}{\frac{1}{\left(\frac{B}{D}+0.3\right)}+0.9} \quad (2.51)$$

En résumé, les effets de l'instabilité, du nombre de Froude, de la non-uniformité, de la forme de la section transversale et de la concentration et de la disposition des éléments de rugosité, ainsi que du nombre de Reynolds habituel et des effets de rugosité relative, peuvent tous affecter la résistance à l'écoulement en canal ouvert.

IV.3.Confrontation coefficient Manning et Colebrook-white

Les recherches de Prandtl, Nikuradse, Karman, ainsi que d'autres comme Powell (1950) et Crump (1956) ont montré la possibilité d'utiliser les équations universelles adressées pour l'estimation des pertes de charge pour être appliquées aux écoulements à surface libre.

La dépendance de f sur le nombre de Reynolds et la rugosité relative a été discutée par les chercheurs par rapport au diagramme de Moody pour l'écoulement dans des conduites. La dépendance du nombre de Reynolds n'est pas aussi importante dans l'écoulement en canal ouvert, en particulier dans les grands canaux naturels, pour lesquels le nombre de Reynolds est assez grand. Si une conduit à paroi lisse coule en partie à plein dans le régime turbulent lisse, cependant, l'équation de Manning n'est pas directement applicable, car on peut s'attendre à ce que celle de Manning varie avec le nombre de Reynolds

(Henderson 1966) ; Dans ce cas, l'utilisation du « f » de Darcy-Weisbach est préférée ; cependant, la constance du n de Manning sur une large gamme de conditions d'écoulement pour une rugosité limite donnée, en particulier dans les canaux naturels, en fait un outil précieux pour évaluer les effets de la résistance à l'écoulement en canal ouvert (Terry Strum, 2001), bien que Yen (1992a) montre que pour des nombres de Reynolds inférieurs celles dans le cas d'écoulement hydrauliquement rugueux, le « n » de Manning peut toujours être raisonnablement constant, sachant que la plupart des applications d'ingénierie sont turbulentes (Tollner, 2022).

Certains praticiens hydrauliciens préfèrent les équation de Bazin, Manning, Strickler...etc, Ils estiment en effet que l'emploi de ces formules universelles ne présentent guère d'avantage puisque en somme les coefficients - de Bazin, Manning, Strickler - des formules anciennes sont remplacés ici par la hauteur moyenne de la rugosité équivalente dont le choix et la détermination ne sont guère plus commodes (Carlier 1985), et des recherches récentes ont montré que les parois des conduites d'assainissement subissent une formation d'une couche de biofilm (Claire OMS, 2009), (Karlören Guzmán and al 2007),(Guillermo J. Rincón and al 2009) influençant la rugosité et à ce moment nous sommes devant un état de surface et ne pas devant une hauteur d'aspérité, chose qui nous incite en plus de choisir l'opposition d'utiliser les formules universelles au détriment des formules anciennes.

V. Conclusion :

La connaissance du des différents concepts du régime uniforme et primordiale pour résoudre la majorité des problèmes des conduite et canaux écoulant à ciel ouvert. Pour des différents raisons et fins de calcul plusieurs formules empiriques et semi-empiriques peuvent être utilisées. Les plus célèbres sont les formules de Chézy et celle de Manning. Ces deux formules sont très utilisées par les praticiens à cause de leur forme explicite et sont faciles à être utilisées. D'autres auteurs préfèrent le recours à la formule de Colebrook-white –Malgré ça forme implicite qui rend le calcul laborieux - qui montre une aptitude d'être utilisée pour tous le domaine de turbulence. .

Chapitre III : Contribution à la conception des paramètres du système de collecte à l'aide de: la Méthode de la Conduite de Référence Connue (MCRC)

I. Introduction :

Le réseau d'égout pluvial est responsable de l'évacuation des eaux de ruissellement urbaines. La plupart de ces systèmes sont construits avec des conduites circulaires (McGhee, 1991 ; Zeghadnia, 2015). Le besoin de déterminer ses caractéristiques est fréquemment rencontré dans le travail des ingénieurs hydrauliques, des étudiants de premier cycle et des cycles supérieurs. Généralement, le débit est supposé constant et uniforme, ce qui permet l'utilisation de l'équation de Manning (Manning, 1891), qui est considérée comme le modèle préféré pour décrire le débit dans les réseaux d'égouts pluviaux. L'égout pluvial est conçu pour capter et transporter tous les événements de pluie qui sont égaux ou inférieurs à la pluie de conception. Dans la plupart de ces conceptions, les dimensions des conduites sont conçues pour un débit maximal attendu. Plusieurs auteurs préfèrent les systèmes d'évacuation des eaux pluviales conçus pour véhiculer les événements pluvieux en conditions d'écoulement à surface libre, car cela implique que l'écoulement est transporté par l'action de la gravité (McGhee, 1991 ; Bourrier, 1997 ; Marc et Bechir, 2006 ; Zeghadnia et al. , 2015).

En général une section circulaire est considérée dans la conception du réseau d'eaux pluviales. Cependant, d'autres formes ont été documentées par de nombreux auteurs (Donkin, 1937 ; French, 1915 ; Thormann, 1941, 1944 ; Kuhn, 1976 ; Schmidt, 1976 ; Willi, 2010). Le calcul des paramètres du réseau d'égout pluvial est dispersé dans différents articles; plusieurs ont proposé des solutions explicites pour le calcul dans une canalisation sous pression (Rajaratnam, 1960;Wiggert, 1972; Swamee et al., 2007; Zeghadnia, 2007; Bdjaoui et al., 2010;Wang M et al., 2012; Christos et al. 2013; Cléberet al., 2019), alors que dans le cas du type d'écoulement de surface libre, de nombreux articles ont été publiés (Swarna et al., 1990; Barr et Das, 1986; Saâtçi, 1990; Giroudet al., 2000;Swamee et al., 2001 ; Akgray, 2005 ; Achour, 2006 ; Fukuchi, 2006 ; Tommy SW, 2007 ; Zeghadnia et al., 2009 ; Zeghadnia, 2014b ; Zeghadnia, 2014c ; Zeghadnia et al., 2015 ; Elhakeem et al., 2017 ; Zeghadnia et al., 2017 ; Boukhari et al., 2020).

(Ashoket et al. (2008)) ont proposé une méthode directe pour la détermination des éléments hydrauliques et géométriques des conduites circulaires à écoulement partiellement plein sur la base des paramètres connus des conduites, tels que le taux de remplissage de la conduite et le diamètre, mais aucune erreur n'a été calculée et il n'est parfois pas possible de connaître ces données à l'avance, cela peut donc être qualifié de méthode classique plutôt que de nouvelle approche.

A travers ce chapitre, basé sur le modèle de Manning, une nouvelle approche est proposée pour le calcul des paramètres du réseau d'égout pluvial dans des conduites disposées en parallèle et en série à l'aide de la Méthode C-R-C.

La méthode de la conduite de référence connue (MCRC) est beaucoup plus simple et plus précise que les autres méthodes, et ce pour toute la gamme d'angles d'eau de surface, $0^\circ \leq \theta \leq 360^\circ$, où les conduites calculées ont le même taux de remplissage que les conduites de référence.

II.La nouvelle approche

Les bassins versants urbains peuvent être arrangés en série ou en parallèle, ce qui influence la conception du système d'égout pluvial. Dans les cas de forme en série, les bassins versants sont disposés comme dans la figure 1.

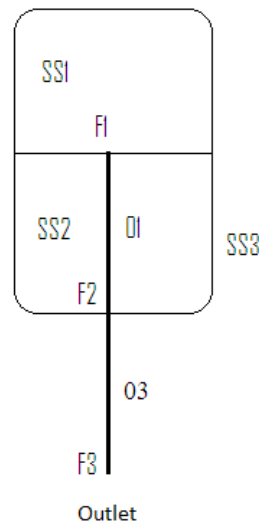


FIGURE III. 1: BASSIN VERSANT ARRANGE EN SERIE.

Où:

- Conduite f1-f2 : responsable du bassin versant de drainage N°01, appelée conduite 01
- Conduite f2-f3 : responsable des bassins versants de drainage N°01 et N°02, dite conduite 03
- SS1 : Surface du bassin versant N°01
- SS2 : Surface du bassin versant N°02

- SS3 : Surface du bassin versant équivalent.

La relation entre SS1, SS2 et SS3 peut être décrite par l'équation (3.1) :

$$SS_3 = SS_2 + SS_1 \quad (3.1)$$

Ainsi, dans le cas d'une disposition parallèle des bassins versants, les canalisations du réseau d'égout pluvial sont disposées comme le montre la figure 2.

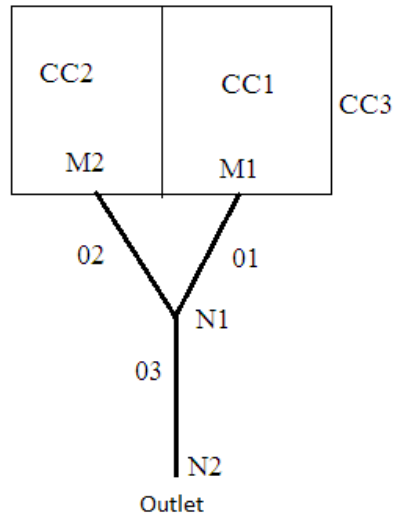


FIGURE III. 2: BASSIN VERSANT ARRANGE EN PARALLELE.

Où :

- M1N1 : canalisation chargée d'évacuer le bassin versant N° 01 (représenté par la surface CC1), dite canalisation 01,
- M2N1 : canalisation chargée d'évacuer le bassin versant N° 02 (représenté par la surface CC2), dite canalisation 02,
- N1N2 : canalisation chargée d'évacuer évacuant le bassin versant équivalent (représenté par la surface CC3), appelée conduite 03.

Avec:

$$CC_3 = cc_1 + cc_2 \quad (3.2)$$

Les caractéristiques de la conduite 1, 2 et 3 peuvent être déterminées à l'aide de méthodes graphiques ou de tableaux (Chow, 1959). Pour la pleine capacité d'écoulement des conduites circulaires, elles peuvent être calculées directement à partir de l'équation de Manning en utilisant des nomogrammes (McGhee, 1991) et des méthodes semi-graphiques (Zeghadnia et al, 2009), qui rendent le processus de calcul limité, fastidieux et inexact souvent.

II.1. Premier cas : Bassin versant arrangé en série

L'écoulement dans le réseau d'égout pluvial est généralement un écoulement en canal ouvert. La plupart des calculs de routine dans la conception ou l'analyse des systèmes d'égouts pluviaux ou sanitaires impliquent une condition appelée écoulement uniforme stationnaire, où la pente, la section d'écoulement transversale et la vitesse ne sont pas liées au temps et sont également constantes dans la longueur du conduit étant (Carlier, 1985). Dans ce cas, la formule de Manning est le meilleur modèle pour décrire et résoudre les problèmes de canal ouvert et s'écrit :

$$Q = \frac{1}{n} (R_h)^{2/3} A S^{1/2} \quad (3.3)$$

$$V = \frac{1}{n} (R_h)^{2/3} S^{1/2} \quad (3.4)$$

Pour décrire l'écoulement dans des conduites partiellement remplies, les équations (3.3) et (3.4) peuvent être réécrites en termes d'angle de surface de l'eau de la conduite, comme illustré à la figure III. 3, comme suit :

$$Q = \frac{1}{n} \left(\frac{D^8}{2^{13}} \right)^{1/3} \left[\frac{(\theta - \sin\theta)^5}{\theta^2} \right]^{1/3} S^{1/2} \quad (3.5)$$

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \left[\frac{(\theta - \sin\theta)}{\theta} \right]^{2/3} S^{1/2} \quad (3.6)$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin(\theta)}{\theta} \right) \quad (3.7)$$

$$A = \frac{D^2}{8} (\theta - \sin(\theta)) \quad (3.8)$$

$$P = \theta \frac{D}{2} \quad (3.9)$$

Où :

Q : Débit en m^{3/s} ;

V : Vitesse d'écoulement en m/s ;

S : Pente du fond du tuyau, sans dimension ;

n : Coefficient de rugosité du canal (Manning n) en m^{-1/3} s ;

R_h : Rayon hydraulique du canal en m ;

A : Section transversale d'écoulement en m² ;

P : Périmètre mouillé en m ;

D : Diamètre intérieur en m ;

θ : Angle de remplissage de l'eau en radian.

L'équation (3.6) peut être réécrite sous la forme suivante (Zeghadnia et al. 2009) :

$$V = \left(\left(\frac{S^{1/2}}{n} \right)^3 \left(\frac{2Q}{D} \right)^2 \right)^{1/5} \theta^{-2/5} \quad (3.10)$$

En utilisant l'équation (3.10), les équations (3.7) et (3.8) peuvent être aussi réécrites comme suit :

$$R_h = \left(\frac{n}{S^{0.5}} \right)^{3/5} \left(\frac{2Q}{D\theta} \right)^{3/5} \quad (3.11)$$

$$A = \left(\frac{n}{S^{0.5}}\right)^{3/5} (2Q)^{3/5} (D\theta)^{2/5} \quad (3.12)$$

Avec :

θ : Angle de remplissage de l'eau en radians, comme illustré à la figure 3.

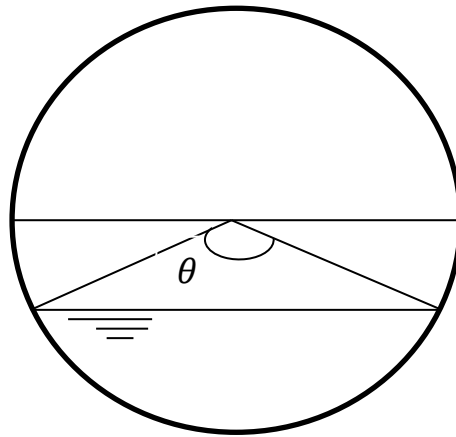


FIGURE III. 3: ANGLE DE REMPLISSAGE DE L'EAU.

II.1.1. La vitesse d'écoulement

Dans le cas d'une conduite partiellement remplie et selon l'équation (3.10), la formule précédente peut être réécrite comme suit, où la conduite 01 est la conduite de référence (Zeghadnia et al., 2014b) :

$$V_3 = \left(\frac{Q_3}{Q_1}\right)^{1/4} \left(\frac{S_3^{0.5}}{n_3}\right)^{3/4} \left(\frac{n_1}{S_1^{0.5}}\right)^{3/20} \left(\frac{2Q_1}{D_1\theta_1}\right)^{2/5} \quad (3.13)$$

La vitesse d'écoulement de l'équation (3.6) peut être calculée en fonction des paramètres du conduit de référence. L'équation (3.13) permet de calculer la vitesse d'écoulement dans une conduite partiellement remplie, mais pour une conduite pleine l'équation de l'angle de remplissage de l'eau est : $\theta = 2\pi$.

II.1.2. Diamètre du conduit

Comme indiqué par Zeghadnia (2014b), à partir de la figure 1, il est simple de conclure que :

$$Q_3 > Q_1 \quad (3.14)$$

Tel que:

$$Q_3 = A_3 V_3 \quad (3.15)$$

$$Q_1 = A_1 V_1 \quad (3.16)$$

A partir de l'équation (3.14) et pour une conduite pleine (sous pression atmosphérique), on obtient :

$$A_3 = a A_1 \quad (3.17)$$

Cela donne:

$$D_3^2 = a D_1^2 \quad (3.18)$$

Pour l'équation de Manning complète, la vitesse d'écoulement s'écrit comme suit :

$$V_3 = \frac{s_3^{0.5}}{n_3} \left(\frac{D_3}{4} \right)^{2/3} \quad (3.19)$$

Si nous remplaçons l'équation (3.18) dans (3.19), nous obtenons ce qui suit :

$$V_3 = \frac{s_3^{0.5}}{n_3} \left(\frac{D_1}{4} \right)^{2/3} a^{1/3} \quad (3.20)$$

Cela donne:

$$a = V_3^3 \left(\frac{n_3}{s_3^{0.5}} \right)^3 \left(\frac{4}{D_1} \right)^2 \quad (3.21)$$

L'équation (3.21) est obtenue à partir du cas du tuyau plein, et à partir des équations (3.18) et (3.21), nous pouvons conclure ce qui suit :

$$D_3 = 4V_3^{3/2} \left(\frac{n_3}{s_3^{0.5}} \right)^{3/2} \quad (3.22)$$

L'insertion des équations (3.10) et (3.11) dans (3.22) nous donne :

$$D_3 = \left(\frac{Q_3 n_3}{S_3^{0.5}} \right)^{3/8} \left(\frac{S_1^{0.5}}{Q_1 n_1} \right)^{3/8} D_1 \quad (3.23)$$

L'utilisation de l'équation (3.23) nous permet de calculer le diamètre de la conduite en fonction des paramètres de conduit de référence pour les conduites circulaires pleines et partiellement remplies.

II.1.3. Evaluation de la précision

Aucune erreur n'a été enregistrée pour toute la plage de l'angle de remplissage “ θ ” pour $\theta_3 = \theta_1$ comme indiqué dans le tableau III.1 :

TABLEAU III. 1: TEST DE PRECISION DE L'EQUATION (3.23) PAR RAPPORT A L'EQUATION DE MANNING.

| θ | Manning Equation(5) (m) | Proposed Equation (23) (m) | $ABS\left(\frac{D_{eq23} - D_{eq5}}{D_{eq5}}\right)\%$ |
|----------|-------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------------------------|
| 1° | 1 | 1 | 0 |
| 2° | 1 | 1 | 0 |
| 3° | 1 | 1 | 0 |
| 4° | 1 | 1 | 0 |
| 5° | 1 | 1 | 0 |
| 6° | 1 | 1 | 0 |
| 7° | 1 | 1 | 0 |
| 8° | 1 | 1 | 0 |
| 9° | 1 | 1 | 0 |
| 10° | 1 | 1 | 0 |
| 20° | 1 | 1 | 0 |
| 25° | 1 | 1 | 0 |
| 35° | 1 | 1 | 0 |
| 45° | 1 | 1 | 0 |
| 90° | 1 | 1 | 0 |
| 110° | 1 | 1 | 0 |
| 120° | 1 | 1 | 0 |
| 135° | 1 | 1 | 0 |
| 145° | 1 | 1 | 0 |
| 190° | 1 | 1 | 0 |
| 200° | 1 | 1 | 0 |
| 235° | 1 | 1 | 0 |
| 245° | 1 | 1 | 0 |
| 246° | 1 | 1 | 0 |
| 290° | 1 | 1 | 0 |
| 300° | 1 | 1 | 0 |
| 308° | 1 | 1 | 0 |
| 320° | 1 | 1 | 0 |
| 335° | 1 | 1 | 0 |
| 345° | 1 | 1 | 0 |
| 350° | 1 | 1 | 0 |
| 360° | 1 | 1 | 0 |

II.1.4. Rayon hydraulique

À partir de l'équation (4), le rayon hydraulique du conduit circulaire peut s'écrire comme suit :

$$R_{h3} = V_3^{3/2} \left(\frac{n_3}{s_3^{0.5}} \right)^{3/2} \quad (3.24)$$

Pour calculer le rayon hydraulique dans le cas d'une section partiellement remplie (circulaire) en fonction des paramètres de la conduite de référence, nous allons introduire l'angle de remplissage de l'eau en utilisant l'équation (3.13) comme suit :

$$R_{h3} = \left(\frac{Q_3 n_3}{S_3^{0.5}} \right)^{3/8} \left(\frac{Q_1 n_1}{S_1^{0.5}} \right)^{9/40} \left(\frac{2}{D_1 \theta_1} \right)^{3/5} \quad (3.25)$$

II.1.5. Test de précision

En utilisant la formule (3.25), aucune erreur n'a été enregistrée pour toute la plage de l'angle de surface de l'eau « θ » lorsque $\theta_3 = \theta_1$, comme indiqué dans le tableau III.2.

TABLEAU III. 2: TEST DE PRECISION DE L'EQUATION (3.25) PAR RAPPORT A L'EQUATION DE MANNING.

| θ | Manning Equation(7) (m) | Proposed Equation (25) (m) | $ABS\left(\frac{Rh_{eq25} - Rh_{eq7}}{Rh_{eq7}}\right)\%$ |
|----------|----------------------------|-------------------------------|-----------------------------------------------------------|
| 1° | 1,267933.10 ⁻⁰⁵ | 1,267933.10 ⁻⁰⁵ | 0 |
| 2° | 5,071502.10 ⁻⁰⁵ | 5,071502.10 ⁻⁰⁵ | 0 |
| 3° | 1,141001.10 ⁻⁰⁴ | 1,141001.10 ⁻⁰⁴ | 0 |
| 4° | 2,028231.10 ⁻⁰⁴ | 2,028231.10 ⁻⁰⁴ | 0 |
| 5° | 3,168676.10 ⁻⁰⁴ | 3,168676.10 ⁻⁰⁴ | 0 |
| 6° | 4,56213.10 ⁻⁰⁴ | 4,56213.10 ⁻⁰⁴ | 0 |
| 7° | 6,208338.10 ⁻⁰⁴ | 6,208338.10 ⁻⁰⁴ | 0 |
| 8° | 8,106999.10 ⁻⁰⁴ | 8,106999.10 ⁻⁰⁴ | 0 |
| 9° | 1,025777.10 ⁻⁰³ | 1,025777.10 ⁻⁰³ | 0 |
| 10° | 1,266025.10 ⁻⁰³ | 1,266025.10 ⁻⁰³ | 0 |
| 20° | 5,041032.10 ⁻⁰³ | 5,041032.10 ⁻⁰³ | 0 |
| 25° | 7,849684.10 ⁻⁰³ | 7,849684.10 ⁻⁰³ | 0 |
| 35° | 1,125632.10 ⁻⁰² | 1,125632.10 ⁻⁰² | 0 |
| 45° | 1,524547.10 ⁻⁰² | 1,524547.10 ⁻⁰² | 0 |
| 90° | 9,076439.10 ⁻⁰² | 9,076439.10 ⁻⁰² | 0 |
| 110° | .12753 | .12753 | 0 |
| 120° | .14651 | .14651 | 0 |
| 135° | .174846 | .174846 | 0 |
| 145° | .1932062 | .1932062 | 0 |
| 190° | .262973 | .262973 | 0 |
| 200° | .2743886 | .2743886 | 0 |
| 235° | .2998822 | .2998822 | 0 |
| 245° | .3029605 | .3029605 | 0 |
| 246° | .3031687 | .3031687 | 0 |
| 290° | .2964809 | .2964809 | 0 |
| 300° | .2914339 | .2914339 | 0 |
| 308° | .286744 | .286744 | 0 |
| 320° | .2788843 | .2788843 | 0 |
| 335° | .2681943 | .2681943 | 0 |
| 345° | .2608737 | .2608737 | 0 |
| 350° | .2572351 | .2572351 | 0 |
| 360° | .2501268 | .2501268 | 0 |

II.2. Deuxième cas : Bassin versant disposé en parallèle

Comme le montre la figure 2, l'étude peut être divisée en quatre types de problèmes possibles pour calculer les caractéristiques des conduites par rapport à la conduite de référence :

1. Le calcul de la conduite 03 en fonction des caractéristiques de la conduite 01 (la conduite 01 est la conduite de référence).
2. Le calcul de la conduite 03 en fonction des caractéristiques de la conduite 02 (la conduite 02 est la conduite de référence).
3. Le calcul de la conduite 02 en fonction des caractéristiques de la conduite 01 (la conduite 01 est la conduite de référence).
4. Le calcul de la conduite 01 en fonction des caractéristiques de la conduite 02 (la conduite 02 est la conduite de référence).

II.2.1. Types un et deux

II.2.1.1. Vitesse d'écoulement

Considérons que la conduite M1-N1 (ou conduite 01) est la conduite de référence, avec des paramètres connus. Ainsi, le diamètre D_2 , le rayon hydraulique R_{h2} , l'angle de remplissage d'eau θ_2 , le débit d'eau en coupe transversale A_2 , la pente S_2 , sont des données connues.

La pente S_3 et la rugosité n_3 sont considérées comme des paramètres connus pour la conduite N1-N2 (ou conduite03). Dans le cas où la conduite M1-N1 est la conduite de référence, la vitesse d'écoulement peut être calculée comme suit (Zeghadnia et al, 2014c):

$$V_3 = \left(\frac{Q_3}{Q_1}\right)^{1/4} \left(\frac{S_3^{0.5}}{n_3}\right)^{3/4} \left(\frac{n_1}{S_1^{0.5}}\right)^{3/20} \left(\frac{2Q_1}{D_1\theta_1}\right)^{2/5} \quad (3.26)$$

Si la conduite 02 est la conduite de référence, la formule précédente peut être réécrite comme suit :

$$V_3 = \left(\frac{Q_3}{Q_2}\right)^{1/4} \left(\frac{S_3^{0.5}}{n_3}\right)^{3/4} \left(\frac{n_2}{S_2^{0.5}}\right)^{3/20} \left(\frac{2Q_2}{D_2\theta_2}\right)^{2/5} \quad (3.27)$$

II.2.2.Types trois et quatre

Ici, nous écrivons les caractéristiques du premier conduit en utilisant les caractéristiques du deuxième conduit (conduit de référence), comme cela sera montré dans les sections suivantes. Comme indiqué par Zeghadnia et al. (2014c), les équations peuvent être écrites comme suit :

$$V_1 = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/4} \left(\frac{S_1^{0.5}}{n_1}\right)^{3/4} \left(\frac{n_2}{S_2^{0.5}}\right)^{3/20} \left(\frac{2Q_2}{D_2\theta_2}\right)^{2/5} \quad (3.28)$$

Pour le cas où la conduite 01 est la conduite de référence, le même résultat peut être obtenu comme suit :

$$V_2 = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{1/4} \left(\frac{S_2^{0.5}}{n_2}\right)^{3/4} \left(\frac{n_1}{S_1^{0.5}}\right)^{3/20} \left(\frac{2Q_1}{D_1\theta_1}\right)^{2/5} \quad (3.29)$$

II.2.3. Diamètre de la conduite

Pour obtenir les équations du diamètre de la conduite et du rayon hydraulique pour les quatre types de problèmes possibles en fonction des paramètres de conduite de référence (comme illustré à la figure III.2), nous suivons les mêmes étapes que celles indiquées ci-dessus.

Pour le cas des types trois et quatre - comme décrit ci-dessus - lorsque la conduite 01 est la conduite de référence, la même forme de résultats peut être obtenue. Comme indiqué par Zeghadnia (2014c), à partir de la figure III.01, il est simple de conclure :

$$Q_3 > Q_1 \quad (3.30)$$

$$Q_3 > Q_2 \quad (3.31)$$

A partir des équations (3.26) et (3.27) et pour une conduite pleine (sous pression atmosphérique), on obtient :

$$A_3 = tA_1 \quad (3.32)$$

$$A_3 = bA_2 \quad (3.33)$$

Cela donne:

$$D_3^2 = tD_1^2 \quad (3.34)$$

$$D_3^2 = bD_2^2 \quad (3.35)$$

Selon Zeghadnia et al. (2014c), les coefficients « t » et « b » peuvent s'écrire comme suit :

$$t = V_3^3 \left(\frac{n_3}{s_3^{0.5}} \right)^3 \left(\frac{4}{D_1} \right)^2 \quad (3.36)$$

$$b = V_3^3 \left(\frac{n_3}{s_3^{0.5}} \right)^3 \left(\frac{4}{D_2} \right)^2 \quad (3.37)$$

A partir des équations (3.11), (3.13), (3.34) et (3.36), nous pouvons conclure ce qui suit :

$$D_3 = \left(\frac{Q_3 n_3}{S_3^{0.5}} \right)^{3/8} \left(\frac{S_1^{0.5}}{Q_1 n_1} \right)^{3/8} D_1 \quad (3.38)$$

L'utilisation de l'équation (3.38) nous permet de calculer le diamètre de conduite en fonction des paramètres de la conduite de référence, pour les conduites circulaires pleines et partiellement remplies.

De même, dans le cas où la conduite M2-N1 est la conduite de référence, le diamètre de la conduite peut être calculé à l'aide de l'équation (3.39) :

$$D_3 = \left(\frac{Q_3 n_3}{S_3^{0.5}} \right)^{3/8} \left(\frac{S_2^{0.5}}{Q_2 n_2} \right)^{3/8} D_2 \quad (3.39)$$

Pour les types trois et quatre, considérons que la conduite 02 est la conduite de référence avec des paramètres connus. En utilisant les équations (3.34) et (3.35), nous obtenons ce qui suit :

$$tD_1^2 = bD_2^2 \quad (3.40)$$

$$D_1 = \left(\frac{b}{t} \right)^{0.5} D_2 \quad (3.41)$$

A partir des équations (3.4) et (3.41), on obtient :

$$\frac{t}{b} = \frac{1}{V_1^3} \left(\frac{s_1^{0.5}}{n_1} \right)^3 \left(\frac{D_2}{4} \right)^2 \quad (3.42)$$

De plus, à partir des équations (3.30), (3.31), (3.32) et (3.33), nous pouvons conclure ce qui suit :

$$\frac{t}{b} = \frac{V_1}{V_2} \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right) \quad (3.43)$$

Avec:

$$b = \left(\frac{Q_3}{Q_2} \right)^{3/4} (V_2)^{3/4} \left(\frac{n_3}{S_3^{0.5}} \right)^{3/4} \left(\frac{4}{D_2} \right)^{1/2} \quad (3.44)$$

En utilisant les équations (3.11), (3.28), (3.42) et (3.44), quel que soit le cas - conduite plein ou partiellement rempli - l'équation du diamètre peut s'écrire comme suit :

$$D_1 = \left(\frac{Q_1 n_1}{S_1^{0.5}} \right)^{3/8} \left(\frac{S_2^{0.5}}{Q_2 n_2} \right)^{3/8} D_2 \quad (3.45)$$

De même, dans le cas où la conduite 01 est la conduite de référence, pour le cas de conduites pleines ou partiellement remplies le diamètre peut être calculée comme suit :

$$D_2 = \left(\frac{Q_2 n_2}{S_2^{0.5}} \right)^{3/8} \left(\frac{S_1^{0.5}}{Q_1 n_1} \right)^{3/8} D_1 \quad (3.46)$$

II.2.3.1. Test de précision

À partir de l'évaluation de la précision de la formule (3.45) - qui donne la même précision que l'équation (3.46) - telle que présentée dans le tableau 3, aucune erreur n'a été enregistrée pour toute la plage de l'angle de remplissage de l'eau " θ " lorsque $\theta_2 = \theta_1$.

TABLEAU III. 3: TEST DE PRECISION DE L'EQUATION (3.45) PAR RAPPORT A L'EQUATION DE MANNING.

| θ | Manning Equation(5) (m) | Proposed Equation (45) (m) | $ABS\left(\frac{D_{eq45} - D_{eq5}}{D_{eq5}}\right)\%$ |
|----------|----------------------------|-------------------------------|--------------------------------------------------------|
| 1° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 2° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 3° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 4° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 5° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 6° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 7° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 8° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 9° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 10° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 20° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 25° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 35° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 45° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 90° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 110° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 120° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 135° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 145° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 190° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 200° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 235° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 245° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 246° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 290° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 300° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 308° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 320° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 335° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 345° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 350° | 0.5 | 0.5 | 0 |
| 360° | 0.5 | 0.5 | 0 |

II.2.4. Rayon hydraulique

Partant du cas où la conduite 02 est la conduite de référence, en combinant les équations (3.4) et (3.28), nous pouvons obtenir la formule suivante :

$$R_{h1} = \left(\frac{Q_1 n_1}{S_1^{0.5}} \right)^{3/8} \left(\frac{Q_2 n_2}{S_2^{0.5}} \right)^{9/40} \left(\frac{2}{D_2 \theta_2} \right)^{3/5} \quad (3.47)$$

De même, pour le cas où la conduite 01 est la conduite de référence, l'expression du rayon hydraulique R_{h2} dans la conduite 02 peut s'écrire comme suit :

$$R_{h2} = \left(\frac{Q_2 n_2}{S_2^{0.5}} \right)^{3/8} \left(\frac{Q_1 n_1}{S_1^{0.5}} \right)^{9/40} \left(\frac{2}{D_1 \theta_1} \right)^{3/5} \quad (3.48)$$

II.2.4.1. Evaluation de la précision

L'approche proposée utilisant l'équation (3.47) - même pour l'équation (3.48) - produit une solution exacte pour toutes les valeurs θ , comme indiqué dans le tableau III.4. L'erreur maximale enregistrée est presque nulle ($1,19 \cdot 10^{-5}$ lorsque $\theta_1 = \theta_2$).

TABLEAU III. 4: TEST DE PRECISION DE L'EQUATION (3.47) PAR RAPPORT A L'EQUATION DE MANNING.

| θ | Manning Equation(7) (m) | Proposed Equation (47) (m) | $ABS \left(\frac{Rh_{eq47} - Rh_{eq7}}{Rh_{eq7}} \right) \%$ |
|-------------|----------------------------|-------------------------------|---------------------------------------------------------------|
| 1° | 6,339667.10 ⁻⁰⁶ | 6,339667.10 ⁻⁰⁶ | 0 |
| 2° | 2,535751.10 ⁻⁰⁵ | 2,535751.10 ⁻⁰⁵ | 7,173376.10 ⁻⁰⁶ |
| 3° | 5,705006.10 ⁻⁰⁵ | 5,705006.10 ⁻⁰⁵ | 0 |
| 4° | 1,014115.10 ⁻⁰⁴ | 1,014115.10 ⁻⁰⁴ | 7,174685.10 ⁻⁰⁶ |
| 5° | 1,584338.10 ⁻⁰⁴ | 1,584338.10 ⁻⁰⁴ | 0 |
| 6° | 2,281065.10 ⁻⁰⁴ | 2,281065.10 ⁻⁰⁴ | 0 |
| 7° | 3,104169.10 ⁻⁰⁴ | 3,104169.10 ⁻⁰⁴ | 0 |
| 8° | 4,053499.10 ⁻⁰⁴ | 4,053499.10 ⁻⁰⁴ | 0 |
| 9° | 5,128883.10 ⁻⁰⁴ | 5,128884.10 ⁻⁰⁴ | 1,134899.10 ⁻⁰⁵ |
| 10° | 6,330123.10 ⁻⁰⁴ | 6,330124.10 ⁻⁰⁴ | 9,195344.10 ⁻⁰⁶ |
| 20° | 2,520516.10 ⁻⁰³ | 2,520516.10 ⁻⁰³ | 0 |
| 25° | 3,924842.10 ⁻⁰³ | 3,924842.10 ⁻⁰³ | 0 |
| 35° | 7,622734.10 ⁻⁰³ | 7,622734.10 ⁻⁰³ | 0 |
| 45° | 1,244822.10 ⁻⁰² | 1,244822.10 ⁻⁰² | 7,481571.10 ⁻⁰⁶ |
| 90° | 4,538219.10 ⁻⁰² | 4,538219.10 ⁻⁰² | 0 |
| 110° | 6,376502.10 ⁻⁰² | 6,376502.10 ⁻⁰² | 0 |
| 120° | 7,325502.10 ⁻⁰² | 7,325502.10 ⁻⁰² | 1,017074.10 ⁻⁰⁵ |
| 135° | 8,742299.10 ⁻⁰² | 8,742299.10 ⁻⁰² | 0 |
| 145° | .0966031 | 9,660311.10 ⁻⁰² | 7,712569.10 ⁻⁰⁶ |
| 190° | .1314865 | .1314865 | 0 |
| 200° | .1371943 | .1371943 | 1,086135.10 ⁻⁰⁵ |
| 235° | .1499411 | .1499411 | 9,938009.10 ⁻⁰⁶ |
| 245° | .1514803 | .1514803 | 9,837031.10 ⁻⁰⁶ |
| 246° | .1515843 | .1515843 | 9,830278.10 ⁻⁰⁶ |
| 290° | .1482405 | .1482404 | 1,005202.10 ⁻⁰⁵ |
| 300° | .145717 | .145717 | 0 |
| 308° | .143372 | .143372 | 0 |
| 320° | .1394421 | .1394421 | 0 |
| 335° | .1340972 | .1340972 | 0 |
| 346° | .1300717 | .1300717 | 1,145612.10 ⁻⁰⁵ |
| 350° | .1286175 | .1286176 | 1,158564.10 ⁻⁰⁵ |
| 360° | .1250634 | .1250634 | 1,191489.10⁻⁰⁵ |

III. Calcul du réseau d'égout pluvial

La conception du réseau d'égout pluvial peut être élaborée une fois les étapes suivantes franchies :

- Étape 1 : Définir le type de système d'égout pluvial,
- Etape 2 : Définir la conduite de référence,
- Etape 3 : Calculer le nouveau diamètre en fonction du conduite de référence,
- Etape 4 : Calculer la vitesse en fonction de la conduite de référence,
- Étape 5 : Calculez le rayon hydraulique en fonction du conduite de référence ou utilisez les résultats des étapes 3 et 4 pour conclure le résultat.

IV. Conclusion

Dans ces pages, nous avons développé une nouvelle méthode de calcul d'un réseau d'égout pluvial en fonction d'une conduite de référence connue (MCRC), et ceci est applicable pour deux cas selon la disposition du système de drainage du bassin versant (en série et en parallèle), avec des conduites pleins et partiellement remplis.

Le calcul de la vitesse d'écoulement, du diamètre de la conduite et du rayon hydraulique devient aisé, directement pour tous ces paramètres et dans des cas différents avec des taux de remplissage égaux à celui des conduites de référence.

Ainsi, il est clair qu'il existe une relation entre les paramètres des conduites et le débit dans la conduite ascendante, ce qui affecte les paramètres de la

conduite descendante, comme expliqué ci-dessus pour les conduites pleines et partiellement remplies.

Chapitre 04 : Contribution au calcul explicite de l'écoulement uniforme par la méthode d'inversion de Lagrange

I. Introduction

L'étude de l'écoulement à surface libre dans les canaux artificiels ou naturels demeure un domaine d'étude important dans la mise en place de structures hydrauliques, la planification et l'aménagement de nos cours d'eau. Celle-ci est donc associée à des activités d'importance majeure pour nos sociétés. La navigation; le transport de sédiments; l'action des marées et des courants; les réservoirs... ainsi que plusieurs aspects environnementaux comme les rejets d'eaux usées; requièrent une compréhension approfondie de ses concepts.

Les équations célèbres de Chézy, Manning ainsi Colebrook-White issue de la mécanique des fluides permettent de modéliser plusieurs aspects des écoulements à surface libre. Des solutions analytiques et numériques sont apportées à des problèmes spécifiques en proposant certaines hypothèses simplificatrices sur l'écoulement (Chang, 2008), on considère le plus souvent que l'écoulement est uniforme, car c'est rare de le rencontrer dans la pratique. Il est caractérisé par l'invariabilité de sa ligne d'énergie par rapport à la pente géométrique du canal, d'où la profondeur d'eau, la section transversale, la vitesse moyenne lors de l'écoulement dans l'espace et dans le temps sont les

mêmes. Celui-ci peut lui procurer la caractéristique d'être un écoulement permanent (Chow 1959; French 1985), (Loukam, 2018).

Le problème de l'écoulement permanent à surface libre est non linéaire, sa résolution nécessite l'utilisation des méthodes itératives. L'avantage des méthodes itératives en général elles présentent la propriété de relaxation: La plupart des schémas de relaxation tendent à faire décroître rapidement les hautes fréquences de l'erreur (Patrick Q et Bérengère P, 2020).

Ce chapitre représente une contribution à l'amélioration des résultats présenté par Lamri et al (2022) à travers une discussion acceptée par le journal : Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, ISSN 0733-9437 et ce suite aux différentes erreurs relevées grâce à une analyse approfondie des résultats

Les auteurs de l'article original ont proposé de nouvelles équations explicites pour la perte de charge et la profondeur normale pour les larges sections rectangulaires et triangulaires du canal ouvert en utilisant l'équation de Colebrook-White et le théorème d'inversion de Lagrange.

II. Résolution d'équations non linéaires

La majorité des équations on hydraulique sont des équations non linéaire et souvent implicite, ce qui nécessite le recours à une des méthodes itératives afin de trouver une solution approchée.

Les méthodes itératives sont des procédés algorithmiques utilisées pour la recherche d'une solution d'une équation ou d'un système d'équations. En commençant par le choix d'un point initial considéré comme une première ébauche de solution, la méthode procède par itérations au cours desquelles elle détermine une succession de solutions approximatives raffinées qui se

rapprochent graduellement de la solution cherchée. Les points générés sont appelés des itérés.

Nous entendons par équation non linéaire toute équation de type :

$$F(x) = 0 \quad (4.1)$$

dans laquelle $f(x)$ est une fonction absolument quelconque pouvant se présenter sous forme algébrique (polynôme, fonction transcendante) ou résulter d'une procédure algorithmique.

Alors que pour résoudre un système linéaire il n'existe pas des méthodes directes de résolution, il n'existe que des méthodes itératives pour résoudre les équations et systèmes non linéaires. Alors qu'une équation ou un système linéaire non dégénéré n'admet qu'une solution, une équation ou un système non linéaire peut admettre plusieurs solutions. Les méthodes itératives qui sont toutes des méthodes de cheminement ne fournissent en général qu'une solution. Ceci n'est pas gênant car, en calcul scientifique, on s'intéresse à la solution située dans un domaine connu à l'avance, domaine correspondant à la réalité physique du problème.

En informatique, résoudre une équation du type (1.1) c'est trouver, par la seule voie du calcul numérique, la valeur d'une image X_s de la solution x_s qui satisfasse, au sens informatique du terme, l'équation :

$$F(x) = 0$$

II.1. Méthode de Newton.

La méthode exposée ici est attribuée au mathématicien, physicien et astronome anglais Isaac NEWTON (1642-1727). Toutefois, comme le dit DURAND [7], c'est RAMON qui publiait, en 1690, la formule itérative utilisée actuellement.

C'est la raison pour laquelle certains auteurs l'appellent méthode de Raphson-Newton.

Le principe de la méthode de Newton consiste, étant donné un point de départ x_0 choisi à l'avance, à élaborer une suite (Michel et, 1980) :

$$x_0, x_1, x_2, \dots, x_n, x_{n+1}, \dots$$

II.1.1. Description de la méthode

On considère une fonction réelle définie sur un intervalle $I = [a, b]$ de classe ζ^2 telle que $f(a)f(b) < 0$; on suppose que les fonctions f' et f'' ne s'annulent pas et gardent chacune un signe constant sur I . On pose

$$g(x) = x - \frac{f(x)}{f'(x)} \quad (4.2)$$

Si $f'f''$ est positive (respectivement négative) sur $[a, b]$, on pose $x_0 = b$ (respectivement a) On définit alors la suite (x_n) par la donnée de x_0 et la relation de récurrence $x_{n+1} = g(x_n)$

II.2. Méthode de dichotomie

On considère un intervalle $[a, b]$ et une fonction f continue de $[a, b]$ dans \mathbb{R} . On suppose que $f(a)f(b) < 0$ et que l'équation $f(x) = 0$ admet une unique solution α sur l'intervalle $[a, b]$.

La méthode de dichotomie consiste à construire une suite (x_n) qui converge vers α de la manière suivante :

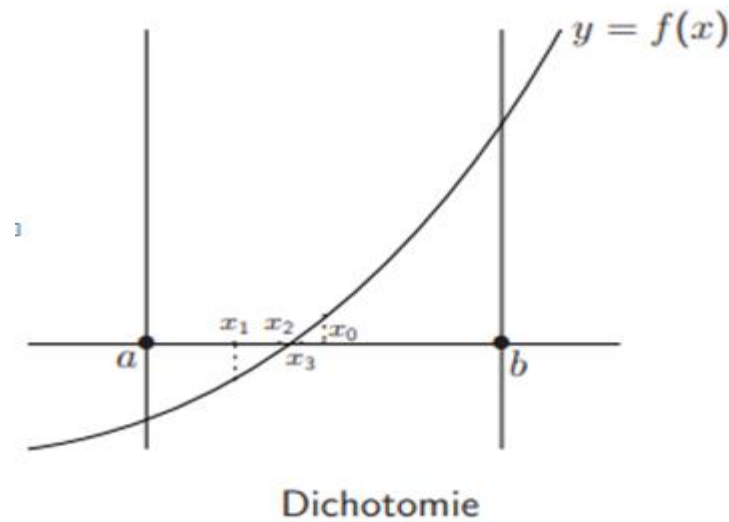


FIGURE IV. 1: METHODE DICHOTOMIE

II.2.1.Initialisation

on prend pour x_0 le milieu de $[a, b]$. La racine se trouve alors dans l'un des deux intervalles $]a, x_0[$ ou $]x_0, b[$ ou bien elle est égale à x_0 .

- Si $f(a)f(x_0) < 0$, alors $\alpha \in]a, x_0[$ On pose $a_1 = a$, $b_1 = x_0$
- Si $f(a)f(x_0) = 0$, alors $\alpha = x_0$.
- Si $f(a)f(x_0) > 0$, alors $\alpha \in]x_0, b[$ On pose $a_1 = x_0$, $b_1 = b$

On prend alors pour x_1 le milieu de $[a_1, b_1]$. On construit ainsi une suite :

$$x_0 = (a + b)/2, x_1 = \frac{(a_1 + b_1)}{2}, \dots, x_n = (a_n + b_n)/2,$$

Tel que :

$$|\alpha - x_n| \leq (b - a)2^{n+1}$$

Etant donné une précision ϵ , cette méthode permet d'approcher α en un nombre prévisible d'itérations.

Les principes de construction suivants consistent à transformer l'équation $f(x) = 0$ en une équation équivalente $g(x) = 0$.

On peut poser par exemple $g(x) = x + f(x)$, mais on prendra plus généralement : $g(x) = x + u(x)f(x)$

Avec u : est une fonction non nulle sur l'intervalle I .

Il reste à choisir u pour que la suite définie par $x_0 \in I$ et la relation de récurrence $x_{n+1} = x_n + u(x_n)f(x_n)$ soit bien définie et converge vers la racine α de f .

Géométriquement, on a remplacé la recherche de l'intersection du graphe de la fonction f avec l'axe Ox , par la recherche de l'intersection de la droite d'équation $y = x$ avec la courbe d'équation $y = g(x)$.

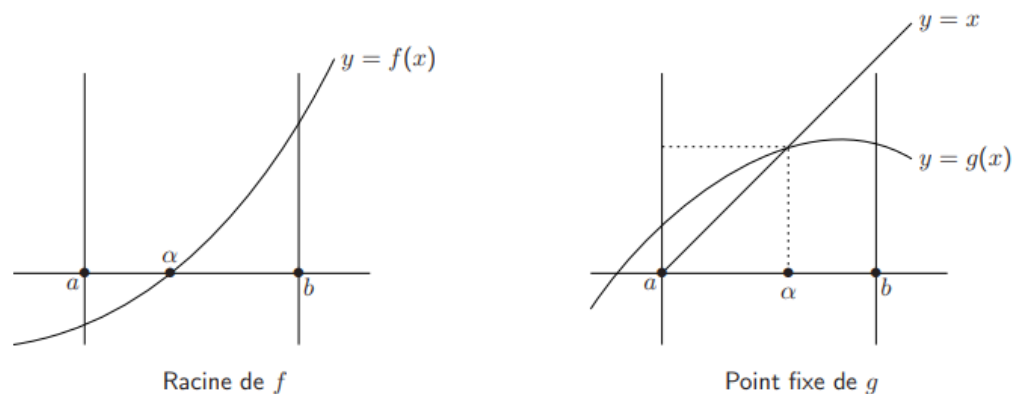


FIGURE IV. 2: RACINE DE FONCTION F(x)

Le choix d'une méthode est conditionné par les réponses aux questions suivantes :

- 1) la suite (x_n) converge-t-elle?
- 2) si la suite converge, sa limite est-elle α ?
- 3) si on veut la solution à ε près, comment arrêter les itérations dès que cette condition est remplie ?

- 4) comme dans tout calcul, on désire obtenir rapidement le résultat approché, il faudra donc estimer la manière dont évolue l'erreur $e = x_n - \alpha$ au cours des itérations.

Les deux premières questions sont purement mathématiques. Les deux dernières sont numériques, car on ne peut effectuer qu'un nombre fini d'itérations pour le calcul.

La continuité des fonctions considérées permet de répondre à la question 2 : si la suite converge, elle converge vers une racine de l'équation ; si, de plus $x_n \in I$, pour tout n , alors par unicité de la racine dans I , la suite converge vers α . (Michel et, 1980), (GUILPIN, 1999), (Bastien et Martin , 2003).

II.3. Théorème du point fixe

Il faut réécrire l'équation $f(x) = 0$ sous la forme $x = g(x)$ avec la condition de convergence $|g'(x)| < 1$

II.3.1. Principe de méthode de point fixe

- Le principe de la méthode du point fixe correspond à la recherche du point d'intersection entre les deux fonctions :
 - La première fonction est la droite $y = x$.
 - la deuxième fonction est $y = g(x)$.
- On choisit initialement un point x_0 , qui sera la première estimée de la solution,
- On calcul $g(x_0)$, cette dernière valeur sera considérée comme étant la deuxième estimée de la solution soit $x_1 = g(x_0)$ à son tour, cette

dernière valeur sera injectée dans la fonction $g(x)$ et ainsi de suite
jusqu'à la satisfaction d'un critère d'arrêt.

II.3.2. La condition d'arrêt

Le critère d'arrêt soit : $|x_1 - x_0| < \varepsilon$

(Stéphane et Laurent, 2008).

Il existe d'autres méthodes de même famille à l'instar de :

- La méthode de la sécante (méthode de Lagrange),
- Méthode de la corde,
- Méthode par courbe d'interpolation...etc

Mais on se contente des trois méthodes qui sont très utilisés par les praticiens.

III. Calcul de l'écoulement Uniform et les méthodes explicites

Le concept d'écoulement uniforme est utilisé pour concevoir des canaux ouverts. Pour une section de canal donnée. L'un des problèmes généraux rencontrés dans la conception des canaux ouverts est le calcul de la profondeur normale, de la perte de charge et de la décharge. Une large section rectangulaire est couramment utilisée dans les cours d'eau naturels et les écoulements de surface et la section triangulaire est couramment utilisé pour l'irrigation et les canaux en bordure de route. La profondeur normale ou la perte de charge est traditionnellement résolue à l'aide d'une procédure d'essai-erreur – itérative à cause de la nature des équations implicites de ses paramètres. Pour le problème de perte de charge, Brkic (2011) et Zeghadnia et al (2019) ont fourni d'excellentes critiques pour les solutions explicites (approximatives)

de l'équation de résistance de Colebrook. La profondeur est un paramètre important pour l'analyse du débit varié et dans les applications de conception.

De nombreuses tentatives ont été faites pour trouver des solutions directes pour calculer la profondeur normale (voir tableau II.1). Ferro et Sciacca (2016) développé une formule de profondeur normale directe pour des sections rectangulaires et trapézoïdales en appliquant le théorème d'inversion de Lagrange et en utilisant la formule de Manning. Srivastava (2006) a présenté une analyse précise de solution utilisant une méthode itérative convergente, Vatankhah et Easa (2011) ont dérivé une équation explicite pour la profondeur normale de rectangulaire canal. Vatankhah (2015a, b, c) a obtenu des solutions précises pour la profondeur normale des sections rectangulaires, paraboliques, semi-elliptiques et en loi de puissance. Toutes les solutions précédentes ont tenté d'obtenir des solutions pour concevoir des canaux ouverts dans des conditions d'écoulement uniformes en utilisant La formule de Manning.

Les formules explicites pour les profondeurs normales et critiques ont été développées pour différents types de sections. Certaines méthodes sont basées sur la formule de résistance de Manning et d'autres ont utilisé la formule de Darcy-Weisbach (D-W). Swamee (1994) a développé une équation explicite pour la profondeur normale de la section triangulaire en utilisant la méthode d'ajustement de la courbe avec une erreur maximale supérieure à 5 %. Achour et Bejaoui (2006a, b) ont calculé la profondeur normale pour les canaux ouverts rectangulaires en utilisant la méthode du modèle approximatif.

III.1. Sections larges rectangulaires

De larges sections rectangulaires sont couramment utilisées dans la pratique dans les rivières, les cours d'eau naturels et dans les écoulements de surface et en nappe dans les bassins versants. La conception de tels canaux basée sur un écoulement uniforme implique équations gouvernantes implicites. En raison de la forme complexe des équations gouvernantes, une seule solution directe pour la profondeur normale a développé dans la littérature. Swamee (1994) a présenté une solution approximative pour la profondeur normale pour des sections larges rectangulaires, basées sur la formule D-W, en utilisant la méthode d'ajustement de la courbe.

III.2. Équation de résistance et méthode de Lagrange

L'équation de résistance déterminante pour des conditions d'écoulement uniformes basé sur la formule D-W (qui calcule la pente d'énergie en rapportant la perte de charge sur la longueur du canal) est donnée par (Chow 1959) :

$$h_f = f \frac{LV^2}{8gR_h} \quad (4.3)$$

Où :

- S_0 : hf / L : pente de la ligne d'énergie ;
- h_f : perte de charge (m);
- L : longueur (m);
- V : vitesse moyenne ($m \cdot s^{-1}$) ;
- g : accélération gravitationnelle ($m \cdot s^{-2}$) ;

- $R_h = A/P$ (m), où R_h : rayon hydraulique, A : surface d'écoulement (m^2) ; P : périmètre mouillé (m);
- et f : coefficient de frottement.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{12R_h} + \frac{2.5}{R\sqrt{f}} \right) \quad (4.4)$$

Avec :

$$10^3 \leq \frac{R}{4} \leq 10^8, 10^{-6} \leq \varepsilon/R_h \leq 10^{-2}$$

ε : hauteur de rugosité (m);

R : nombre de Reynolds ;

$$R = 4VR_h / \nu \quad (4.5)$$

ν : viscosité cinématique ($m^2 \cdot s^{-1}$).

Hager et Schleiss (2009) ont présenté des valeurs tabulées de la hauteur de rugosité ε pour différents types de matériaux.

En utilisant l'équation (2), Swamee et Rathie (2012) ont proposé une solution de la profondeur uniquement dans les sections rectangulaires et triangulaires larges rugueuses et lisses (sans solution générale) en utilisant une borne inférieure de la fonction Lambert W avec une erreur de 1 %. Swamee et Rathie (2016) ont développé des équations approchées directes pour la profondeur normale de sections paraboliques en fonction de ε , ν , Q et S_0 en utilisant la courbe méthode d'ajustement. Pour le canal triangulaire, qui est couramment utilisée dans les systèmes d'irrigation et les canaux de drainage des autoroutes (FHWA 2005), la formule de résistance de l'ASCE (1963) est implicite dans la normale profondeur et nécessite une méthode d'essai.

Thijsse (1949) proposa l'utilisation d'une formule logarithmique appropriée vérifiée expérimentalement pour les canaux ouverts larges et circulaires. Pour

des grands canaux, Thijsse a proposé de calculer le coefficient de frottement en fonction de la hauteur de rugosité ε et de la viscosité cinématique ν , comme suit :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2.03 \log \left(\frac{\varepsilon}{12.2R_h} + \frac{3.04}{R\sqrt{f}} \right) \quad (4.6)$$

Pour une large section rectangulaire, le rayon hydraulique se réécrit comme suit:

$$R_h = y_n \quad (4.7)$$

En utilisant l'équations (4.3) et (4.7), l'équation de D-W s'écrit :

$$f = \frac{8gS_0y_n^3B^2}{Q^2} \quad (4.8)$$

$$R = \frac{4Q}{\nu B} \quad (4.9)$$

L'injection des formules (4.5), (4.6) et (4.7) dans l'équation (4.4) nous conduit à sa nouvelle forme et ce comme suit :

$$\frac{Q}{(4gm^3y_n^5 S_0)^{0.5}} = -4.06 \log \left(\frac{\varepsilon}{12.2y_n} + \frac{0.38\nu}{\sqrt{2gS_0y_n^{3/2}}} \right) \quad (4.10)$$

Où :

y_n : profondeur normale ; et B : largeur du canal,

L'équation (4.10) peut être directement utilisée pour calculer le débit Q pour un B , y_n , S_0 , ε donné, et ν .

La profondeur d'eau y_n ne peut pas être obtenue directement à l'aide de l'équation (4.10) pour un débit donné Q , B , S_0 , ν et ε .

III.3. Théorème d'inversion de Lagrange

En analyse mathématiques, le théorème d'inversion de Lagrange fournit le développement en série de certaines fonctions définies implicitement ; la formule d'inversion de Lagrange, connue aussi sous le nom de formule de Lagrange-Bürmann, en est un cas particulier donnant le développement en série de Taylor de la fonction inverse d'une fonction analytique (Lagrange, 1869),(Abramowitz et al, 1972). Une formule implicite peut s'écrire

$$Z = a + t\phi(Z) \quad (4.11)$$

Où :

- Z = variable implicite ;
- a et t = paramètre ;
- ϕ = fonctionnel symbole.

Une forme explicite de l'Equation (4.11) peut être exprimée comme une puissance série comme suit (Whittaker et Watson 1915):

$$f(Z) = f(a) + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{t^n}{\Gamma(n+1)} \frac{d^{n-1}}{da^{n-1}} [f'(a)[\phi(a)]^n] \quad (4.12)$$

Où :

$f(Z)$: formule directe pour trouver « Z » en fonction des paramètres « a »
et « t ».

III.3.1.Application de la méthode

a. Section rectangulaire-large

L'équation (4.6) est implicite et le facteur de frottement « f » ne peut pas être résolu directement pour un débit, hauteur de rugosité et profondeur normale connues. La méthode de solution commune implique une procédure d'essai.

À fin de pouvoir appliquer la méthode de Lagrange, l'équation (4.6) doit être reformulé comme suit :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2.03 \log \left(\frac{\varepsilon R \sqrt{f}}{12.2R \sqrt{f} R_h} + \frac{37.088 R_h}{12.2R \sqrt{f} R_h} \right) \quad (4.13)$$

Ce qui donne :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 \log \left(\frac{(R/3.04)}{\frac{\varepsilon R}{37.088 R_h} + \frac{1}{\sqrt{f}}} \right) \quad (4.14)$$

Une simplification du (4.14) mène a :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 \log(R/3.04) - 2.03 \log \left(\frac{1}{\frac{\varepsilon R}{37.088 R_h} + \frac{1}{\sqrt{f}}} \right) \quad (4.15)$$

Ou bien :

$$f = \left[c - 2.03 \log \left(\frac{\varepsilon R}{3.7088 R_h} + \frac{1}{\sqrt{f}} \right) \right]^{-2} \quad (4.16)$$

D'où :

$$c = 2.03 \log \left(\frac{R}{3.04} \right) \quad (4.17)$$

Équation (4.16) prend la forme de l'équation (4.11) avec :

- a = c,
- t = (-2,03/ln 10)
- $\phi(Z) = \ln \left(\frac{\varepsilon R}{3.7088 R_h} + Z \right)$

En prenant $Z = f^{-1/2}$,

en appliquant le théorème de Lagrange, l'équation (4.16) pour $f(Z) = Z$ se réécrite comme suit :

$$f^{1/2} = c + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\left(\frac{-2.03}{\ln 10}\right)^n}{\Gamma(n+1)} \frac{d^{n-1}}{dc^{n-1}} \left\{ \left[\frac{\varepsilon R}{3.7088R_h} + c \right]^n \right\} \quad (4.18)$$

Après le développement de l'équation (4.18), la série suivante est obtenue :

$$f^{-1/2} = c + 2.03 \log b \left[-1 + \frac{2.03}{b \ln 10} + 0.5 \left(\frac{2.03}{b \ln 10} \right)^2 \ln \left(\frac{b}{e^2} \right) + \left(\frac{2.03}{b \ln 10} \right)^3 \left(\frac{\ln b}{3} - \frac{9-\sqrt{33}}{12} \right) \left(\ln b - \frac{9+\sqrt{33}}{12} \right) + \dots \right] \quad (4.19)$$

L'équation (4.19) peut être simplifiée comme suit :

$$f^{-1/2} = c + 2.03 \log \left[-1 + \frac{2.03}{b \ln 10} + 0.5 \left(\frac{2.03}{b \ln 10} \right)^2 \ln \left(\frac{b}{e^2} \right) + \left(\frac{2.03}{b \ln 10} \right)^3 \left(\frac{(\ln b)^2}{3} - \frac{3}{2} b + 1 \right) \right] \quad (4.20)$$

Avec :

$$b = \left(\frac{\varepsilon R}{37.088R_h} + c \right) \quad (4.21)$$

Connaissant la valeur de ε ; v ; B ; Q , et la profondeur normale, le facteur de frottement (et la perte de charge) peuvent être résolus directement à l'aide de l'équation (4.19), Avec :

$$R = 4Q / Bv.$$

Pour des valeurs données de R et ε/R_h , les coefficients de frottement proposés par l'équation (4.19) Lamri et al (2021) ont comparés aux valeurs exactes obtenues en utilisant l'équation (4.6), Afin de calculer l'écart, la formule (4.22) s'est employée :

$$E = \left[\frac{(f_{exact} - f_{proposed})}{f_{exact}} \right] 100 \quad (4.22)$$

Où :

E = erreur (%); f_{exact} = valeur exacte de « f » en utilisant équation (4.6);

et $f_{proposé}$ = valeur proposée de « f » en utilisant l'équation (4.19).

Les auteurs ont proposé de prendre uniquement trois (03) termes de l'équation (4.19), avec une erreur maximale inférieure à 0,12 %, et pour trois (03) termes est inférieure à 0,04 % dans l'intervalle

$$:10^{-6} \leq \varepsilon/R_h \leq 10^2 \text{ et } 4000 \leq R \leq 10^8 .$$

Utilisation de trois termes de l'équation (4.19), l'équation de régression

suivante est obtenue :

$$f^{-1/2} = c + 2.03 \log b \left\{ -1 + 0.874 \left[b^{-1} + b^{-2} \log \left(\frac{b}{e^2} \right) \right] \right\} \quad (4.23)$$

Selon les auteurs, l'erreur maximale de l'équation (4.19) par rapport aux valeurs exactes de l'équation (4.6) est moins de 0,04 %

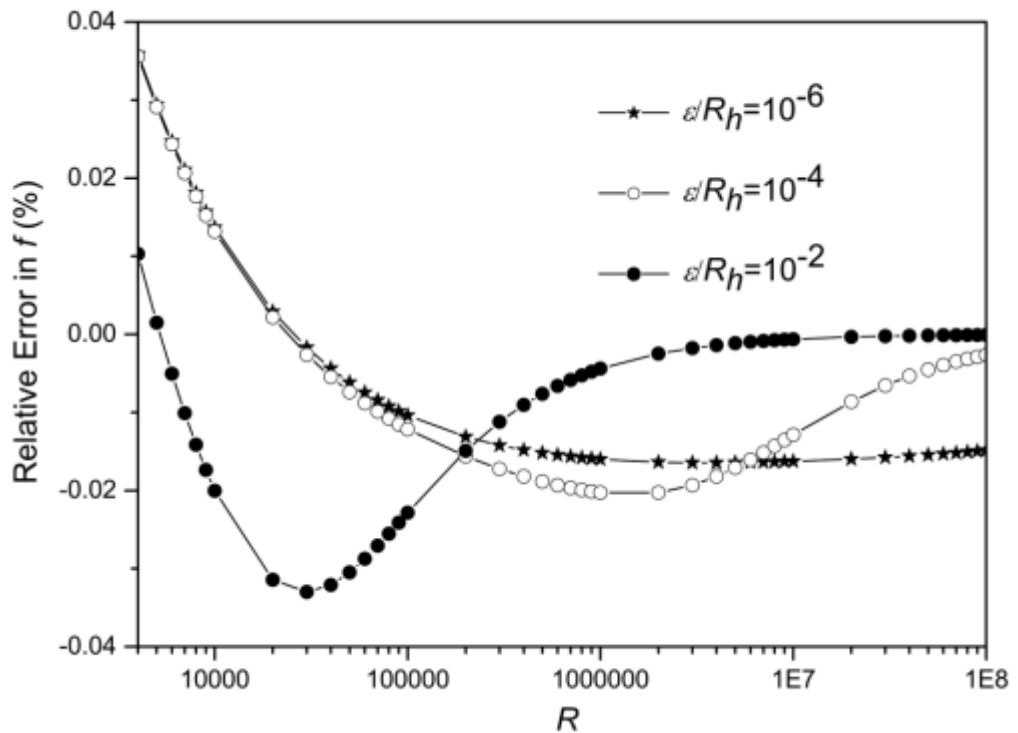


FIGURE IV. 3: ERREUR RELATIVE EN FONCTION LES VALEURS DE R ET E/R_H EQUATION (4.19) (LAMRI ET AL, 2021)

Pour estimer la précision du modèle proposé, les auteurs n'ont pas pris suffisamment de valeurs de ε/R_h et R et ce pour assurer l'étude de toutes les possibilités ; dès le premier coup d'œil, il est facile de conclure que les pas de calcul n'étaient pas assez petits pour juger de la fiabilité des formules proposées. Une enquête approfondie de l'erreur maximale doit conduire à ce qui suit :

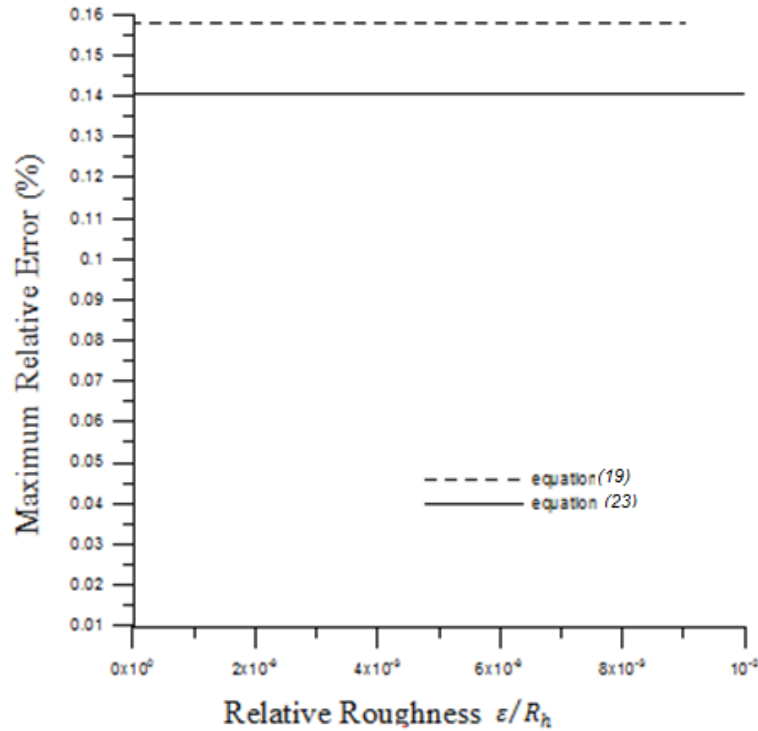


FIGURE IV. 4 :L'ECART MAXIMAL (EN POURCENTAGE) POUR TOUTE LA PLAGE DE:

$10^{-6} \leq \varepsilon/R_h \leq 10^{-2}$ et $4000 \leq R \leq 10^8$ des équations (4.19) and (4.23).

Pour établir la figure IV.4, des valeurs aléatoires de la plage $10^{-6} \leq \varepsilon/R_h \leq 10^{-2}$ et $4000 \leq R \leq 10^8$ ont été utilisées.

La figure IV.4 montre l'erreur maximale qui peut être induite lors de l'utilisation de l'équation. (4.19) et (4.23), où l'erreur maximale de l'équation (4.19) est de 0,16 %, cependant pour l'équation (4.23) l'erreur maximale était de 0,141 %, ce qui est différent de ceux annoncés par les auteurs.

III.3.1.1. Modélisation de la profondeur normale

D'abord, il est impératif de définir certain variables nécessaires pour le développement et ce comme suit :

$$y_n^* = y_n \left(\frac{g S_0 B^2}{Q^2} \right)^{1/3} \quad (4.24)$$

$$\varepsilon^* = \varepsilon \left(\frac{gS_0 B^2}{Q^2} \right)^{1/3} \quad (4.25)$$

$$v^* = \left(\frac{vB}{Q} \right) \quad (4.26)$$

Où les variables : y_n^*, ε^* et v^* sont des variables adimensionnelles.

Si on injecte les équations (4.24), (4.25), et (4.26), l'équation (4.6) peut s'est réécrite sous une nouvelle forme adimensionnelle comme suit :

$$\frac{1}{y_n^{*3/2}} = M - 4.06\sqrt{2}\log\left(\frac{8\sqrt{2}\varepsilon^*}{37.088v^*y_n^*} + \frac{1}{y_n^{*3/2}}\right) \quad (4.27)$$

Avec :

$$\frac{\varepsilon}{12.2R_h} = \frac{3.04\varepsilon^*}{37.088y_n^*} \quad (4.28)$$

$$\frac{3.04}{R\sqrt{f}} = \frac{3.04v^*}{8\sqrt{2}y_n^{*2}} \quad (4.29)$$

Où :

$$M = 4.06\sqrt{2}\log\left(\frac{8\sqrt{2}}{3.04v^*}\right) \quad (4.30)$$

Il est claire que l'équation (4.27) est implicite pour le calcul de « y_n^* », qui peut être résolu à l'aide d'une méthode itérative.

L'équation (4.27) prend la forme de l'équation (4.9) ce qui permet d'appliquer la méthode de Lagrange avec :

- $Z = 1/\sqrt{y_n^{*3}}$,
- $a = M$,
- $t = (-4.06\sqrt{2}/\ln 10)$,
- $\phi(Z) = \ln\left[\left(\frac{8\sqrt{2}\varepsilon^*}{37.088v^*y^*}\right)Z^{2/3} + Z\right]$.

En appliquant le théorème de Lagrange, l'équation (4.27) pour $f(Z) = Z$ est résolu comme suit :

$$Z = \frac{1}{y_n^{*3}} = M + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\left(\frac{-4.06\sqrt{2}}{\ln 10}\right)^n}{\Gamma(n+1)} \frac{d^{n-1}}{dM^{n-1}} \{[\ln(KM^{2/3} + M)]^n\} \quad (4.31)$$

D'où :

$$K = \frac{8\sqrt{2}\varepsilon^*}{37.088v^*y^*} \quad (4.32)$$

Le développement suscité est plus correcte comparé avec celui proposé par Lamri et al (2021).

Un développement de l'équation (4.31) mène à obtenir la valeur de y^* par le biais de l'équation (4.33) :

$$\frac{1}{y_n^{*3/2}} = M + 4.06\sqrt{2}\log(KM^{2/3} + M) \times \left[-1 + \frac{4.06\sqrt{2}\log(2KM^{2/3}+3M)}{3M\ln 10(KM^{2/3}+M)}\right] \quad (4.33)$$

Equation (4.33) est l'équation exacte directe pour calculer la profondeur normale lorsque les autres paramètres sont donnés.

Plus d'un million (10^6) de valeurs - aléatoires - ont été utilisées pour vérifier la fiabilité de l'équation (4.33); les résultats tracés dans la figure IV.5 montrent, sans aucun doute, un énorme écart entre l'équation (4.28) et l'équation (4.33), où les erreurs relatives maximales enregistrées étaient de : 6,723% (figure IV.5) :

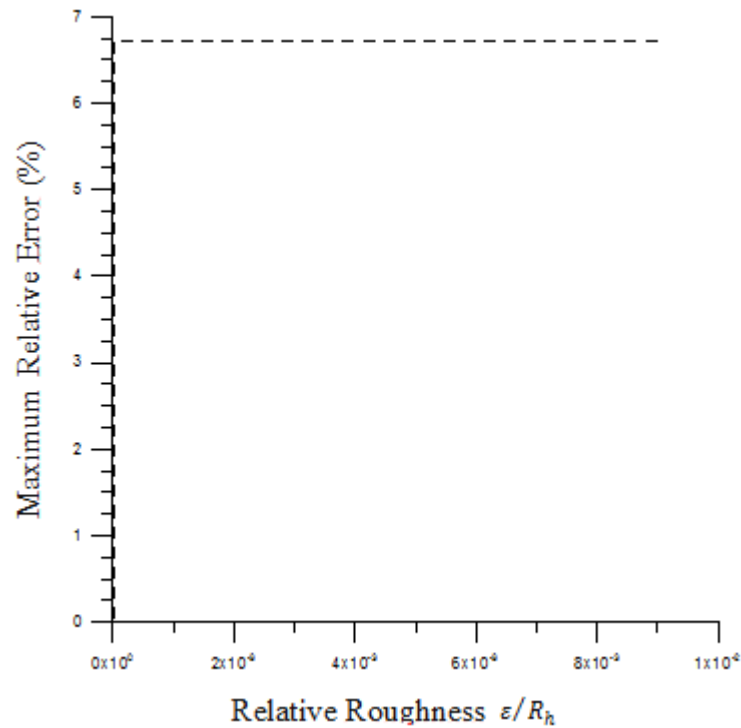


FIGURE IV. 5: L'ERREUR MAXIMALE (EN POURCENTAGE) PRODUITE PAR L'EQUATION (4.33) POUR LA GAMME : $10^{-6} \leq \varepsilon/R_h \leq 10^{-2}$ ET $4000 \leq R \leq 10^8$

Pour améliorer les résultats de l'équation (4.33) certains coefficients doivent être modifiés et ce comme suit :

$$y^{*-3/2} = M + 4 \log(kM^{2/3} + M) \left[-1 + \frac{4(18hM^{2/3} + 1.5M)}{3.1M \ln 10 (1.2 hM^{2/3} + M)} + \dots \right] \quad (4.34)$$

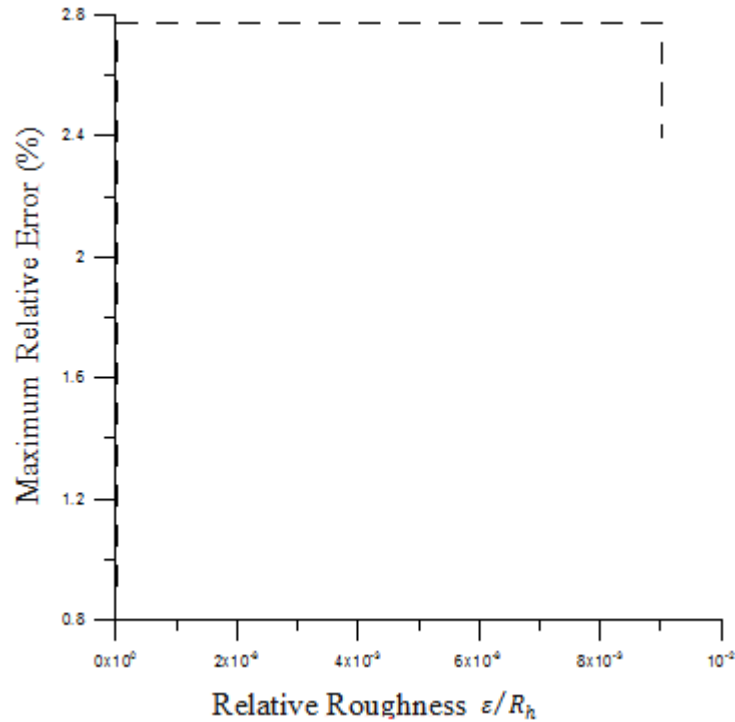


FIGURE IV. 6: L'ERREUR MAXIMALE (EN POURCENTAGE) PRODUITE PAR L'EQUATION (4.34) POUR LA GAMME : $10^{-6} \leq \varepsilon/R_h \leq 10^{-2}$ ET $4000 \leq R \leq 10^8$

La figure IV.6 montre clairement la décroissance de l'écart maximal, où l'erreur maximale enregistrée pour toute la plage de ε/R_h et R n'était que de 2,7 %

b. Section triangulaire

Pour une section triangulaire, l'équation (4.10) peut être reformulée comme suit :

$$\frac{Q(m^2+1)^{1/4}}{(4gm^3y_n^5 s_0)^{0.5}} = -2\log\left(\frac{\varepsilon\sqrt{m^2+1}}{6my_n} + \frac{0.3125v(2\sqrt{m^2+1})^{3/2}}{\sqrt{2gm^3y_n^3 s_0}}\right) \quad (4.36)$$

Tel que :

y_n : profondeur normale ; m : pente latérale du canal.

L'équation (4.35) a une forme implicite par rapport au calcul de « y_n », tel que pour un débit donné Q , une hauteur de rugosité ε , la profondeur normale ne peut être résolue que si on utilise une des méthodes itératives.

En utilisant l'équation (4.3), les variables - non dimensionnels- suivants peuvent être utilisés:

$$y_{n*} = y_n \left(\frac{gS_0 m^3}{2Q^2 \sqrt{m^2+1}} \right)^{1/5} \quad (4.36)$$

$$\varepsilon_* = y_n \left(\frac{gS_0 m^3}{2Q^2 \sqrt{m^2+1}} \right)^{1/5} \quad (4.37)$$

$$v_* = v \left(\frac{2\sqrt{m^2+1}}{gS_0 Q^3 m^3} \right)^{1/5} \quad (4.38)$$

Avec :

$$R_h = \frac{m y_n}{2\sqrt{1+m^2}} \quad (4.39)$$

$$R = \frac{2Q}{v y_n \sqrt{1+m^2}} \quad (4.40)$$

En utilisant la formule D-W et les équations (4.36), (4.37) et (4.38), l'équation (4.4) peut être se transformée sous une forme sans dimension suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{y_{n*}^5}} = -4\sqrt{2} \log \left(\frac{\varepsilon_* \sqrt{m^2+1}}{6m y_{n*}} + \frac{v_* \sqrt{m^2+1}}{1.6\sqrt{2} y_{n*}^{3/2}} \right) \quad (4.41)$$

En utilisant changement de variable, l'équation (4.41) peut s'écrire :

$$Z = y_{n*}^{-5/2} = P - \frac{4\sqrt{2}}{\ln 10} \ln \left(\frac{\varepsilon_* \sqrt{m^2+1}}{3.75 m v_*} Z^{2/5} + Z^{3/5} \right) \quad (4.42)$$

Où :

$$P = 4\sqrt{2} \log \left(\frac{1.6\sqrt{2}}{v_* \sqrt{m^2+1}} \right) \quad (4.43)$$

Equation (4.42) possède la forme de l'équation (4.9) avec :

$$Z = 1/\sqrt{y_{n*}^5},$$

$$a = P,$$

$$t = (-4\sqrt{2}/\ln 10),$$

$$\phi(Z) = \ln[(\sqrt{2}\varepsilon_*/3.75mv_*)Z^{2/5} + Z^{3/5}].$$

En appliquant le théorème d'inversion de Lagrange, avec : $f(Z) = Z$, l'équation

(4.42) est résolue comme :

$$\frac{1}{\sqrt{y_{n*}^5}} = p + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\left(\frac{-4\sqrt{2}}{\ln 10}\right)^n}{\Gamma(n+1)} \frac{d^{n-1}}{dp^{n-1}} \{[\ln(\beta p^{2/5} + p^{3/5})]^n\} \quad (4.44)$$

Où :

$$\beta = \frac{\sqrt{2}\varepsilon_*}{3.75mv_*} \quad (4.45)$$

Le développer de l'équation (4.44), donne ce qui suit :

$$\frac{1}{\sqrt{y_{n*}^5}} = p + 4\sqrt{2} \log(\beta p^{2/5} + p^{3/5}) \times \left[-1 + \frac{0.8\sqrt{2}(2\beta + 3p^{1/5})}{\ln(10)(\beta p + 3p^{6/5})} \right] \quad (4.46)$$

La formule (4.46) est une formule explicite, elle produite une précision très intéressante, où l'écart maximum enregistré de 0,659% comme le montre la figure IV.7 :

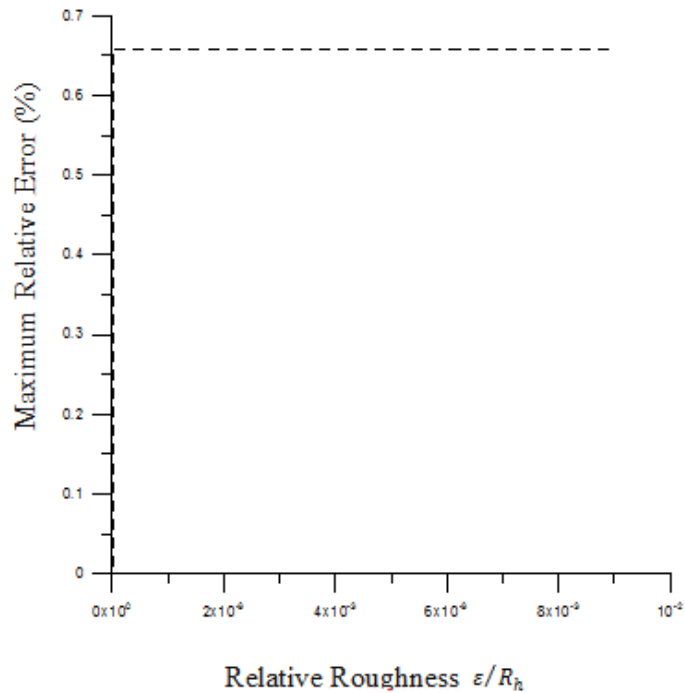


FIGURE IV. 7: ERREUR MAXIMALE (EN POURCENTAGE) PRODUITE PAR L'EQUATION (4.46).

La précision de l'équation (4.46) peut être amélioré encore, une fois les coefficients suivants sont utilisés dans comme suit :

$$y^{*-5/2} = p + 4\sqrt{2} \log(\beta p^{2/5} + p^{3/5}) \left\{ -1 + \left(\frac{0.8\sqrt{2}}{\ln 10} \right) \left(\frac{2.82p + 3.31p^{1/5}}{1.022\beta p + 1.15p^{6/5}} \right) \right\} \quad (47)$$

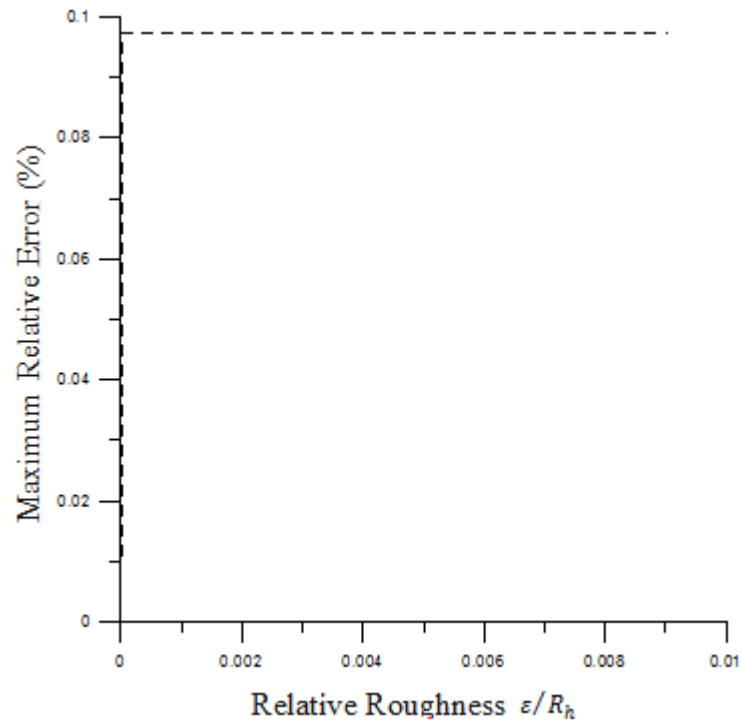


FIGURE IV. 8: L'ERREUR MAXIMALE (EN POURCENTAGE) PRODUITE PAR L'EQUATION (4.47).

L'erreur maximale enregistrée pour l'équation (4.47) était égal ou inférieur à 0,1 %, comme le montre la figure IV.8.

IV. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté une révision des solutions analytiques directes de la profondeur normale proposée par Lamri et al (2021) pour les sections transversales triangulaires et rectangulaires larges qui sont développés à la base de la formule de résistance D-W et le théorème de Lagrange.

La méthode de Lagrange a prouvé qu'elle peut fournir une solution précise.

Les résultats ont été corrigés et les erreurs ont été rectifiées adéquatement pour des applications dépourvues des anomalies.

Conclusion générale

Ce travail vise à proposer une nouvelle approche capable de donner d'une manière simple, directe et exacte les caractéristiques d'écoulement dans des différentes formes géométriques écoulant à surface libre (Saâtçi, 1990), (Akgiray, 2004 et 2005), (Giroud et al, 2000) via l'utilisation d'une nouvelle méthode connue par l'acronyme « M.C.R.C » c'est-à-dire : Méthode de la Conduite de Références Connues» .

Le calcul des écoulements uniformes à surface libre a une place importante dans la pratique de l'ingénieur hydraulicien à titre d'exemples le système d'évacuation des eaux pluviales. Un écoulement est considéré comme étant uniforme permanent lorsque ses caractéristiques sont invariables dans le temps et dans l'espace. Cet aspect du problème a été longuement étudié par plusieurs chercheurs (Manning, 1891), (Prandtl, 1926), (Achour et al, 2002)...etc

Notre attention s'est portée sur l'étude d'un type d'écoulement fréquemment rencontré dans la vie de l'ingénieur hydraulicien qui est l'écoulement permanent et uniforme.

Les réseaux d'assainissement s'écoulent souvent dans des conduites partiellement remplies ; la détermination des caractéristiques d'écoulement dans ce cas nécessite le recours aux graphes, tableaux (Chow, 1959), (Venkateswarlu Swarna and al, 1990), (Terence J. McGhee, 1991) mais restent moins exactes et limités, ou bien l'utilisation des méthodes numériques laborieuses (Saâtçi, 1990), (Hager, 2010).

Certains auteurs ont essayé d'explicitier ces méthodes via des approches pour certains écarts par rapport à l'équation originale de Manning ; les travaux les plus importants sont ceux de : (Saâtçi, 1990), (Giroud et al, 2000) et (Akgiray,

2004 et 2005), (Zeghadnia et,2014)...etc ; en revanche d'autres auteurs ont préféré la formule de Colebrook-White, malgré l'inconvénient que présente cette équation pour le cas des réseaux d'assainissement dû aux dépôts sur les parois des réseaux ce qui favorise et avantage la formation des couches biofilms(Carlier, 1985), (Clair, 2003), (Guzman et al, 2007), (Guillermo et al, 2009).

Le groupe de travail de l'ASCE au sujet de facteur de frottement dans les canaux ouverts (1963) a exprimé sa croyance dans l'utilité d'utiliser la formule de Darcy-Weisbach pour la résistance à l'écoulement dans les canaux écoulant à surface libre pour un écoulement autre qu'entièrement rugueux, cependant, ces recommandations ont presque été ignorées, et la formulation de Manning-Strickler continue de dominer, peut-être parce que la plupart des conduites et des canaux s'écoulent dans des conditions turbulentes (Saatçi, A.,1990) (Giroud, J.P et al, 2000), (Akgiray. Ö,2004 and 2005), (Madan MD, 2008), (Boukhari et al, 2021), (Zeghadnia et al, 2007, 2014, 2014a, 2017)...etc

Cette thèse a fait l'objet de deux contributions, la 1ere est basée sur les résultats de développement de la méthode: MCRC tandis la deuxième était une contribution par une discussion à la base de la méthode inversion de Lagrange - publiée dans le journal irrigation and drainage engineering (ASCE).

La thèse est divisé en 04 chapitres consécutifs chacun est adressé pour servir un objectif, et ce comme suit :

- Les chapitres 01 et 02 ont eu pour objectif de passer en revue des différents concepts et connaissances de base sur l'hydraulique urbaine, des réseaux d'assainissement, les différentes notions de l'écoulement

permanent uniforme, ainsi que d'autres concepts, nécessaires pour le sujet.

Les deux derniers chapitres représentent nos contributions à travers les chapitres 03 et 04.

- Pour le chapitre 03, une nouvelle méthode simple et facile basée sur une conduite de référence avec des caractéristiques connues (Méthode de la Conduite de Référence Connue : MCRC) est proposée ; l'effet des paramètres de la conduite amonts sur les conduites en aval selon chaque cas a été montré et ce selon la disposition du système de drainage, pour des conduites circulaires pleines et partiellement remplies.
- le quatrième chapitre représente les outputs de discussion de la méthode d'inversion de Lagrange. Des corrections et des améliorations ont été développées afin d'améliorer le modèle proposé et avoir un modèle plus consistant vis-à-vis le calcul des sections rectangulaire large et triangulaire à la base de l'équation de Colebrook-White.

En ce qui concerne les autres formes géométriques que nous n'avons pas eu le temps de traiter comme convenu, elles seront des sujets de recherches pour les années prochaines, et ce pour évaluer l'aptitude de la méthode MCRC à fournir des formules explicites et exactes dans les différents cas possible.

Références bibliographiques

- 1- **Achour, B, and A. Bedjaoui** (2006). Discussion of: Explicit Solutions for Normal Depth problem by Prabhata K. Swamee, Pushpa N. Rathie. *Journal of hydraulic research*, **44**:715-717.
- 2- **Ackers. P.** (1993), «Stage-Discharge Functions for Two-Stage Channels: The Impact of New Research." *J. of the Inst. of Water and Environmental Management* 7, no. 1 pp. 52-61.
- 3- **Akgiray, Ö** (2005). Explicit solutions of the Manning equation in partially filled circular pipes. *Environmental engineering science*, **32**:490-499.
- 4- **Akgiray. Ö.** (2004). Simple formula for velocity, depth of flow and slope calculations in partially filled circular pipes. *Environmental engineering science*, 21(3),371-385
- 5- **Anderson, A. G.; A. S. Painter, and S. T. Davenport.** (1970). Tentative Design Procedure for Riprap. Lined Channels. NCHRP Report 108. National Cooperative Highway Research Program. Highway Research Board, National Research Council. Washington, DC:
- 6- **Anonym.** (1954). Handbook of Channel Design for Soil and Water Conservation. United Naté Department of Agriculture, Soil Conservation Service. SCS-TP-61.
- 7- **Arcement, GA., and V R. Schneider.** (1984). Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains, Report No. FHWA-TS-84-204. Federal High-way

- Administration, U.S. Dept. of Transportation, National Technical Information Service, Springfield, VA:
- 8- **ASCE.** (1982) .Gravity Sanitary Sewer Design and Construction, Manual No. 60. New York: ASCE,
 - 9- **ASCE Task Force.** (1963). «Friction Factors in Open Channels. Progress Report of the Task Force on Friction Factors in Open Channels of the committee on Hydromechanics." J. Hyd. Dim, ASCE 89. no. HY2 pp. 97-143.
 - 10- **Ashok, K.S., and P.K. Swamee** (2008). Design method for circular and non-circular sewer sections. Journal of Hydraulic Research, **46**:133-141.
 - 11- **Barr, D.I.H., and M.M. Das** (1986). Direct solution for normal depth using the manning equation. Proceedings of the institution of Civil Engineers, Part 2, **81**:315-333.
 - 12- **Barnes. H. H., Jr.** (1967). Roughness Characteristics of Natural Channels, U.S. Geological Survey Water Supply Paper 1849. Washington, DC: Government Printing Office,.
 - 13- **Barnes, H.H.** (1967). Roughness Characteristics of Natural Channels. U.S. Geological survey- supply paper 1849. United States Government printing office. Washington, DC. Chen et Cotton, 1986.
 - 14- **Bathurst, J. C.** (1985), "Flow Resistance Estimation in Mountain Rivers." J. HydroEngrg., ASCE III, no. HY4 pp. 625-43
 - 15- **Beboukha.Y.** (2015). Coefficients de Chézy et de Manning en écoulement uniforme dans des canaux artificiels. Thèse de Magister. Université de Biskra.

- 16- **Berlamont. I. E. and N. Vanderstappen.** (1981). «Unstable Turbulent Flow in Open Channels." J. Hid. Div., ASCE 107. no HY4 pp. 427-49.
- 17- **Bhowmik, N. G. and M. Demissie,** (1982), ‘Carrying Capacity of Floodplains." Hyd. Div., ASCE 108. no. 3 pp 443-52.
- 18- **Biswas, A. K.** (1970). History of Hydrology. Amsterdam. The Netherlands, North-Holland Publishing Co..
- 19- **Boukhari, I., Zeghadnia, L., Djemili, L., and J.L. Robert** (2020). Closure to “New Approach for the Computation of the Water Surface Angle in Partially Filled Pipes: Pipes Arranged in Parallel” by Lotfi ZEGHADNIA, Jean loup ROBERT. Journal of Pipeline Systèmes - Engineering and Practice, **11**:1-2.
- 20- **Bourrier, R** (1997). Les réseaux d’assainissement: Calculs, Applications, Perspectives. Tec & Doc, 4^{ème} édition. France, p.313.[Sewer network: Computations, Applications, Prospects: Tec & Doc, 4th edition, France, p.313.]
- 21- **Bousmar. D., and Y, Zech.** (1999), «Momentum Transfer for Practical Flow Computation in Com-pound Channels." J Hair. Engrg., ASCE 125,00.7 pp. 696-706.
- 22- **Carlier, M** (1980). Hydraulique Générale, Eyrolles, France, p. 123. [Fundamentals of Hydraulic Eyrolles, France, p. 123.]
- 23- **Camp. T. R,** (1946), «Design of Sewers to Facilitate Flow." Sewage Works 18. no. 1 pp. 3-16.
- 24- **CASTEX .L, E .MATHALY THIEEIOT.** (1963). Results of recent tests on the Palaminy canal (Haute-Garonne Department). L A HOUILL E BLANCH E. N°4 :423-433.

- 25- **Chen. Y. H., and G. K. Canon.** (1988). Design of Roadside Channels with Flexible linings. FHWA-1P-87.7. Hydraulic Engineering Circular 15. Federal Highway Administration. U.S Dept. of Transportation. National Technical Information Service. Springfield. VA.
- 26- **Chow, Von To.** (1959) .Open Channel Hydraulics. New York: McGraw-Hill.
- 27- **Chang Philippe** (2008). Modélisation Des Ecoulements Turbulents A Surface Libre Par Eléments Finis De Frontière. Thèse de doctorat ; a Faculté des études supérieures de l'Université Laval. QC, Canada.
- 28- **Christo, B., T. George** (2013). Accurate explicit equations for the determination of pipe diameters. International journal of hydraulic engineering, **2**: 115-120.
- 29- **Christian GUILPIN** (1999) .Manuel de calcul numérique appliqué par, éditeur EDP SCIENCES, France
- 30- **Chow, Ven** (1959). Open-Channel Hydraulics. McGraw-Hill, Toronto.
- 31- **Chow, V.T** (1959). Open channel hydraulics. McGraw-Hill, New York, p.68.
- 32- **Cléber, H. A. G., Vladimir, C. B. S., and H. C. Nélia** (2019). Analysis of methodologies for determination of the economic pipe diameter. Brazilian journal of water resources, **24**:1-8.
- 33- **Colebrook, C. F.** (1939)-Turbulent Flow in Pipes, with Particular Reference to the Transition Between the Smooth and Rough Pipe laws." J. hot. Civ. Eng. Land. 111 pp. 133-56.

- 34- **Cotton, a K.** (1999). "Hydraulic Design of Flood Control Channels." In Hydraulic Design Hand-book, ed. Larry W. May, New York: McGraw-Hill.
- 35- **Cowan. W. 1.** (1956). «Estimating Hydraulic Roughness Co/Belem-Agricultural Engineering 37. no. 7 pp. 473-75.
- 36- **Cunge, J. A: F .M. Holly. Jr.: and A. Verwey.** (1980.) Practical Aspects of Computational Hydraulics. Marshfield. MA: Pitman Publishing Inc...
- 37- **Daily, 1. W, and D. R. F. Harleman.** (1966). Fluid Dynamics. Reading. MA: Addison-Wesley.
- 38- **Dickman, B.** (1990). "Large Scale Roughness in Open Channel Row," M.S. thesis. School of Civil Engineering. Georgia Institute of Technology,
- 39- Dodge, James C. I. (1992). "the Manning Formula in Context." In Channel Flow Resistance, Centennial of Manning's Formula, ed. B. C. Yen, pp. 136-85. Littleton. CO: Water Resources Publications.
- 40- **Donkin, T** (1937). The effect of the form of cross-section on the capacity and cost of trunk sewers. Journal Institution of Civil Engineers, 7:261–279.
- 41- **Elhakeem, M., A. Sattar** (2017). Explicit solution for the specific flow depths in partially filled pipes. Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice, ASCE, 8: 1-6.
- 42- **Ernest W. Tollner** (2022). Open Channel Design: Fundamentals and Applications. John Wiley & Sons, NJ, USA.

- 43- **Fasken, G. B.** (1963). Guide for selecting roughness coefficient "N" values for channels. U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service. Lincoln, NE.
- 44- **French, R. L.** (1915). Circular sewers versus egg-shaped, catenary and horseshoe cross-sections. *Engineering Record*, **72**: 222–223.
- 45- **French, R. H.** (1985) *Open-channel Hydraulics*. McGraw-Hill.
- 46- **Fukuchi, T** (2006). Hydraulic element chart for pipe flow using new definition of hydraulic radius. *Journal of hydraulic engineering*, **132**: 990-994.
- 47- **Giroud, J.P., Palmer, B., and J.E. Dove** (2000). Calculation of flow Velocity in pipes as function of flow rate. *Journal of Géosynthetics International*, **7**:583- 600.
- 48- **Hager, W. H.**(1999). *Wastewaters Hydraulics*. Berlin: Springer-Verlag.
- 49- Henderson, F. M. (1966). *Open Channel Flow*. New York: The Macmillan Co.
- 50- **Hey, R. D.** (1979). Row Resistance in Gravel-Bed Riven." I. Hyri Di, ASCE 105. HY4 pp. 365-79.
- 51- **Jérôme Bastien, Jean-Noël Martin** (2003). *Introduction à l'analyse numérique : Applications sous Matlab*. Eyrolles, France.
- 52- **Kaemipour, A. K., and C. 1. Apelt.** (1982). New Dam on Shape Effects in Smooth Rectangular Channels." *J. Hyde Res.* 20. no 3 pp. 225-33.
- 53- **Kazeinipout A. K., and C 1. Apelt.** (1979). «Shape Effects on Resistance to Uniform Flow in Open Channels."). *Dyck Res.* 17. no. 2 pp. 129-47.

- 54- **Keulegan, G. H.** (1938) "Laws of Turbulent Flow M Open Channels."
J. of Res. of MRS. 21 ma 707-41.
- 55- **King, H. W** (1918). Handbook of hydraulics, 1sted. New York:
McGraw-Hill.
- 56- **Knight, D. W., and I. D.** (1986). Demettion. Floodplain and Main
Channel Flow Interaction."
- 57- **Kouwen, N., T. E. Unny, and R M. Hill.** (1969). «Flow Retardance in
Vegetated Channel."1. Frig. and Drainage Pic. ASCE IR2 pp- 329-42.
- 58- **Krishnamurdw, M., and B. A.** (1972). Christensen. "Equivalent
Roughness for Shallow Channels." Di, ASCE 98. no HY12 pp. 2257-
63.
- 59- **Kumar. S.** (1992). "An Analytical Method for Computation of Rough
Boundary Resistance." In Chanel Flow Resistance. Communication of
Manning's Formula, ed. B. C.Yen. pp. 241-58. Littleton. CO. Water
Resources Publications,
- 60- **Kuhn, W** (1976). Der manipulierte Kreis – Gedanken zur Profilform
bei Abwasserkanälen (The manipulated circle Thoughts on these wer
profile shape). Korrespondenz Abwasser. **23**:30–37 [in German].
- 61- **Kumar, S. and 1 A Roberson** (1980). "General Algorithm for Rough
Conduit Resionnee:' T. Hid Ont. ASCE 106. no. HY' I pp. 1745-64.
- 62- Lagrange, Nouvelle méthode pour résoudre des équations littérales par
le moyen des séries Mém. Acad Roy Bellee - Lettree de Berlin XXIV
(1770) dame Oeuvres de Lagrange, tome IIL Gauthiers -Villars (1869),
5-73

- 63- **Limerinos, J. T.** (1898) - "Determination of the Manning Coefficient from Measured Bed Roughness in Natural Channels." U.S Geological Survey Water Supply Paper R. Washing-Ion. DC, Government Printing Office. 1970.
- 64- Loukam Imed .(2018). Coefficient de résistance des écoulements uniformes. Thèse de doctorat, Faculté des Sciences de l'Ingéniorat, Département d'Hydraulique, Université Annaba, Algérie.
- 65- **MACHIELS O.** (2008). Analyse théorique et numérique de l'influence de la formulation des termes de production et de dissipation dans les équations d'écoulement à surface libre. Thèse. Université de liège, Belgique.
- 66- **Madan Mohand Das.** (2008). Open channel flow. Asoke K. Ghosh. Prentice-Hall of India. Delhi, India.
- 67- **Manning, R.** (1889). "On the Flow of Water in Open Channels and Pipes." Transactions of the Montanan of aril Engineers of Ireland 20pp 166-95.
- 68- **Maynard. S. T.** (1991), «How Resistance of Riprap.1. Hydraulic. Engineering. ASCE 117. no. 6 pp. 687-95.
- 69- **Manning, R** (1891). On the flow of water in open channels and pipes. Transactions, Institution of Civil Engineers of Ireland, **20** : 161-207.
- 70- **Marc, S. and S. Bechir** (2006). Guide technique de l'assainissement.3eme édition, le Montier, Paris, p.251.[Guide for sewerage. 3rd edition, le Montier, Paris, p.251.]
- 71- **Michel La Porte, Jean Vignes** .(1980). Algorithmes numériques, analyse et mise en oeuvre - Volume 2. TACH France.

- 72- Miffeilung 16. Amt fur Wasser wids chafg Hem. Switzerland. (1923)
(in German).
- 73- **Moody, Lewis E.** (1980), «Friction Factors for Pipe Flow: Trans. ASME 671 (November 1944). Mulnyed. A. K. and M. Krishnamurthy "Composite Roughness of Natural Channels." I tryst Div, ASCE 106, no. HY6 1pp. 1111-16.
- 74- **Modgen, J. C. Rack Riprap** (1986). Design for Pallet-flan of Swam Channels near Highway Structures, Vol. 1, Hydraulic Characteristics of Open Channels, WRI Report 86-4127. Dener: U.S. Geological Stnvey.
- 75- **Myers, R. C., and J. F. Lyness.** (1997).-Discharge Ratios in Smooth and Rough Compound Chan-nels: J. HsEng, ASCE 123. no. 31. pp. 182-88.
- 76- **Myers, W. R. C.** (1978). "Momentum Transfer in a Compound Channel" J Holn Res_ 16. no. 2 pp. 139-50.
- 77- National Engineering Handbook - NEH - (2008). Stream Restoration Design. The U.S. Department of Agriculture (USDA). United States Department of Agriculture.
- 78- **Nein, M.** (1993). "Experimental Investigation of Row Resistance and Velocity Distributions in a Rectangular Channel with Large Bed-roughness Elements." PhD. thesis. Georgia Institute of Technology.
- 79- **Neale, L C. and R. E. Price.** (1964). «Flow Characteristics of PVC Sewer Pipe." I. of Sanitary Engrg. Din, ASCE 90. no. SA3 pp. 109-29.
- 80- **Patrick Le Quéré et Bérengère Podvin** (2020). Méthodes numériques pour les écoulements incompressibles. CNRS, France.

- 81- **Pearinga, G.** (1994)-Velocity Distribution in Compound Channel Flows by Numerical Modeling.' J. Hydr. Engrg- ASCE 120, no 10 pp. 1176-98.
- 82- **Pomeroy, R. D.** (1967). "Flow Velocities in Small Sewers: T. Water Pollution Control Fed. ASCE 39, no. 9pp. 1525-48.
- 83- **Rajaratnam, N.** (1960). Direct solution for diameter of pipe for rough turbulent flow. La houille Blanche, **6**:714-719.
- 84- **Rao, N. S. L. and K Sridharan.** (1970) "Limit Slope in Uniform Flow Computations." J. Hydr. ASCE 96. no. HY1.1. pp. 95-102.
- 85- **Ree, W.O.** (1949). Hydraulic characteristics of vegetation for vegetated waterways. Agr. Eng. Vol. 30:184-187,189.
- 86- **Roberson, I. A. and C T.** (1997). Crown. Engineering Fluid Mechanics. 6th ed. Brown Houghton Mifflin.
- 87- **Rouse, Hunter.** (1965). 'Critical Analysis of Open-Channel Resistance: Hydr. Div, ASCE 91, no. 11Y4 pp. 475-99.
- 88- **Rouse, Hunter.** (1980). 'Some Paradoxes in the History of Hydraulics.' J. Hydr. Div. ASCE 106, no. HY6 pp. 1077-84.
- 89- **Saatçi, A** (1990). Velocity and depth of flow calculations in partially pipes. Journal of Environment Engineering, ASCE, **116**:1202-1208.
- 90- **Samuels, P. G.** (1989), Hydraulics of Two Stage Channels: Review of Current Knowledge." HR Paper No. 45. Wallingford, England, Hydraulics Research Limited.

- 91- **Schmidt, H** (1976). Die Verwendung von Eiprofilen aus hydraulischer Sicht (The use of egg shaped sewers based on hydraulic considerations). *Korrespondenz Abwasser*. 23: 209–212[in German].
- 92- **Schwab, G.O., R.K. Freven, T.W. Edmdnstern K.K. Barnes,** (1966.) *Soil and Water Conservation Engineering*. John Wiley and Sons, New York.
- 93- **SCS-TP- 161.** Handbook of Channel Design for Soil and Weller Conservation. Stillwater,OK: U.S. Soil Conservation Service, 1954.
- 94- **Shlono, K., and D. W. Knight.** (1991). «Turbulent Open-Channel Flows with Variable Depth across the Channel: *J. Fluid Mech.* 222 PP 6 (7-46).
- 95- **Shih, C C. and N. S.** (1967). Gregg «Reconsideration of the Hydraulic Radius as a Geometric Qumtny in Open Channel Hydraulics" Pro, 12th Congress, IAHR 1 pp. 288-96.
- 96- **Simon, A.L.** (1976). *Practical Hydraulics*. John Wdey and Sons, Toronto.
- 97- **Strickler, A.** "Beinane rut Frage der Geschwincligkens formel send der Rauhigkeitszahlen for Strome, Ramie nod geschlossene Leilungen" (Contributions to the question of flow roughness coefficients for rivers. channels, and conduits).
- 98- **Sturm, T. W., and D. King.** (1988), "Shape Effects on Flow Resistance in Horseshoe Conduits." *J. Hydr, Engrg. ASCE* 114. no. 11 pp. 1416-29

- 99- **Sturm, T. W, and Aftab Sadiq.** (1996), «Water Surface Profiles in Compound Channel with Multiple Critical Depths." Hy & Engrg., ASCE 122, no. I2 pp. 703-9.
100. **Swamee, P.K** (2001). Design of Sewer Line. Journal of Environment Engineering, ASCE. **127**:776–781.
101. **Swamee, P.K. and P.N. Rathie** (2007). Exact equations for pipe-flow problems. Journal of Hydraulic Research, **45**:519–528.
102. **Swarna, V., and P. Modak** (1990). Graphs for Hydraulic Design of Sanitary Sewers. J. Environ. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9372., **116**:561–574.
103. **Stéphane Balac, Laurent Chupin** (2008). Analyse et algèbre: cours de mathématiques de deuxième année avec exercice. PPUR presses polytechniques Amazon France.
104. **Terry W sturm.** (2001). Open channel Hydraulics. International edition. Mcgraw-hill. New York. USA. Grishanin (1990)
105. **Thormann, E (1941).** Einheitliche Leitungsquerschnitte für Entwässerungsleitungen (Filling curves of drainage pipes). Gesundheits-Ingenieur, **64**: 103–110 [in German].
106. **Thormann, E (1944).** Füllhöhenkurven von Entwässerungsleitungen (Filling curves for drainage pipes). Gesundheits-Ingenieur, **67**: 35–47 [in German].
107. **Tommy, S.W. W** (2007). Exact solutions for normal depth problem. Journal of hydraulic research. **45**:567-571.
108. Tracy. H.1., and C. M. Lester. (1961). "Resistance Coefficient and Velocity Distribution in Smooth Rectangular Channel. U.S. Geological

- Survey. Water-Supply Paper 1592-A. Washing-ton. DC: Government Pitying Office.
109. **U.S. Soil Conservation Service.** (1954). Handbook for channel design for soil and water conservation USDA, Soil Conservation Service. SCS-TP-61.
110. **Wang, M., Weimin, D., and Y. Wang** (2012). Determination optimum Pipe Diameter Method of tree Path Heating Pie Network. Applied Mechanics and Materials, **238**:385-389.
111. **Wark. 1. B. P. G. Samuels. and D. A. Ervin,** (1990) "A Practical Method of Estimating Velocity and Discharge in Compound (Channels." In International Conference on River Flood Hydraulics. ed. W R. White. New York: John Wiley & Sons.
112. **White. F. M.** (1999) Fluid Mechanics, 3rd ed. New York: McGraw-Hill.
113. **White. F. M.** (1974). Viscous Fluid Flow. New York: McGraw-Hill.
114. **Williams. G. P.** (1974) "Manning Formula A Misnomer" J Had. Diu. ASCE 96. no. HY pp. 193-99.
115. **Wiggert, D. C** (1972). Transient flow in free-surface, pressurized systems. Journal of Hydraulic Division, ASCE, **98**: 11–27.
116. **Willi, H. H** (2010). Wastewater hydraulics theory and practice, 2nd edition, Springer, London, p. 55.
117. **Wormlealon. P. R. and P. Hadjipanos.** (1985), "Flow Distribution in Compound Channels." I. Hydr. Eng, ASCE III. no. 2 PP. 357-6.

118. **Wormleaton, P. R. and D. L Meant** (1990). Improved Method of Calculation of Steady Uniform Flow in Prismatic Main Channel/Flood Plain Sections' J. Hydr Res. 28. no. 2 pp. 157-74.
119. **Wright, R. R. and M. R. Carstens.** (1970) "Linear Momentum Flux to verbal Section, J. Haut Div., ASCE 96.00.9. pp. 1781-93.
120. **Yen, B. C.** (1992a) Hydraulic Resistance in Open Channels." In Channel Flow Resistance: Centennial of Manning's Formula. ed. B. C. Yen. Littleton, CO: Water Resources Publication.
121. **Yen, B.C.** (1992b1) Dimensionally Homogeneous Manning's Formula:' J. Hyde Engrg. ASCE 118, no. 91- no 1326-32.
122. **Yen, C. L, and D. E. Overton.** (1975). "Shape Effects on Resistance in Flood plain Channels" J. HO. Dm, ASCE 99, no. pp. 219-3S.
123. **Zeghadnia, L** (2007). Computation of the pressurized turbulent flow in circular pipe. Magister Thesis Badji Mokhtar University, Algeria, pp.51-89.
124. **Zeghadnia, L., Djemili, L., Houichi, L., and N. Rezgui** (2009). Détermination de la vitesse et la hauteur normale dans une conduite Partiellement remplie [Estimation of the flow velocity and Normal depth in partially filled pipe]. European Journal for Scientific Research. **37**: 561–566.
125. **Zeghadnia, L, Djemili, L, and L. Houichi** (2014b). Analytic Solution for The computation of Flow Velocity and Water Surface Angle for drainage and Sewer networks: Case of Pipes arranged in series.”,Int. Journal of Hydrology Science and Technology, Inderscience, **4**: 58-67.

126. **Zeghadnia, L., Djemili, L., Rezgui, N., and L. Houichi** (2014c). New equation for the computation of flow velocity in partially filled pipes arranged in parallel. *Journal of Water Science and Technology, IWA*, **70**: 160-166.
127. **Zeghadnia, L., Djemili, L., Houichi, L., and N. Rezgui** (2015). Efficiency of the Flow in the Circular Pipe. *Journal of Environmental Science and Technology*, **8**: 42-58.
128. **Zeghadnia, L., and J. L. Robert** (2017). New Approach for the Computation of the Water Surface Angle in Partially Filled Pipes: Pipes Arranged in Parallel. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice, ASCE*, **8**:1-4.
129. **Zheleznyakov, G. V.** (1971) "Interaction of Channel and Floodplain Streams" *Proceedings 14th IMIR Conference, Paris*, pp, 145-4E Delft. the Netherlands: International Association for Hydraulic Research.

Annexe

Production scientifique

Papiers dans des Journaux :

1. **Imad BOUKHARI**, Lotfi ZEGHADNIA, Fares LAOUACHERIA, Ahmed Salah ARAIBIA, Abdelkrim GUEBAIL, Jean Loup ROBERT and Lakhdar DJEMILI (2021) Design of Collection System Parameters Using Known Reference Pipe Method (KRPM). Asian Journal of Water, Environment and Pollution, 18(03), 21-30, IOS PRESS.
2. Lotfi ZEGHADNIA, **Imad BOUKHARI**, Ali REZAIGUIA and Fares LAOUACHERIA (2021) Discussion of “Direct Solutions for Uniform Flow Parameters of Wide Rectangular and Triangular Sections” Ahmed A. Lamri; Said M. Easa, M.ASCE; Mohamed T. Bouziane; Mohammad Bijankhan; and Yan-Cheng Han. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0001583.. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, (Accepted), ASCE (American Society of Civil Engineers).
3. **Imad Boukhari**, Lotfi ZEGHADNIA, Lakhdar Djemili and Jean Loup Robert (2020) Closure to “New Approach for the Computation of the Water Surface Angle in Partially Filled Pipes: Pipes Arranged in Parallel” by Lotfi Zeghadnia and Jean Loup Robert. JOURNAL OF PIPELINE SYSTEMS ENGINEERING AND PRACTICE , 11(04), 07020002, American Society of Civil Engineers-ASCE.

Conférences internationales

1. **Imad BOUKHARI**, Lotfi ZEGHADNIA and Lakhdar DJEMILI (2018) New Formula For The Computation of the Water Surface Angle in Partially Filled Pipe: Case of Pipes Arranged in Parallel. Eau– Environnement– Climat’2018 ,Hammamet le 22, 23 et 24 Octobre.
2. **Imad BOUKHARI**, Lotfi ZEGHADNIA and Lakhdar DJEMILI (2018) New Formula For The Computation of the Water Surface Angle in Partially Filled Pipe: Case of Pipes Arranged in Parallel. le 4 ème colloque international sur les géosciences au service du développement durable. 20-22 nov. 2018 Tébessa (Algérie)

Asian Journal of Water, Environment and Pollution, Vol. 18, No. 3 (2021), pp. 21–30.
DOI 10.3233/AJW210025

Design of Collection System Parameters Using Known Reference Pipe Method (KRPM)

Imed Boukhari, Lotfi Zeghadnia^{1*}, Fares Laouacheria, Araibia Ahmed Salah¹,
Abdelkrim Guebail¹, Jean Loup Robert² and Lakhdar Djemili

Laboratory of Soils and Hydraulic, Badji Mokhtar Annaba University, BP12, 23000 Annaba-Algeria

¹Laboratory of Modelling and Socio-economic Analysis in Water Science MASESE, Mohamed Cherif
Messaadia University, 41000, Souk Ahras, Algeria

²Department of Civil Engineering, Faculty of Science and Engineering, University of Laval
Quebec, QC, Canada G1V 0A6

✉ lotfi.zeghadnia@univ-soukahras.dz

Received March 13, 2021; revised and accepted May 12, 2021

Abstract: The storm water drainage network is generally calculated based on the Manning equation, where the slope, roughness of the pipe wall, and flow are known, while conversely the velocity, diameter, and hydraulic radius are unknown characteristics, although they are very important for the work done by a hydraulic engineer who needs these parameters to find their values, including the students taking coursework relating to waste-water engineering. The computation of these parameters in partially full pipes and based on the Manning equation is implicit and needs to be computed using iterative and laborious methods. In this paper, a new, simple and easy method is presented based on a reference pipe with known characteristics (Known Reference Pipe Method: KRPM), as well as the effect of the up-pipe parameters on the down-pipes according to each case that is possible through the watershed drainage system arrangement, for both full and partially filled circular pipes.

Key words: Storm water drainage network, Manning equation, uniform and steady flow, watersheds arrangement, KRPM.

Introduction

The storm sewer system is responsible for evacuating urban run-off. Most such systems are built with circular pipes (McGhee, 1991; Zeghadnia, 2015). The need to determine its characteristics is frequently encountered in the work of hydraulic engineers, undergraduate and graduate students. Generally, the flow is assumed as steady and uniform, which allows the use of the Manning equation (Manning, 1891), which is considered the preferred model to describe flow in storm sewer systems. The storm water sewer is designed to

capture and transport all rain events that are equal to or smaller than the design storm. In most of these designs, the pipe dimensions are designed for the maximum flow expected. Several authors prefer storm water drainage systems designed to convey rain events in free surface flow conditions, because this implies that the flow is transported by the action of gravity (Bourrier, 1997; Marc and Bechir, 2006; McGhee, 1991; Zeghadnia et al., 2015).

In general a circular cross-section is considered in the design of the storm water network. However, other shapes have been documented by a number of

*Corresponding Author

1 Discussion of “Direct Solutions for Uniform Flow Parameters of Wide Rectangular and
2 Triangular Sections” Ahmed A. Lamri; Said M. Easa, M.ASCE; Mohamed T. Bouziane;
3 Mohammad Bijankhan; and Yan-Cheng Han. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0001583.

4

5 Lotfi ZEGHADNIA¹, Imad BOUKHARI², Ali REZAIGUIA³, Fares LAOUACHERIA⁴

6

7 ¹Laboratory of Modeling and Socio-Economic Analysis in Water Science
8 “MASESE”, Mohamed Cherif Messaadia University, Souk Ahras, Algeria.
9 zeghadnia.lotfi@univ-soukahras.dz
10 Tel: +213661417932

11

12 ²Laboratory of Soils and Hydraulic, Badji Mokhtar Annaba University,
13 Algeria.
14 imadboukhari167@yahoo.com

15

16 ³Department of Mathematics, College of Science, Hail University, Hail81481,
17 Saudi Arabia.
18 ali_rezaig@yahoo.fr

19

20 ⁴Laboratory of Soils and Hydraulic, Badji Mokhtar Annaba University,
21 Algeria.
22 fares.laouacheria@gmail.com

23

24 The authors of the original paper have proposed new explicit equations for the head loss and
25 normal depth for the wide rectangular and triangular open channel sections using the
26 Colebrook white equation and Lagrange’s inversion theorem.

27 The ASCE Task Force on friction factors in open channels (1963) expressed its belief in the
28 utility of using the Darcy-Weisbach formulation for resistance to flow in open channels for
29 other than fully rough flow, however, these recommendations have almost been ignored, and
30 the Manning-Strickler formulation continues to dominate, maybe because the most pipes and
31 channels flow under turbulent conditions (Boukhari et al, 2021), (Zeghadnia et al, 2007, 2014,
32 2014a, 2017).

Discussions and Closures



ASCE

Closure to “New Approach for the Computation of the Water Surface Angle in Partially Filled Pipes: Pipes Arranged in Parallel” by Lotfi Zeghadnia and Jean Loup Robert

Imed Boukhari

Ph.D. Student, Dept. of Hydraulics, Faculty of Engineering Sciences, Univ. of Badji-Mokhtar, Annaba 23000, Algeria.

Lotfi Zeghadnia

Senior Lecturer, Dept. of Civil Engineering, Faculty of Science and Technologies, Univ. of Mohamed Cherif Messaadia, Souk Ahras 41000, Algeria (corresponding author). ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1409-3140>. Email: Zeghadnia_lotfi@yahoo.fr

Lakhdar Djemili

Professor, Dept. of Hydraulics, Faculty of Engineering Sciences, Univ. of Badji-Mokhtar, Annaba 23000, Algeria.

Jean loup Robert

Professor, Dept. of Civil Engineering, Faculty of Science and Engineering, Univ. of Laval, Quebec, Canada G1V0A6.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)PS.1949-1204.0000272](https://doi.org/10.1061/(ASCE)PS.1949-1204.0000272)

The writers appreciate the discussor's interest in their work and thank him for his comments and suggestions.

The writers intend to clarify many issues addressed in the discussion:

In the original paper, the authors presented a largely new approach for the computation of the water surface angle in pipes arranged in parallel using a known reference pipe's characteristics. The new method is elaborated to overcome the laborious trial-and-error method. Practically, four scenarios can be found for the computation of the water surface angle using the concept of a reference (Zeghadnia et al. 2014a).

Response to the Discussion about the Definition of a Reference Pipe

For the first point, the discussor reported that “reference pipes need not be present in any network,” which is not correct; the reference pipe as mentioned in Fig. 2 of the original paper is not fictitious, it is a part of the network, but in general it should be in the head of the net compared to the unknown pipes.

Response to the Discussion Presented through Eqs. (1)–(6)

Eq. (1) of the discussion is correct where the formulas can be simplified to such form; we want to thank the discussor. However, Eqs. (4)–(6) of the discussion were developed using the assumption of $\theta_d = \theta_r$, and are not correct compared to the hypothesis in the original paper where

- The flow in the unknown pipe is likely different compared to the flow in the reference pipe as explained in the original paper, whatever the type of flow [in partially filled section or full section (Zeghadnia 2007)], which probably means $\theta_d \neq \theta_r$; and
 - $Q_d = Q_r$, and probably $S_d = S_r$, $n_d = n_r$, meaning the pipes are the same, and the both diameters are equal: $D_d = D_r$.
- On the other hand, one case where the assumption of $\theta_d = \theta_r$ can be considered correct is where the following equation is satisfied:

$$\left(\frac{S_d^{1/2}}{n_d}\right)^{3/8} \left(\frac{n_r}{S_r^{1/2}}\right)^{3/8} = \left(\frac{Q_d}{Q_r}\right)^{3/8} \left(\frac{D_r}{D_d}\right) \quad (1)$$

Assume that

$$S_d = S_r, \quad n_d = n_r, \quad (2)$$

The equation can be simplified to the following form:

$$(D_d)^{3/8} Q_r = (D_r)^{3/8} Q_d \quad (3)$$

Assume that

$$D_d = D_r, \quad (4)$$

It is easy to deduce the following:

$$Q_d = Q_r, \quad (5)$$

Eq. (5) is not an assumption of the proposed approach.

Response to the Discussion about the Accuracy Test

The discussor mentioned that “the ‘accuracy test’ of the paper does not test any Case 7 problem to determine unknown central surface angles.” The discussor has perhaps not read the paper published previously, Zeghadnia et al. (2014a, b), where the computation of the velocity was studied. However the accuracy test of the proposed equations in the original paper was studied correctly.

The example proposed by the discussor does not respect the hypothesis of the known reference pipe method (KRP) and always imposes that $\theta_d = \theta_r$, which is not correct as reported previously.

The discussor used the following hypothesis:

$D_d = D_r$, and D_d is full, so the following equation can be written:

$$\frac{Q_r}{Q_{full}} = \frac{(\theta - \sin\theta)^{5/3}}{2\pi\theta^{5/3}} = 1 \quad (6)$$

The numerical solution of Eq. (6) gives a wrong result compared to the KRP and shows a big difference. This point of view completely lack accuracy because of the following.

Downloaded from ascelibrary.org by 197.202.67.206 on 07/29/20. Copyright ASCE. For personal use only; all rights reserved.

© ASCE

07020002-1

J. Pipeline Syst. Eng. Pract.

J. Pipeline Syst. Eng. Pract., 2020, 11(4): 07020002





UNIVERSITE LARBI TEBESSI
TEBESSA



Laboratoire de recherche : Environnement
sédimentaire et ressources minérales et
hydriques en Algérie orientale.

ATTESTATION DE PARTICIPATION

Je soussigné **Dr. DEFALLIA Nabil**, Président du 4^{ème} Colloque International :
Les Géosciences au Service du Développement Durable

Certifie que : **Imad BOUKHARI**, a participé à cette manifestation scientifique, en présentant une
communication Poster intitulée : **New Formula For The Computation of the Water Surface Angle
in Partially Filled Pipe : Case of Pipes Arranged in Parallel.**

Co-auteurs : **Lotfi ZEGHADNIA, Lakhdar DJIMILI.**



Fait à Tébessa, le 22 novembre 2018
Le Président du Colloque
Dr DEFALLIA Nabil



مدير مختبر البيئة الجيوسياسية و التغيرات
المحتوية والمعيرة على طريق الجزائر
Dr. DEFALLIA Nabil

