

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie civil et Hydraulique
Ref :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري
المرجع:.....

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat en sciences : Sciences Hydrauliques.
Spécialité (Option) : **Sciences Hydrauliques.**

**Contribution à l'étude de l'écoulement et de la qualité des eaux
d'assainissement routier de l'Algérie - cas de la RN3 (Skikda-
Hassi Messaoud).**

Présentée par :
ABDERRAHAMANE BENABID

Soutenue publiquement le : **27/03/2022**

Devant le jury composé de :

Dr. Saâdia Gergazi	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. Naïma Benmebarek	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. Noura Bouchahm	Directeur de recherche	Co-Rapporteur	CRSTRA de Biskra
Dr. Noureddine Lahbari	Professeur	Examineur	Université de Batna 2
Dr. Khelifa Abbeche	Professeur	Examineur	Université de Batna 2
Dr. Hinda Khelili	Maitre de Conférences 'A'	Examineur	Université de Sétif 1

Remerciements

En tout premier lieu, je remercie ALLAH le tout puissant, de m'avoir donné la force, la volonté et le courage qu'il nous a données pour dépasser les problèmes et les difficultés rencontrés durant les années de recherche ainsi que l'achèvement de ce modeste travail, Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à M^d. BENMEBAREK Naima, professeur à l'université de Biskra qui m'a fait l'honneur de diriger ce travail. Elle a été la personne qui m'a initié au travail de recherche. A travers nos discussions, souvent longues mais toujours fructueuses, elle m'a amené à avoir un regard critique sur un nombre des phénomènes, qui paraissaient souvent être des évidences. Je tiens à leur assurer de mon profond respect et sympathie.

Dans les mêmes expressions de remerciements, je remercie M^d BOUCHAHM Noura co-directeur de thèse, maître de conférences au CRSTRA de Biskra. Je tiens également à remercier GUERGAZI Saâdia, Professeur à l'université Biskra d'avoir présidé le jury.

Je remercie Monsieur LAHBARI Noureddine professeur à l'université de Batna 2 et Monsieur ABBECHE Khelifa professeur à l'université de Batna 2, et M^d KHELILE Hinda maître de conférences A à l'université de Sétif 1 pour avoir accepté d'examiner et d'évaluer ce travail.

Je remercie fortement et de tout mon cœur mes vifs remerciements vont également à tous mes amis pour l'appui moral qu'ils m'ont témoigné, particulièrement LOUCIF Fouad.

Enfin, je remercie mes parents, ma femme, ma famille pour leur soutien et leurs encouragements, sans lesquels je n'aurais jamais pu arriver au bout de mes projets.

Dédicace

A mes parents qui m'ont doté d'une éducation digne,

Mon père source de forces pour son amour et ses sacrifices.

Ma mère source de courage pour sa tendresse et sa patience,

A l'âme de ma chère sœur que je pleure son absence et qu'Allah l'accueille dans son vaste paradis incha Allah.

A ma femme qui m'a toujours soutenu et encouragé, son amour a fait de moi un homme heureux.

A mes frères, ma sœur, mes neveux et nièces qu'Allah les protège tous ainsi que toute ma famille.

A la mémoire de mon beau père, le Grand Monsieur, et à sa famille. Qu'Allah l'accueille dans son vaste paradis.

A mes amis et tous qui m'ont aidé de loin ou de près durant la réalisation de ce modeste travail.

Abderrahmane Benabid

Résumé:

La présente étude porte sur la détermination et la maîtrise des écoulements non uniforme dans les bassins versants routiers et l'évaluation de la contamination des sols en bord de chaussées par les métaux lourds. Dans notre cas on a étudié le tronçon de la route nationale (RN3), qui traverse la wilaya de Batna. Dans l'environnement des sites de prélèvements il n'ya aucune industrie ou une activité dangereuse sur l'environnement, les métaux lourds abordés dans cette étude sont (Pb, Cu, Cr, Fe, Ni, Zn), leurs origine étant le trafic routier. 33 échantillons ont été prélevés, dont 03 de poussière de route et 30 de sol sur différentes distances de (1m à 80 m). Les échantillons ont été analysés par FRX. les résultats obtenus indiquent que les concentrations dans la poussière de route étaient plus élevées comparativement à celles qui sont dans le sol. La répartition des concentrations des métaux lourds dans la poussière est Fe>Pb>Zn>Cu>Cr>Ni, et la répartition dans le sol est Fe>Pb>Cu>Zn>Cr>Ni dans la direction de Biskra et dans la direction opposée et qu'elle diminue tout s'éloignant de la route, alors que la répartition dans le terre plein central est Fe>Cu>Cr>Pb>Zn>Ni. Les conditions climatiques tels que le vent, la pluviométrie, la température, le taux d'humidité et la nature du terrain avaient également un rapport significatif avec leur enrichissement dans ces sols de bord de route. Le facteur d'enrichissement (FE) et l'indice de géo-accumulation (I_{géo}) ont été calculés, ainsi que tous les éléments présentant un (FE) qui va de modéré à fort à extrêmement contaminé, ce qui traduit la forte charge anthropique de ces métaux dans la zone d'étude et les résultats des indices d'accumulation (I_{géo}) confirment les résultats obtenus pour le facteur d'enrichissement (FE).

Mots clés: pollution, contamination, métaux lourds, trafic, route, pluviométrie, eau, écoulement, sol, poussière, environnement, vent, chaussée.

Abstract:

The present study deals with the determination and control of non-uniform flows in road catchment areas and the evaluation of heavy metal contamination in roadside soils. In our case we studied the section of the National Road 3 (RN3), which crosses the wilaya of Batna. In the environment of the sampling sites there is no industry or dangerous activity on the environment, the heavy metals addressed in this study are (Pb, Cu, Cr, Mg, Al, Fe, Ni, Zn), their origin being road traffic. 33 samples were taken, 03 of which were road dust and 30 soil samples from different distances (1m to 80m). The samples were analysed by FRX. The results obtained indicate that the concentrations in the road dust were higher than those in the soil. The distribution of heavy metal concentrations in the dust is Fe> Pb>Zn>Cu>Cr>Ni, and the distribution in the soil is Fe> Pb>Cu>Zn>Cr>Ni in the direction of Biskra and in the opposite direction and it decreases while moving away from the road, while the distribution in the central earth is Fe> Cu>Cr>Pb>Zn>Ni. Climatic conditions such as wind, rainfall, temperature, moisture content and soil type also had a significant relationship with their enrichment in these roadside soils. The enrichment factor (EF) and geo-accumulation index (GAI) were calculated, as well as all elements with an EF ranging from moderate to high to extremely contaminated, reflecting the high anthropogenic loading of these metals in the study area and the results of the GAI accumulation indices confirm the results obtained for the enrichment factor (EF).

Keywords: pollution; contamination; heavy metals; traffic; road; rainfall; water; runoff; soil; dust; environment; wind; pavement.

ملخص :

ترتكز هذه الدراسة على التحديد و التحكم في جريان التدفقات غير المنتظمة في الأحواض الساكنة للطرق و تقييم تلوث التربة على حافة الطريق بالمعادن الثقيلة. وكمشروع دراسة أخذنا مقطع من الطريق الوطني رقم 03 الذي يمر عبر ولاية باتنة. حيث لا يوجد في محيط موقع أخذ العينات أي صناعة أو نشاط يشكل خطورة على البيئة.

المعادن الثقيلة التي تم تناولها في هذه الدراسة هي (Zn، Ni، Fe، Al، Mg، Cr، Cu، Pb) مصدرها حركة المرور. 33 عينة أخذت منها 03 من غبار الطريق و 30 من التربة على مسافات مختلفة (1 م إلى 80 م). التحاليل أجريت بواسطة جهاز تحليل بالأشعة السينية، النتائج التي تم الحصول عليها تشير إلى أن تراكيز غبار الطريق كانت أعلى من تلك الموجودة في التربة.

توزيع تركيزات المعادن الثقيلة في غبار الطريق كان كالآتي (Fe> Pb>Zn>Cu>Cr>Ni) والتوزيع في التربة في اتجاه بسكرة وفي الاتجاه المعاكس هو (Fe> Pb> Zn> Cu> Cr> Ni) ، وينخفض مع الابتعاد عن الطريق ، بينما التوزيع في الأرض المركزية الفاصلة هو كالآتي

(Fe> Cu> Cr> Pb> Zn> Ni) ، كما ارتبطت الظروف المناخية مثل الرياح والأمطار ودرجة

الحرارة والرطوبة وطبيعة التضاريس بشكل كبير في إثرائها في هذه التربة على جانب الطريق، تم حساب عاملي الإثراء و مؤشر التراكم الجغرافي، وكذلك جميع العناصر التي تظهر (FE) تتراوح من معتدلة إلى قوية إلى شديدة التلوث مما يعكس التأثير البشري المرتفع لهذه المعادن في منطقة الدراسة و نتائج مؤشرات التراكم تؤكد النتائج المتحصل عليها في مؤشرات الإثراء.

الكلمات المفتاحية:

التلوث،العدوى،المعادن الثقيلة،حركة المرور،الطرق،الامطار،المياه،التدفق،التربة،الغبار،البيئة،الرياح،الطرق،

Table Des Matières

Sommaire

Remerciements	
Résumé	I
Abstract	II
ملخص	III
Sommaire	IV
Liste des figures	VIII
Liste des tableaux	XVI
Principaux symboles utilisés	XXV
Introduction générale	1
Chapitre I :Ecoulements permanents graduellement variés	
I.1.Introduction	4
I.2.Notions de base	4
I.3.Différents types de Canaux	6
I.3.1.Les canaux naturels	7
I.3.2.Les canaux artificiels	7
I.3.3. Géométrie des Canaux	7
I.4. Ecoulement Dans Les Canaux	8
I.4.1.Type D'écoulement	8
I.4.1.1.Variabilité dans le temps	8
I.4.1.2.Variabilité dans l'espace	8
I.4.2.Différents types d'écoulement	9
I.4.2.1.Ecoulement permanent	9
I.4.2.2.Ecoulement non permanent	10
I.4.2.3.Régime D'écoulement	10
I.5.Ecoulements permanents uniformes	11
I.5.1. Equation de l'écoulement uniforme	11
I.5.2.Considération théorique	13
I.5.2.1.Équation de Chézy	14
I.5.2.2.Formule de Manning	14
I.5.2.3Formule de Manning-Strickler	14
I.5.2.4. Formule de Darcy –Weisbach	14
I.5.2.5.Formules universelles de perte de charge appliquées aux écoulements à surface libre	15
I.5.2.6. Formules de Thijssen (1949)	15
I.5.2.7. Formules de Powell (1950)	16
I.5.2.8. Formule de Crump (1956)	16
I.5.2.9. Formule de white- Colebrook	16
I.5.3. L'écoulement critique	17
I.5.3.1. Hauteur critique	18
I.5.3.2. Pente critique	18
I.5.4. Calcul de la hauteur normale	18
I.6.Ecoulements permanents non uniformes	19
I.6.1. Ecoulement brusquement varié	19
I.6.2. Ecoulement graduellement varié	20
I.6.3.Principes de base	20
I.7. Définition et paramètres de classification des courbes de remous	22
I.7.1.Définition de l'énergie spécifique	23
I.7.2.Courbe h (Q) pour E constant	23
I.7.3.Courbe E (h) à Q constant	24
I.7.3.1.Signes de $\frac{\partial E}{\partial x}$ le long d'un écoulement en canal uniforme et en régime	24

permanent graduellement varié	
I.7.4.Equations différentielles du mouvement graduellement varié	26
I.7.5.Classification des différentes lignes d'eau en mouvement graduellement varie	27
I.7.5.1. Courbes de remous type M	28
I.7.5.2. Courbes de remous type S	31
I.7.5.3. Courbes de remous type C	35
I.7.5.4. Courbes de remous type H	36
I.7.5.5. Courbes de remous type A	38
I.7.6. Evolution de l'énergie spécifique	39
I.7.6.1. Cas d'un canal à faible pente (type M)	39
I.7.6.2. Cas d'un canal à forte pente : (type S)	40
I.7.6.3. Cas d'un canal à pente critique:(type C)	41
I.7.6.4. Cas d'un canal à contre pente (type A)	42
I.7.6.5. Cas d'un canal horizontal (type H)	43
I.8. Conclusion	43
Chapitre II : Pollution due au trafic routier	
II.1. Introduction	45
II.2. Influence du trafic routier sur la pollution de l'environnement par les métaux lourds	45
II.2.1. Les différents types de pollution	45
II.2.1.1.Pollution de l'air	45
II.2.1.2. Pollution de Bruit	47
II.2.1.3.Pollution de l'eau	47
II.2.1.4.Pollution du sol	47
II.2.1.5.Pollution Biodiversité	48
II.2.2.Les catégories de pollution	48
II.2.2.1.La pollution chronique	48
II.2.2.2.La pollution accidentelle	48
II.2.2.3.La pollution saisonnière	48
II.2.2.4.La pollution temporaire	49
II.2.3. Les sources de pollution	49
II.2.3.1.Les apports atmosphériques	49
II.2.3.2.Le ruissellement des chaussées	50
II.2.4.Les éléments traces métalliques ETM	52
II.2.4. 1. Définition	52
II.2.4.2. Principales propriétés physico-chimiques	53
II.2.5.Les hydrocarbures aromatiques polycycliques HAP	54
II.2.5.1.Définition	54
II.2.5.2.Principales propriétés physico-chimiques	56
II.2.6.Bilan de pollution	56
II.2.7.Les niveaux de pollution	56
II.2.8.Retombées sèches et eaux météorites	57
II.2.9.Eaux de ruissellement de chaussée	57
II.2.9.1.ETM Dans les sols	58
II.2.9.2.HAP Dans les sols	59
II.2.9.3.Dans les végétaux	60
II.2.10. La dispersion des polluants aux abords des axes routiers	61
II.2.11.La dispersion des éléments métalliques	62
II.2.12.La dispersion des hydrocarbures	62
II.4.Etat de l'art sur la pollution due au trafic routier	63
II.5.Conclusion	69

Chapitre III : Simulation Numérique des écoulements permanents graduellement variés

III.1. Introduction	71
III.2. Etude hydrologique	71
III.2.1. Détermination des caractéristiques du bassin versant	72
III.2.2. Méthodes de calcul des débits de projets de bassins versants naturels	73
III.2.2.1. Les méthodes analogiques	73
III.2.2.2 Les méthodes empiriques de prédétermination	75
III.2.2.3 Méthode probabiliste	77
III.2.3 Calcul par la méthode Rationnelle	78
III.2.3.1 Variabilité du coefficient de ruissellement	79
III.2.3.2 Formules de coefficient de ruissellement	79
III.2.3.3 Méthodes de calcul de temps de concentration	79
III.2.3.4 Temps de concentration dans les bassins versants routiers	80
III.2.4 Méthode Crupedix	81
III.2.4.1 Domaine de validité	81
III.2.4.2 Choix des paramètres R, P10, b'	82
III.2.4.3 Evaluation du débit de période de retour T	82
III.3 Recherche des exutoires	82
III.4 Ouvrages de recueil des eaux	83
III.5. Différents types de réseaux d'assainissement	83
III.5.1. Réseaux de pieds de talus de déblais	83
III.5.2. Réseaux de crête de talus de déblais	83
III.5.3. Réseaux de pieds de talus de remblais	83
III.5.4. Réseaux de crête de remblais	83
III.6. Formule de Manning-Strickler	84
III.6.1. Influence du Rayon hydraulique	84
III.6.2. Coefficient K de Manning-Strickler	84
III.7. Comparaison entre le débit d'apport et le débit capable	85
III.7 .1. Récapitulatif de la démarche	86
III.8. Calcul de plusieurs bassins versants routiers	86
III.8.1. Assemblage en série	86
III.8.2. Assemblage en parallèle	87
III.9. Programmation du code de calcul	87
III.10 Simulation avec le code du calcul	89
III.10.1 Etude comparative entre les formules de temps de concentration	90
III.10.2 Etude comparative entre les résultats de calculs des débits de projet calculés par les deux formules du temps de concentration	93
III.10.3 Etude comparative entre les formules de calculs des débits de projet	96
III.10.4 Calculs des débits de projet par les méthodes (Rationnelle et Crupedix) pour différentes périodes de retour	99
III.11. Discussion des résultats	111
III.12. Conclusion	114
Chapitre IV: Etude expérimentale de la pollution des routes	
IV.1. Introduction	115
IV.2 Présentation de la zone d'étude	115
IV.2.1 Situation géographique et administrative	115
IV.2.2 Relief	116
IV.2.3 Sismicité	116
IV.2.4 Données hydrogéologiques	116
IV.2.5 Réseau hydrographique	116
IV.2.6 Les données climatiques	116
IV.2.7 Les ressources	118

IV.2.7.1 Les ressources naturelles	118
IV.2.3 Etude géologique et géotechnique	118
IV.3 Matériels et méthodes d'investigation	119
IV.3.1 Site de prélèvement	119
IV.3.2 Prélèvements et échantillonnages	120
IV.3.3 Analyse granulométrique	121
IV.3.4 Préparation des pastilles	122
IV.3.5 Analyse des échantillons	122
IV.3.5.1 Les méthodes d'analyse	122
IV.3.5.1 Méthode de spectrométrie par fluorescence de rayon x (FRX)	122
IV.3.6 Estimation de l'intensité de la contamination	124
IV.3.7 Facteur d'enrichissement	124
IV.3.8 Indice de géo-accumulation(Igeo)	125
IV.4 Analyse statistique	125
IV.5 Résultats et Discussions	125
IV.5.1 Facteur d'enrichissement	128
IV.5.2 Indice de géo-accumulation(Igeo)	131
IV.5.3 Corrélations entre les métaux lourds	133
IV.6 Conclusion	134
Conclusion générale	136
ANNEXE	139
Références bibliographiques	218

Liste des figures

FIGURE	TITRE	
I	Ecoulements permanents graduellement variés.	
I.1	Coupe d'un canal naturel	6
I.2.	Schéma représentant les différents régimes d'écoulement	9
I.3.	Diagramme d'énergie pour un écoulement uniforme	12
I.4.	Equilibre des forces appliquées sur une portion d'écoulement permanent uniforme.	13
I.5	Diagramme d'énergie spécifique	19
I.6	Diagramme d'énergie pour un écoulement non-uniforme	20
I.7	Courbe $h(Q)$ pour E constante	23
I.8	Courbe $E(h)$ pour Q constant	24
I.9	Schéma représentant l'énergie pour un écoulement non-uniforme	25
I.10	Branche M1 (remous d'exhaussement)	29
I.11	Branche M2 (remous d'abaissement)	30
I.12	Branche M ₃ (courbe de remous d'exhaussement)	31
I.13	Branche S1 (remous d'exhaussement)	32
I.14	Branche S2 (remous d'abaissement)	33
I.15	Branche S3 (remous d'exhaussement)	34
I.16	Branche C1 (remous d'exhaussement)	35
I.17	Branche C3 (remous d'exhaussement)	36
I.18	Branche H2 (remous d'abaissement)	37
I.19	Branche H3 (remous d'exhaussement)	37
I.20	Branche A2 (remous d'abaissement)	38
I.21	Branche A3 (remous d'exhaussement)	39
I.22	Evolution du point figuratif de l'écoulement sur la courbe $E=f(h)$ pour les courbes de remous de type M.	40
I.23	Evolution du point figuratif de l'écoulement sur la courbe $E=f(h)$ pour les courbes de remous de type S.	41
I.24	Evolution du point figuratif de l'écoulement sur la courbe $E=f(h)$ pour les courbes de remous de type C.	42
I.25	Evolution sur la courbe $E=f(h)$ du point figuratif de l'écoulement pour les courbes de remous de type A.	43
II	Pollution due au trafic routier	
II.1	Principales voies de dispersion des polluants en milieu routier [26]	51
II.2	Métaux lourds dans la classification périodique	52
II.3	Principales sources de pollution des ETM et HAP (d'après [26])	53
II.4	Teneurs moyennes en HAP de différents types de sols (Wild et Jones, 1995 in [26]).	59
III	Simulation Numérique des écoulements permanents graduellement variés.	
III. 1.(a)	Interface du code de calcul (BVR) méthode Rationnelle.	88
III. 1.(b)	Interface du code de calcul (BVR) méthode Crupedix.	88
III. 1.(c)	Interface du code de calcul (BVN).	89

III. 2	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.003$ et $V= 0.8$ m/s).	91
III. 3	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.005$ et $V= 1.1$ m/s).	91
III. 4	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.007$ et $V= 1.25$ m/s).	91
III. 5	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.01$ et $V= 1.5$ m/s).	91
III. 6	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.015$ et $V= 1.85$ m/s).	91
III. 7	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.02$ et $V= 2.1$ m/s).	92
III. 8	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.03$ et $V= 2.6$ m/s).	93
III. 9	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.04$ et $V= 3$ m/s).	93
III. 10	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.05$ et $V= 3.35$ m/s).	93
III. 11	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.07$ et $V= 4$ m/s).	93
III. 12	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.003$ et $V= 0.8$ m/s).	94
III. 13	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.005$ et $V= 1.1$ m/s).	94
III. 14	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.007$ et $V= 1.25$ m/s).	94
III. 15	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.01$ et $V= 1.5$ m/s).	94
III. 16	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.015$ et $V= 1.85$ m/s).	94
III. 17	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.02$ et $V= 2.1$ m/s).	94
III. 18	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.03$ et $V= 2.6$ m/s).	95
III. 19	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.04$ et $V= 3$ m/s).	95
III. 20	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.05$ et $V= 3.35$ m/s).	95
III. 21	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.07$ et $V= 4$ m/s).	95
III. 22	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 100$ ans).	97
III. 23	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 100$ ans).	97
III. 24	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T = 100$ ans).	97
III. 25	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 100$ ans).	97

III. 26	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T = 100$ ans).	97
III. 27	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 100$ ans).	97
III. 28	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 100$ ans).	98
III. 29	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 100$ ans).	98
III. 30	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 100$ ans).	98
III. 31	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 100$ ans).	98
III. 32	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I=0.003$ et $v=0.8$ m/s).	100
III. 33	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s).	100
III. 34	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s).	101
III. 35	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$).	101
III. 36	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$).	102
III. 37	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$).	102
III. 38	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s).	103
III. 39	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I=0.04$ et $v=3$ m/s).	103
III. 40	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s).	104
III. 41	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s).	104
III. 42	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I=0.003$ et $v=0.8$ m/s).	105
III. 43	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s).	105
III. 44	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s).	106
III. 45	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s).	106
III. 46	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s).	107
III. 47	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s).	107
III. 48	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s).	108
III. 49	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes	108

	périodes de retour T et pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s).	
III. 50	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s).	109
III. 51	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T et pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s).	109
III. 52	Calculs des débits du projets avec la méthode Crupedix pour différentes périodes de retour T .	110
IV	Etude expérimentale de la pollution des routes	
IV.1	Zone d'étude commune de Oued-Chaaba W. Batna	115
IV.2	Images satellitaire de la zone d'étude	116
IV.3	Schéma de la zone de prélèvement	119
IV.4	Préparation d'échantillons pour l'analyse	120
IV.5	Courbes granulométrique (a) sol; (b) poussière de route	121
IV.6	Image granulomètre laser (Mastersizer 3000, Malvern Instruments)	121
IV.7	Préparation des pastilles	122
IV.8	Spectromètre à fluorescence ZSX Primus IV regaku	124
IV.9	Concentration des métaux lourds dans le sol (Sens Batna vers Biskra)	128
IV.10	Concentration des métaux lourds dans le sol (Sens Biskra vers Batna)	128
IV.11	Concentration des métaux lourds dans le sol (Sens Batna vers Biskra)	128
IV.12	Facteurs d'enrichissement (FE) dans le sol (Sens Batna vers Biskra)	130
IV.13	Facteurs d'enrichissement (FE) dans le sol (Sens Biskra vers Batna)	130
IV.14	Facteurs d'enrichissement (FE) dans les poussières de la route	130
IV.15	Indices de géo-accumulation (I _{géo}) dans le sol (Sens Batna vers Biskra)	132
IV.16	Valeurs des Indices de géo-accumulation (I _{géo}) dans le sol (Sens Biskra vers Batna)	133
IV.17	Indices de géo-accumulation (I _{géo}) dans les poussières de la route	133
ANNEXE		
A.01	Organigramme de code de calcul(HydroSising) .	145
A.02	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 50$ ans).	146
A.03	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 50$ ans).	146
A.04	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T = 50$ ans).	146
A.05	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 50$ ans).	146
A.06	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T = 50$ ans).	146
A.07	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 50$ ans).	146
A.08	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 50$ ans).	147
A.09	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules	147

	de temps de concentration différentes pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 50$ ans).	
A.10	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 50$ ans).	147
A.11	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 50$ ans).	147
A.12	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 20$ ans).	148
A.13	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 20$ ans).	148
A.14	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T=20$ ans).	148
A.15	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 20$ ans).	148
A.16	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T=20$ ans).	148
A.17	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 20$ ans).	148
A.18	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 20$ ans).	149
A.19	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 20$ ans).	149
A.20	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 20$ ans).	149
A.21	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 20$ ans).	149
A.22	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 10$ ans).	150
A.23	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T=10$ ans).	150
A.24	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T=10$ ans).	150
A.25	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T=10$ ans).	150
A.26	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T=10$ ans).	150
A.27	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 10$ ans).	150
A.28	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules	151

	de temps de concentration différentes pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 10$ ans).	
A.29	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 10$ ans).	151
A.30	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 10$ ans).	151
A.31	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 10$ ans).	151
A.32	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 5$ ans).	152
A.33	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 5$ ans).	152
A.34	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T=5$ ans).	152
A.35	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 5$ ans).	152
A.36	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T=5$ ans).	152
A.37	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 5$ ans).	152
A.38	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T=5$ ans).	153
A.39	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T=5$ ans).	153
A.40	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 5$ ans).	153
A.41	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 5$ ans).	153
A.42	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 2$ ans).	154
A.43	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 2$ ans).	154
A.44	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T=2$ ans).	154
A.45	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 2$ ans)	154
A.46	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T=2$ ans).	154
A.47	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 2$ ans).	154
A.48	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T=2$ ans).	155

A.49	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 2$ ans).	155
A.50	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 2$ ans).	155
A.51	Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 2$ ans).	155
A.52	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 50$ ans).	156
A.53	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 50$ ans).	156
A.54	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T = 50$ ans).	156
A.55	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 50$ ans).	156
A.56	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T = 50$ ans).	156
A.57	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 50$ ans).	156
A.58	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 50$ ans).	157
A.59	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 50$ ans).	157
A.60	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 50$ ans).	157
A.61	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 50$ ans).	157
A.62	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 20$ ans).	158
A.63	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 20$ ans).	158
A.64	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T = 20$ ans).	158
A.65	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 20$ ans).	158
A.66	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T = 20$ ans).	158
A.67	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 20$ ans).	158
A.68	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 20$ ans).	159
A.69	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 20$ ans).	159
A.70	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 20$ ans).	159
A.71	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 20$ ans).	159
A.72	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de	160

	Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 10 ans).	
A.73	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 10 ans).	160
A.74	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 10 ans).	160
A.75	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 10 ans).	160
A.76	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 10 ans).	160
A.77	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 10 ans).	160
A.78	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 10 ans).	161
A.79	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 10 ans).	161
A.80	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 10 ans).	161
A.81	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 10 ans).	161
A.82	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 5 ans).	162
A.83	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 5 ans).	162
A.84	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 5 ans).	162
A.85	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 5 ans).	162
A.86	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 5 ans).	162
A.87	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 5 ans).	162
A.88	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 5 ans).	163
A.89	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 5 ans).	163
A.90	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 5 ans).	163
A.91	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 5 ans).	163
A.92	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 2 ans).	164
A.93	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 2 ans).	164
A.94	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 2 ans).	164
A.95	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 2 ans).	164

A.96	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T = 2$ ans).	164
A.97	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 2$ ans).	164
A.98	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 2$ ans).	165
A.99	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 2$ ans).	165
A.100	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 2$ ans).	165
A.101	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 2$ ans).	165

Liste des Tableaux

Tableau	Titre	
I	Écoulements permanents graduellement variés.	
I.1	Nature du mouvement et les différents canaux [Carlier].	26
I.2	Différents types de courbe de remous selon la pente et les hauteurs h_n et h_c	28
I.3	Différents cas envisagés pour un canal de pente $I < I_c$ (courbe M)	31
I.4	Différents cas envisagés pour un canal de pente $I > I_c$ (courbe S)	34
I.5	Différents cas envisagés pour un canal de pente nulle (courbe H)	37
I.6	Différents cas envisagés pour un canal de pente $I < 0$ (courbe A)	39
II	Pollution due au trafic routier	
II.1	Liste des 16 HAP de l'US-EPA	54
II.2	Ordre de grandeur de la concentration en polluants et de la charge annuelle transportée par les eaux de ruissellement [26].	57
II.3	Exemples de teneurs en métaux (Pb, Cd, Zn) dans des sols non pollués et pollués en bordure d'autoroute (en ppm).	58
II.4	Teneurs en HAP dans le sol selon son éloignement à une autoroute, en mg/kg [4].	60
II.5	Exemples de teneurs en polluants de végétaux pollués (MS : matière sèche).	61
III	Simulation Numérique des écoulements permanents graduellement variés.	
III.1	Paramètres physiques et Hydrauliques.	90
III.2	Paramètres physiques, Hydrauliques et périodes de retour T.	93
IV	Étude expérimentale de la pollution des routes	
IV .1	Température de l'air C°	116
IV .2	Humidité en %	117
IV .3	Précipitations	117
IV.4	Concentration des métaux lourds dans le sol (Sens Batna vers Biskra)	126
IV.5	Concentration des métaux lourds dans le sol (Sens Biskra vers Batna)	127
IV.6	Concentration des métaux lourds dans les poussières de la route (D;G;R)	127
IV.7	Valeurs des facteurs d'enrichissement (FE) dans le sol (Sens Batna vers Biskra)	129
IV.8	Valeurs des facteurs d'enrichissement (FE) dans le sol (Sens Biskra vers Batna)	129
IV.9	Valeurs des facteurs d'enrichissement (FE) dans les poussières de la route	129
IV.10	Valeurs des indices de géo-accumulation (Igeo) dans le sol (Sens Batna vers Biskra)	131
IV.11	Valeurs des indices de géo-accumulation (Igeo) dans le sol (Sens Biskra vers Batna)	132
IV.12	Valeurs des indices de géo-accumulation (Igé) dans les poussières de la route	132
IV.13	Matrice de corrélation (Pearson) du sol (Sens Batna vers Biskra)	134
IV.14	Matrice de corrélation (Pearson) du sol (Sens Biskra vers Batna)	134
ANNEXE		
A.01	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.003$ et $V= 0.8$ m/s).	166
A.02	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.005$ et $V= 1.1$ m/s).	166
A.03	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.007$ et $V= 1.25$ m/s).	166

A.04	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.01$ et $V= 1.5$ m/s).	167
A.05	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.015$ et $V= 1.85$ m/s).	167
A.06	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.02$ et $V= 2.1$ m/s).	167
A.07	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.03$ et $V= 2.6$ m/s).	168
A.08	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.04$ et $V= 3$ m/s).	168
A.09	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.05$ et $V= 3.35$ m/s).	168
A.10	Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.07$ et $V= 4$ m/s).	169
A.11	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 100$ ans).	169
A.12	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 100$ ans).	169
A.13	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T = 100$ ans).	170
A.14	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 100$ ans).	170
A.15	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T = 100$ ans).	170
A.16	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 100$ ans).	171
A.17	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 100$ ans).	171
A.18	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 100$ ans).	171
A.19	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 100$ ans).	172
A.20	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 100$ ans).	172
A.21	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 50$ ans).	172
A.22	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 50$ ans).	173

A.23	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T = 50$ ans).	173
A.24	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 50$ ans).	173
A.25	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T = 50$ ans).	174
A.26	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 50$ ans).	174
A.27	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 50$ ans).	174
A.28	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 50$ ans).	175
A.29	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 50$ ans).	175
A.30	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 50$ ans).	175
A.31	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 20$ ans).	176
A.32	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 20$ ans).	176
A.33	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T = 20$ ans).	176
A.34	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 20$ ans).	177
A.35	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T = 20$ ans).	177
A.36	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 20$ ans).	177
A.37	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 20$ ans).	178
A.38	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 20$ ans).	178
A.39	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$	178

	m/s et T = 20 ans).	
A.40	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 20 ans).	179
A.41	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 10 ans).	179
A.42	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T=10 ans).	179
A.43	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.04 et V = 3 m/s et T=10 ans).	180
A.44	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T=10 ans).	180
A.45	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T=10 ans).	180
A.46	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 10 ans).	181
A.47	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 10 ans).	181
A.48	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 10 ans).	181
A.49	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 10 ans).	182
A.50	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 10 ans).	182
A.51	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 5 ans).	182
A.52	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour(I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 5 ans).	183
A.53	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.04 et V = 3 m/s et T=5 ans).	183
A.54	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour(I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 5 ans).	183
A.55	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T=5 ans).	184
A.56	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux	184

	formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 5$ ans).	
A.57	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T=5$ ans).	184
A.58	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T=5$ ans).	185
A.59	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 5$ ans).	185
A.60	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 5$ ans).	185
A.61	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 2$ ans).	186
A.62	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 2$ ans).	186
A.63	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T=2$ ans).	186
A.64	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 2$ ans).	187
A.65	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T=2$ ans).	187
A.66	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 2$ ans).	187
A.67	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T=2$ ans).	188
A.68	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T=2$ ans).	188
A.69	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 2$ ans).	188
A.70	Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 2$ ans).	189
A.71	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 100$ ans).	189
A.72	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 100$ ans).	189
A.73	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.04$ et $V = 3.3$ m/s et $T = 100$ ans).	190

A.74	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 100 ans).	190
A.75	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 100 ans).	190
A.76	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 100 ans).	191
A.77	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 100 ans).	191
A.78	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 100 ans).	191
A.79	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 100 ans).	192
A.80	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 100 ans).	192
A.81	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 50 ans).	192
A.82	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 50 ans).	193
A.83	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 50 ans).	193
A.84	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 50 ans).	193
A.85	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 50 ans).	194
A.86	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 50 ans).	194
A.87	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 50 ans).	194
A.88	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 50 ans).	195
A.89	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 50 ans).	195
A.90	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 50 ans).	195
A.91	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 20 ans).	196
A.92	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 20 ans).	196
A.93	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 20 ans).	196
A.94	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 20 ans).	197
A.95	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 20 ans).	197
A.96	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 20 ans).	197
A.97	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 20 ans).	198
A.98	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 20 ans).	198

A.99	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 20 ans).	198
A.100	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 20 ans).	199
A.101	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 10 ans).	199
A.102	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 10 ans).	199
A.103	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 10 ans).	200
A.104	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 10 ans).	200
A.105	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 10 ans).	200
A.106	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 10 ans).	201
A.107	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 10 ans).	201
A.108	Comparaison des débits calculés par la méthode rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 10 ans).	201
A.109	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 10 ans).	202
A.110	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 10 ans).	202
A.111	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 5 ans).	202
A.112	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 5 ans).	203
A.113	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 5 ans).	203
A.114	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 5 ans).	203
A.115	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 5 ans).	204
A.116	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 5 ans).	204
A.117	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 5 ans).	204
A.118	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 5 ans).	205
A.119	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 5 ans).	205
A.120	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 5 ans).	205
A.121	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 2 ans).	206
A.122	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 2 ans).	206
A.123	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 2 ans).	206

A.124	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 2$ ans).	207
A.125	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T = 2$ ans).	207
A.126	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 2$ ans).	207
A.127	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 2$ ans).	208
A.128	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 2$ ans).	208
A.129	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 2$ ans).	208
A.130	Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 2$ ans).	209
A.131	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.07$ et $v = 4$ m/s) .	209
A.132	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.05$ et $v = 3.35$ m/s) .	209
A.133	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.04$ et $v = 3$ m/s) .	210
A.134	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.03$ et $v = 2.6$ m/s) .	210
A.135	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.02$ et $v = 2.1$ m/s) .	210
A.136	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.015$ et $v = 1.85$ m/s) .	211
A.137	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.01$ et $v = 1.5$ m/s) .	211
A.138	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.007$ et $v = 1.25$ m/s).	211
A.139	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.005$ et $v = 1.1$ m/s) .	212
A.140	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.003$ et $v = 0.8$ m/s) .	212
A.141	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour ($I = 0.07$ et $v = 4$ m/s) .	212
A.142	Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour ($I = 0.05$ et $v = 3.35$ m/s) .	213

A.143	Calcul des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour ($I = 0.04$ et $v = 3$ m/s) .	213
A.144	Calcul des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour ($I = 0.03$ et $v = 2.6$ m/s) .	213
A.145	Calcul des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour ($I = 0.02$ et $v = 2.1$ m/s) .	214
A.146	Calcul des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour ($I = 0.015$ et $v = 1.85$ m/s) .	214
A.147	Calcul des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour ($I = 0.01$ et $v = 1.5$ m/s) .	214
A.148	Calcul des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour ($I = 0.007$ et $v = 1.25$ m/s) .	215
A.149	Calcul des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour ($I = 0.005$ et $v = 1.1$ m/s) .	215
A.150	Calcul des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour ($I = 0.003$ et $v = 0.8$ m/s) .	215
A.151	Calcul des débits du projets avec la méthode Crupedix pour différentes périodes de retour T .	216

Principaux Symboles Utilisés

S_m	Section d'écoulement (ou section mouillée).
P_m	Périmètre mouillé.
B	Largeur au miroir.
B	Largeur de fond du canal.
A	Superficie du bassin versant.
L	Longueur d'écoulement.
DH	La dénivelée entre point haut et point bas.
h_n	Hauteur normale.
h_c	Hauteur critique.
I	Pente moyenne longitudinale.
R_h	Rayon hydraulique.
V	Vitesse moyenne d'écoulement.
K_s	Coefficient de rugosité de Manning-Strickler.
C'	Coefficient de Chézy.
n	Le coefficient de frottement de Manning
J_w	Pente piézométrique ou pente de la surface libre,
D_h	Profondeur hydraulique.
J	Pente de la ligne de la surface libre.
F_r	Le nombre de Froude.
Re	Le nombre de Reynolds.
τ_w	La contrainte de cisaillement.
W	Le poids du volume d'eau considéré.
ρ	La masse volumique de l'eau.
b_1	La hauteur de la rugosité.
ε	La longueur caractérisant la rugosité des parois.
δ	L'épaisseur de la couche limite (m).
ν	La viscosité cinétique du liquide.
λ	Coefficient de frottement.
E	L'énergie spécifique.
Q	Le débit d'écoulement.
F_1	La probabilité de dépassement.
T	La période de retour
$B A$	Zones boisées.
$U A$	Zone urbanisées.

A A	Autres (cultures, prairies, ...).
K	Paramètre de Francou-Rodier
C''	Cote "Myer" du bassin, fonction des caractéristiques du bassin.
C	Coefficient de ruissellement.
α	Exposant généralement variant de 0.4 à 0.8 suivant les régions.
P_{an}	La pluie moyenne annuelle en m.
q	La moyenne des débits maxima de chaque année.
Q_p	Le débit max.
K'	Coefficient variant de 0.5 à 6.
a'	Coefficient variant de 0.8 à 1.2 pour les oueds rifains et de 3.0 à 3.5 pour les oueds sahariens
a''	Coefficient variant de 20 à 30.
K''	Coefficient qui dépend du couvert végétal et de la topographie du BV.
C_v	Coefficient de variation.
u	Variable de gauss.
t_c	Le temps de concentration.
i (tc, T)	L'intensité de la pluie moyenne maximale.
IDF	Courbes intensité durée fréquence.
a,b''	Composant climatique.
V	La vitesse moyenne d'écoulement.
P₁₀	La pluie journalière décennale.
b'	Paramètre régional.
R	Coefficient qui dépend de la perméabilité du terrain.
PVC	polychlorure de vinyle.
EDI	Environnement de développement intégré.
BVN	Bassin versant naturel.
BVR	Bassin versant routier.
RN03	Route nationale trois.
SAA	La spectrométrie d'absorption atomique (à flamme ou à four).
AES	La spectrométrie d'émission atomique à plasma inductif.
MS	La spectrométrie de masse à plasma inductif.
FRX	La spectrométrie par fluorescence de rayon x.
WD-XRF	Spectromètre de fluorescence X dispersive en longueur d'onde
FE	Facteur d'enrichissement
Igeo	Indice de géo-accumulation.
Cr	Le chrome.
Fe	Le fer.

Zn	Le zinc.
Ni	Le nickel.
Pb	Le plomb.
Cu	Le cuivre.
CO	Monoxyde de carbone.
NO_x	Les oxydes d'azote.
SF₆	Le tétra-fluorure de silicium.
BTX	Le benzène et ses composants volatils.
NO₂	Le dioxyde d'azote.
SO₂	dioxyde de soufre.
dB	l'intensité du bruit est exprimée en décibels.
ETM	Les éléments traces métalliques.
pH	Le potentiel d'oxydoréduction.
HAP	Les hydrocarbures aromatiques polycycliques.
MS	La matière sèche
SPSS	Statistical Package for the Social Sciences.
TPC	Terre plein central.
a et b	coefficients dits de Montana pour une période de retour T, dépendant de la plage de durées de pluie sur laquelle l'ajustement est réalisé.
η	Viscosité cinématique
ρ	Poids spécifiques

Introduction générale

Introduction générale

L'étude et la maîtrise des écoulements non uniformes dans les bassins versants routiers, quantité et qualité, deviennent un souci d'actualité pour les scientifiques et les chercheurs dans le monde entier, vu leur sensibilité et leur influence sur la santé et la vie humaines.

La pollution des sols par les métaux lourds dans les zones rurales à proximité des grands axes routiers est un sujet d'importance capitale dans les routes à circulation automobile à charges variées. Le trafic dans les grands axes routiers algériens en zones rurales est l'un des sources de la pollution des sols en bord de la route, notamment en ce qui concerne les concentrations des métaux lourds dans ces sols et leurs impact sur l'environnement immédiat de la route, c'est pour ces raisons qu'il faut identifier, bien évaluer et quantifier les concentrations des métaux lourds dans la poussière de la route et dans les couches superficielles des sols adjacents.

L'utilisation intense de l'essence au plomb dans les pays du tiers monde notamment en Algérie ainsi que la pièce de rechange de contre façon (plaquettes et disques de freins, pneus, huiles...) contribuent d'une manière directe sur l'augmentation des concentrations des métaux lourds dans la poussière de la route. Le transport de ces métaux lourds de la route vers les sols voisins est assuré par les eaux de ruissellement de la chaussée et par le vent.

Objectifs généraux du travail de la thèse:

La présence de l'eau dans les bassins versants routiers pose beaucoup de problèmes notamment sur les couches de roulement des routes, entre autres les flaques d'eau, qui sont à l'origine de plusieurs dégâts matériels et corporels. En fait l'eau est considérée comme l'ennemi numéro un du béton bitumineux, car elle est la source de plusieurs phénomènes. L'apparition des fissures sur la couche de roulement favorise les infiltrations des eaux de pluie dans le corps de la chaussée, ce qui va provoquer la contamination des couches saines de la plateforme des chaussées et plus tard l'apparition des nids de poules et la peau de crocodile, et par la suite la dégradation de la chaussée. D'où la nécessité de l'élimination des eaux de pluie, en les débarrassant de la chaussée dès que possible, d'où l'évaluation et la maîtrise des eaux de pluie afin de pouvoir choisir et dimensionner le type de réseau qui convient en impliquant tous les paramètres physiques et hydrauliques (pente, nature de sol, vitesse et section d'écoulement, débit, et rugosité).

La complexité et le grand nombre des paramètres intervenant dans l'étude des écoulements permanents graduellement variés dans les bassins versants routiers, rendent la solution de ce type de problème difficile à résoudre par les méthodes analytiques et classiques. La solution de ce type de problème est conduite à partir d'une simulation numérique où l'élaboration d'un code de calcul est indispensable.

Les enjeux environnementaux et sanitaires liés à la pollution par les métaux lourds due au trafic routier dans les grands axes routiers dans les zones rurales nous obligent à connaître et surveiller ces impacts, les mesures des polluants dans le milieu immédiat de la chaussée peuvent nous donner une idée sur les niveaux de concentration de ces métaux. Une étude expérimentale est menée sur la qualité des sols adjacents des bassins versants routiers, dans le but de connaître la qualité de ces sols et leurs degrés de pollution afin d'avoir leurs influence sur les végétations, les animaux et la chaîne alimentaire en général. Les principaux objectifs de cette étude étaient de quantifier et maîtriser les écoulements dans les bassins versants routiers, de déterminer et quantifier les concentrations des métaux lourds émis par le trafic routier, d'identifier et comprendre les principales sources anthropiques d'émissions polluantes, ainsi que de contribuer à la compréhension des mécanismes qui interviennent dans les transferts des métaux lourds vers l'environnement. Le travail réalisé dans le cadre de la présente thèse participe à cet objectif. Il est scindé en deux parties.

1ère partie : Résumé bibliographique sur les écoulements à surface libre graduellement variés et état de l'art sur la pollution due au trafic routier.

Cette partie est sectionnée en deux chapitres.

Le premier chapitre est consacré aux généralités sur l'hydraulique générale et en particulier les écoulements graduellement variés (débit, vitesse, courbes de remous...). Un rappel sur les différents types et régimes d'écoulement a été fait. Les différentes formules et équations de base qui gouvernent les écoulements permanents variés sont présentées ainsi que les formules de calcul de coefficient de Manning. Le contenu de ce chapitre servira de base à la simulation.

L'influence du trafic routier sur la pollution par les métaux lourds dans la poussière de route et les sols au voisinage de route est l'objet du chapitre deux. Les différents types de pollution, les métaux les plus toxiques et les hydrocarbures aromatiques polycycliques sont présentés. Enfin, les différentes recherches effectuées sur la pollution de

l'environnement de la route due au trafic routier dans différents pays dans le monde ont été traités.

La deuxième partie de cette thèse est consacrée à la simulation numérique des écoulements permanents non uniformes et à l'étude expérimentale et elle est composée de deux chapitres:

Le chapitre trois présente tout d'abord l'étude hydrologique des bassins versants et les formules de l'hydraulique utilisées dans la simulation numérique des écoulements permanents graduellement variés. Un code de calcul a été élaboré et plusieurs cas ont été simulés et traités pour voir l'influence des formules de temps de concentration (Kirpich; Longueurs) sur les résultats des débits calculés par la méthode rationnelle. Une étude comparative est menée sur les débits calculés par les méthodes Rationnelle et Crupedix pour différentes périodes de retour (2 ans, 5 ans, 10ans, 20ans, 50 ans, 100 ans).

Le chapitre quatre traite en détail la zone d'étude, les méthodes de prélèvement, les modes et les différentes étapes de préparation des échantillons, transport et conservation des échantillons. On a aussi passé en revue les différentes méthodes d'analyse et la méthode d'analyse choisie ainsi que les facteurs de quantification de degré de pollution Igéo et FE. L'analyse statistique a été effectuée à l'aide du logiciel SPSS ver. 23.

Comme à l'accoutumé, ce travail de recherche se termine par les principales conclusions pouvant être déduites de cette étude ainsi que les perspectives pour des travaux ultérieurs dans ce domaine.

CHAPITRE I

Chapitre I: Écoulements permanents graduellement variés.**I.1 Introduction :**

L'hydraulique générale est une branche de la mécanique des fluides, elle s'occupe des différents types d'écoulements en charge ou à surface libre, en régime permanent ou en régime non permanent.

I.2 Notions de base : [1]

Les écoulements à surface libre se distinguent des écoulements en charge par l'existence d'un tirant d'air au-dessus du tirant d'eau, c'est-à-dire d'une surface où l'écoulement est en contact direct avec l'air, l'agent moteur de l'écoulement est la gravité.

L'hydraulique fluviale s'intéresse surtout aux écoulements dans les :

- cours d'eau naturels : rivières, fleuves, etc.
 - systèmes d'évacuation: réseaux d'assainissement pluvial, ainsi qu'aux différents aménagements retenues d'eau, usines de production d'électricité, ports, etc.
- Ces écoulements se caractérisent par une hauteur d'écoulement petite par rapport à la longueur d'écoulement.

Rappel de quelques notions d'hydraulique :

- Bief : le bief est un tronçon homogène en termes de pente et de section d'écoulement ;
- Type de cours d'eau : on distingue des cours d'eau en fonction de la pente I , celle-ci varie entre $3 < I < 6 \%$,
- Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m : partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.
- Périmètre mouillé P_m : longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.
- Largeur au miroir B : largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre;
- Hauteur d'écoulement : hauteur moyenne d'eau, par définition: $h = \frac{S_m}{B}$;
- Hauteur normale h_n : c'est la hauteur d'un écoulement permanent uniforme dans un bief. La hauteur normale est fonction du débit Q , de la rugosité n , et de la pente moyenne I ;
- Tirant d'eau : profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

- Régime uniforme : régime d'écoulement le long d'un bief où les caractéristiques d'écoulement (hauteur et vitesse) sont constantes quelle que soit la position le long de la direction d'écoulement. On a ainsi $\frac{\partial h}{\partial x} = 0$;
- Régime permanent : régime où l'écoulement ne dépend pas du temps. On a ainsi $\frac{\partial h}{\partial x} = 0$;
- Régime graduellement varié : régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si x désigne une longueur d'écoulement et Δh une variation de hauteur, on a $\frac{\Delta h}{x} \ll 1$. Les équations de Saint-Venant ou le calcul différentiel des courbes de remous ne sont valables que pour ce régime ;
- Régime rapidement varié : régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, dans ce cas, à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié ;
- Ressaut hydraulique : variation brutale de hauteur d'eau (passage d'un régime torrentiel à un régime fluvial) ;
- Pente : pente moyenne longitudinale $I = \tan \alpha$ d'un bief exprimé en % ou en ‰;
- Rayon hydraulique : c'est la longueur caractéristique $R_h = \frac{S_m}{P_m}$;
- Régime torrentiel : régime supercritique ($F_r > 1$), forte vitesse, faible hauteur ;
- Régime fluvial : régime sub-critique ($F_r < 1$), faible vitesse, hauteur élevée;
- Débit Q : flux d'eau par unité de temps à travers la surface d'écoulement;
- Vitesse moyenne V : vitesse $V = \frac{Q}{S_m}$;
- Coefficient de rugosité : coefficient traduisant la rugosité des parois (coefficient de Chézy noté C ou de Manning-Strickler noté K_s) ;
- Lit mineur : lit occupé ordinairement par un cours d'eau par opposition au lit majeur qui correspond à l'emprise maximale historique d'un cours d'eau ou à la plaine inondable. On parle aussi de niveau des plus hautes eaux (PHE) pour désigner la cote maximale atteinte par la surface libre d'un cours d'eau ;
- La berge ou rive: est le talus qui sépare le lit mineur du lit majeur.
- L'étiage: correspond aux plus basses eaux d'un cours d'eau (généralement durant l'été).le débit d'étiage est donc le débit minimal d'un cours d'eau. Le débit de plein

bord est le débit atteint lorsque la rivière sort de son lit mineur. Durant une crue, on parle de débit de pointe pour désigner le débit maximal atteint.

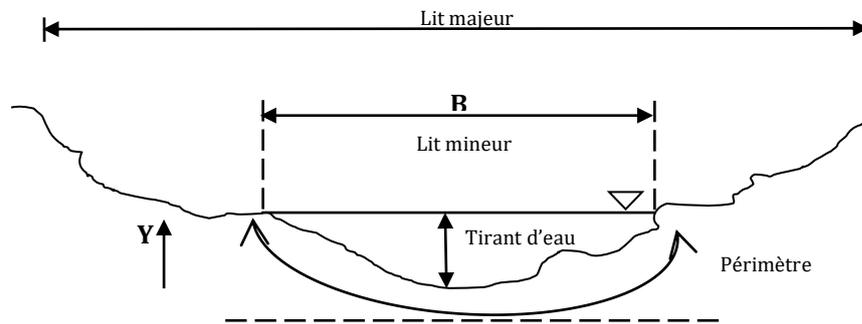


Figure I.1. Coupe d'un canal naturel [1]

Pour un cours d'eau naturel, la géométrie du lit est souvent très complexe. Un cours d'eau doit laisser transiter un débit, qui varie en fonction du temps. En général, celui-ci peut varier d'une année à l'autre d'une façon extrêmement variable en fonction des précipitations enregistrées.

Ces débits compatibles avec le débit moyen transitant par le cours d'eau sont susceptibles de modifier d'une certaine manière la géométrie du lit (section en travers, granulométrie, etc.). Dans ce cas, on parle de débit dominant pour désigner un débit (suffisamment élevé) qui est capable de modifier la géométrie du lit. En fonction du terrain (pente, nature géologique du terrain, etc.), le cours d'eau a plusieurs possibilités pour optimiser le transit d'eau en ajustant la largeur, la profondeur, la sinuosité, etc. Compte tenu de la variation de la pente du cours d'eau et de la taille des sédiments, la géométrie du cours d'eau varie de façon très significative entre la source et le débouché. Dans la partie amont, où le sédiment est fourni à la rivière, la pente est généralement forte et le lit est droit (quand il est vu en plan) ; le lit peut être incisé dans un matériau différent des sédiments qu'il transporte ou bien prendre place dans ses dépôts alluvionnaires. Au contraire, dans les zones de plaine, le cours d'eau coule exclusivement sur sa propre alluvion généralement composée de matériaux fins (limons, sables, matériaux organiques). La sinuosité du lit croît le plus souvent de façon inverse à la pente du lit ; inversement, plus la pente est faible, plus le cours d'eau a tendance de garder une section d'écoulement unique et bien calibrée (section homogène). [1]

I.3 Différents 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.

L'étude hydraulique d'un canal se pose souvent aux ingénieurs sous la forme suivante :

Pour une pente longitudinale de fond, il faut évacuer un certain débit; la forme et les dimensions du canal sont à déterminer.

On distingue deux catégories de canaux :

I.3.1 Les canaux naturels :

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires.

Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

I.3.2 Les canaux artificiels :

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que: les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts).

Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

I.3.3 Géométrie des canaux :

La section (transversale) d'un canal est une section plane normale à la direction de l'écoulement. La section ou la surface mouillée, S_m , est la portion de la section occupée par le liquide. Un canal dont la section ne varie pas et dont la pente longitudinale et la rugosité restent constantes, la hauteur d'eau peut cependant varier, est appelé canal prismatique; sinon, on l'appelle canal non prismatique. A part les éléments géométriques d'une section, l'étude hydraulique des canaux prend également en considération les pentes longitudinales du canal, on l'occurrence:

- 1) la pente de fond du canal, I ,
- 2) la pente piézométrique ou pente de la surface libre, J_w .

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible, peut être exprimée par : $I = \text{tg } \theta = \sin \theta$

θ : l'inclinaison de la pente.

Le périmètre mouillé, P_m , peut être composé d'un lit immobile (béton, roche) ou d'un lit mobile (granulat).

I.4 Écoulement Dans Les Canaux :

Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels sont des écoulements à surface libre. La surface libre est la surface de séparation de l'air et de l'eau; la pression est égale à la pression atmosphérique.

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

I.4.1 Type D'écoulement :

Une classification des écoulements peut se faire selon la variation de la profondeur, h ou D_h , par rapport au temps et à l'espace :

$$D_h = f(t, x).$$

I.4.1.1 Variabilité dans le temps :

Le mouvement est permanent si les vitesses moyennes, V , et ponctuelles, u , ainsi que la profondeur, h ou D_h , restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Par conséquent, le débit est constant :

$$Q = V.S \text{ entre les diverses sections du canal sans apport latéral.}$$

Le mouvement est non permanent si la profondeur, $D_h(t)$, ainsi que les autres paramètres varient avec le temps. Par conséquent, le débit n'est pas constant.

Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins, les variations temporelles sont souvent suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme permanent, du moins dans un intervalle de temps relativement court.

I.4.1.2 Variabilité dans l'espace :

Trois cas sont à envisager :

a) Le mouvement est uniforme si la profondeur, D_h , ainsi que les autres paramètres, restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente de fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre et l'on a $I = J_w$

b) Le mouvement est non uniforme ou varié si la profondeur, $D_h(x)$, ainsi que les autres paramètres, changent d'une section à l'autre. La pente de fond diffère alors de celle de la surface libre, $I \neq J_w$

L'écoulement non uniforme peut être permanent ou non permanent.

Un mouvement varié peut être accéléré, $\frac{dV}{dx} > 0$, ou décéléré, $\frac{dV}{dx} < 0$, suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens du mouvement.

Lorsque le mouvement est graduellement varié, la profondeur, $D_h(x) = D_h$, ainsi que les autres paramètres, ne changent que très lentement d'une section à l'autre. [2,3]

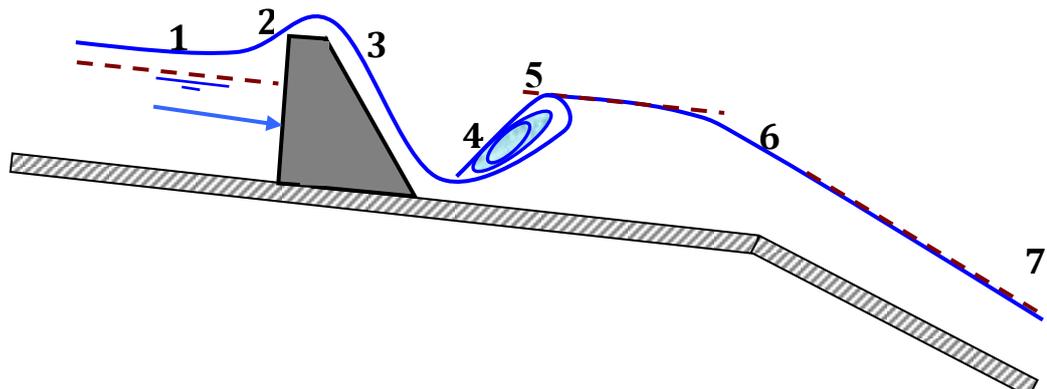


Figure I.2. Schéma représentant les différents régimes d'écoulement. [2,3]

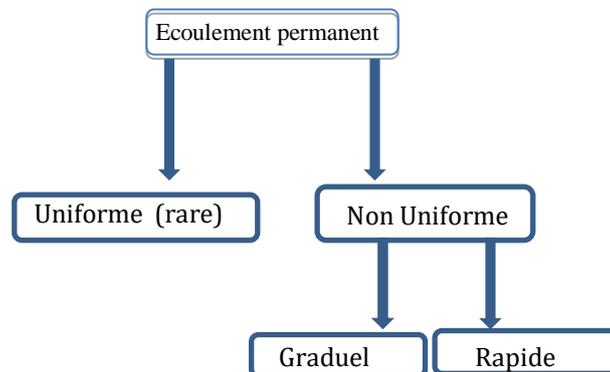
- 1) uniforme fluvial.
- 2) fluvial graduellement décéléré.
- 3) rapidement accéléré (fluvial puis torrentiel).
- 4) ressaut.
- 5) uniforme fluvial.
- 6) rapidement accéléré (fluvial puis torrentiel).
- 7) uniforme torrentiel.

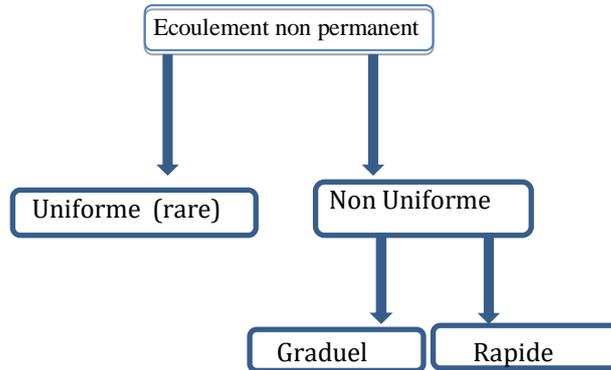
c) Lorsque le mouvement est rapidement varié, la profondeur $D_h(x)$, ainsi que les autres paramètres changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un déversoir, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

I.4.2 Différents types d'écoulement :

Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique peuvent être résumés ainsi :

I.4.2.1 Ecoulement permanent :



I.4.2.2 Écoulement non permanent :**I.4.2.3 Régime D'écoulement :**

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre est le siège des forces suivantes :

- Forces de graviter.
- Forces de frottement (viscosité et rugosité).

Les équations réduites du mouvement font intervenir les coefficients ou nombres adimensionnels suivants :

1) Le nombre de Froude, qui est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie ou:

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}} \dots \dots \dots (1-1)$$

2) Le nombre de Reynolds, qui est le rapport entre les forces de frottement et celles d'inertie avec :

$$R_e = \frac{vd}{\nu} \dots \dots \dots (1-2)$$

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

- Écoulement laminaire $R_e < 500$
- Écoulement turbulent $R_e > 2000$
- Transition $500 < R_e < 2000$

Les expériences avec différents canaux artificiels montrent que l'écoulement est turbulent dès que le nombre de Reynolds, R_e' , atteint des valeurs voisines de 2000.

Dans la pratique, on ne rencontre en général que des écoulements turbulents, souvent rugueux.

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

- Écoulement fluvial $F_r < 1$
- Écoulement torrentiel $F_r > 1$
- Écoulement critique $F_r = F_{rc} = 1$

Dans la pratique, on rencontre ces trois types d'écoulement. Dans les canaux de géométrie simple, on ne rencontre généralement que des écoulements turbulents où la vitesse ponctuelle, $u(x, z)$, diffère très peu de la vitesse moyenne, $V(x)$. En régime permanent, cette hypothèse permet de considérer ces écoulements comme unidimensionnels. [2,3]

I.5 Ecoulements permanents uniformes : [5,6,7]

Par définition du régime uniforme le débit Q , la vitesse moyenne V et la hauteur h du canal sont constants tout au long de l'écoulement considéré.

Si Z_f désigne la cote du fond, Z_w la cote de la surface libre est :

$$J = -\frac{dz_f}{dx} + \frac{dh}{dx} = -\frac{dz_f}{dx} = I \dots \dots \dots (1-3)$$

$$Z_w = Z_f + h \dots \dots \dots (1-4)$$

Si le régime est uniforme, la perte de charge linéaire est égale à la pente du cours d'eau. En d'autres termes, si la perte de charge linéaire est égale à la pente du cours d'eau ($J = I$), alors h , Q et V sont constant, et le régime est uniforme.

I.5.1 Equation de l'écoulement uniforme:

Soit I la pente du fond:

$$I = -\frac{dz_f}{dx}$$

La pente de la surface libre est aussi égale à I car la profondeur d'eau est constante dans l'espace.

Trois hypothèses doivent être satisfaites pour représenter de manière unique la charge en une section et la perte de charge entre deux sections:

- 1- Pente de fond faible pour supposer les profondeurs h comme verticales.
- 2- Vitesse uniforme en une section donnée.
- 3- Ecoulement parallèle afin que le niveau piézométrique soit le même en tout point d'une section.

La charge moyenne en une section est par définition :

$$H = Z_f + h + \left(\frac{V^2}{2g}\right) \dots \dots \dots (1-5)$$

La charge varie d'une quantité $H_1 - H_2$ entre une section 1 et une section 2, appelée perte de charge.

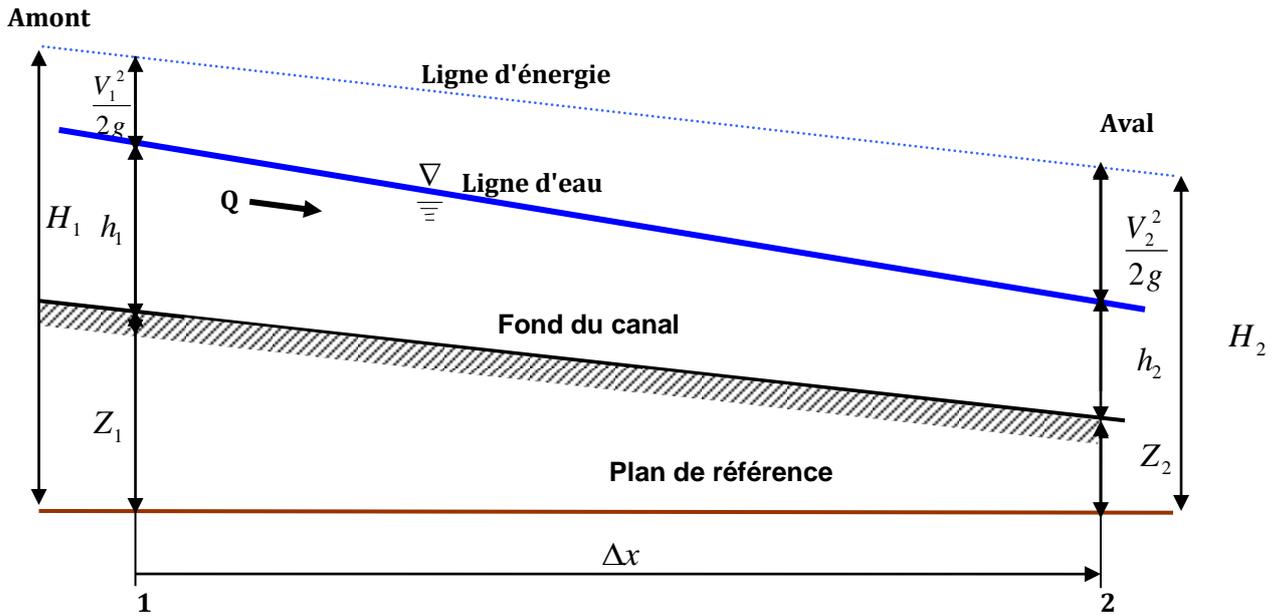


Figure I.3. Diagramme d'énergie pour un écoulement uniforme. [4]

Le théorème de Bernoulli exprime que dans un écoulement permanent d'un fluide parfait c'est à dire de viscosité nulle, la charge est constante.

Pour des liquides réels (visqueux). Le théorème de Bernoulli généralisé exprime simplement que la variation de la charge ΔH est égale à la perte de charge $J\Delta x$.

La perte de charge unitaire J est donc identique à la pente de la ligne de charge.

L'équation devient :

$$J = -\frac{dH}{dx} = -\frac{d\left(Z+h+\frac{v^2}{2g}\right)}{dx} = -\frac{dZ}{dx} \dots \dots \dots (1-6)$$

Il en résulte que : $I = J$, (h et V sont constantes), on peut donc conclure que pour un écoulement uniforme, la ligne de charge, la surface libre et le fond sont parallèles.

I.5.2 Considération théorique: [8,9]

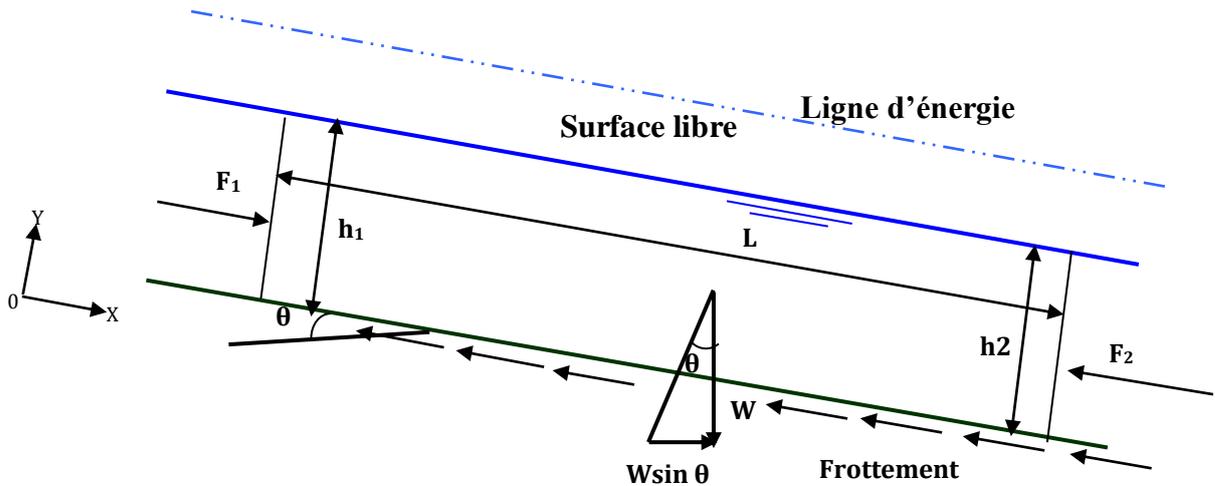


Figure I.4. Equilibre des forces appliquées sur une portion d'écoulement permanent uniforme[5].

L'équation de conservation de la quantité de mouvement selon (o,x) peut s'écrire:

$$F_1 - F_2 - \tau_w P_m L + W \sin \theta = 0 \dots \dots \dots (1-7)$$

F₁ et F₂ : Sont les forces de pression hydrostatique.

Où :

τ_w : est la contrainte de cisaillement entre l'eau et le périmètre mouillé P_m le long de la distance L

W: est le poids du volume d'eau considéré et θ est l'angle du canal par rapport à l'horizontale.

ρ : la masse volumique de l'eau

Si l'écoulement est uniforme h₁ et h₂, F₁ et F₂ Sont égaux, l'équation se simplifie alors en:

$$\tau_w = \frac{W}{P_m \cdot L} \sin \theta = \frac{\varpi \cdot S_m \cdot L}{P_m \cdot L} \sin \theta = \frac{\varpi \cdot S_m}{P_m} \sin \theta = \varpi \cdot R_h \cdot \sin \theta \dots \dots \dots (1-8)$$

Où:

S_m est la section droite d'écoulement et R_h est le rayon hydraulique $R_h = \frac{S_m}{P_m}$

Lorsque l'angle θ est petit, $\sin \theta = \text{tg } \theta$ est égal à la pente I du canal.

La relation précédente s'écrit finalement:

$$\tau_w = \varpi \cdot R_h \cdot I \dots \dots \dots (1-9)$$

La contrainte de frottement est estimée pour un écoulement turbulent par:

$$\lambda = \frac{\tau_w}{\rho \frac{v^2}{8}} \dots \dots \dots (1-10)$$

$$\tau_w = \lambda \rho \frac{v^2}{8} \dots \dots \dots (1-11)$$

λ : est un coefficient de frottement qui dépend de la rugosité du canal et du nombre de Reynolds de l'écoulement.

I.5.2.1 Équation de Chézy :

En portant l'équation (1-9) dans l'équation (1-11), on obtient l'équation de CHEZY:

$$V = C \cdot \sqrt{R_h \cdot I} \dots \dots \dots (1-12)$$

Où :

C : est le coefficient de Chézy égal:

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \dots \dots \dots (1-13)$$

I.5.2.2 Formule de Manning :

A partir de données expérimentales, Manning a développé une expression pour le coefficient de Chézy où le coefficient de frottement intervient sans dimensions:

$$C = \frac{\alpha R_h^{1/6}}{n} \dots \dots \dots (1-14)$$

Où:

n: est le coefficient de frottement de Manning et α est un coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en système anglo-saxon.

En remplaçant le coefficient C dans la formule de Chézy, on obtient la formule de Manning.

$$V = \frac{\alpha}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \dots \dots \dots (1-15)$$

En introduisant le débit $Q = V \cdot S$, on a :

$$Q = \frac{\alpha}{n} S_m R_h^{2/3} I^{1/2} \dots \dots \dots (1-16)$$

I.5.2.3 Formule de Manning-Strickler :

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \dots \dots \dots (1-17)$$

$$Q = K_s \cdot S_m \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \dots \dots \dots (1-18)$$

$$K_s = \frac{1}{n} \dots \dots \dots (1-19)$$

I.5.2.4 Formule de Darcy –Weisbach :

Parfois, pour les conduites d'égout, on utilise cette forme de l'équation de Darcy –Weisbach

$$V = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \times \sqrt{R_h \cdot I} \dots \dots \dots (1-20)$$

Remarque :

Pour les sections de forme complexes, on procède à un découpage en sections plus simples et pour chaque sous-section S_{mi} , on calcule, pour l'équation de Manning, un coefficient de débit k_i :

$$K_i = \frac{\alpha}{n_i} S_{m_i} \cdot R_{h_i}^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots (1-21)$$

Ceci permet d'attribuer à chaque section un coefficient de frottement différent. Le débit total s'écrit alors:

$$Q = \sum K_i \cdot \sqrt{I} \dots \dots \dots (1-22)$$

I.5.2.5 formules universelles de perte de charge appliquées aux écoulements à surface libre : [10]

Rappelons au préalable l'expression du nombre de Reynolds de l'écoulement dans un canal. On sait que pour une canalisation de diamètre D on a:

$$R_e = \frac{v \cdot d}{\nu} \dots \dots \dots (1-2)$$

Dans le cas d'un canal de section circulaire ou demi circulaire,

$$d = 4 \cdot R_h \dots \dots \dots (1-23)$$

Puisque:

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} = \frac{d}{4} \dots \dots \dots (1-24)$$

Donc:

$$R_e = 4 \frac{v \cdot R_h}{\nu} \dots \dots \dots (1-25)$$

Beaucoup de chercheurs se sont intéressés à la manière dont le nombre de Reynolds pourrait intervenir dans le coefficient C de la formule de Chézy.

Remarquons que puisque:

$$C = \frac{1}{\sqrt{b_1}} \dots \dots \dots (1-26)$$

$$\lambda = 8gb_1 \dots \dots \dots (1-27)$$

Où:

b_1 : est la hauteur de la rugosité.

Le coefficient de Chézy est lié au coefficient adimensionnel de résistance λ par l'expression:

(1-13)

I.5.2.6 Formules de Thijssen (1949) :

On retrouve les trois catégories d'écoulement suivant la valeur du nombre du Reynolds et le degré de la rugosité des parois :

1) Parois lisses:

$$C = 18 \log \frac{3R_e}{C} \dots \dots \dots (1-28)$$

$$C = 18 \log \frac{12}{\vartheta} R_h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (1-29)$$

2) Parois rugueuses:

$$C = 18 \log \frac{12R_h}{\varepsilon} \dots \dots \dots (1-30)$$

3) Zone de transition:

$$C = -18 \log \left[\frac{\varepsilon}{12R_h} + \frac{C}{3R_e} \right] \dots \dots (1-31)$$

I.5.2.7 Formules de Powell (1950) :

L'Américain Powell a proposé la formule suivante très voisine de celles de Thijesse:

1) Parois lisses:

$$C = 23 \log \frac{3.3R_e}{C} \dots \dots \dots (1-32)$$

2) Parois rugueuses:

$$C = 23 \log \frac{R_h}{\varepsilon} \dots \dots \dots (1-33)$$

3) Zone de transition:

$$C = -23 \log \left[\frac{\varepsilon}{R_h} + \frac{C}{3.3R_e} \right] \dots \dots (1-34)$$

I.5.2.8 Formule de Crump (1956) :

La formule de Crump est homologue à celle de Colebrook en remplaçant le coefficient de Chézy à la place du coefficient de résistance λ et le rayon hydraulique moyen R_h à la place du nombre de Reynolds R_e on obtient :

$$C = \sqrt{32g} \log \left[0.0676 \frac{\varepsilon}{R_h} + \frac{0.222\vartheta}{R_h \sqrt{g.I.R_e}} \right] \dots \dots \dots (1-35)$$

I.5.2.9 Formule de White- Colebrook :

Cette formule explicite de coefficient de Chézy :

$$C = 18 \log \frac{6R_h}{\varepsilon + \frac{\delta}{7}} \dots \dots \dots (1-36)$$

ε : longueur caractérisant la rugosité des parois.

δ : Épaisseur de la couche limite en (m)

Pour parois rugueuses $\delta \approx 0$, pour des parois lisses $\varepsilon \approx 0$

Où:

$$\delta = \frac{12\vartheta}{\sqrt{g.R_h.I}} \dots \dots \dots (1-37)$$

δ : L'épaisseur de la couche limite.

ν : Viscosité cinétique du liquide en m^2/s .

L'utilisation de ces formules rencontre bien des oppositions de la part de nombreux hydrauliciens qui leur préfèrent les formules de Bazin, Manning, Strickler, etc. Ils estiment en effet que l'emploi de ces formules «universelles» ne représentent pas d'avantages puisqu'en somme les coefficients de (Bazin); n (Manning) ou K_s (Strickler) des formules anciennes sont remplacés ici par ϵ dont le choix et la détermination ne sont plus commodes.

Il faut cependant faire remarquer que ces nouvelles formules présentent une structure plus conforme aux lois de la mécanique que les formules empiriques souvent établies d'après les résultats d'expériences faites dans un domaine assez limité et employées par la suite dans tous les cas possibles avec des extrapolations que ceux qui les utilisent ne soupçonnent même pas. [5, 7]

I.5.3 l'écoulement critique:

L'écoulement critique apparaît lorsque l'énergie de l'écoulement est minimale. L'énergie spécifique E est définie comme la somme de la hauteur d'écoulement et de la hauteur de l'énergie cinétique, dans une section " S_m " soit:

$$E = h \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (1-38)$$

Si l'on considère que la pente I est faible donc: $\cos \theta = 1$ de plus $\alpha = 1$, on obtient:

$$E = h + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (1-39)$$

Elle peut se mettre sous forme d'une fonction: $f(E, Q, h) = 0$

$$E = h + \frac{v^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gS^2} \dots \dots \dots (1-40)$$

En observant la figure (I.5), on constate que l'énergie spécifique est minimale lorsque la hauteur d'écoulement est égale à h_c la hauteur critique. Cette valeur peut être obtenue par annulation de la dérivée de l'énergie spécifique par rapport à h .

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{gS^3} \frac{dS}{dh} = 0 \dots \dots \dots (1-41)$$

Sachant que:

$$dS = B(h)dh \dots \dots \dots (1-42)$$

L'équation devient:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{S^3}{B}; \text{ ou encore } \frac{v^2}{2g} = \frac{S}{2B} \dots \dots \dots (1-43)$$

En définissant la profondeur hydraulique D_h comme le rapport de l'aire de la section sur la largeur au miroir $D_h = \frac{S}{B}$, on obtient:

$$\frac{v}{\sqrt{g \cdot D_h}} = 1 = F_r \dots \dots \dots (1-44)$$

Ce qui signifie bien, qu'en régime critique le nombre de Froude est égal à 1. Au-delà de cette valeur, l'écoulement est en régime torrentiel et en dessous, il est en régime fluvial.

I.5.3.1 Hauteur critique:

Pour un débit, il existe, indépendamment de la pente du canal, une hauteur h_c que l'on peut calculer à partir de l'équation. La difficulté de calcul dépend de l'expression de S_m .

Pour un canal à section rectangulaire:

$$S_m = b \cdot h_c \text{ et } B = b$$

$$\text{D'où: } \frac{Q^2}{g} = \frac{b^3 h_c^3}{b} \quad \text{donc: } h_c = \sqrt[3]{\left(\frac{Q^2}{g \cdot b^2}\right)} = \left(\frac{Q^2}{g b^2}\right)^{\frac{1}{3}} \dots \dots \dots (1-45)$$

Dans le cas général, il faut résoudre l'équation pour h_c par une méthode d'itération de type de Newton-Raphson.

I.5.3.2 Pente critique:

Une fois la profondeur critique déterminée, on peut aussi calculer la pente d'écoulement pour laquelle un débit donné coulera à la hauteur critique, avec h_c on calcule S_{mc} et R_{hc} et l'on tire de l'équation de Manning la pente correspondante:

$$I_c = \frac{n^2 Q^2}{\alpha^2 S_{mc}^2 R_{hc}^{\frac{3}{4}}} \dots \dots \dots (1-46)$$

I.5.4 Calcul de la hauteur normale :

Pour un débit donné et une pente de canal fixée, l'écoulement s'effectue avec une certaine hauteur d'eau, appelée hauteur normale h_n .

En comparant cette hauteur d'eau avec la hauteur critique, qui n'est pas fonction de la pente du canal, on est en mesure de déterminer si l'écoulement est fluvial, critique ou torrentiel. Cette information sera très utile lorsque l'on voudra évaluer les écoulements variés.

Le principe de base du calcul de la hauteur normale consiste à résoudre une équation d'écoulement en termes de débit (Chézy, Manning ou autre), de telle sorte que seule la profondeur soit inconnue.

Dans la suite de cette section, nous nous limiterons à l'équation de Manning. L'équation de l'écoulement n'étant pas linéaire ni quadratique il n'est pas pratiquement possible de trouver une solution analytique. On a alors recours aux méthodes itératives.

Plusieurs ouvrages hydrauliques proposent une méthode par essais et erreurs, bien que cette méthode soit utilisable pour faire une évaluation rapide, il est difficile de l'introduire dans un calcul systématique, surtout si l'on fait effectuer les calculs par ordinateur.

Nous proposons deux méthodes soit: la méthode de Newton-Raphson qui recèle les fondements théoriques du processus itératif et la méthode du Solveur d'Excel qui est utile en pratique et qui est basée sur la méthode précédente. [8, 9, 10]

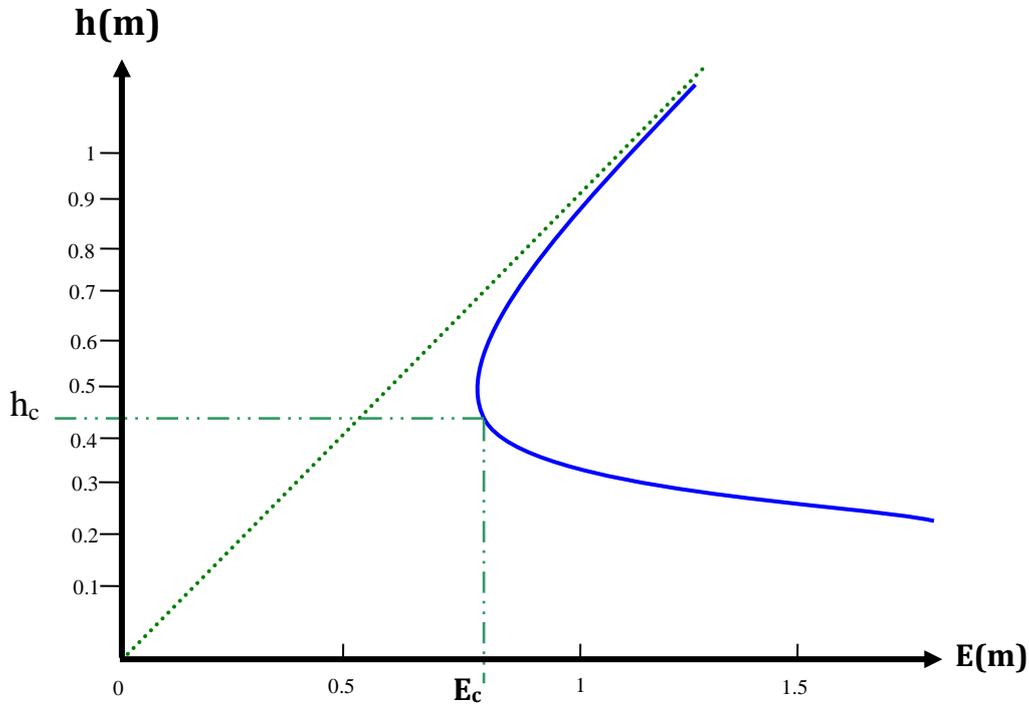


Figure I.5: Diagramme d'énergie spécifique. [4]

I.6 Écoulements permanents non uniformes :

L'écoulement est non uniforme si les paramètres du canal tels que la vitesse, la hauteur, la rugosité, la section transversale changent d'une section à l'autre. Les changements peuvent être graduels ou lents (écoulement graduellement varié) ou rapides (brusquement varié).

Il est à noter que si le canal est uniforme (axe rectiligne, pente et section transversale constantes, rugosité homogène) la non uniformité de l'écoulement se produit au voisinage d'une singularité (déversoir, chute d'eau...). On utilise le théorème de Bernoulli qui est le théorème de base de la mécanique des fluides pour l'étude des écoulements graduellement variés. Ce théorème repose sur le principe de la conservation de l'énergie, qui nous permet de comprendre les principes de base de l'écoulement graduellement varié. On peut classer l'écoulement non uniforme en deux grandes catégories, suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens de l'écoulement (accélééré, décélééré).

I.6.1 Écoulement brusquement varié :

C'est un écoulement permanent c'est à dire que la variation du débit par rapport au temps est négligeable (Q constant) et les changements de section de l'écoulement, causés par des

changements brusques ou bien rapides des paramètres hydrauliques, se produisent généralement dans une zone très courte (ressaut, chute).

I.6.2 Ecoulement graduellement varié :

L'écoulement graduellement varié reste un écoulement permanent c'est à dire que le débit reste constant dans le temps par contre les changements de section de l'écoulement généralement causée par des changements de pente, rendent l'écoulement non uniforme. Les transitions seront considérées comme s'opérant sur des distances relativement longues, d'où le terme de graduel.

I.6.3 Principes de base :

Considérons une section courte d'un canal pour lequel la surface libre n'est plus parallèle au fond [4, 8, 11].

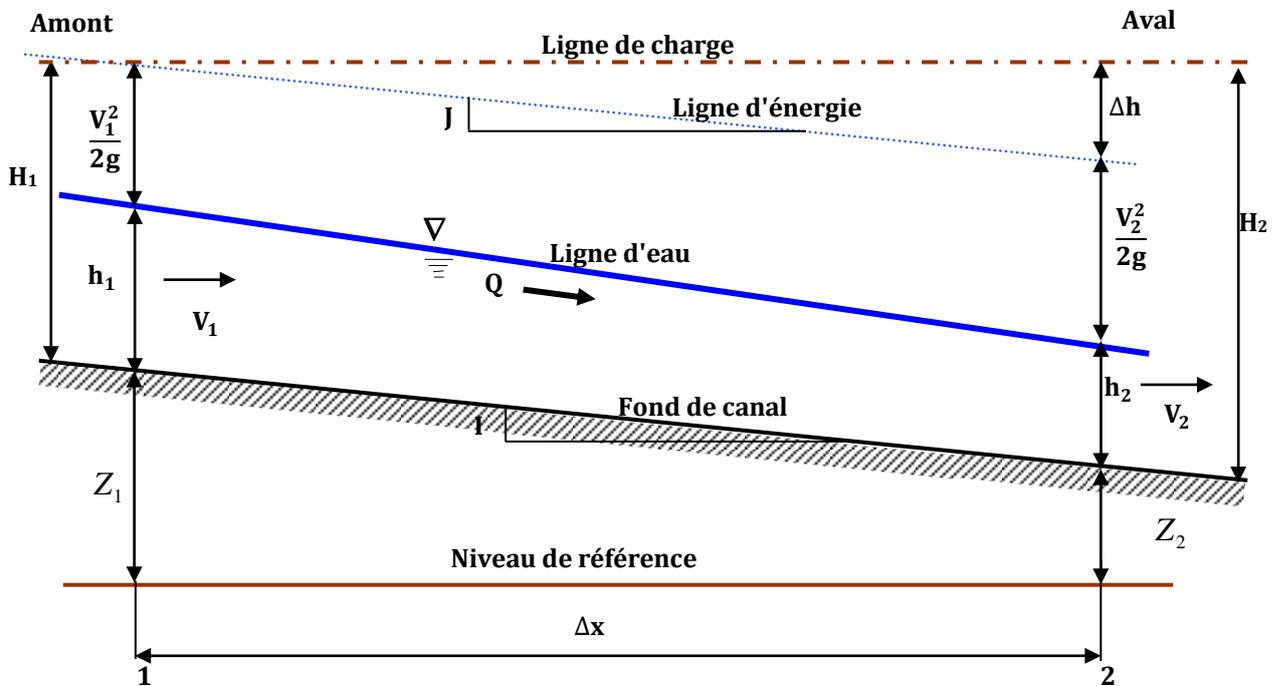


Figure I.6: Diagramme d'énergie pour un écoulement non-uniforme. [4]

On écrit l'équation de Bernoulli entre les sections 1 et 2:(figure I.6)

$$Z_1 + \frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\varpi} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h \dots \dots \dots (1-47)$$

On considère que la pression varie de façon hydrostatique du fond jusqu'à la surface libre, on a:

$$h = \frac{P}{\varpi} \dots \dots \dots (1-48)$$

On écrit donc:

$$h_1 + Z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + Z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h \dots\dots\dots(1-49)$$

En introduisant la notion d'énergie spécifique:

$$E = h + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(1-50)$$

On obtient encore:

$$Z_1 + E_1 = Z_2 + E_2 + \Delta h \dots\dots\dots(1-51)$$

On divise par Δx puis on passe à la limite, sachant que:

$$\Delta h = H_1 - H_2 \dots\dots\dots(1-52)$$

$$\frac{Z_2 - Z_1}{\Delta x} + \frac{E_2 - E_1}{\Delta x} = -\frac{\Delta h}{\Delta x} \Rightarrow \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{dE}{dx} = +\frac{dh}{dx} \Rightarrow \frac{dE}{dx} = -\frac{dz}{dx} + \frac{dh}{dx} \dots\dots\dots(1-53)$$

En posant la pente de la ligne d'énergie $J = -\frac{dh}{dx}$, c'est-à-dire la perte de charge par unité de surface et la pente du fond $I = -\frac{dz}{dx}$ il vient:

$$\frac{dE}{dx} = I - J \dots\dots\dots(1-54)$$

Sachant que E est une fonction de h et que h est une fonction de x, donc:

$$\frac{dE}{dx} = \frac{\partial E}{\partial h} \times \frac{dh}{dx} \dots\dots\dots(1-55)$$

Et en exprimant l'énergie spécifique en termes de débit on peut écrire:

$$\frac{dE}{dx} = \left(1 - \frac{Q^2 B}{g S_m^3} \right) \frac{dh}{dx} \dots\dots\dots(1-56)$$

D'où l'on tire:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I - J}{\left(1 - \frac{Q^2 B}{g S_m^3} \right)} = \frac{I - J}{\left(1 - \frac{v^2 B}{g S_m} \right)} = \frac{I - J}{1 - F_r^2} \dots\dots\dots(1-57)$$

J sera calculé avec une équation d'écoulement uniforme. En utilisant l'équation de Manning la résolution de l'équation est la base du calcul de la position de la surface libre pour les écoulements graduellement variés. C'est ce que l'on appelle le calcul des courbes de remous.

Remarquons ici que le numérateur de l'expression:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I - J}{\left(1 - \frac{Q^2 B}{g S_m^3} \right)} \dots\dots\dots(1-57) \text{ s'annule}$$

pour $\frac{Q^2}{g} = \frac{S_m^3}{B}$; ce qui correspond à l'énergie spécifique minimale et à la hauteur d'écoulement critique.

Pour la pente énergétique, on peut utiliser la relation de Weisbach-Darcy:

$$J = \lambda \frac{1}{4R_h} \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(1-58)$$

Celle de type Chézy:

$$J = \frac{8g}{c^2} \times \frac{1}{4R_h} \times \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (1-59)$$

$$J = \frac{v^2}{c^2 S_m^2 R_h} = \frac{\left(\frac{Q}{S_m}\right)^2}{c^2 R_h} \dots \dots \dots (1-60)$$

$$J = \frac{Q^2}{c^2 S_m^2 R_h} \dots \dots \dots (1-61)$$

Ce qui donne:

L'équation de l'écoulement graduellement varié

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I - \frac{Q^2}{c^2 S_m^2 R_h}}{\left(1 - \frac{Q^2 B}{g S_m^3}\right)} = \left(I \frac{1 - \frac{\left(\frac{Q}{S_m}\right)^2}{c^2 R_h}}{1 - \frac{\left(\frac{Q}{S_m}\right)^2}{\frac{g S_m}{B}}} \right) \dots \dots \dots (1-62)$$

Cette équation est une équation différentielle du premier ordre. Elle nous permet de déterminer la profondeur d'eau, $h(x)$ en fonction de la distance (x) pour un débit Q donné.

A noter que cette équation est l'équation simplifiée de Barré de Saint Venant, elle est valable pour les canaux prismatiques et non prismatiques.

Le problème qui se pose dans l'étude des écoulements graduellement variés est la détermination de la position x et la forme $h(x)$, de la surface libre, pour un débit Q et une forme géométrique donnée (section S). Pour un canal donné les arguments C , S_m et R_h , sont des fonctions de x et de h , tandis que I est une fonction de x . [2]

I.7 Définition et paramètres de classification des courbes de remous :

Le mouvement graduellement varié est caractérisé par une variation progressive des divers paramètres hydrauliques le long du courant. Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous. Le remous en un point est la différence ($h_c - h_n$) entre la profondeur du courant et la profondeur normale du régime uniforme pour le débit considéré.

Les courbes de remous sont parfois appelés «axe hydraulique» ou ligne d'eau. Les courbes de remous peuvent se classer selon la pente du canal.

- La pente de fond du canal $I > 0$ et inférieures à la pente critique, $I < I_c$, seront considérées comme faibles. Cela formera le groupe M (mild slope en anglais).
- La pente supérieure à la pente critique, $I > I_c$, formera le groupe S (steep slope en anglais),
- On notera par C le groupe des courbes pour les canaux à pente critique, $I = I_c$,
- Puis par H les courbes pour des canaux horizontaux, $I = 0$,

- Enfin le groupe A (adverse slope en anglais) pour les canaux en contre pente $I < 0$. [8, 9, 10]

I.7.1 Définition de l'énergie spécifique: [4,12]

L'énergie spécifique ou «charge spécifique» dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée à l'axe horizontal passant par le point le plus bas de la section.

- la charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

I.7.2 Courbe $h(Q)$ pour E constant:

De l'équation de l'énergie on peut tirer le débit:

$$Q^2 = 2gS_m^2(E - h) \dots \dots \dots (1-63)$$

le débit est nul si:

$$h = 0$$

$$h = E$$

Le débit atteint sa valeur maximale avec la profondeur critique h_c

avec :

$$\frac{Q^2 B}{g S_m^3} = 1$$

On remarque que dans une section donnée pour un débit Q et une énergie E , deux cas sont possibles correspondant à deux profondeurs (h_a et h_b).

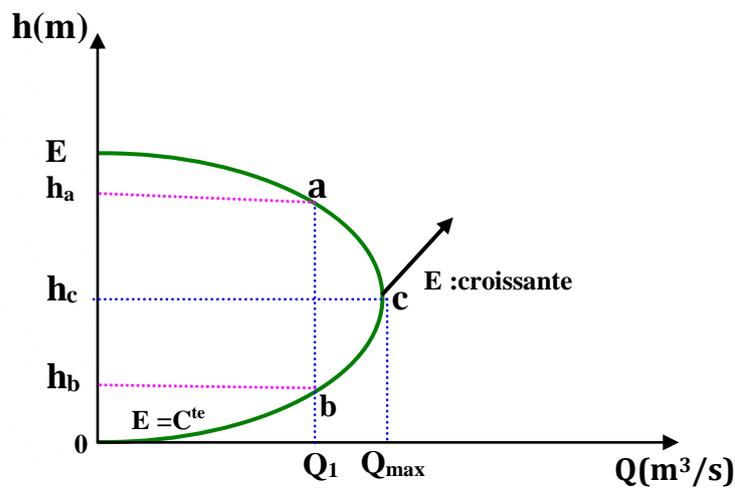


Figure I.7. Courbe $h(Q)$ pour E constante. [4]

I.7.3 Courbe E (h) à Q constant:

L'expression: $E = h + \frac{Q^2}{2gS^2}$

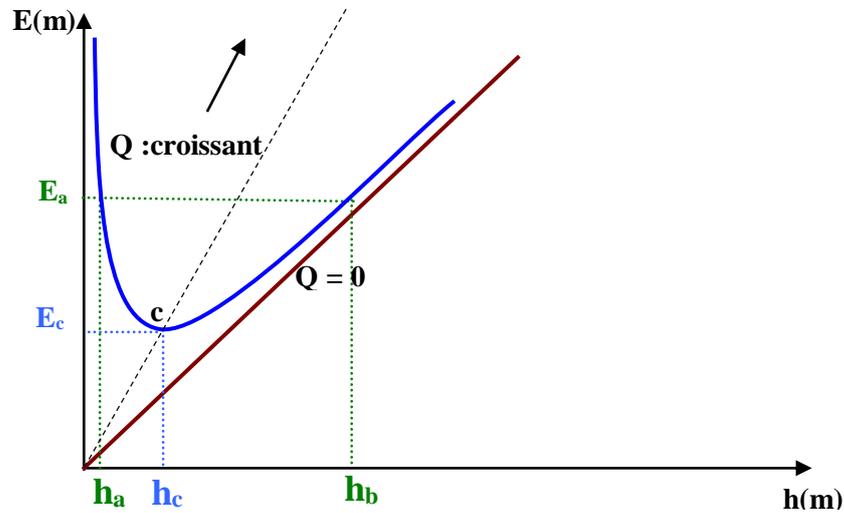


Figure I.8. Courbe E (h) pour Q constant. [4]

Nous avons donc deux situations possibles correspondant à deux profondeurs possibles.

Avant de procéder à la détermination de l'équation du mouvement graduellement varié, on va étudier d'abord le signe de la dérivée de l'énergie spécifique E par rapport à la distance x,

I.7.3.1 Signe de $\frac{\partial E}{\partial x}$ le long d'un écoulement en canal uniforme et en régime permanent graduellement varié :

Considérons une section dans laquelle E est l'énergie spécifique, I la pente du canal (positive si le canal descend, négative dans le cas contraire) et J la pente de charge unitaire pour le débit considéré qui représente aussi la pente de la ligne d'énergie, elle est toujours positive ou nulle à la limite. La ligne d'énergie étant toujours descendante dans le sens du courant ou à la limite horizontale. J est toujours positive ou bien nulle.

On considère deux sections A.A et B.B séparées par une distance Δx Suffisamment petite pour qu'on puisse considérer I et J comme constantes entre A.A et B.B. [4, 7]

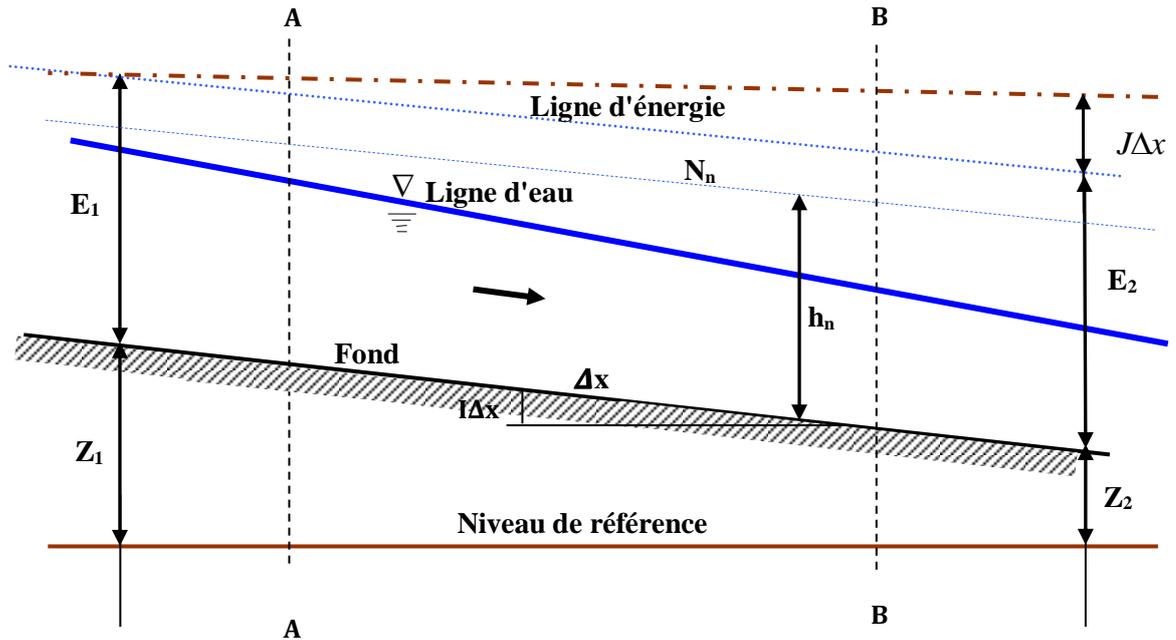


Figure I.9: Schéma représentant l'énergie pour un écoulement non –uniforme. [4]

L'équation de Bernoulli appliqué entre A-A et B-B permet d'écrire:

$$E_1 + Z_1 = E_2 + Z_2 + J\Delta x \dots \dots \dots (1-64)$$

Z_1 et Z_2 étant les cotes du fond respectivement en A-A et B-B

Posons:

$$E_2 + E_1 = \Delta E \dots \dots \dots (1-65)$$

$$Z_1 + Z_2 = I\Delta x \dots \dots \dots (1-66)$$

Il vient:

$$\Delta E = (I - J)\Delta x \dots \dots \dots (1-67)$$

Et à la limite:

$$\frac{dE}{dx} = (I - J) \dots \dots \dots (1-68)$$

$J\Delta x$: est la perte de charge ou hauteur représentative de l'énergie perdue par suite de la viscosité.

$I\Delta x$: est la hauteur représentative du travail fourni par la pesanteur.

On constate que la variation de l'énergie spécifique est égale à la différence entre le travail fourni par la pesanteur et la dissipation d'énergie dans le liquide.

On a déjà vu que:

- { Si $h > h_n$, on a $I > J$ écoulement fluvial
- { Si $h < h_n$, on a $I < J$ écoulement torrentiel
- { Si $h = h_n$, on a $I = J$ écoulement critique

En rapprochant ces expressions avec l'expression: (1-68)

On peut dresser le tableau I.1 suivant:

Tableau I.1. Nature du mouvement et les différents canaux [4].

Nature du mouvement	I > 0 (canal descendant)	I = 0 (canal horizontal)	I < 0 (canal ascendant)
Uniforme h = h _n I = J	$\frac{dE}{dx} = 0$; E ₂ = E ₁ Les pertes de charge sont exactement compensées par la pesanteur	I = J = 0 Comme J est nécessairement positif ce mouvement est impossible h _n = ∞	J < 0 Mouvement impossible (J nécessairement positif)
Graduellement varie	h > h _n ; J < I $\frac{dE}{dx} > 0$; E ₂ > E ₁	h > h _n ; I > J donc J < 0 Mouvement impossible, (J nécessairement positif)	h > h _n ; I > J donc J < 0 Mouvement impossible, (J nécessairement positif)
	h < h _n ; J > I $\frac{dE}{dx} < 0$; E ₂ < E ₁ Pertes de charge non compensées par la pesanteur.	h < h _n ; J > I $\frac{dE}{dx} < 0$; E ₂ < E ₁ Pas de travail de Pesanteur les pertes de charge Uniquement dues A la viscosité.	h < h _n ; J > I $\frac{dE}{dx} < 0$; E ₂ < E ₁ Perte d'énergie Due à la viscosité Et aussi à la pesanteur dont Le travail est cette fois négative (résistant)

I.7.4 Equations différentielles du mouvement graduellement varié :

D'après la relation: (1-68)

Et sachant que l'énergie spécifique E est une fonction de x, on peut écrire:

$$\frac{dE}{dx} = \frac{\partial E}{\partial h} \times \frac{dh}{dx} = \frac{\partial \left(h + \frac{Q^2}{2gS_m^2} \right)}{\partial h} \frac{dh}{dx} \dots \dots \dots (1-69)$$

Dans un canal prismatique:

$$\frac{dE}{dx} = \left(1 - \frac{Q^2}{gS_m^3} \times \frac{\partial S}{\partial h} \right) \frac{dh}{dx} \dots \dots \dots (1-70)$$

On pose:

$$\frac{dE}{dx} = \left(1 - \frac{Q^2 B}{gS_m^3} \right) \frac{dh}{dx} = (I - J) \dots \dots \dots (1-71)$$

On obtient: l'équation (1-57)

Dans cette expression, I et Q sont constants et S_m, B et J sont fonction de h. On considère que la perte de charge à la même valeur qu'en régime uniforme pour la même profondeur d'eau et le même débit, donc selon la formule de Chézy (1-60) on écrit :

L'équation (1-57) est donc l'équation différentielle $dx = f(h) dh$ de la ligne d'eau en mouvement graduellement varie pour un écoulement en régime permanent à filets sensiblement parallèles se déplaçant en bloc en canal uniforme de faible pente.

I.7.5. Classification des différentes lignes d'eau en mouvement graduellement varie :
[4,13,14]

a. Analyse de l'équation différentielle du mouvement graduellement varié :

Cette étude se déduit de l'équation: (1-57)

Le premier membre de cette équation, $\frac{dh}{dx}$, représente la pente de la ligne d'eau rapportée au fond du canal.

Le second membre peut prendre un certain nombre de valeurs caractéristiques :

Le numérateur s'annule pour $I = J$ donc $\frac{dh}{dx} = 0$ c'est-à-dire qu'on est en régime uniforme.

Donc la profondeur normale est la solution de l'équation (1-57) ce qui revient à dire que la profondeur réelle est forcément la profondeur normale. Par contre en régime non uniforme, si la pente est négative, il ne peut exister de profondeur normale.

Enfin si la pente est positive, la profondeur d'eau réelle n'a aucune raison d'être égale à la profondeur normale.

Le dénominateur s'annule pour $\frac{Q^2}{g} = \frac{S_m^3}{B}$, ce qui correspond à l'énergie spécifique minimale et à la profondeur d'écoulement critique.

Par conséquent on ne peut pas écrire l'équation différentielle de l'écoulement graduellement varié. On dit dans ce cas qu'au voisinage du niveau critique, l'écoulement n'est pas graduellement varié du fait de la forte courbure des filets liquides.

Dans ce cas la profondeur critique permet de distinguer les types d'écoulements suivants: [4]

$\frac{dh}{dx} = 0$ pour $h = h_c$: régime critique.

$\frac{dh}{dx} > 0$ pour $h > h_c$: régime fluvial.

$\frac{dh}{dx} < 0$ pour $h < h_c$: régime torrentiel.

Avant de procéder à l'étude systématique de l'équation (1-57), il nous faut encore définir les conventions et symboles utilisés pour la représentation et le repérage de la ligne d'eau.

Le tableau I.2 ci-dessous présente les symboles utilisés, ainsi que les différents types de pente en fonction de h_n et h_c

Tableau I.2. Différents types de courbe de remous selon la pente h_n et h_c [4]

Type de pente	I	h_n	h_c	h_n et h_c	Type de courbe
Canal à forte pente (steep slope)	$I > I_c$	Valeur finie	Valeur finie	$h_n < h_c$	S
Canal à faible pente (mild slope)	$0 < I < I_c$	Valeur finie	Valeur finie	$h_n > h_c$	M
Canal à pente critique	$I = I_c$	Valeur finie	Valeur finie	$h_n = h_c$	C
Canal horizontal	$I = 0$	Infinie	Valeur finie	-	H
Canal à contre pente	$I < 0$	Inexistant	Valeur finie	-	A

Chaque classe de courbe est représentée par une lettre majuscule dépendant de la pente à l'intérieur de chaque classe on représentera par un chiffre allant de 1 à 3 la région susceptible d'être occupée par la ligne d'eau.

En effet, les droites N_n (niveau normal) et N_c (niveau critique) séparent l'espace en trois régions numérotées de 1 à 3 en allant de la surface vers le fond.

La région 1 sera donc celle située au-dessus de N_n et N_c , la région 3 au-dessous et la région 2 entre N_n et N_c .

Finalement on peut dire que la classe de la ligne d'eau (M, S, C, H, A) dépend du caractère du cours d'eau et la région (1, 2, 3) dépend des grandeurs relatives de h , h_n et h_c , c'est-à-dire du régime.

L'étude de l'équation (1-57) nous permet de préciser les formes générales des lignes d'eau (courbes de remous) et de les classer.

I.7.5.1 Courbes de remous type M :

Ces courbes répondent aux inégalités suivantes : $I < I_c$ et $h_n > h_c$; ce qui correspond à un écoulement fluvial.

Trois cas peuvent se produire :

Courbe M_1 : qui correspondant aux conditions suivantes :

$$h > h_n > h_c \text{ (région 01)}; I > J; Fr < 1; \frac{dh}{dx} > 0$$

Lorsque $h \rightarrow h_n$, $I \rightarrow J$ et $\frac{dh}{dx} \rightarrow 0$, ça signifie que la courbe M_1 se raccorde asymptotiquement en amont au niveau de la profondeur normale.

Lorsque $h \rightarrow \infty$, $\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2 B}{g S_m^3} \rightarrow 1$ (branche de la courbe E asymptote à la première bissectrice).

Lorsque $h \rightarrow \infty$ et $\frac{dh}{dx} \rightarrow 0$, la ligne d'eau tend vers l'horizontale.

La courbe M_1 : est une courbe de remous d'exhaussement (courbe concave et ascendante); elle correspond à un mouvement graduellement retardé. En amont cette courbe tend asymptotiquement vers le niveau de la profondeur normale. Elle peut donc dans cette région se propager en amont à une distance infiniment longue. En aval elle tend asymptotiquement vers l'horizontale. Une telle situation se produit: En amont d'un barrage.

Dans certains cas de variation brusque de la pente. Le calcul de ce type de courbes se fait de l'aval vers l'amont. Du point de vue pratique c'est la courbe M_1 qui offre le plus d'intérêt.

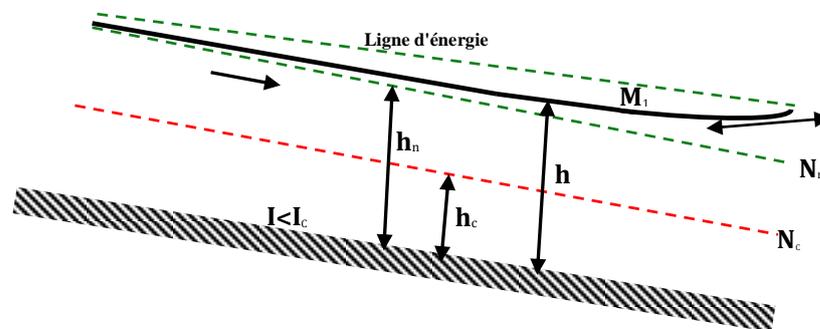


Figure I.10. Branche M_1 (remous d'exhaussement) [4]

Courbe M_2 : qui correspondent aux conditions suivantes :

$$h_c < h < h_n \text{ (région 02); } I < J \text{ ; } Fr < 1 \text{ ; } \frac{dh}{dx} < 0$$

Lorsque $h \rightarrow h_n$, $I \rightarrow J$ et $\frac{dh}{dx} \rightarrow 0$, et ce qui signifie que la courbe M_2 tend asymptotiquement à l'amont vers le niveau de la profondeur normale.

Lorsque $h \rightarrow h_c$, $\frac{dh}{dx} \rightarrow -\infty$ ce qui signifie que la ligne d'eau franchit perpendiculairement la profondeur critique.

Courbe M_2 : est une courbe de remous d'abaissement (courbe convexe descendante) qui correspond à un mouvement graduellement accéléré.

En amont cette courbe se raccorde asymptotiquement au niveau de la profondeur normale et décroît en aval pour tendre perpendiculairement vers la profondeur critique. Dans ce cas les vitesses ne sont plus parallèles au fond du canal et leurs composantes transversales ne sont plus négligeables.

La courbe M_2 se rencontre : En amont d'une augmentation de pente, d'une chute brusque ou d'un élargissement. Le calcul de M_2 se fait de l'aval vers l'amont, elle représente le passage d'un écoulement permanent uniforme à travers une section critique.

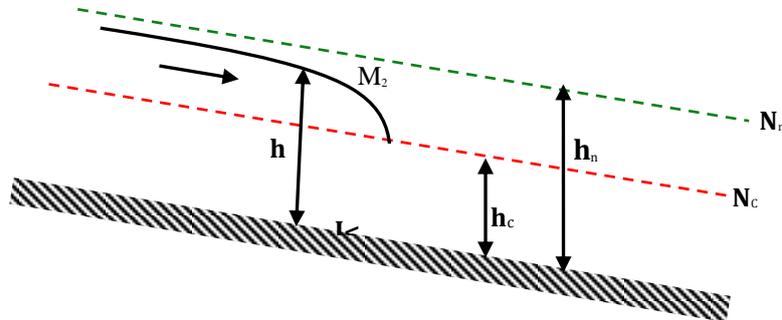


Figure I.11. Banche M_2 (remous d'abaissement) [4]

Courbe M_3 : correspondants aux conditions suivantes :

$$h < h_c < h_n \text{ (région 03)}; I < J; Fr > 1; \frac{dh}{dx} > 0$$

Lorsque $h \rightarrow h_c$, $\frac{dh}{dx} \rightarrow +\infty$ ce qui signifie que la ligne d'eau franchit perpendiculairement la profondeur critique.

Lorsque $h \rightarrow 0$ le dénominateur de l'équation de la ligne d'eau tend vers $-\infty$ et le numérateur tend aussi vers $-\infty$ car :

$$J = \frac{Q^2}{C^2 R_h S_m^2} \rightarrow +\infty$$

Donc on peut écrire :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J}{\frac{Q^2 B}{g S_m^3}} = \frac{Q^2}{C^2 S_m^2 R_h} = \frac{g S}{C^2 B R_h} = \frac{g P_m}{C^2 B} > 0$$

Ce qui signifie que la ligne d'eau coupe le fond du canal suivant un angle fini.

Lorsque $h \rightarrow -\infty$, $\frac{dh}{dx} \rightarrow I$, ce qui implique que très loin en amont la courbe M_3 tend asymptotiquement vers l'horizontale.

La courbe M_3 : est une courbe de remous d'exhaussement (courbe concave ascendante) qui correspond à un mouvement graduellement retardé ; elle conduit au ressaut proche de la profondeur critique permettant de passer du régime torrentiel au régime fluvial.

La courbe M_3 se rencontre :

A la sortie des vannes de fond d'une hauteur inférieure à la profondeur critique.

En aval des barrages déversoirs.

Dans certaines variations de pente.

Lors d'un écoulement à grande vitesse entrant dans un canal à pente faible.
Le calcul de M_3 se fait de l'amont vers l'aval.

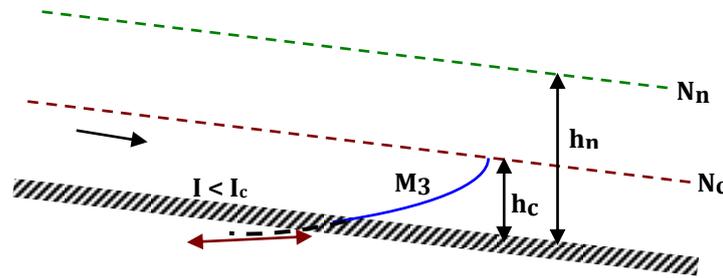


Figure I.12. Branche M_3 (courbe de remous d'exhaussement). [4]

On peut présenter les différents cas pouvant être envisagés pour un canal dont la pente $I < I_c$ (courbe M) dans le tableau suivant :

Tableau I.3: Différents cas envisagés pour un canal de pente $I < I_c$ (courbe M) [4].

Valeur de h	$I - J = I - \frac{Q^2 B}{C^2 R_h S_m^2}$	$1 - \frac{Q^2 B}{g S_m^3}$	$\frac{dh}{dx}$	Courbe
$h = +\infty$	I	1	I	Horizontale
$h_n < h < +\infty$	> 0	> 0	> 0	De type M_1
$h = h_n$	0	> 0	0	Parallèle au fond
$h_c < h < h_n$	< 0	> 0	< 0	De type M_2
$h = h_c$	< 0	0	$\pm\infty$	Perpendiculaire au fond (théorique)
$0 < h < h_c$	< 0	< 0	> 0	De type M_3
$h = 0$	$-\infty$	$-\infty$	$\frac{g P_m}{BC^2}$	Pente positive finie (théorique)
$h = -\infty$	I	1	I	Horizontale (théorique)

I.7.5.2 Courbes de remous type S :

Ces courbes répondent aux inégalités suivantes : $I > I_c$ et $h_n < h_c$, Ce qui correspond à un écoulement torrentiel.

Trois cas peuvent se produire :

Branche S_1 : qui correspondent aux conditions suivantes :

$$h > h_c > h_n \text{ (région } O1); I > J; Fr < 1; \frac{dh}{dx} > 0$$

Les valeurs aux limites s'obtiennent comme suit :

Lorsque $h \rightarrow h_c$, $\frac{dh}{dx} \rightarrow \infty$ c'est-à-dire que la ligne d'eau franchit le niveau critique quasi-verticalement.

Lorsque $h \rightarrow \infty$, $\frac{dh}{dx} \rightarrow 0$ ce qui signifie que la ligne d'eau tend asymptotiquement vers l'horizontale lorsque la profondeur croît indéfiniment.

La branche S_1 est une courbe de remous d'exhaussement (courbe convexe ascendante) qui correspond à un mouvement graduellement retardé.

Cette courbe est assez rare pour un régime fluvial ($h > h_c$) sur un cours d'eau ayant le caractère d'un torrent ($I > I_c$). Elle est précédée d'un ressaut hydraulique.

En amont, la courbe S_1 prend naissance perpendiculairement au niveau critique, ordinairement après un ressaut.

En aval, elle tend asymptotiquement vers l'horizontale.

On rencontre ce type de courbe (S_1) :

- En amont d'un barrage.
- Dans certains changements de pente.

Le calcul de S_1 se fait de l'aval vers l'amont.

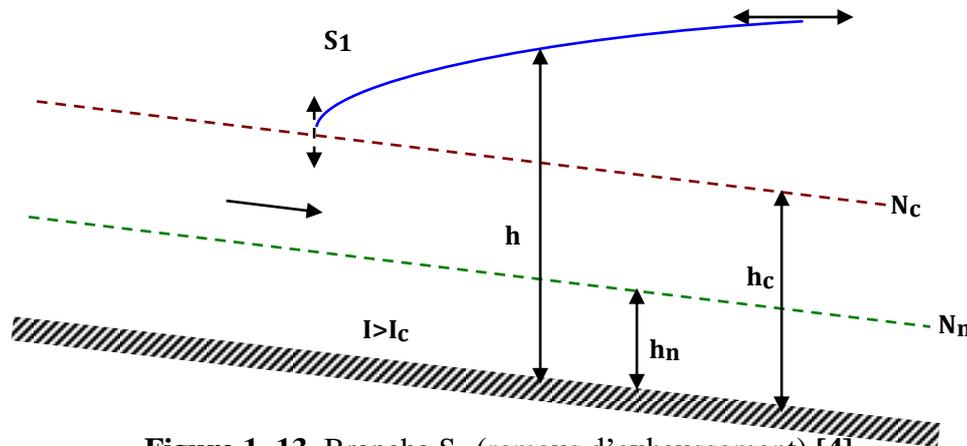


Figure.1. 13. Branche S_1 (remous d'exhaussement) [4]

Branche S_2 : qui correspondant aux conditions suivantes :

$$h_n < h < h_c \text{ (région 02); } I > J ; Fr > 1 ; \frac{dh}{dx} < 0$$

Les valeurs aux limites s'obtiennent comme suit :

Lorsque $h \rightarrow h_c$, $\frac{dh}{dx} \rightarrow -\infty$, ce qui signifie que la ligne d'eau franchit le niveau critique quasi-verticalement.

Lorsque $h \rightarrow h_n$, $\frac{dh}{dx} \rightarrow 0$, la ligne d'eau tend asymptotiquement vers le niveau normal.

La branche S_2 est une courbe de remous d'abaissement (courbe concave descendante) qui correspond à un mouvement graduellement accéléré.

En amont, la courbe S_2 prend naissance perpendiculairement au niveau critique.

En aval, elle tend asymptotiquement vers le niveau de la profondeur normale.

Cette courbe est très courte du point de vue pratique, c'est-à-dire qu'elle tend très vite vers le régime uniforme. Ce qui revient à dire qu'elle correspond à un régime de transition entre la profondeur critique et un écoulement uniforme.

Elle se rencontre :

- Dans les transitions entre les chutes brusques et le régime uniforme.
- En aval d'une augmentation brusque de pente.
- Dans l'élargissement de la section.

Le calcul de S_2 se fait de l'amont vers l'aval.

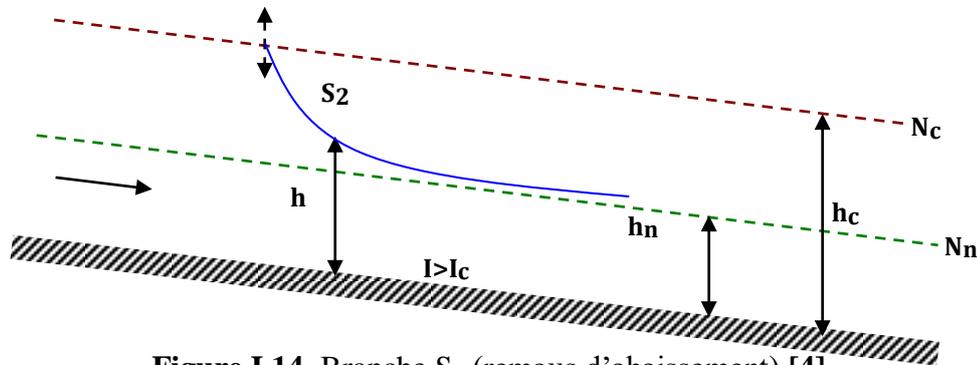


Figure I.14. Branche S_2 (remous d'abaissement) [4]

Branche S_3 : qui correspondent aux conditions suivantes :

$$h < h_n < h_c \text{ (région 03)}; I > J; Fr > 1; \frac{dh}{dx} > 0$$

Les valeurs aux limites s'obtiennent comme suit :

Lorsque $h \rightarrow h_n, \frac{dh}{dx} \rightarrow 0$ ce qui signifie que la ligne d'eau tend asymptotiquement vers la profondeur normale

Lorsque $h \rightarrow 0, \frac{dh}{dx} > 0$, c'est à dire que, théoriquement la ligne d'eau coupe le fond du canal sous un angle non nul.

Lorsque $h \rightarrow -\infty, \frac{dh}{dx} \rightarrow I$, c'est à dire que théoriquement la courbe, possède alors une asymptote horizontale.

La branche S_3 est une courbe de remous d'exhaussement (courbe convexe ascendante) qui correspond à un mouvement graduellement retardé.

- En amont la courbe S_3 tend asymptotiquement vers l'horizontale.
- En aval, elle tend asymptotiquement vers le niveau de la profondeur normale.

Elle correspond à un régime transitoire entre un écoulement à grande vitesse et un écoulement normal. Elle se rencontre :

En aval d'une vanne de fond dénoyée dont la hauteur de levée est inférieure à la hauteur normale. Lorsque la pente diminue brusquement tout en restant supérieure à la pente critique. Le calcul de S_3 se fait de l'amont vers l'aval.

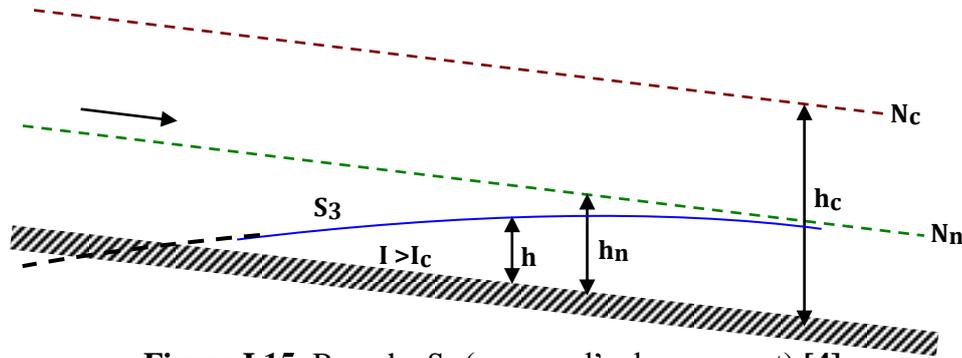


Figure I.15. Branche S_3 (remous d'exhaussement) [4]

On peut présenter les différents cas pouvant être envisagés pour un canal dont la pente $I > I_c$ (courbe S) dans le tableau I.4 suivant :

Tableau I.4. Différents cas envisagés pour un canal de pente $I > I_c$ (courbe S) [4].

Valeur de h	$I - J = I - \frac{Q^2 B}{C^2 R_h S_m^2}$	$1 - \frac{Q^2 B}{g S_m^3}$	$\frac{dh}{dx}$	Courbe
$h = +\infty$	I	1	I	Horizontale
$h_c < h < +\infty$	> 0	> 0	> 0	De type S_1
$h = h_c$	> 0	0	$\pm\infty$	Perpendiculaire au fond (théorique)
$h_n < h < h_c$	> 0	< 0	< 0	De type S_2
$h = h_n$	0	< 0	0	Parallèle au fond
$0 < h < h_n$	< 0	< 0	> 0	De type S_3
$h = 0$	$-\infty$	$-\infty$	$\frac{g P_m}{B C^2}$	Pente positive finie (théorique)
$h = -\infty$	I	1	I	Horizontale (théorique)

I.7.5.3 Courbes de remous type C :

En régime critique, l'écoulement est instable par le fait des ondulations qui sont provoquées à la surface d'eau. Les courbes (C) répondent aux égalités suivantes :

$I = I_c$ et $h_n = h_c$. Ce qui correspond à un écoulement critique.

Elles représentent la limite commune des courbes M et S avec disparition de la branche 2 puisque $h_n = h_c$. Il reste donc seulement deux cas à étudier :

Branche C_1 : qui correspond aux conditions suivantes :

$$h > h_n = h_c \text{ (région 01); } I > J ; Fr < 1 ; \frac{dh}{dx} > 0$$

Pour un cours d'eau dont la largeur est très grande par rapport à sa profondeur, l'équation (1-56) peut s'écrire sous la forme suivante:

$$\frac{dh}{dx} = I \frac{h^3 - h_n^3}{h^3 - h_c^3} \dots \dots \dots (1 - 72)$$

D'après cette équation on constate que :

Si $h_n = h_c \Rightarrow \frac{dh}{dx} = I$ Ce qui signifie que la ligne d'eau est horizontale.

Si $h = h_n, \frac{dh}{dx} = 0$ c'est-à-dire que la ligne d'eau est parallèle au fond du canal.

La branche C_1 est une courbe de remous d'exhaussement.

Elle représente le passage entre M_1 concave et S_1 convexe, elle est donc droite et horizontale.

On rencontre ce type de courbe (C_1) :

- Au raccordement d'un canal à pente critique à un bassin.
- A un changement de pente, séparant le passage de la pente critique à une pente moindre.

En pratique ce type de courbe est très rare.

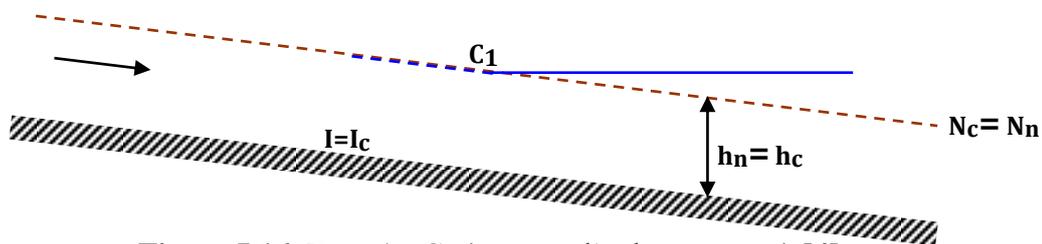


Figure I.16. Branche C_1 (remous d'exhaussement) [4]

Branche C_3 : qui correspondant aux conditions suivantes :

$$h < h_c = h_n \text{ (région 03); } I < J ; Fr > 1 \text{ et } \frac{dh}{dx} > 0$$

Pour un cours d'eau dont la largeur est très grande par rapport à sa profondeur, on a encore

$\frac{dh}{dx} = I$ ce qui signifie que la ligne d'eau est horizontale.

La branche C_3 est une courbe de remous d'exhaussement.

Elle représente le passage entre M_3 concave et S_3 convexe, elle est donc droite et horizontale.

On rencontre ce type de courbe (C_3) :

- Lors d'une réduction de pente aboutissant à la pente critique.
- Lors d'un écoulement à grande vitesse entrant dans un canal à pente critique.

En pratique ce type de courbes est aussi très rare.

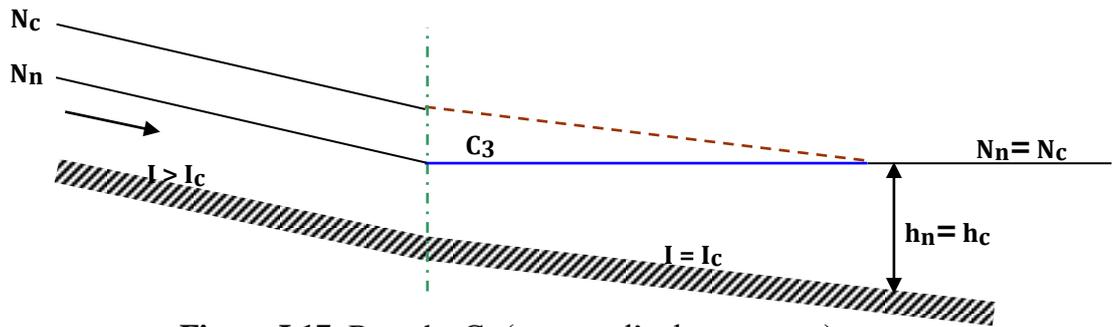


Figure I.17. Branche C_3 (remous d'exhaussement).

I.7.5.4 Courbes de remous type H :

Dans un canal horizontal, on ne peut pas établir le régime uniforme car lorsque $I = 0$, h_n tend vers l'infini, cependant, on y définit la profondeur critique qui ne dépend que du débit et de la géométrie de la section. Donc la courbe (H) comprend deux branches H_2 et H_3 qui sont les limites des branches M_2 et M_3 , la branche H_1 n'existe plus.

Dans ce cas l'équation de la ligne d'eau peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{dh}{dx} = - \frac{J}{1 - \frac{Q^2 B}{g S_m^3}}$$

Branche H_2 : qui correspondent aux conditions suivantes :

$$h > h_c (\text{région } 02); I = 0; F_r < 1 \text{ et } \frac{dh}{dx} < 0$$

Lorsque $h \rightarrow \infty, J \rightarrow 0, S_m \rightarrow \infty$ le numérateur tend vers 0 et le dénominateur tend vers 1 donc $\frac{dh}{dx} \rightarrow 0$ ce qui indique qu'à l'infini amont, lorsque la profondeur augmente indéfiniment la ligne d'eau tend asymptotiquement vers l'horizontale.

La branche H_2 est une courbe de remous d'abaissement qui correspond à un régime graduellement accéléré.

Elle se rencontre par exemple : Dans une chute brusque, un canal horizontal débouchant, un exutoire dont la cote du niveau est variable.

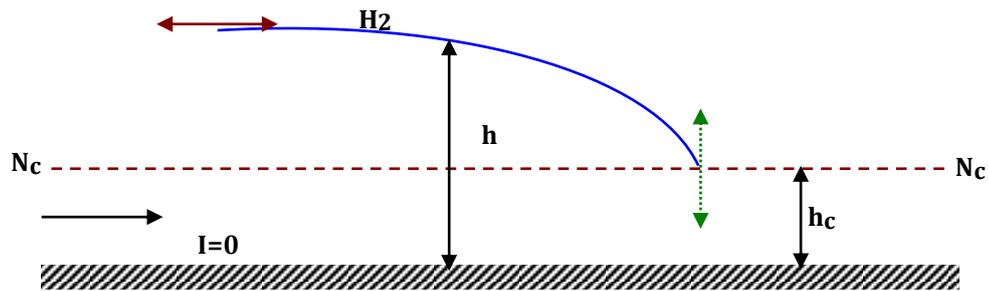


Figure I.18. Courbe H₂ (remous d'abaissement). [4]

Branche H₃ : qui correspondent aux conditions suivantes :

$$h < h_c = h_n(\text{région } 03); I = 0; F_r > 1 \text{ et } \frac{dh}{dx} > 0$$

La branche H₃ est une courbe de remous d'exhaussement qui correspond à un régime graduellement retardé. Elle se rencontre sur un canal horizontal à l'aval d'une singularité obligeant la surface libre à s'abaisser en dessous du niveau critique, on la rencontre par exemple :

- A l'aval d'une vanne de fond dénoyée dont la hauteur de levée est inférieure à la hauteur critique. Lors d'un écoulement à grande vitesse entrant dans un canal horizontal.

Ce type de courbes est généralement suivi d'un ressaut hydraulique.

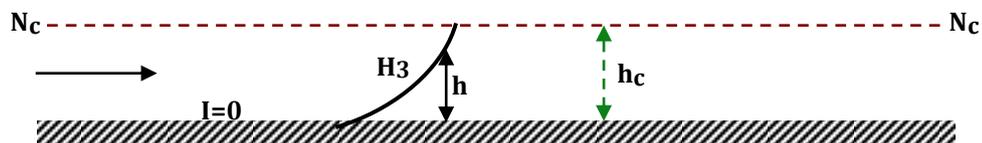


Figure I.19. Branche H₃ (remous d'exhaussement). [4]

On peut présenter les différents cas pouvant être envisagés pour un canal dont la pente $I = 0$ (courbe H) dans le tableau I.5 suivant :

Tableau I.5. Différents cas envisagés pour un canal de pente nulle (courbe H) [4].

Valeur de h	$I - J = I - \frac{Q^2 B}{C^2 R_h S_m^2}$	$1 - \frac{Q^2 B}{g S_m^3}$	$\frac{dh}{dx}$	Courbe
$h = +\infty$	0	1	0	Horizontale
$h_c < h < +\infty$	< 0	> 0	< 0	De type H ₂
$h = h_c$	< 0	0	$\pm\infty$	Perpendiculaire au fond (théorique)
$0 < h < h_c$	< 0	< 0	> 0	De type H ₃
$h = 0$	$-\infty$	$-\infty$	$\frac{g P_m}{BC^2}$	Pente positive finie (théorique)
$h = -\infty$	0	1	0	Horizontale (théorique)

I.7.5.5 Courbes de remous type A :

Ces courbes répondent à l'inégalité suivante : $I < 0$.

Dans ce cas la hauteur normale est inexistante, par contre la hauteur critique reste toujours définie par la relation :

$$\frac{Q^2 B}{g S_m^3} = 1$$

Donc la branche A_1 a disparait et il reste seulement deux cas à étudier (branche A_2 et A_3).

Branche A_2 : qui correspondent aux conditions suivantes :

$$h > h_c \text{ (région 02)}; Fr < 1; \frac{dh}{dx} < 0$$

La branche A_2 est une courbe de remous d'abaissement correspondant à un régime graduellement accéléré. Elle possède une asymptote horizontale à l'amont lorsque h augmente indéfiniment et elle coupe quasi verticalement le niveau critique à l'aval.

Ce type de courbes se rencontre dans un canal ascendant à l'amont d'une singularité obligeant la surface libre à s'abaisser jusqu'au voisinage du niveau critique, par exemple :

A l'amont d'un déversoir.

Dans un changement brusque de pente.

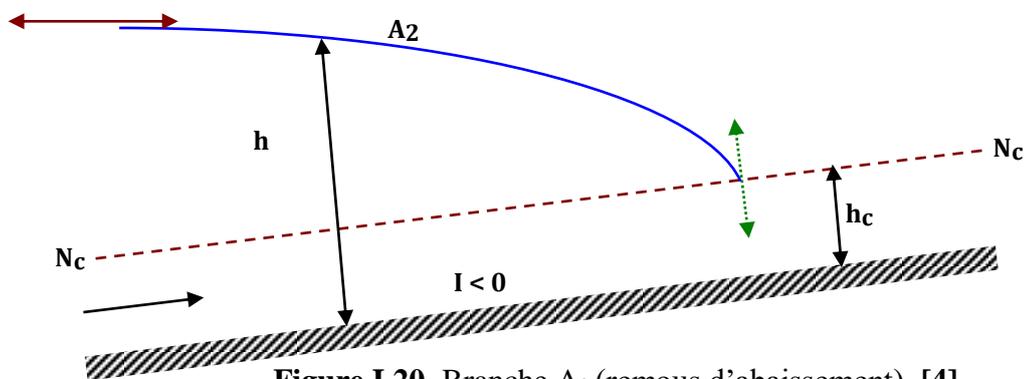


Figure I.20. Branche A_2 (remous d'abaissement). [4]

Branche A_3 : qui correspondent aux conditions suivantes :

$$h < h_c; Fr > 1; \frac{dh}{dx} > 0$$

La branche A_3 traduit un remous d'exhaussement et un régime graduellement retardé.

Elle se rencontre dans un canal ascendant à l'aval d'une singularité obligeant la surface libre à s'abaisser au-dessous du niveau critique, par exemple :

A l'aval d'un coursier réalisant un écoulement torrentiel.

A l'aval d'une vanne dont l'ouverture est inférieure à la profondeur critique.

La branche A_3 est souvent suivie d'un ressaut permettant le franchissement du niveau critique.

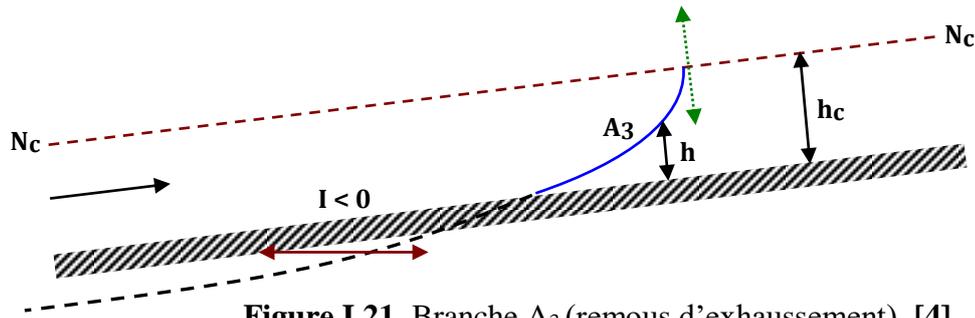


Figure I.21. Branche A₃ (remous d'exhaussement). [4]

On peut présenter les différents cas pouvant être envisagés pour un canal dont la pente $I < 0$ (courbe A) dans le tableau I.6 suivant :

Tableau I.6. Différents cas envisagés pour un canal de pente $I < 0$ (courbe A) [4].

Valeur de h	$I - J = I - \frac{Q^2 B}{C^2 R_h S_m^2}$	$1 - \frac{Q^2 B}{g S_m^3}$	$\frac{dh}{dx}$	Courbe
$h = +\infty$	I	1	I	Horizontale
$h_c < h < +\infty$	< 0	> 0	< 0	De type A ₂
$h = h_c$	< 0	0	$\pm \infty$	Perpendiculaire au fond (théorique)
$0 < h < h_c$	< 0	< 0	> 0	De type A ₃
$h = 0$	$-\infty$	$-\infty$	$\frac{g P_m}{BC^2}$	Pente positive finie (théorique)
$h = -\infty$	I	1	I	Horizontale (théorique)

I.7.6 Evolution de l'énergie spécifique :

L'équation régissant l'évolution de l'énergie spécifique est : $\frac{dE}{dx} = I - J$

En se basant sur cette expression nous pouvons examiner les cas suivants :

I.7.6.1 Cas d'un canal à faible pente : (type M)

Nous avons quatre possibilités :

$h < h_c < h_n ; I < J ; \frac{dE}{dx} > 0$: donc la ligne d'énergie s'abaisse par rapport au fond du canal.

Sur la courbe (E) le point figuratif de l'écoulement se déplace de A vers C, ce qui indique que l'écoulement se dirige vers le régime critique par augmentation de la profondeur.

La courbe sera donc limitée vers l'aval.

$h_c < h < h_n ; I < J ; \frac{dE}{dx} < 0$: donc la ligne d'énergie décroît par rapport au fond du canal.

Sur la courbe (E) le point figuratif de l'écoulement se déplace de B vers C; ce qui indique que l'écoulement se dirige vers le régime critique par diminution de la profondeur.

La courbe sera donc limitée vers l'aval.

$h = h_n$; $I = J$; $\frac{dE}{dx} = 0$ l'écoulement reste stable, ce qui correspond à un régime uniforme (point D).

$h > h_n > h_c$; $I > J$; $\frac{dE}{dx} = 0$ dans ce cas la ligne d'énergie s'élève par rapport au fond du canal et tend à se confondre avec la ligne d'eau horizontale lorsque la profondeur croît indéfiniment. C'est-à-dire, qu'à l'aval la ligne d'énergie, se confond avec la branche M_1 .

Lorsque h tend vers l'infini; $\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2 B}{g S_m^3} \rightarrow 1$ ce qui correspond à une branche de la courbe (E) asymptote à la première bissectrice (point figuratif E).

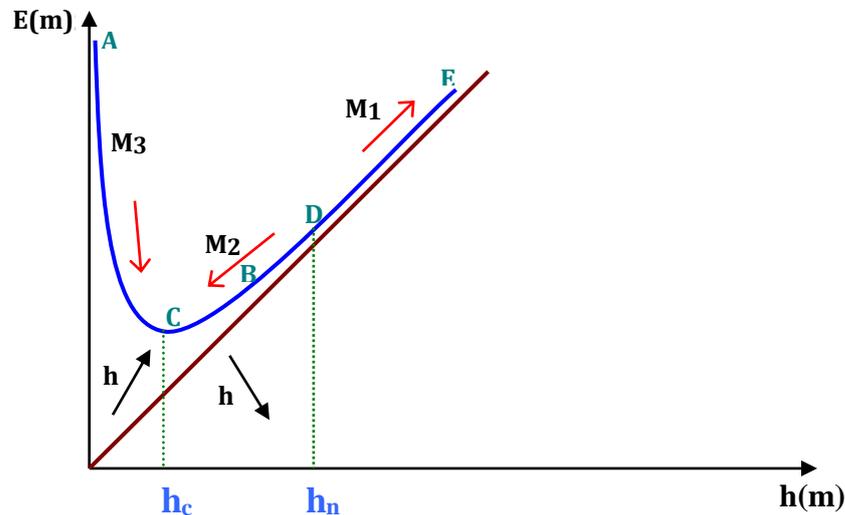


Figure I.22. Evolution du point figuratif de l'écoulement sur la courbe $E=f(h)$ pour les courbes de remous de type M. [4]

I.7.6.2 Cas d'un canal à forte pente : (type S)

Nous avons quatre possibilités :

$h < h_n < h_c$; $I < J$; $\frac{dE}{dx} < 0$: dans ce cas la ligne d'énergie décroît par rapport au fond du canal.

Sur la courbe (E) le point figuratif de l'écoulement se déplace de A vers D, ce qui indique que l'écoulement se dirige vers le régime uniforme par augmentation de la profondeur en l'aval.

$h = h_n$; $I = J$; $\frac{dE}{dx} = 0$: ce qui correspond à un régime uniforme. (Point D)

$h_n < h < h_c$; $I > J$; $\frac{dE}{dx} > 0$: la ligne d'énergie s'élève par rapport au fond.

Sur la courbe (E) le point figuratif de l'écoulement se déplace de C vers B et l'écoulement se dirige vers le régime uniforme par diminution de la profondeur vers l'aval.

$h > h_c > h_n$; $I > J$; $\frac{dE}{dx} > 0$: la ligne d'énergie s'élève par rapport au fond.

Sur la courbe (E) le point figuratif de l'écoulement se déplace de C vers E et la profondeur augmente vers l'aval pour s'éloigner du point C.

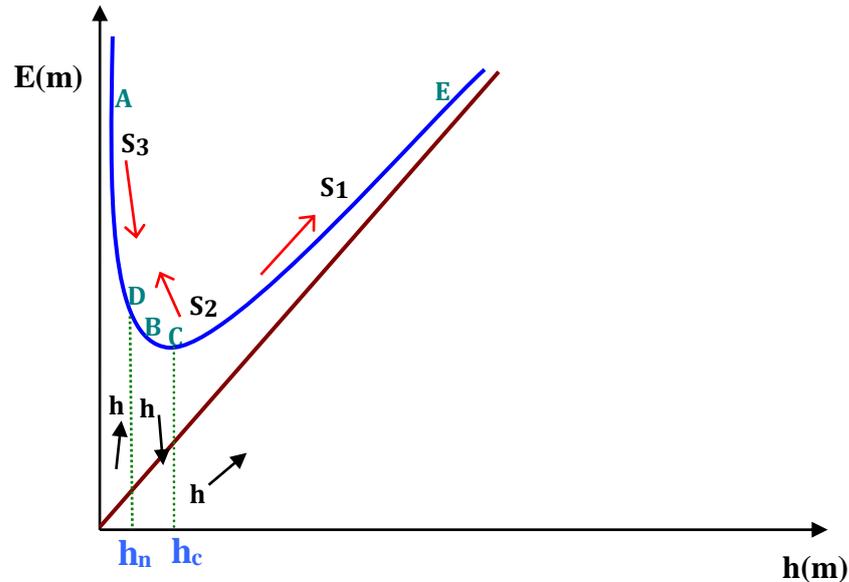


Figure I.23. Evolution du point figuratif de l'écoulement sur la courbe $E=f(h)$ pour les courbes de remous de type S. [4]

I.7.6.3 Cas d'un canal à pente critique : (type C)

Dans ce cas les profondeurs h_n et h_c sont égales. Nous avons donc trois possibilités :

$h < h_c = h_n$; $I < J$; $\frac{dE}{dx} < 0$: la ligne d'énergie s'abaisse par rapport au fond du canal.

Sur la courbe (E) le point figuratif de l'écoulement se déplace de A vers C, ce qui indique que l'écoulement se dirige vers le régime critique par augmentation de la profondeur vers l'aval.

$h = h_n = h_c$; $I = J$; $\frac{dE}{dx} < 0$: ce cas correspond à un régime uniforme (point C).

$h > h_c = h_n$; $I > J$; $\frac{dE}{dx} < 0$: la ligne d'énergie s'élève par rapport au fond.

Lorsque h tend vers l'infini ; $\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2 B}{g S_m^3} \rightarrow 1$ ce qui correspond à une branche de la courbe (E) asymptote à la première bissectrice (point figuratif B).

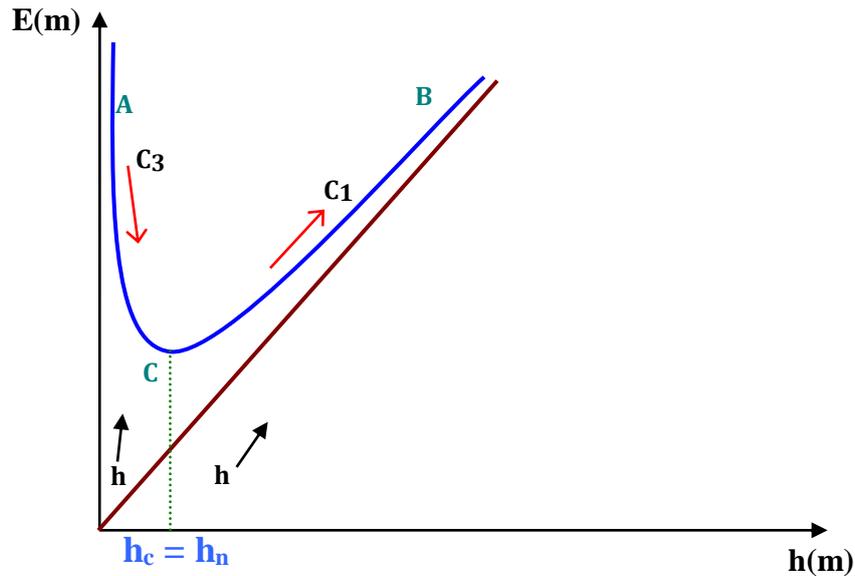


Figure I.24. Evolution du point figuratif de l'écoulement sur la courbe $E=f(h)$ pour les courbes de remous de type C. [4]

Dans le cas d'un canal horizontal la profondeur normale n'existe pas puisqu'elle devient infinie. Comme $J > I = 0$, nous nous retrouvons dans la même situation que le cas d'un canal à contre pente.

I.7.6.4 cas d'un canal à contre pente : (type A)

($I > 0$), dans ce cas on ne peut pas établir le régime uniforme. Ce qui revient à dire que le terme $\frac{dE}{dx}$ ne peut être que négatif, par conséquent la ligne d'énergie s'abaisse par rapport au fond du canal.

Deux cas pouvant être envisagés:

$h < h_c$: la profondeur va croître pour tendre vers la profondeur critique.

Sur la courbe(E) le point figuratif de l'écoulement se déplace de A vers C.

$h > h_c$: la profondeur va diminuer pour tendre vers la profondeur critique.

Sur la courbe (E) le point figuratif de l'écoulement se déplace de B vers C.

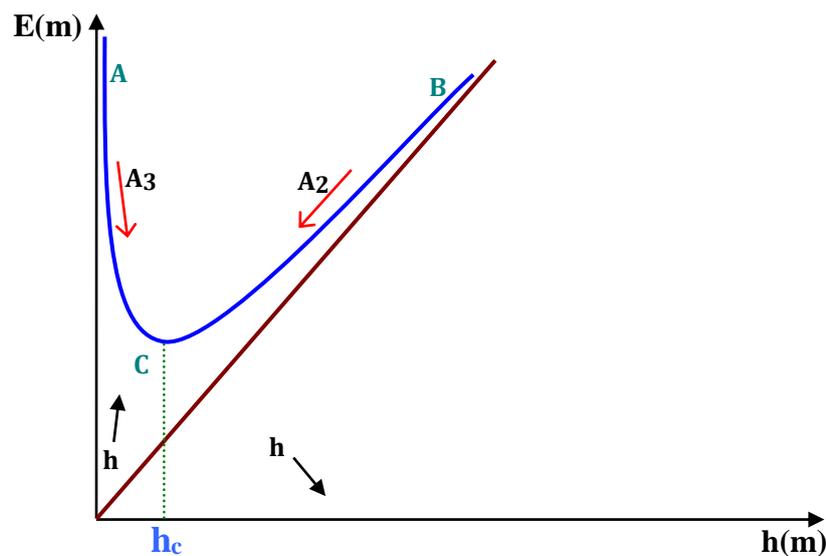


Figure I.25. Evolution sur la courbe $E=f(h)$ du point figuratif de l'écoulement. [4]

I.7.6.5 Cas d'un canal horizontal: (type H)

($I = 0$), dans ce cas la profondeur normale n'existe pas puisqu'elle devient infinie. Et comme $J > I = 0$, nous nous retrouvons dans la même situation que dans le cas d'un canal à contre pente. [4, 8, 5]

I.8 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons passé en revue les notions de base concernant l'hydraulique générale et en particulier l'écoulement à surface libre. On a fait un rappel des différents types et régimes d'écoulements. Les différentes formules et équations de base qui gouvernent les écoulements permanents variés sont présentées ainsi que les formules de calcul de coefficient de Manning. Le contenu de ce chapitre sera utilisé dans la simulation.

CHAPITRE II

Chapitre II: Pollution due au trafic routier**II.1 Introduction :**

Le trafic routier est considéré comme l'un des facteurs importants de la pollution par les métaux dans la poussière des routes et les sols en bords de routes, ce phénomène est devenue au cours des dernières décennies un dramatique problème dans de nombreuses régions du monde car leurs concentrations augmentent à un rythme inquiétant en raison de l'augmentation de l'industrialisation, de l'urbanisation et du transport routier .

II.2 Influence du trafic routier sur la pollution de l'environnement par les métaux lourds

Le trafic routier influe d'une manière très intense sur la poussière des routes et les sols en bords de routes ce qui va provoquer une menace sur la qualité de l'environnement, car ils sont l'une des sources particulières qui sont touchés par les métaux lourds provenant du trafic routier. Afin de comprendre les risques pour la santé humaine de la pollution par les métaux lourds dans différents compartiments de l'environnement, plusieurs recherches dans le monde ont été menée essentiellement pour évaluer leurs concentrations dans la poussière des routes et les sols en bords de routes, les émissions des gaz d'échappement liées à la circulation contribuent à l'enrichissement des éléments comme Ba, Cr, Cu, Fe, Ni, Pb et Zn qui dominent la pollution de la poussière des routes et des sols adjacents. Toutefois, ce mélange de métaux liés au trafic varie beaucoup, éventuellement en raison de la différence de concentration de métaux dans les garnitures de freins et les matériaux des pneus, les différences de densité du volume de trafic et de comportement de conduite.

II.2.1 Les différents types de pollution :

La pollution des retombées atmosphériques sèches dépend essentiellement, en milieu urbain et périurbain, du type d'occupation des sols (zone commerciale, résidentielle ou industrielle) et de la proximité aux infrastructures routières.

II.2.1.1 Pollution de l'air :

Les véhicules routiers, les moteurs marins, les locomotives et les avions sont les sources de pollution sous forme d'émissions de gaz et de particules. Elles affectent la qualité de l'air et causent des dommages à la santé humaine. Les plus courantes sont le plomb (Pb), le monoxyde de carbone (CO), les oxydes d'azote (NOx), le tétrafluorure de silicium (SF₆), le benzène et ses composants volatils (BTX), les métaux lourds (zinc, chrome, cuivre et cadmium) et les particules (cendres, poussières). Les émissions de plomb ont considérablement diminué au cours des dernières décennies, car son utilisation comme antidétonant pour l'essence a été interdite dans la plupart des pays du monde à partir des

années 1980. Seuls les pays de tiers-monde comme l'Algérie, utilisent encore du carburant au plomb. Les principaux facteurs à l'origine de cette interdiction étaient que le plomb tétraéthyle (la forme utilisée comme additif pour le carburant) était associé à des effets neurotoxiques sur les êtres humains et qu'il nuisait aux convertisseurs catalytiques. Les polluants atmosphériques toxiques sont associés au cancer et aux maladies cardiovasculaires, respiratoires et neurologiques. Le monoxyde de carbone (CO), lorsqu'il est inhalé, réduit la disponibilité de l'oxygène dans le système circulatoire et peut être extrêmement nocif, voire mortel à certaines concentrations. Les émissions de dioxyde d'azote (NO₂) provenant des transports réduisent la fonction pulmonaire, affectent le système de défense immunitaire respiratoire et augmentent le risque de problèmes respiratoires. Les émissions de dioxyde de soufre (SO₂) et d'oxydes d'azote (NO_x) dans l'atmosphère forment divers composés acides qui, mélangés à l'eau des nuages, créent des pluies acides. Les précipitations acides ont des effets néfastes sur l'environnement bâti, réduisent le rendement des cultures agricoles et provoquent le déclin des forêts. Le smog est un mélange de brouillard solide et liquide et de particules de fumée formé par l'accumulation de monoxyde de carbone, d'ozone, d'hydrocarbures, de composés organiques volatils, d'oxydes d'azote, d'oxyde de soufre, d'eau, de particules et d'autres polluants chimiques. La réduction de la visibilité causée par le smog a plusieurs répercussions négatives sur la qualité de vie et l'attraction des sites touristiques. Les émissions de particules sous forme de poussières provenant des gaz d'échappement des véhicules et de sources autres que les gaz d'échappement, comme l'abrasion des véhicules et des routes, ont un impact sur la qualité de l'air. Les propriétés physiques et chimiques des particules sont associées à des risques sanitaires tels que des problèmes respiratoires, des irritations de la peau, des inflammations des yeux, la coagulation du sang et divers types d'allergies. Le smog est souvent exacerbé par les conditions physiques et météorologiques locales, ce qui crée des périodes de forte concentration de smog et des réactions publiques pour les atténuer, comme la restriction temporaire de l'utilisation des automobiles. Les problèmes de qualité de l'air ont été traités de manière exhaustive dans les économies avancées, avec des baisses substantielles des émissions d'un large éventail de polluants. Dans les économies en développement, la motorisation rapide a déplacé la préoccupation vers les grandes villes de Chine et d'Inde, qui sont les plus touchées par la détérioration de la qualité de l'air.

II.2.1.2 Pollution de Bruit :

Le bruit représente l'effet général des sons irréguliers et chaotiques sur les personnes ainsi que

sur la vie animale. Fondamentalement, le bruit est un son indésirable. La mesure acoustique de l'intensité du bruit est exprimée en décibels (dB) sur une échelle allant de 1 dB à 120 dB. Une exposition prolongée à des niveaux de bruit supérieurs à 75 décibels nuit gravement à l'audition et affecte le bien-être physique et psychologique de l'homme. Le bruit émanant de la circulation des véhicules de transport et des activités des ports, des aéroports et des cours de triage affecte la santé humaine en augmentant le risque de maladies cardiovasculaires. Le bruit ambiant est une conséquence fréquente du transport routier dans les zones urbaines. Le résultat cumulé de tous les bruits générés par les véhicules (de 45 à 65 dB) nuit à la qualité de vie et à la valeur des propriétés. On constate souvent une baisse de la valeur des terrains situés à proximité de sources de bruit aigu, comme les aéroports, car les acheteurs sont moins disposés à faire des offres pour des propriétés situées dans des zones où les niveaux de bruit sont élevés. De nombreuses réglementations sur le bruit imposent des mesures d'atténuation si le bruit atteint un niveau défini, comme des murs antibruit et d'autres techniques d'insonorisation.

II.2.1.3 Pollution de l'eau :

Les activités de transport ont un impact sur les conditions hydrologiques et la qualité de l'eau. Le carburant, les produits chimiques et d'autres particules dangereuses rejetés par les avions, les voitures, les camions et les trains ou les opérations des terminaux portuaires et aéroportuaires peuvent contaminer les systèmes hydrographiques.

II.2.1.4 Pollution du sol :

L'impact environnemental du transport sur la qualité du sol concerne en particulier l'érosion et la contamination du sol. La construction d'autoroutes ou la réduction des pentes de surface pour les développements portuaires et aéroportuaires ont entraîné une perte importante de terres fertiles. La contamination du sol peut être due à l'utilisation de matériaux toxiques par l'industrie du transport. Les déversements de carburant et d'huile des véhicules à moteur sont lavés sur les bords des routes et pénètrent dans le sol. Les produits chimiques utilisés pour la préservation des traverses de chemin de fer en bois peuvent pénétrer dans le sol. Des matériaux dangereux et des métaux lourds ont été trouvés dans des zones contiguës aux chemins de fer, aux ports et aux aéroports.

II.2.1.5 Pollution Biodiversité :

Les transports influencent également la biodiversité. Les besoins en matériaux de construction et le développement des transports terrestres ont entraîné la déforestation. De nombreux itinéraires de transport ont nécessité le drainage des terres, réduisant ainsi les zones humides

et chassant les espèces végétales aquatiques. La nécessité d'entretenir les emprises routières et ferroviaires ou de stabiliser les pentes le long des installations de transport a eu pour conséquence de limiter la croissance de certaines plantes ou a produit des changements dans les plantes avec l'introduction de nouvelles espèces. De nombreuses espèces animales sont en voie de disparition en raison de la modification de leur habitat naturel et de la réduction de leur aire de répartition due à la fragmentation de leur habitat par les infrastructures de transport.

II.2.2 Les catégories de pollution :

Quatre grandes catégories de pollution peuvent être à l'origine de nuisances en milieu routier et urbain [15, 16, 17] :

II.2.2.1 La pollution chronique :

De ce fait, la nature chronique des polluants est très variable et les eaux de ruissellement peuvent être contaminées aussi bien par des éléments métalliques (Pb, Cd, Zn, Cu, Ni, Cr) que par des hydrocarbures, des huiles, des caoutchoucs, des phénols, etc. La pollution chronique est fortement influencée par les évolutions du parc automobile, des carburants, des infrastructures routières et de la circulation ; et bien que d'autres facteurs interviennent (climat, topographie) l'augmentation du trafic routier augmente directement ce type de pollution [15, 16].

II.2.2.2 La pollution accidentelle :

La pollution accidentelle est consécutive à un accident de la circulation au cours duquel des matières dangereuses transportées sont déversées sur la chaussée et ses abords. Bien que de nature potentiellement diverse, la pollution accidentelle implique le plus souvent le transport des hydrocarbures.

II.2.2.3 La pollution saisonnière :

La pollution saisonnière est due principalement à la maintenance hivernale. Les fondants chimiques utilisés en cas d'enneigement ou de verglas, le plus souvent du sel (chlorure de sodium) sous forme pure ou en mélange avec du sable, contiennent des composés chimiques destinés à limiter la prise en masse du sel (antimottants). Ce déverglage, bien que nécessaire au maintien de bonnes conditions de circulation, présente des risques pour l'environnement car les « sels » épandus peuvent ainsi apporter de petites quantités de métaux, augmenter la corrosion des surfaces métalliques (véhicules et glissières) et favoriser la mobilité des éléments traces métalliques dans les sols.

II.2.2.4 La pollution temporaire :

Ce type de pollution est lié aux travaux de construction de la route : poussières, rejets d'huiles, fuites d'hydrocarbures, gaz d'échappement des d'engins, etc. Lors de la construction et du terrassement, d'importants volumes de matériaux sont mobilisés et de grandes surfaces sont défrichées laissant momentanément la terre à nu. Ces surfaces subissent, par la pluie, des ravinements et des érosions, surtout dans les secteurs à forte pente. Les eaux de ruissellement qui en résultent sont essentiellement chargées en matières en suspension d'origine minérale.

II.2.3 Les sources de pollution :

Les sources principales de la pollution des sols et des végétaux à proximité des infrastructures routières sont les apports d'origine atmosphérique (dépôts secs et poussières précipitées par les pluies) et le ruissellement provenant des chaussées.

II.2.3.1 Les apports atmosphériques :

Parmi l'ensemble des polluants atmosphériques rejetés par la circulation automobile (dioxyde de soufre, oxydes d'azote, ozone, oxyde de carbone, plomb, composés organiques volatils, etc.), les particules en suspension, libérées notamment par les véhicules diesels, peuvent représenter une part importante de la pollution des sols et des végétaux. Ces particules fines retombent sur le sol déposées par les vents (en période de temps sec) ou sous forme de retombées humides précipitées par les pluies (figure II.1). Outre les particules, les apports humides contiennent alors une part de gaz dissous. La pollution des retombées atmosphériques sèches dépend essentiellement, en milieu urbain et périurbain, du type d'occupation des sols (zone commerciale, résidentielle ou industrielle) et de la proximité aux infrastructures routières. Celle des retombées humides correspond au lessivage de l'atmosphère par les eaux météorites et concerne des teneurs en polluants variables ; les différences observées d'un site à l'autre sont souvent dues aux sources locales de pollution, à la topographie du site, aux conditions météorologiques et aux techniques d'échantillonnage et d'analyse [18, 19]. Le retour au sol des éléments émis ne se limite pas aux zones urbaines ou industrielles. Les vents propagent et diluent ce type de pollution sur des zones vastes et parfois très éloignées. Seules les particules les plus lourdes séjournant peu de temps dans l'air se déposent sur le sol au voisinage de leur lieu d'émission. C'est le cas de certaines particules des gaz d'échappement (moteurs diesel notamment) [15, 16].

II.2.3.2 Le ruissellement des chaussées :

Par temps de pluie, les particules solides et autres polluants accumulés sur les voiries urbaines et les chaussées routières sont acheminées pour partie dans les ouvrages d'assainissement,

mais également pour partie vers les bas côtés. L'action des précipitations sur les revêtements débute par une période de mouillage au cours de laquelle il y a dissolution partielle des polluants solubles des dépôts de temps secs. Puis le ruissellement commence, entraînant une fraction des dépôts. Les polluants, éléments traces métalliques et hydrocarbures, sont ainsi véhiculés par les eaux de ruissellement de chaussées vers le sol et les végétaux à voisinant. Les caractéristiques physico-chimiques des eaux de ruissellement de chaussées varient d'un site à l'autre en fonction de l'intensité du trafic routier, des caractéristiques de la chaussée (état d'usure, entretien), de son mode d'utilisation, de l'environnement et des caractéristiques de la pluie. Le zinc et le plomb sont, en quantité, les deux métaux dominants. Le plomb est presque exclusivement associé aux matières en suspension, donc peu mobile, tandis que le zinc, plus solubilisable, est plus disponible.

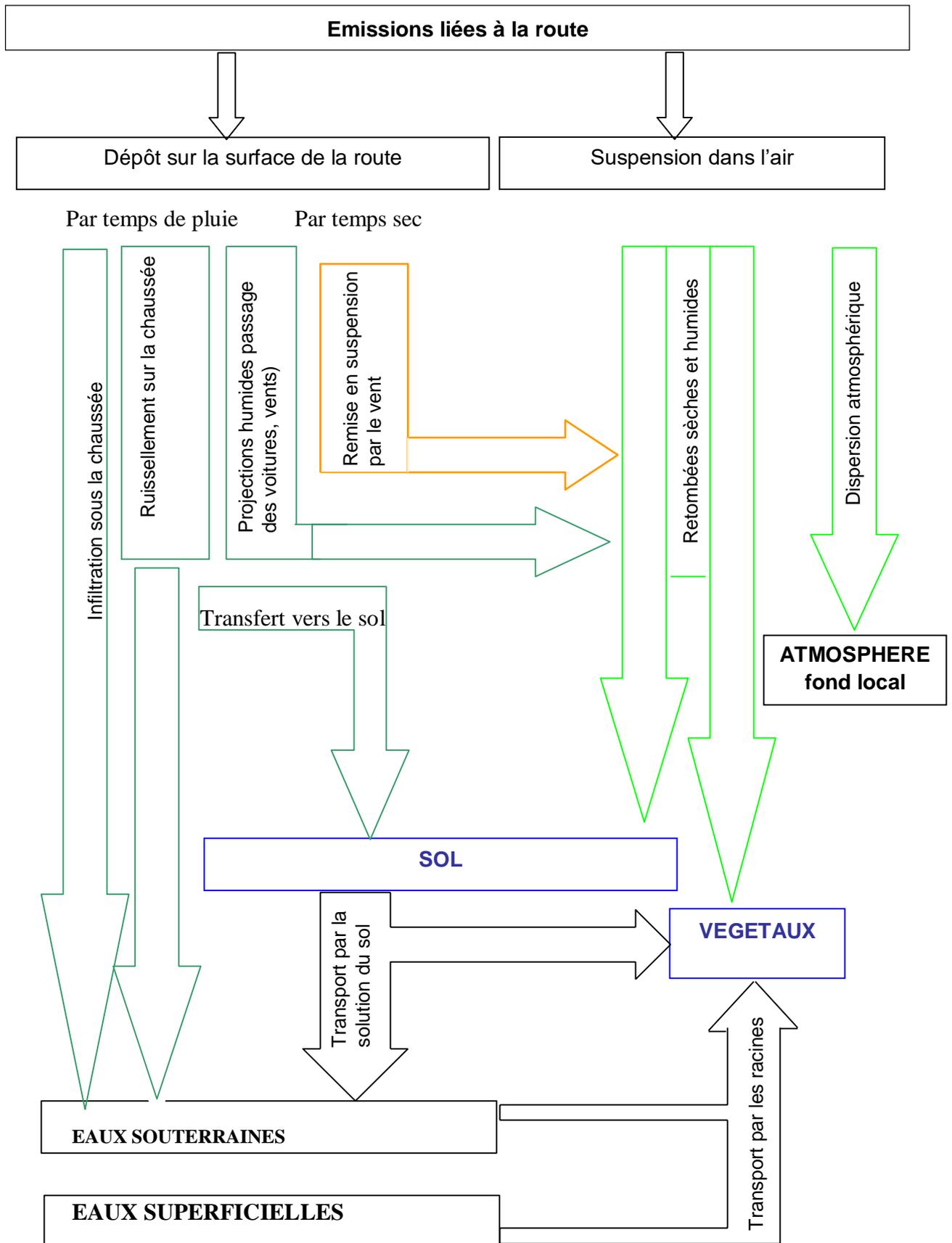


Figure II.1: Principales voies de dispersion des polluants en milieu routier [19]

II.2.4 Les éléments traces métalliques ETM :

II.2.4.1 Définition :

Parmi les éléments traces métalliques rencontrés dans les sols, les plus fréquemment analysés pour caractériser la pollution d'un sol sont le plomb, le cuivre, le zinc, le cadmium, le nickel, le chrome, le mercure auxquels est ajouté un métalloïde lourd l'arsenic (figure II.2) [18].

Eléments

1																	2
H																	He
3	4											5	6	7	8	9	10
Li	Be											B	C	N	O	F	Ne
11	12											13	14	15	16	17	18
Na	Mg											Al	Si	P	S	Cl	Ar
19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
K	Ca	Sc	Ti	V	Cr	Mn	Fe	Co	Ni	Cu	Zn	Ga	Ge	As	Se	Br	Kr
37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54
Rb	Sr	Y	Zr	Nb	Mo	Tc	Ru	Rh	Pd	Ag	Cd	In	Sn	Sb	Te	I	Xe
55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	
Cs	Ba	La	Ce	Pr	Nd	Pm	Sm	Eu	Gd	Tb	Dy	Ho	Er	Tm	Yb	Lu	
			72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86
			Hf	Ta	W	Re	Os	Ir	Pt	Au	Hg	Tl	Pb	Bi	Po	At	Rn
87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	
Fr	Ra	Ac	Th	Pa	U	Np	Pu	Am	Cm	Bk	Cf	Es	Fm	Md	No	Lr	

Métaux lourds
Non-métaux et métalloïdes associés

Figure II.2 : Métaux lourds dans la classification périodique.

1.Origine :

Les métaux et métalloïdes lourds sont présents de façon naturelle dans les sols. Ils proviennent en grande partie de l'altération de la roche mère du sous-sol. Toutefois, les concentrations les plus importantes rencontrées dans les sols sont liées à l'activité humaine : stockage de déchets industriels et urbains, pratiques agricoles, pollutions dues à des retombées atmosphériques (essence au plomb, poussières des industries métallurgiques, incinérations des ordures ménagères, etc.) [15, 19].

A proximité des axes routiers, les éléments métalliques proviennent principalement de la pollution chronique, en particulier [15, 16] :

- le plomb, utilisé comme antidétonant dans les carburants, dont l'usage est interdit depuis

janvier 2000 suite à l'arrivée sur le marché des pots catalytiques et avec eux des rejets dans l'environnement de « nouveaux » éléments comme le platine et le palladium,

- le cadmium, provenant d'impuretés contenues dans les additifs à base de zinc et entrant dans la composition des huiles et des pneus,
- le zinc, issu de la corrosion des glissières de sécurité par les composés acides et de l'oxydation des petits ouvrages de traversée en acier galvanisé.

Les polluants métalliques tels que le cuivre, le nickel et le chrome sont également présents dans ces émissions chroniques, mais en plus faibles quantités.

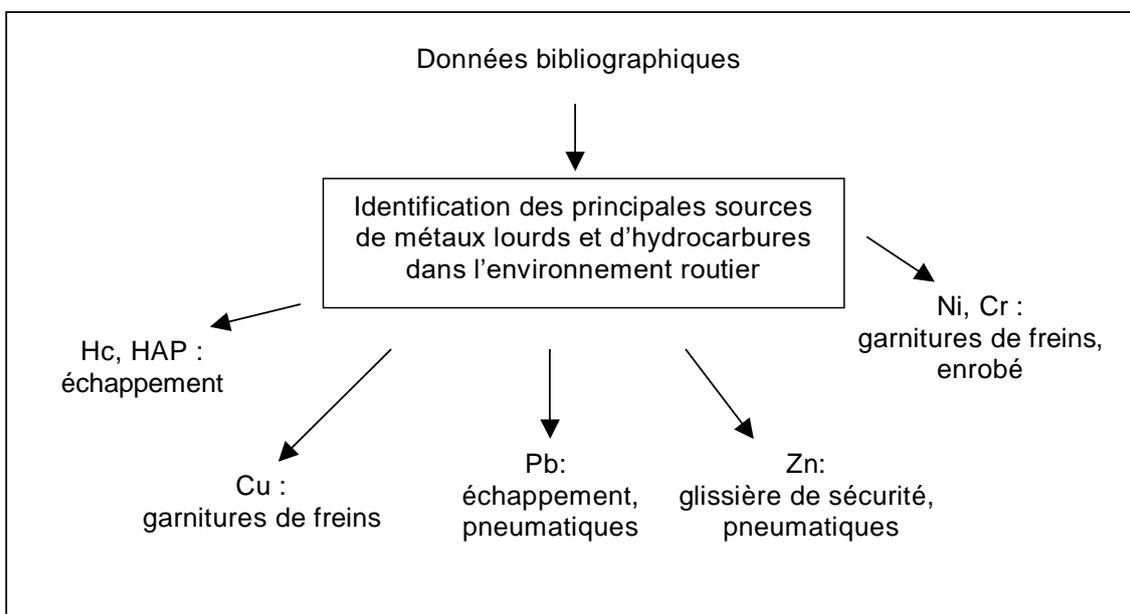


Figure II.3. Principales sources de pollution des ETM et HAP [17]

II.2.4.2 Principales propriétés physico-chimiques:

1. Solubilité :

La solubilité dans l'eau indique la tendance à la mobilisation du métal par lessivage ou par ruissellement. La solubilité dépend de l'élément, des conditions chimiques de la phase aqueuse (pH, potentiel d'oxydoréduction, concentrations en ligands) et des phases solides environnantes.

La solubilité d'un élément peut varier selon sa spéciation, c'est-à-dire sa répartition entre différents états de valence, qui représente un paramètre essentiel notamment pour l'arsenic et le chrome.

2.Stabilité :

Contrairement aux contaminants organiques, les éléments métalliques sont indéfiniment

stables en tant que tels et ne se dégradent pas dans l’environnement.

3. Volatilité :

La volatilité influe sur la libération par évaporation naturelle des polluants infiltrés dans les sols. D’une façon générale, les métaux sont à considérés comme non volatils à l’exception du mercure.

II.2.5 Les hydrocarbures aromatiques polycycliques HAP :

II.2.5.1 Définition:

Les hydrocarbures regroupent différentes familles de composés organiques :

- Les alcanes (hydrocarbures aliphatiques) constitués de chaînes linéaires ou ramifiées comprenant au minimum cinq atomes de carbone, appelés communément hydrocarbures,
- Les hydrocarbures aromatiques monocycliques (benzène, toluène, xylène, etc.),
- Les hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP), généralement définis comme un groupe de composés comportant minimum deux noyaux benzéniques fusionnés entre eux et renfermant seulement des atomes d’hydrogène et de carbone.

Les composés de la famille des HAP sont très nombreux (plusieurs dizaines) ; dans les études environnementales, les spécialistes ont pris l’habitude d’en considérer plus particulièrement un petit nombre, censé représenter l’ensemble du groupe : 6 pour l’Union Européenne, 10 aux Pays-Bas, 16 aux USA, etc. [20]. La liste la plus souvent utilisée en France est celle des Etats-Unis (liste US-EPA) présentée dans le tableau II.1, qui rassemble les composés jugés les plus représentatifs de l’ensemble des HAP. Les 6 derniers composés, les HAP les plus lourds, sont principalement retrouvés dans l’environnement sous forme particulière [21].

Tableau II.1. Liste des 16 HAP de l’US-EPA.

Le naphthalène	Le benzo (a) anthracène
L’acénaphthalène	Le chrysène
L’acénaphthylène	Le benzo (b) fluoranthène
Le fluorène	Le benzo (k) fluoranthène
Le phénanthrène	Le benzo (a) pyrène
L’anthracène	Le benzo (g,h,i) pyrène
Le fluoranthène	Le dibenzo (ah) anthracène
Le pyrène	L’indéno (1,2,3,cd) pyrène

1.Origine :

La plupart des contaminants organiques sont générés par l'activité humaine. Les HAP proviennent essentiellement de processus de combustion, ou de contamination par des produits pétroliers [15, 22].

Certains peuvent néanmoins avoir une origine naturelle : exemple des HAP présents dans les sols des forêts de sapins ou de hêtres autour des lacs, les champs pétrolifères, etc... [15, 19].

Comme pour les éléments traces métalliques, à proximité des infrastructures routières, les HAP proviennent essentiellement des usages et conditions d'utilisation de la route. La pollution en hydrocarbures est due à :

- l'usure des pneumatiques,
- aux émissions de gaz d'échappement,
- aux fuites d'huiles et autres liquides (carburant, freinage).

Les HAP provenant des émissions des véhicules résultent à la fois d'une combustion incomplète du carburant et de transformations chimiques plus ou moins complexes des différents composés qui s'y trouvent présents initialement. Ils peuvent donc provenir du carburant utilisé ou se former lors de la combustion des hydrocarbures soit par pyrolyse, en l'absence ou manque d'espèces oxydantes, soit par carbonisation. A température ambiante, les HAP sont à l'état gazeux, liquide ou solide, soit libres, soit adsorbés, et c'est le cas pour la majorité d'entre eux, sur des poussières ou particules [15, 17, 23].

Leur état dépend néanmoins de leur poids moléculaire [15, 21] :

- Les HAP légers (2 ou 3 noyaux benzéniques) restent en majorité, pour les véhicules à essence, en phase gazeuse, mais 50 % des HAP légers sont en revanche adsorbés sur les particules dans le cas des véhicules diesel.
- Les HAP à 4 noyaux benzéniques, comme le fluoranthène et le pyrène, sont adsorbés à 90 % sur les particules diesel.
- Les HAP lourds (5 noyaux et plus) sont adsorbés à plus de 99 % dans les particules émises, que ce soit un véhicule à essence ou diesel.

Etant donnée la part des émissions de particules liée aux véhicules diesel (90 % en 1998), les HAP constituent de bons traceurs de la pollution automobile particulaire (et notamment diesel). Les émissions de HAP les plus importantes étant cependant, en valeurs absolues, associées aux véhicules à essence (sans catalyseur) (situation 1998), il est recommandé de mesurer la totalité des HAP sous formes particulaire et gazeuse [15, 21].

II.2.5.2 Principales propriétés physico-chimiques :**1.Densité et solubilité :**

La densité des HAP est généralement supérieure à 1. Ils ne sont pas miscibles à l'eau car leur solubilité est faible pour les plus légers (1 à 30 mg/l) à très faible pour les plus lourds (1 µg/l à 1mg/l).

2.Stabilité:

Les HAP sont biodégradables dans les sols, les molécules les plus légères étant les plus rapidement dégradées. Le milieu doit toutefois être suffisamment aérobie.

2.Volatilité :

Les HAP sont semi-volatils (point d'ébullition compris entre 200 et 500°C).

II.2.6 Bilan de pollution :

De nombreuses études ponctuelles ont été menées sur la contamination des eaux de ruissellement de chaussée, des eaux souterraines, des sols en bordures de chaussée, etc. mais peu d'entre elles se sont intéressées à une approche globale du comportement des polluants en terme de bilan. Seules quelques tentatives de bilan ont été réalisées pour comparer la contamination récupérée au niveau des eaux de ruissellement et des retombées sèches et humides par rapport à l'émission de polluants [15, 17].

Ces études souffrent d'être peu nombreuses et peu précises, notamment en ce qui concerne l'évaluation des émissions. Parmi les exemples cités par Pagotto (1999) [17], les sources de cadmium et de cuivre sont largement sous-estimées, ce qui conduit à obtenir des pourcentages totaux de la contamination récupérée largement supérieurs à 100 %. En ce qui concerne le plomb et les hydrocarbures aromatiques polycycliques, il sembleraient qu'ils soient dispersés dans l'atmosphère et contribuent à la pollution de fond locale ou que les sources soient surestimées.

II.2.7 Les niveaux de pollution :

Une étude très complète a été réalisée par C. Pagotto dans le cadre d'une thèse de doctorat relative à l'émission et au transfert vers les eaux et les sols des éléments traces métalliques et des hydrocarbures en milieu routier [17]. Le lecteur pourra notamment s'y référer pour disposer de valeurs de pollution issues de la littérature : émissions polluantes en milieu routier (échappement des véhicules, abrasion des matériaux constitutifs des chaussées, pollution saisonnière, etc.), teneurs en polluants dans les enrobés, apports atmosphériques, qualité des eaux de pluies, qualité des sols, etc.

II.2.8 Retombées sèches et eaux météorites :

Quelques études ont permis de quantifier la pollution apportée par les retombées atmosphériques sèches et celle contenue dans les eaux météorites [17]. Parmi les ETM, le plomb et le zinc sont recensés en majorité (valeurs de 20 à 70 $\text{g}\cdot\text{ha}^{-1}\cdot\text{an}^{-1}$), puis le nickel, le chrome et le cuivre (entre 10 et 20 $\text{g}\cdot\text{ha}^{-1}\cdot\text{an}^{-1}$) et dans une moindre mesure le cadmium (de 1 à 3 $\text{g}\cdot\text{ha}^{-1}\cdot\text{an}^{-1}$). En milieu urbain, la part de la contamination des eaux de ruissellement provenant des eaux de pluies est relativement faible pour les matières en suspension et les hydrocarbures pour lesquelles 15 à 25 % de la pollution est due aux apports atmosphériques humides. Cette proportion peut atteindre en revanche 70 à 75 % pour les éléments traces métalliques [17]. Là encore, le zinc et le plomb sont les métaux présents majoritairement. A titre d'exemple, d'après la littérature, les concentrations en Zn et en Pb dans les eaux météorites peuvent atteindre jusqu'à 200 $\mu\text{g/l}$ [16]. Les teneurs en cadmium sont de l'ordre de 0,5 à 5 $\mu\text{g/l}$ [17].

II.2.9 Eaux de ruissellement de chaussée :

Quelques exemples d'études sur la qualité des eaux de ruissellement sur chaussée routière sont fournis par Pagotto (1999) [17]. Les polluants les plus étudiés dans la littérature sont les hydrocarbures, le plomb, le cuivre, le cadmium et le zinc. Certains auteurs s'intéressent au chrome, au nickel, et aux HAP [16]. Malgré une dispersion importante des niveaux de contamination observés, ces études témoignent de l'existence d'une pollution notable des eaux de ruissellement sur chaussée autoroutière. Le tableau II.2 reprend l'ordre de grandeur de la concentration en polluants et de la charge annuelle transportée par les eaux de ruissellement de chaussée recensées dans la littérature [17].

Tableau II.2. Ordre de grandeur de la concentration en polluants et de la charge annuelle transportée par les eaux de ruissellement [17].

	Hydrocarbures ¹	Eléments traces métalliques			
		Zn	Pb	Cu	Cd
Concentration	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
	0,3 à 7,8	60 à 1400	15 à 400	6 à 140	0,1 à 5,9
Charge annuelle	$\text{kg}\cdot\text{ha}^{-1}\cdot\text{an}^{-1}$	$\text{g}\cdot\text{ha}^{-1}\cdot\text{an}^{-1}$	$\text{g}\cdot\text{ha}^{-1}\cdot\text{an}^{-1}$	$\text{g}\cdot\text{ha}^{-1}\cdot\text{an}^{-1}$	$\text{g}\cdot\text{ha}^{-1}\cdot\text{an}^{-1}$
	de 0,5 à 65	0,1 à 2,9	0,2 à 1,3	0,02 à 0,6	0,004 à 0,4

De façon générale, le plomb, le chrome et le cadmium sont à plus de 80 % associés aux particules transportées, tandis que le zinc et le nickel, s'ils peuvent également se trouver fixés sur les particules, sont le plus souvent sous forme dissoute.

II.2.9.1 ETM Dans les sols :

La contamination métallique liée à la circulation routière est un sujet qui a été largement étudié ces cinquantes dernières années dans le monde entier. De nombreux exemples sont là encore fournis par Pagotto (1999) [17] ainsi que par Promeyrat (2001) [23]. Si le cas du plomb, puis du cadmium, du zinc et du cuivre sont fréquemment considérés, celui du nickel et du chrome sont en revanche peu étudiés. Le tableau II.3 fournit à titre indicatif quelques exemples de concentrations en métaux (plomb, cadmium, zinc) dans des sols non pollués et dans des sols pollués à proximité d'infrastructure routière [15, 24, 17].

Tableau II.3. Exemples de teneurs en métaux (Pb, Cd, Zn) dans des sols non pollués et pollués en bordure d'autoroute (en ppm).

	Plomb	Cadmium	Zinc
Sols non pollués (moyenne des sols français), Lee et Tourau, 1996 <i>in</i> [25]	30	0,5	50
Sols non pollués en zone rurale (moyenne des sols français), Baize, 1997 <i>in</i> [26]	48,5	0,33	161
Sol pollué bord d'autoroute A71, Lee, 1996 <i>in</i> [25]	1456	2,7	2861
Sol pollué bord d'autoroute A31, BRGM, 1999 <i>in</i> [25]	157 à 847	2 à 3	189 à 202

La grande diversité des études rend difficile la comparaison des résultats obtenus d'une étude à l'autre. Les valeurs de concentrations en métaux relevées dans la littérature varient selon la nature et le type de sols, la profondeur, les conditions physico-chimiques, et d'un certain nombre de conditions expérimentales (localisation des points de prélèvement, type de route considérée, densité du trafic, méthode de d'analyse, etc.) qui ne sont pas précisés ici. Malgré tout, il ressort l'existence d'une pollution incontestable des sols en bordure de chaussée, un ordre d'importance des différents polluants métalliques dont les teneurs par ordre décroissant sont classées de la façon suivante : $Pb > Zn > Cu > Ni > Cr > Cd$, et des profils analogues d'évolution en fonction de la distance à la route.

II.2.9.2 HAP Dans les sols :

Les études relatives aux hydrocarbures et aux HAP dans les sols, en domaine routier, sont plus rares. Pagotto [17] n'en recense que 4 de 1977 à 1998 dont la plus récente est celle de Bryselbout [22]. La figure II.4 et le tableau II.4 présentent respectivement les teneurs en HAP pour différents types de sols (agricoles, forestiers, urbains et industriels) et les valeurs obtenues par Bryselbout [22] selon l'éloignement à une autoroute française (A 31, 39 000 véh/j).

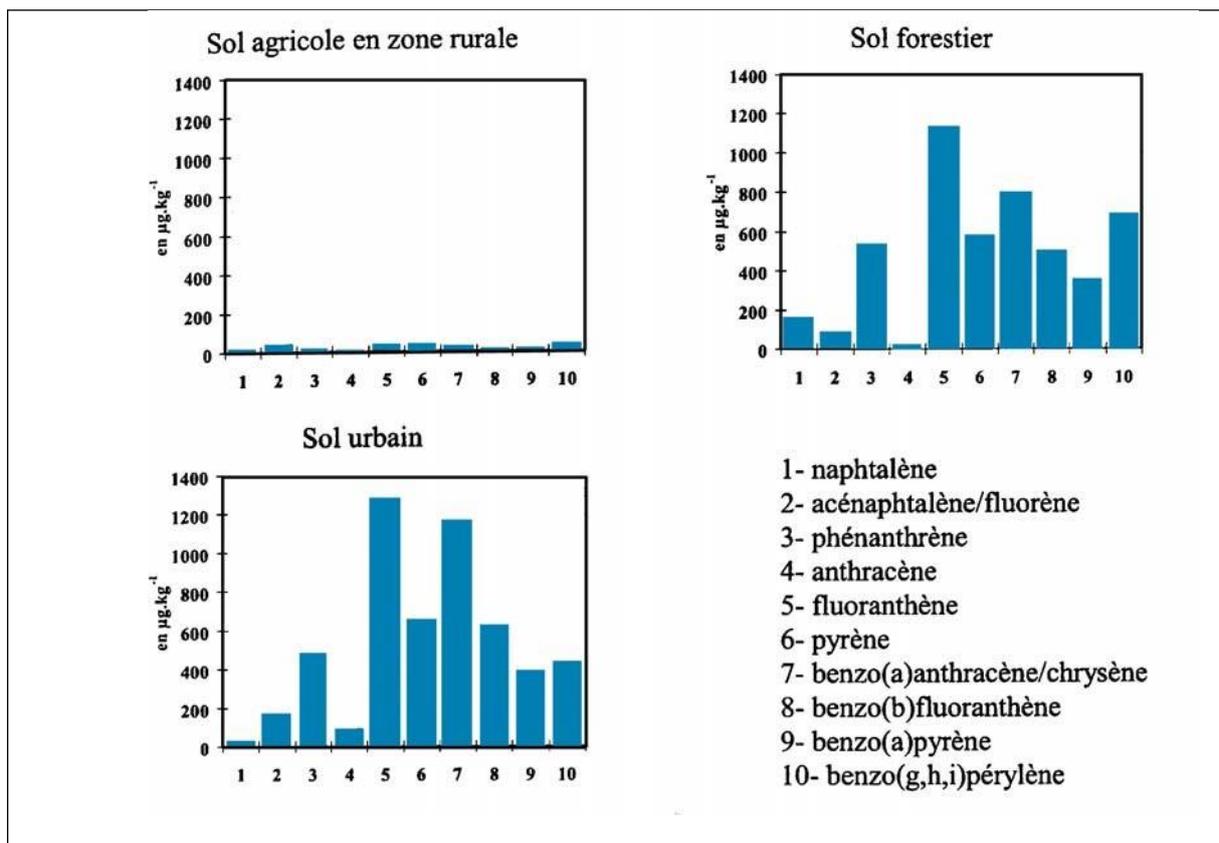


Figure II.4 : Teneurs moyennes en HAP de différents types de sols (Wild et Jones, 1995 in [19]).

Tableau II.4. Teneurs en HAP dans le sol selon son éloignement à une autoroute, en mg/kg [22].

H.A.P.	5 m	10 m	15 m	20 m	40 m	80 m	160 m	320 m
naphthalène	n.d.	40	194	n.d.	15	45	156	n.d.
acénaphthylène	965	399	1 747	n.d.	21	143	344	n.d.
acénaphthène	1 918	3 261	18 133	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
fluorène	12 218	10 662	20 965	n.d.	35	220	n.d.	n.d.
phénantrène	30 764	42 307	74 358	n.d.	911	1 869	5 004	1 571
antracène	10 460	19 645	33 852	n.d.	34	160	254	210
fluoranthène	113 913	83 172	147 012	n.d.	2 491	6 915	29 982	6 222
pyrène	117 878	143 977	216 979	n.d.	1 716	4 461	22 131	3 681
ben(a)anthracène/chrysène	259 787	71 433	202 127	n.d.	1 726	3 291	12 469	2 542
benzo(b)/(k)fluoranthène	235 372	54 588	123 443	n.d.	387	1 171	5 299	2 581
benzo(a)pyrène	436 597	85 143	265 721	n.d.	147	1 937	10 763	2 392
indéno(1,2,3-c,d)pyrène	538 107	56 609	91 465	n.d.	694	3 736	17 779	n.d.
benzo(g,h,i)perylène	471 990	60 726	102 269	n.d.	491	3 373	1 3756	n.d.
dibenzo(a,h)anthracène	104 588	4 941	n.d.	n.d.	305	n.d.	4 283	n.d.
Σ6HAP (NFT 90-115)²	1 795 79	340 238	729 910	n.d.	4 210	17 132	77 579	11 195

n.d. : non détecté

Les 6 HAP de la norme NF T 90-115 sont le fluoranthène, le benzo (a) pyrène, le benzo (b) fluoranthène, le benzo (g,h,i) pyrène, le benzo (k) fluoranthène et l'indéno (1,2,3,cd)pyrène.

II.2.9.3 Dans les végétaux :

Plusieurs études relatives à la contamination des végétaux de l'environnement routier sont citées par Promeyrat (2001) [23]. Ces études concernent exclusivement l'influence des métaux parmi lesquels le plomb, dont l'impact a majoritairement été observé, puis le zinc et le cadmium.

Tableau II.5. Exemples de teneurs en polluants de végétaux pollués (MS : matière sèche).
[23].

Références in [23]	Polluant	Teneur dans les plantes	Conditions
Dudkaet <i>al.</i> , 1996	Cd	0,6 à 1 mg/kg MS	Sol à 30 mg/kg MS
Nadeau et Ponthieu, 1986	Pb	0,5 à 5 ppm Jusqu'à 100 ppm	Moyenne Bord de route
Biomonitor, 1999	Cd	0,2 à 0,5 µg/g	Bord autoroute A31, bryophytes terrestres
	Pb	3,7 à 35 µg/g	
	HAP	18 à 80 ng/g	
Bryselbout, 1998	HAP	8 à 89 ng/g MS	320 premiers mètres autour de l'A31
Edwards, 1983	HAP	0,1 à 150 µg/kg 20 à 1 000 Jusqu'à 25 000	Normalement Bord de route Cas extrême

L'accumulation des polluants dans les végétaux dépend de plusieurs facteurs dont la nature du polluant : elle est forte pour le zinc et le cadmium, par exemple, et faible pour le plomb [24]. D'autres facteurs météorologiques, biologiques et des facteurs de situation agissent de la même manière au niveau du sol et de l'atmosphère, principalement en modifiant l'absorption ou la solubilité du polluant, ainsi que les quantités présentes [23]. La dynamique saisonnière influence également la contamination des végétaux au bord des infrastructures routières. Des variations des teneurs en plomb ont été observées d'un facteur allant de 5 à 20 selon les saisons [23]. Cette variation peut être due à la présence d'une quantité différente de matériaux morts dans l'échantillon, quantité qui présente des teneurs en éléments métalliques plus importante que la fraction vivante. La pollution des végétaux est ainsi plus marquée en hiver qu'en été. Les teneurs présentées à titre d'exemple dans le tableau II.4 sont issues de Massounie (2002) [24].

II.2.10 La dispersion des polluants aux abords des axes routiers :

La dispersion et le dépôt des polluants d'origine routière sont fonctions de nombreux facteurs. La quantité de polluant dispersée dépend en premier lieu du trafic et du parc automobile, mais également de la structure du site et de la météorologie [15,17,23]. La force du vent notamment, surtout lorsque ce dernier souffle de façon perpendiculaire à la route, joue un rôle

essentiel dans la dispersion des substances chimiques d'origine atmosphériques. L'influence de la météorologie s'exprime également par le biais des précipitations qui rabattent au sol les substances polluantes ou non en suspension dans l'atmosphère. Les polluants ne se dispersent pas tous de manière homogène. Leur dispersion dépend de leurs caractéristiques physico-chimiques : gaz ou particule, densité, poids, capacité à s'infiltrer dans le sol, etc. Ces caractéristiques varient également selon les conditions climatiques (température, rayonnement solaire) [15, 21, 23].

II.2.11 La dispersion des éléments métalliques :

Toutes les études recensées par Deletraz et Paul en 1998 [21] portant sur les concentrations en polluants dans l'air, le sol ou les végétaux en fonction de l'éloignement aux voies de circulation « s'accordent à dire que les concentrations sont plus importantes au niveau du terre plein central puis qu'elles diminuent de façon exponentielle avec l'éloignement à l'autoroute ou à la route ». De façon générale, l'impact des métaux sur les végétaux est relevé jusqu'à 80 à 100 m d'éloignement de la voie (selon le trafic, le vent, la nature et la hauteur de prélèvement des végétaux, etc.). La décroissance des concentrations est rapide entre 0 et 50 m plus lente au-delà. La concentration de fond est retrouvée à partir de 250 à 300 m selon les études. Sur les sols de surface (0-5 cm), l'impact des métaux d'origine routière est relevé jusqu'à 60 à 70 m de la voie, avec une décroissance très rapide des concentrations jusqu'à 30 m. Les valeurs les plus fortes sont mesurées au plus près de la voie (distance inférieure à 5 à 10 m selon le trafic) [15, 17, 23]. Le bruit de fond est retrouvé au-delà de 150 m. Par ailleurs, plusieurs études ont relevé des concentrations deux fois plus importantes pour le plomb du côté de l'axe routier sous l'influence des vents dominants [25]. Les teneurs en polluants métalliques décroissent également fortement avec la profondeur. Cette décroissance est très rapide de 0 à 15 cm, les ETM étant principalement retenus dans les 5 premiers centimètres de surface. Au-delà de 50 cm de profondeur, les sols ne sont généralement plus significativement pollués [17].

II.2.12 La dispersion des hydrocarbures:

La dispersion des HAP est un phénomène complexe difficile à généraliser même si la plupart d'entre eux sont dispersés sous forme particulaire et déposés dans les 100 m de l'axe routier [21]. Une minorité est transporté dans les eaux de ruissellement. Parmi les études recensées par Deletraz et Paul en 1998 [21], l'impact sur les végétaux ne suit pas de schéma particulier. Les concentrations mesurées sont assez semblables dans les différents sites et la décroissance suivant la distance à l'infrastructure n'est pas flagrante. Sur les sols, l'impact est

principalement marqué jusqu'à 30 m de part et d'autre de la chaussée [23]. Les dépôts d'HAP sont plus nombreux sous les vents dominants ; les concentrations ne sont pas maximales en bordures de voirie mais à une distance variable selon la morphologie du site. Les hydrocarbures de masse moléculaire plus importante (fluoranthène, benzo (a) pyrène, indéno (1,2,3,cd) pyrène, dibenzo (ah) anthracène, benzo (g,h,i) pyrène,) ont tendance à se déposer près de la route tandis que ceux de masse moléculaire plus légère sont transportés à plus de 30 m lorsque le site est dégagé. Lors d'une configuration en déblai, les dépôts sont plus importants sur le haut du talus qu'en partie basse [21].

II.3. Etat de l'art sur la pollution due au trafic routier :

L'études des écoulements dans les bassins versants routiers et l'influence du trafic routier sur la pollution par les métaux lourds des eaux de ruissellement, des sols et de la poussière de route été le souci et le challenge de plusieurs chercheurs à travers le monde dans les dernières années, plusieurs recherches ont été menée sur ce sujet.

Ho, Y. B., & Tai, K. M. [25] (1988). Ont indiqué que la contamination du sol et de la végétation en bordure de route par des concentrations considérables de métaux lourds sont due au volume de trafic routier. En outre, les résultats pourraient être utilisés de manière appropriée pour surveiller le dépôt aérien de ces métaux dans l'environnement en bordure de route.

Pagotto, C et al. [26] (2001) ont évalué l'impact de certains paramètres physiques de l'infrastructure (glissières de sécurité, type de revêtement, pente de la chaussée) sur l'étendue de la contamination par les métaux lourds, ainsi que la composition du matériaux à proximité de la source d'émission(poussière de la route).

D'après Fakayode et Olu-Owolabi, [27] 2003 les routes sont connues comme la deuxième source non ponctuelle de pollution en milieu urbain.

Imperato, M. et al [28] (2003). ont trouvé que de nombreux sols de surface provenant de la zone urbaine ainsi que du district industriel oriental contenaient des niveaux des métaux lourds qui dépassaient largement les limites fixées pour les sols des zones publiques, résidentielles et privées par le ministère italien de l'environnement.

Les principales sources et l'ampleur de la pollution par les métaux lourds ont été déterminé par Al-Khashman, O. A. [29] (2004), et ils ont conclus que les concentrations de métaux lourds dans les sols sont plus importantes en surface mais diminuent dans les zones de faible altitude.

Yongming, H., et al. [30] (2006). Ils ont prouvé que, par rapport au sol chinois, les poussières

urbaines de Xi'an présentent des concentrations de métaux élevées dans l'ensemble, et leurs sources provient principalement des dérivés industrielles, combinées à des sources de trafic; ainsi que d'autres éléments découlent de sources pédologiques. L'augmentation des éléments traces métallique anthropiques dans l'environnement de surface peut très probablement être attribuée à l'urbanisation, l'industrialisation rapides et l'augmentation des émissions des véhicules dans l'atmosphère due au trafic.

Ahmed, F., &Ishiga, H. [31] (2006).Li, F. R., Kang, et al [32] (2007).ont constater qu'une accumulation des métaux lourds sur les feuilles des arbre de *sophora japonica* est l'effet de la pollution due à la circulation.

Dragović, S. et al [33] (2008). Ils ont étudié la distribution et l'origine des métaux lourds (Cd, Cr, Cu, Mn, Ni, Pb et Zn) dans les sols des zones a priori non polluées. et ils ont analysé les facteurs d'enrichissement (EF) et les clusters (CA) qui sont mises en évidence l'origine lithogénique du Cr, Cu, Mn, Ni, Pb et Zn et ont souligné l'apport primaire de Cd provenant des sources anthropique.

Chang, S. H.et al 2009 [34], ont identifié les sources des métaux lourds et leurs répartition spatiale dans la poussière et les sols on zone industrielle, et ils ont prouvé que les concentration de ces métaux dans la poussière des routes était généralement supérieure à ceux qui sont dans les sols, par le biais d'une analyse géostatistique multi-variée.

Sollitto, D. et al [35] (2010) ont formuler des hypothèses sur les principales sources de contamination de la couche arable, dont le but d'évaluer la contamination du sol par les métaux lourds dans la région de Zagreb (nord-ouest de la Croatie). Dont le but d'observé l'accumulation des métaux, et d'évaluer les degrés de contamination et le risque écologique potentiel, ainsi d'identifier les origines des métaux lourds.

Shi, G., et al. [36] (2010) ont montré que tous les métaux sauf que le As ont été accumulés en grande partie, beaucoup plus que les valeurs de fond. Une analyse statistique multi-variée a révélé que dans les FDS urbaines, Zn, Ni, Cd, Pb, Cu et Cr étaient liés au trafic et à l'industrie; le Pb, le Cu, l'As et le Cd proviennent en grande partie de la pollution due au trafic ; le Zn, le Ni et le Cr étaient associés à des contaminants industriels.

Shi, G.,et al. [37] (2011) ont étudié l'exposition humaine aux différents métaux toxiques par la poussière des routes, ont concluant que les niveaux de concentration Pb, Cd, Cu, Zn, Ni, Cr dans la poussière urbaine étaient plus élevés que ceux de la poussière de banlieue. Mais les concentrations d'As et de Hg de la poussière des banlieues étaient plus élevées, ce qui indique une source principale différente.

Duong, T. T., & Lee, B. K. [38] (2011) ils ont identifié les niveaux et les sources de contamination par les métaux lourds dans la poussière des routes provenant des zones de circulation intense d'une ville industrielle. et ils ont comparé les concentrations totales des métaux lourds dans la poussière de la route provenant de zones présentant des caractéristiques différentes, telles que les routes de circulation, les centres-villes, et les autoroutes en asphalte et en béton. et elle est fortement influencée par le volume, la vitesse et le type de véhicule, l'environnement voisin et les conditions météorologiques.

Khan, M. N., et al. [39] (2011). Ils ont examiné la présence de métaux toxiques dans les sols le long de la route nationale (N-5) au Pakistan. La corrélation entre les compositions élémentaires des principaux composants automobiles a révélé que la circulation automobile est le principal élément non ponctuel source de pollution des sols en bord de route, est également l'incinération non réglementée et les décharges de déchets dangereux le long de la route étaient responsables de ces contaminations.

Banu Doganlar, et al. [40] (2012). Ils ont étudié les effets de la pollution anthropique sur l'accumulation de métaux sur les feuilles de plusieurs espèces des plantes, dans quatre coins de la ville d'Adana en Turquie, Ils ont déterminé que le laurier-rose de *Nerium* était un biomoniteur approprié pour l'accumulation de métaux lourds provenant des activités anthropiques et de la circulation à Adana.

Par la corrélation de Pearson Khan, A. B., & Kathi, S. [41] (2014) indiquent une forte association du pétrole total avec du cuivre, du plomb et du zinc, ce qui suggère que les contaminants métalliques provenant du sol de la surface des routes proviennent d'une source commune, et que les activités anthropiques ont une influence directe sur les niveaux de contamination de sol des champs agricoles le long des autoroutes.

Liu, E., et al. [42] (2014) ont examiner les niveaux de pollution et les variations spatiales des métaux lourds, et ils ont déterminé les sources anthropiques potentielles de ces métaux ainsi que le risque potentiel pour la santé associé aux métaux toxiques présents dans les poussières dans les axes routiers en zone urbaine de Nanjing.

G. M. Mafuyai, et al [43] (2015), ont évaluer l'ampleur de la pollution des sols au bord de routes, ils suggèrent une origine mixte des sources de pollution, y compris les activités humaines, les émissions des véhicules et les occurrences lithogéniques des métaux provenant de la construction des routes. dont le but d'identifier les problèmes de trafic et calculer leur enrichissement dans les sols de différents environnement du plateau tibétain.

Zhang, H et al [44] (2015), se sont basée sur une analyse statistique afin de déterminer les

niveaux d'enrichissement des métaux lourds, la distances par rapport à la route et exploré une relation entre les mesures de protection de l'environnement et les niveaux de concentrations des métaux liés au trafic dans les sols en bordure de route.

Karim, Z., et al. [45] (2015) Ils ont montré que la contamination par le métaux lourds était le produit des activités anthropiques, et ils ont constaté que les sols urbains de Karachi présentaient un enrichissement en Pb, tandis que Cr et Cu ont un enrichissement modéré et Zn un enrichissement mineur, et que les grandes variations des valeurs de concentration de Pb ont révélé que le sol des zones de la ville qui sont influencées par des activités anthropiques intensives ont des concentrations exceptionnellement élevées.

Acosta, J. A, et al [46] (2015). Ils ont déterminé l'influence de la densité de population sur les propriétés physico-chimiques, y compris la concentration totale et la spéciation chimique des métaux dans les sols et les poussières, et ils ont constaté que la densité de population augmente la salinité des sols et de la poussière mais n'a pas d'influence sur les concentrations de métaux dans les sols.

Par les méthodes des statistiques multi-variées et les géostatistiques Tao Chen et al 2016 [47] ont examiné l'irrigation par les eaux usées dans la zone de nord-ouest de la chine pour identifier les sources de métaux lourds et d'utiliser le sol comme co-variables pour améliorer leur interpolation.

Vachová, P (2017) [48] ont mené des études permettant une surveillance efficace des dépôts de métaux lourds dans les sols près des axes routies, avec un minimum d'opérations de collecte et de préparation d'échantillons pour l'analyse.

Kishimoto, P. N.,et al. [49] (2017) leurs résultats indiquent que l'augmentation de la tarification du CO₂ et l'application intégrale de normes plus strictes en matière d'émissions du transport routier jouent des rôles complémentaires dans la réduction des émissions totales, notamment sur la pollution atmosphérique.

Pan, H., Lu, X., & Lei, K. [50] (2017) ils ont montré que le trafic a été la principale source de pollution de la poussière de route et du sols adjacents avec une contribution de 53,4 %. La localisation des sources de pollution ponctuelles et la direction des vents dominants ont été jugées importantes facteurs dans la distribution spatiale des métaux lourds.

Chunjuan Bi et al [51] 2018 ont étudié l'influence des activités industrielle et de l'incinération des déchets sur l'accumulation et l'étendue de la pollution par les métaux lourds dans le système complexe des sols de surface et de la poussière des routes. Ensuite ils ont examiné le risque potentiel pour la santé lié à la consommation de légumes à feuilles cultivés

dans des environnements suburbains.

Afin de déterminer les concentrations des métaux lourds dans le sol et dans la poussière des rues pour définir leurs origine lithogénique.

Alsbou, E. M. E., & Al-Khashman, O. A. [52] (2018) ont dévoilé que la distribution des métaux lourds présents dans les échantillons de sol sont affectés par la direction du vent dans la zone étudiée. ils ont conclu que le niveau le plus élevé de métaux était trouvé dans les parties orientales des routes en raison du vent dominant, aussi les niveaux de contamination de ces métaux diminuent à mesure que l'on s'éloigne de bord de la route.

Kamani, H., et al.. [53] (2018) ont évalué les concentrations de métaux lourds dans des échantillons de poussière des rues, l'indice de géo-accumulation, ils résultent que la répartition des concentrations des métaux lourds était : Zn > Cu > Pb > Ni > Cr > Cd. Les valeurs de l'indice de géo-accumulation pour les métaux en question ont montré des niveaux de pollution modérée, non polluée, modérée à fortement polluée, non polluée, modérément polluée et modérément à fortement polluées, respectivement.

Sert, E. B., Turkmen, M., & Cetin, M. [54] (2019). Ils ont utilisé plusieurs espèces de plantes comme matière végétale sur les refuges et les pentes des routes, qui peuvent accumuler des polluants dans leurs tissus est considérée comme une solution pratique, ils ont conclu que certaines espèces de plantes pouvait avoir une capacité décente d'accumulation de certains métaux lourds dans les feuilles et les tiges, finalement ils ont prouvé que ces espèces de plantes sont des excellents outils pour déterminer la quantité de pollution liée à la circulation dans les zones urbaines.

Onze sous-types de poussières fugitives collectées des chaussées dans une ville chinoise ont été traités par Wu, F., et al. [55] (2020). Ils ont constaté que les risques liés aux effets de l'accumulation de métaux lourds sur la santé étaient plus élevés dans les zones à forte densité de population, les zones à forte circulation et les zones industrielles par le biais de l'analyse.

Guo, G., & Zhang, D. [56] (2020). Ils ont indiqué que la poussière des routes dans la zone d'étude était principalement contaminée par le Cd, le Cu, le Pb et le Zn. Dont trois sources potentielles (les dépôts atmosphériques, les déchets industriels et les sources naturelles), et ils ont constaté qu'il est très important d'identifier quantitativement la priorité des sources de contamination qui doivent être traitées pour réduire les risques sur la santé posés par les métaux lourds présents dans la poussière des routes.

Maeaba, W., et al. [57] (2020). ont traité de la poussière des routes et des sols en bordure de chaussée dans les zones urbaines de Fidji en Inde. Diverses techniques d'analyse

spectroscopique ont été utilisées pour déterminer les concentrations des métaux lourds (Pb, Cd, Cu, Cr, Ni, Zn, Fe et Co), leurs niveaux de pollution, Les résultats ont été comparés avec d'autres recherches dans différentes régions mondiales.

Al-Shidi, H. K., et al. [58] (2020). ont révélé que le potentiel écologique, l'indice de risque (IR) pour les métaux lourds sélectionnés dans les échantillons de poussière de route était d'un niveau considérable et l'indice de danger (IH) se situait dans les limites du seuil de sécurité ($HI < 1$). Dans l'ensemble, Ils ont conclu l'implication des risques sanitaires préjudiciables pour le grand public mineurs; néanmoins, les enfants seraient relativement plus vulnérables à l'impact des métaux associés à la poussière de route.

Hong, N. et al. [59] (2020). ont évalué quantitativement les contributions relatives de huit sources pour cinq métaux lourds dans l'environnement urbain, Les résultats ont également montré que l'usure des pneus et l'échappement des moteurs diesel ont un potentiel plus élevé de menace pour la santé humaine car ils génèrent des quantités élevées de métaux lourds à forte teneur. et ont dévoilé que les émissions d'essence et de diesel ont contribué de manière significative à la présence de Cr et de Ni lors du freinage, et de l'usure des pneus ont généré de grandes quantités de Cu et de Zn.

Ma, Y., et al. [60] (2020). ont étudié les caractéristiques spatiales de la pollution atmosphérique par les métaux lourds et évaluer le risque écologique posé par ces métaux associés aux particules de poussière de route remises en suspension sur les sites de construction des LID. Plusieurs recommandations réglementaires sont présentées pour atténuer la pollution de l'air sur les sites de construction des LID sur la base des résultats trouvés.

Xiao, Q., Zong, Y., Malik, Z., & Lu, S. [61] (2020). Ils ont examinées les concentrations totales de 10 éléments métalliques (Cd, Cr, Cu, Fe, Mn, Ni, Pb, Sb, Sn et Zn) dans la poussière des routes urbaines d'Anshan (Chine), et Le risque environnemental d'écologie et de santé. Le potentielle de ces métaux lourds à été évalués, et ils ont prouvés que le Zn et le Pb provient de l'émission du trafic tandis que le Cd, le Cr, le Fe, le Mn, le Ni et le Sb provient principalement des activités industrielles, les valeurs Igéo et PI des métaux lourds ont diminué dans l'ordre de $Cd > Sb > Zn > Fe > Pb > Cu > Cr > Sn > Mn > Ni$. ils résultent que la qualité de l'environnement urbain est gravement menacée par la croissance rapide de l'industrie, de la population et des véhicules.

Plusieurs méthodes d'évaluation des risques (NIRI), et (MADM) ont été mené par Men, C, Liu, et al [62] (2020). Afin d'évaluer les risques de contamination environnemental par les

métaux lourds. Ils ont conclu que les risques écologiques spécifiques à chaque source et les sources critiques de métaux lourds ont changé avec les changements de saisons, ce qui suggère que différentes stratégies devraient être adoptées selon les saisons.

le trafic et les émissions industrielles sont considérés comme des facteurs importants de la pollution par les métaux dans la poussière des routes (Duong et Lee, 2011[38] ; Guney et al, [63] 2010 ; Thorpe et Harrison, [64] 2008 ; Wei et Yang, [65] 2010 ; Yuen et al., [68] (2012).

Avec l'élimination progressive de l'essence au plomb et la mise en œuvre d'autres mesures de contrôle, les émissions de métaux liées au trafic avait considérablement diminué (Cheng et Hu, [67] 2010 ; Preciado et al., [69] 2007), considérant que les émissions autres que les gaz d'échappement liées à la circulation deviennent dominantes de la pollution par les métaux dans la poussière des routes de la plupart des villes le nombre de véhicules et les embouteillages (Thorpe et Harrison, [64] 2008; Wei et Yang, [65] 2010 ; Yuen et al., [66] 2012), ce qui peut contribuer à l'enrichissement de Ba, Cr, Cu, Fe, Ni, Pb et Zn Apeageyi et al., [71] 2011 ; Duong et Lee, 2011[38] ; Gietl et al, [70] 2010 ; Gunawardana et al, [71] 2012 ; Thorpe et Harrison, 2008 ; Yuen et al., 2012. Toutefois, ce produit chimique le mélange de métaux liés au trafic varie beaucoup d'une étude à l'autre (Gietl et al, [70] 2010; Gunawardana et al, [73] 2012; Thorpe et Harrison, [66] 2008), éventuellement en raison de la différence de concentration de métaux dans les garnitures de freins et les matériaux des pneus et/ou les différences de densité du volume de trafic et de conduite comportement (Apeageyi et al., [69]; Duong et Lee, 2011[38] ; Thorpe et Harrison, [64] 2008).

Ces pour ces raisons que ce travail de recherche est basé sur quelques composantes :

(1) étude et maîtrise des écoulement dans les bassins versants routiers (paramètres physiques et hydrauliques); (2) simulation numérique de ces écoulements (élaboration d'un code de calcul); (3) évaluations de la pollutions par quantifications des concentrations des métaux lourds dans les sols de l'environnement au voisinage de la chaussée (propagation et étendue de la pollution dans l'espace); (4) influence de trafic routier sur la pollution anthropique par les métaux lourds (émissions à l'échappement, l'abrasion des systèmes de freinage et des pneus, huiles...); (5) la lutte contre la pollution par les métaux lourds (proposée des solutions et des moyens techniques pour minimisé les concentrations de ces métaux, pour protéger le milieu récepteur).

II.4. Conclusion

Nous avons traité dans ce chapitre l'influence du trafic routier sur la pollution par les métaux lourds dans la poussière de route et les sols au voisinage de la route, les différents types de pollution, les métaux les plus toxiques et les hydrocarbures aromatiques polycycliques. Enfin, nous avons passé en revue les différentes recherches effectuées sur la pollution de l'environnement de la route dans les zones rurales dues au trafic routier.

CHAPITRE III

Chapitre III: Simulation Numérique des écoulements permanents graduellement variés.

III.1 Introduction :

L'évaluation et la maîtrise des écoulements dans les bassins versants routiers sont nécessaires afin de pouvoir choisir et dimensionner le type de réseau qui convient en impliquant tous les paramètres physiques et hydrauliques (pente, nature de sol, vitesse et section d'écoulement, débit, et rugosité). La complexité et le grand nombre des paramètres intervenant dans l'étude des écoulements permanents graduellement variés dans les bassins versants routiers, rendent la solution de ce type de problème difficile à résoudre par les méthodes analytiques et classiques. La solution de ce type de problème est conduite à partir d'une simulation numérique où l'élaboration d'un code de calcul est indispensable.

Les études des projets routiers doivent tenir compte de l'assainissement routier dans la phase d'étude.

L'étude d'un projet d'assainissement routier doit respecter trois grands principes de base:

- La sécurité d'usager : Evité la formation des flaques d'eau sur la couche de roulement de la chaussée (phénomène d'aquaplanage).
- La protection de la route : Le débordement des ouvrages d'évacuation des eaux de la plate-forme de la chaussée peut détériorer la route.
- La protection des milieux extérieurs : Le trafic routier causé des problèmes de pollution ce qui va influencer sur l'environnement immédiat de la route.

Un projet d'assainissement comporte en général deux parties :

- L'étude hydrologique.
- L'étude hydraulique des ouvrages de recueil des eaux.

III.2 Etude hydrologique :

Un débit de projet d'une crue se présente sous forme de débit de pointe de crue ou par un hydro-gramme de crue qui aide à la conception et le dimensionnement du projet théoriquement, la période de retour T d'un événement pluvial se définit par l'inverse de la probabilité de dépassement F_1 d'observer cet événement : $T = \frac{1}{F_1}$. En statistique pour que le débit de projet de période de retour T soit dépassé au moins une fois durant n années successives est donné par le risque hydrologique. La période de retour est choisie selon l'importance du projet et par des considérations d'ordre technique et économique.

Le débit de projet d'un ouvrage hydraulique est le résultat d'une étude hydrologique, ainsi qu'une analyse technico-économique permettant de définir :

- le coût de l'ouvrage et son entretien en fonction de sa capacité.
- les conséquences technico-économique dues à l'inondation et à la destruction de l'ouvrage.

L'investissement est le coût de l'ouvrage augmente avec le degré de protection, alors que, le coût d'entretien et d'exploitation ainsi que celui des dommages causés par une défaillance diminue avec le degré de protection. Le choix d'une période de retour adéquat est un compromis entre ces deux paramètres : investissement et exploitation d'une part et les dommages d'autre part. [72]

III.2.1 Détermination des caractéristiques du bassin versant :

Pour mener à bien l'étude hydrologique on a besoin des moyens suivant :

- Cartes topographiques : 1/25.000^{ème} IGN
- Plans topographiques du projet routier
- Carte géologique
- Reconnaissance pédestre

Il convient tout d'abord de déterminer les caractéristiques du bassin versant concerné. De celles-ci découlent les formules à employer et les valeurs des paramètres à considérer.

Les caractéristiques à déterminer sont:

1. Morphologique :

- Superficie : $A \text{ km}^2$
- Pente moyenne : $DH/L \text{ m/m}$ ou %

Avec:

- DH : dénivelée entre point haut et point bas m
- L : Longueur d'écoulement m.

2. Occupation du sol :

- Zones boisées : $B \text{ A km}^2$
- Zone urbanisées : $U \text{ A km}^2$
- Autres (cultures, prairies,) : $A \text{ A km}^2$

3. Géologie :

Nature de sol et type de différentes couches de la terre.

4. Nature du réseau hydrographique :

Sections des lits et des ouvrages existants, érosions, zones inondables ou retenues d'eau [73, 74]

III.2.2 Méthodes de calcul des débits de projets de bassins versants naturels :

Les méthodes de calcul des débits doivent répondre à un nombre de critères de simplicité, de rusticité et, si possible de faciliter d'utilisation, ces critères ont cependant entré dans le choix des formules hydrologiques permettant la détermination du débit de projet pour le rétablissement d'écoulements à l'intérieur et à l'extérieur de la plate-forme routière.

En effet dans le domaine d'hydrologie, un grand nombre de formules est fourni par des chercheurs, ces formules ont été déterminées dans des conditions spécifiques et cependant aucune de ces formules n'a de caractère définitif. Généralement ces formules s'appliquent sur les bassins de petites tailles de quelques dizaines de km² allant jusqu'à quelques centaines de km². La méthode de calcul des débits de projet est choisi selon le but et l'importance du projet à réaliser et selon les données hydrologiques disponible, il existe trois grandes familles de méthodes pour l'estimation des débits des bassins versants [75, 72, 76] :

1. Méthodes statistiques
2. Méthodes analytiques
3. Méthodes déterministes

III.2.2.1 Les méthodes analogiques :

Les méthodes d'analogie sont faites en se basant sur la comparaison avec des bassins versants adjacents jaugés et qui disposent des données hydrologiques. Ces méthodes consistent à extrapoler le débit de projet au site non jaugé à partir des données observées dans un bassin jaugé qui lui est hydrologiquement comparable. (forme, pentes et indices de pente, paramètres du rectangle équivalent, caractéristiques du relief, densité de drainage et rapport de confluence ainsi que des paramètres climatiques, géologiques et pédologiques renseignant sur les types de précipitations, les perméabilités des sols, la nature de végétation). [72] les méthodes les plus utilisées sont:

- la méthode des débits spécifiques.
- la méthode régionale de Franco-Rodier.

1. Méthode des débits spécifiques :

La station de jaugeage fournit des données formant une base pour une étude statistique qui aide au calcul de débit de projet Q_A , les données relatives au bassin jaugé sont indiquées

par A, et par B les données relatives au bassin non jaugé et dont lequel on veut calculer le débit de projet pour la réalisation d'un ouvrage hydraulique.

$$\frac{Q_A(T)}{S_A} = \frac{Q_B(T)}{S_B} \dots\dots\dots (3 - 1)$$

La méthode des débits spécifiques repose sur le paramètre des surfaces des bassins versants seulement pour la détermination de débit Q_B recherché à partir de Q_A et néglige les autres facteurs qui influent sur le comportement hydrologique de chaque bassin (nature sol et végétation, topographie, densité de drainage...); elle considère que ces facteurs sont identiques pour les deux bassins, donc les débits spécifiques pour la même période de retour seront identiques.[72]

2. La méthode régionale de Francou – Rodier :

$$Q = 10^6 \frac{A}{10^{0.8}} 10^{1-\frac{K}{10}} \dots\dots\dots(3-2)$$

K: est le paramètre de Francou-Rodier. La méthode consiste à transférer ce paramètre régional estimé pour un bassin jaugé, au bassin non jaugé concerné par la détermination du débit de projet.

La première étape de l'utilisation de la méthode régionale consiste à calculer le paramètre K , connaissant le débit de crue Q_A , calculé pour une période de retour T, dans le bassin jaugé de superficie A_A .

Q_A peut être calculé par une étude statistique appliquée aux données observées dans le bassin, ou par la méthode rationnelle. Le choix de la méthode dépend des données disponibles dans le bassin jaugé et de la période de retour T de la prévision.

La deuxième étape du calcul consiste à utiliser la même valeur de K pour calculer le débit de crue dans le bassin non jaugé de superficie S_B . La formule de Francou Rodier est donc utilisée pour cette extrapolation.[72]

Le calcul de K peut s'effectuer facilement en procédant par un changement de variable logarithmique sur la formule de Rodier :

$$\text{Log}Q_A(T) = 6 + 1 - \frac{K(T)}{10} * (\text{Log} A_A - 8) \Rightarrow K(T) \dots\dots\dots(3-3)$$

Ensuite l'extrapolation au bassin B donne :

$$Q = 10^6 \frac{A}{10^{0.8}} 10^{1-\frac{K}{10}} \dots\dots\dots(3-4)$$

III.2.2.2 Les méthodes empiriques de prédétermination :

Plusieurs formules empiriques existent, parmi elles, on citera les relations suivantes:

1. Formules empiriques fonction de la superficie du bassin :

L'augmentation de la surface du bassin versant cause la diminution du débit spécifique d'une crue ce qui a conduit de nombreux auteurs à lier le débit maximum de crue à la surface du bassin. La plupart des formules donnant les débits maximums Q (m^3/s) en fonction de l'aire du bassin versant S (km^2) s'apparentent à la formule de Myer :

$$Q = C'' \cdot A^\alpha \dots \dots \dots (3-5)$$

Où :

C'' : Cote "Myer" du bassin, fonction des caractéristiques du bassin.

α : Exposant généralement variant de 0.4 à 0.8 suivant les régions.

Le débit de pointe de la crue millénaire est donné par une relation du type $Q_{1000} = a A^b$ dont les coefficients varient, en fonction de la superficie du bassin, des zones géographiques et des tranches de pluviométrie annuelle.[72]

2. Formules fonction de la période de retour de la crue :

Ces méthodes sont généralement rencontrées dans l'étude l'hydrologique de dimensionnement des ouvrages de franchissement des cours d'eau.

a) Formule de Fuller :

$$Q_p = q(1 + a' \log(T))(1 + \frac{2.66}{A^{0.3}}) \dots \dots \dots (3-6)$$

Où :

Q_p : Débit max pour la période de retour T en m^3/s .

A : Surface du bassin versant (km^2).

q : moyenne des débits maxima de chaque année, calculée d'après les données disponibles en m^3/s .

Où:

$a' = 0.8$ à 1.2 pour les oueds rifains.

$a' = 3.0$ à 3.5 pour les oueds sahariens. [72]

b) Formule de Mallet et Gauthier :

$$Q_{(T)} = \frac{2K' \log(1+a' \cdot P_{an}) \cdot A^{((1+4 \log(T)) - \log(A))^{1/2}}}{L^{1/2}} \dots \dots \dots (3-7)$$

$Q_{(T)}$: débit max en (m^3/s) de période de retour T .

A : Superficie du bassin versant en km^2 .

P_{an} : pluie moyenne annuelle en m.

L : Longueur du talweg principal en km

K' : coefficient variant de 0.5 à 6 (0,5 pour les grands bassins et 6 pour les petits bassins)

a'' : coefficient variant de 20 à 30

Elle est d'une utilisation difficile à cause de l'incertitude qui pèse sur l'estimation des coefficients K' et a . [72]

c) Formule de Mac – Math :

Cette formule est basée sur les observations faites sur la région sud de la Californie où les terres sont arides.

$$Q_{(T)} = K \cdot P(24h, T) \cdot (A^{0.58}) \cdot (I^{0.42}) \dots\dots\dots(3-8)$$

$$Q(T) = K \cdot P(24h, T) \cdot (A^{0.58}) \cdot (I^{0.42}) \dots\dots\dots(3-9)$$

$Q(T)$: Débit maximal de période de retour T en (m^3/s).

A : superficie bassin versant (en km^2).

I : pente du plus long talweg (en m/m).

$P(24, T)$: Précipitation maximale de durée 24h de période de retour T (en mm).

K'' : Coefficient qui dépend du couvert végétal et de la topographie du bassin versant, il varie de **0.11** à **0.43** :

$K = 0.11$: bassin versant de grande dimension et de végétation.

$K = 0.22$: superficie cultivée et terrain vague des zones suburbaines

$K = 0.32$: terrain non aménagé, non rocheux, de pente moyenne

$K = 0.43$: terrain non aménagés rocheux à forte pente.

3. Formule fonction des précipitations :

Parmi les formules les plus utilisées faisant intervenir les précipitations et le temps de concentration, la formule de **Turazza**: (formule Italienne) :

$$Q_{max}(T) = \frac{C \cdot P(tc, F) \cdot A}{3.6 \cdot tc} \dots\dots\dots(3-10)$$

Avec:

Q : débit maximum de crue (m^3/s),

C : coefficient d'écoulement du bassin pour la crue considérée,

P : Précipitation pour une durée égale au temps de concentration t_c du bassin, en mm .

t_c : temps de concentration en heure.

A : aire du bassin versant (km^2).

Cette formule, qui est une formule de type rationnelle, est très adaptée dans le cas d'études de petits bassins ou de réseaux d'assainissement urbains, avec cette formule apparaît implicitement la notion de fréquence du débit de crue. On admet, en effet, en première approximation que la fréquence du débit déterminé est égale à celle de l'intensité maximale, qui est égale à la pluie maximale sur le temps de concentration, soit P/t_c , exprimée en $mm/heure$. [72]

Les formules empiriques sont très nombreuses, ils sont basées sur l'analyse de données recueillies dans des bassins aux conditions climatologiques et topographiques spécifiques, il faut prendre en considération que ces formules ne s'appliquent que pour des bassins similaires ayant des conditions proches à celles où elles ont été déterminées. Par conséquent, il faut les utiliser avec beaucoup de réserve.

III.2.2.3 Méthode probabiliste :

Les méthodes probabilistes admettent à ajuster des lois de probabilité aux crues observées et à extrapoler la meilleure loi qui représente la distribution empirique pour des périodes de retour données. Généralement on rencontre deux types de problèmes:

1. L'ajustement :

Tout dépend de l'objectif de l'analyse fréquentielle établie (interpolation ou extrapolation, prévision des crues ou étiages), il faudrait dire que l'échantillon s'ajuste bien à telle loi dans un intervalle a-b. Pour la plupart des cas, il est facile de trouver plusieurs lois de probabilité s'ajustant correctement aux données disponibles, la confirmation avec le calcul des intervalles de confiance autour des observations s'avéreront nécessaires dans certains cas pour mieux qualifier le choix définitif de la loi.

2. L'extrapolation :

Suite aux ajustements réalisés à des fréquences faibles, l'extrapolation nous laisse supposer que les crues de fréquence rare ne sont qu'un prolongement des crues courantes observées. Indiquons aussi que toute extrapolation peut donner parfois, selon la loi adoptée, des résultats qui peuvent différer de 50 à 100% pour des crues très rares.

L'ajustement et l'extrapolation des débits de crues doivent ainsi être traités avec beaucoup de prudence quant au choix de la loi probabiliste.

Dans cette étude, nous avons choisi les méthodes déterministes pour la détermination de débit de projet dans la mesure où les méthodes analytiques et statistiques nécessitent la connaissance des données statistiques observées sur de très longues séries (20 à 100 ans) pour être fiables, alors que les méthodes déterministes s'appuient sur des données pluviométriques (paramètres a et b de Montana, a et b de Grissolet). Ils caractérisent la pluviométrie de la région où se situe le projet. Donc les deux méthodes déterministes choisies dans notre étude sont les méthodes Rationnelle et la méthode de Crupedix, ces deux méthodes sont les plus couramment utilisées dans le calcul des débits de projets dans le domaine routier.

- Méthode Rationnelle avec la détermination du temps de concentration à partir du tableau des vitesses d'écoulement.

- Méthode Crupedix utilisant un coefficient régional.

Ces deux méthodes donnent des résultats satisfaisants dans la mesure où elles sont utilisées dans leur domaine de validité par expérience et connaissance détaillée des différents paramètres et du comportement du bassin versant étudié. [72, 76, 77]

III.2.3 Calcul par la méthode Rationnelle :

La méthode Rationnelle est applicable aux petits bassins versants dont la superficie n'excède pas 150 km². Elle suppose que toute la superficie du bassin versant contribue à la production de débit de pointe de l'écoulement observé à l'exutoire d'un bassin versant, soit donc une intensité uniforme sur toute la surface de bassin et la durée de l'averse est prise égale au temps de concentration t_c du bassin.

La forme pratique de la relation s'écrit :

$$Q_{\max}(T) = \frac{C \cdot P(tc, T) \cdot A}{3.6 \cdot tc} \dots \dots \dots (3-11)$$

Qui est en fait équivalente à :

$$Q_{\max}(T) = \frac{C \cdot i(tc, F) \cdot A}{3.6} \dots \dots \dots (3-12)$$

$i(tc, T)$: représente l'intensité de la pluie moyenne maximale tombée au cours de t_c et de période de retour T exprimée en mm/h

A : est la superficie du bassin en km²

C : est le coefficient d'écoulement moyen

t_c : est le temps de concentration du bassin, exprimé en heures

Q_{\max} : est le débit calculé en m³/s

Le calcul de débit max par la méthode rationnelle nécessite le calcul du temps de concentration et le Calcul de la pluie de courte durée de fréquence donnée et de durée égale au temps de concentration.

On utilise soit :

1 Les courbes IDF qui dépendent de la région. Les paramètres régionaux de Montana ou Talbot sont connus, on calcule donc l'intensité de fréquence F et de durée t_c

2. L'intensité sera déterminée statistiquement à partir des pluies maximales journalières de fréquence F . On calcule ensuite la pluie de courte durée (durée temps de concentration) , de fréquence F , ce qui permet d'aboutir à l'intensité moyenne max de durée t_c et de fréquence F . [72, 76, 77]

III.2.3.1 Variabilité du coefficient de ruissellement :

La nature de sol et le degré de perméabilité joue un rôle déterminant sur la valeur des coefficients de ruissellement, ce dernier croît avec l'intensité de la précipitation. Cependant

un bassin très imperméable aura un coefficient très élevé, une surface totalement imperméable aura un coefficient de ruissellement qui vaut à 1 pour tout temps de retour. au contraire un bassin très perméable offrant une grande capacité de rétention et aura un coefficient de ruissellement quasiment nul jusqu'à la saturation de sol et augmentera alors très rapidement pour éventuellement atteindre des valeurs similaires à celles d'un bassin imperméable.

III.2.3.2 Formules de coefficient de ruissellement :

$$C_{(T)} = \frac{\sum A_i * C_i}{A_T} \dots \dots \dots (3-13)$$

Où:

$C_{(T)}$: coefficient de ruissellement pondéré pour la période de retour (T).

A_i : Superficie partielle de coefficient C_i en Km^2

$$i_{(T)} = a_{(T)} * tc^{-b(T)} \dots \dots \dots (3-14)$$

Les valeurs généralement utilisées pour les coefficients de ruissellement pour les bassins versants routiers sont :

- chaussées et surfaces revêtues $C = 1$ à $0,9$
- accotements stabilisés $C = 0,8$
- berme (lorsqu'elle reçoit les eaux de la chaussée) $C = 0,7$
- autres surfaces planes engazonnées $C = 0,3$
- talus (suivant la pente et la nature du sol) $C = 0,3$ à $0,6$

Le coefficient de l'ouvrage de recueil des eaux est généralement pris égal à 1 car il est considéré plein d'eau.

III.2.3.3 Méthodes de calcul de temps de concentration : [72, 75]

1. Méthode de Ventura :

- A: Superficie du bassin versant en km^2 .
- I: Pente du bassin versant en m/m

Formulation

$$tc = 0.127 * \sqrt{\frac{A}{I}} * 60 \dots \dots \dots (3-15)$$

tc: est exprimé en minutes

Limites de validité

- Superficie de bassin versant supérieure à $10 km^2$
- Terrain de plaine ou pente moyenne

2. Méthode de Passini :

$$t_c = 60 * \frac{0.108 * \sqrt[3]{A * L}}{\sqrt{I}} \dots \dots \dots (3-16)$$

tc : en minutes.

A : Superficie en km².

L : Longueur du bassin versant en km.

I : Racine carrée de la pente pondérée m/m

Formulation :

Limites de validité :

Superficie supérieure à 40 km²

3. Méthode de Kirpich :

Cette méthode est purement empirique, elle est largement utilisée dans le domaine routier.

$$t_c = \frac{1}{52} * \frac{L^{1.15}}{DH^{0.38}} \dots \dots \dots (3-17)$$

tc: Temps de concentration en minute.

L: Longueur du bassin versant en mètre.

DH: Dénivelé entre l'exutoire et le point le plus éloigné du BV en mètre.

Limites de validité :

Pas de restrictions particulières.

4. Formule de Giandotti :

Cette méthode est largement utilisée on Algérie :

$$t_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1.5L}{0.8 * \sqrt{DH}} \dots \dots \dots (3-18)$$

Avec :

tc: Temps de concentration en heurs.

A: Air du bassin versant en km².

L: Longueur du parcours le plus long en km.

DH: Dénivelée en m.

III.2.3.3.4 Temps de concentration dans les bassins versants routiers : [76, 77, 78, 79]

Le temps de concentration est calculé de la manière suivante :

$$t_c = t_{c1} + t_{c2}$$

tc1: représente le temps de ruissellement sur la chaussée avant d'atteindre l'ouvrage de recueil, généralement pris égal à 3 minutes.

tc1 dépend essentiellement de la géométrie de la plate-forme routière (nombres de voies, bande d'arrêt d'urgence, accotement). Il peut être pris égal à 1 minute par voie.

t_{c2} : représente le temps de transit de l'eau dans les ouvrages pour arriver au point de calcul.
 t_{c2} dépend essentiellement des caractéristiques de l'ouvrage choisi (nature, dimensions et pente) :

$$t_{c2} = \frac{L}{0.85 * v * 60} \dots \dots \dots (3-19)$$

Avec:

t_{c2} : Temps de concentration en minute.

L: Longueur du plus long parcours de l'eau en m.

V: Vitesse d'écoulement en m/s.

0,85: est un facteur pondérateur qui corrige la vitesse car elle est variable tout le long du parcours.

III.2.4 Méthode Crupedix :

La méthode Crupedix provient du Ministère de l'Agriculture (CEMAGREF, 1980-1982) permet l'estimation du débit de pointe décennal (Q_{10}). La formulation ci-après a été obtenue par une analyse statistique de 630 bassins versants de moins de 2000 km².

III.2.4.1 Domaine de validité :

- à partir de 10 km² ou jusqu'à 100 km²
- formule valable pour le débit décennal.
- l'intervalle ($Q/2, 2Q$) représente un intervalle de confiance qui a une probabilité de plus de 80% d'encadrer la valeur vraie.

$$Q_{10} = R * \left(\frac{P_{10}}{80} \right) * A^{0.8} \dots \dots \dots (3-20)$$

Avec:

Q_{10} : débit décennal, en m³/s.

R : coefficient régional traduisant l'aptitude au ruissellement.

P_{10} : pluie journalière décennale non centrée, en mm.

A : surface en km².

Evaluation du débit centennal à partir du débit décennal de la formule Crupedix

A partir d'un paramètre régional

$$b' = \frac{Q_{100}}{Q_{10}} \dots \dots \dots (3-21)$$

On obtient : $Q_{100} = b' \cdot Q_{10}$ a priori : $1,4 \leq b' \leq 4$

III.2.4.2 Choix des paramètres R, P_{10} , b' :

Le coefficient R est déterminé localement, dans le cas de non disponibilité (absence de cours d'eau jaugé sur des bassins versants représentatifs à proximité du projet), les

valeurs des coefficients ci-après peuvent être retenues :

$R = 0,2$ pour des terrains perméables.

$R = 1,5$ à $1,8$ pour des terrains imperméables.

$R = 1$ pour des terrains intermédiaires.

La pluie P_{10} non centrée , hauteur de pluie journalière de fréquence décennale en mm, devra être demandée aux services de la Météorologie Nationale.

Le paramètre b' est dépendant de la superficie du bassin versant :

- jusqu'à 20 km^2 , b' est déterminé par application de la formule rationnelle (calcul de Q_{10} et Q_{100} comme si la formule rationnelle était applicable),

- au-delà de 20 km^2 , b' est déterminé à partir des données provenant des cours d'eau jaugés sur des bassins versants représentatifs à proximité du projet. A défaut, $b' = 2$ minimum.
[76, 77, 78]

III.2.4.3 Evaluation du débit de période de retour T :

La détermination des débits pour une période de retour T compris entre 10 et 100 ans, si on admet que la répartition statistique des valeurs observées suive la loi de Gumbel, est obtenue par la formule suivante:

$$Q_{(T)} = Q_{10} + \Delta Q \left(\frac{y}{2.3} - 1 \right) \dots\dots\dots(3-22)$$

Avec: $\Delta Q = Q_{100} - Q_{10}$

$$y = (-\ln(-\ln(1 - T))) \dots\dots\dots(3-23)$$

Si $T=20$ ans $y=2.97$

Si $T=30$ ans $y=3.38$

III.3 Recherche des exutoires :

C'est une étape importante du projet qui doit être appréhendée le plus tôt possible dès le début des études et doit s'accompagner par des reconnaissances sur le terrain en saison pluvieuse et également l'été lors de gros orage.

Les exutoires peuvent être soit :

- des exutoires naturels qui existent déjà,
- des exutoires artificiels qui amèneront les eaux vers les exutoires naturels,
- des bassins de stockage ou tampons et des bassins d'infiltration.

III.4 Ouvrages de recueil des eaux :

Le choix des ouvrages doit être généralement fait à partir de trois principes :

- 1 - Rejeter les eaux hors de la plate-forme routière chaque fois que cela est possible de façon à avoir des débits faibles qui limiteront la taille des ouvrages.
- 2 - Utiliser le plus souvent possible des ouvrages superficiels (coûts d'investissement et

d'entretien plus faibles que des ouvrages enterrés),

3 - Choisir l'ouvrage qui donne une vitesse d'écoulement faible (tout en assurant, l'auto-curage). [79, 80, 81]

III.5. Différents types de réseaux d'assainissement :

III.5.1. Réseaux de pieds de talus de déblais :

Ils recueillent les eaux de ruissellement en provenance de la chaussée de l'accotement et du talus, ils assurent le transit des eaux vers l'exutoire en évitant leur pénétration dans le corps de chaussée et dans la plate-forme de terrassement.

Si la pente d'écoulement est trop faible (inférieur à 0,5%), il y a risque de débordement et de colmatage, et si l'ouvrage n'est pas étanche, l'eau risque de s'infiltrer dans le corps de chaussée. En principe, on utilise une cunette ou un fossé accueillant (pente de 25% maximum coté chaussée) ou un caniveau rectangulaire fermé si la place est insuffisante.

III.5.2. Réseaux de crête de talus de déblais :

Ils recueillent les eaux de ruissellement ou de drainage en provenance du bassin versant naturel supérieur pour résoudre un problème de stabilité et/ou d'érosion des talus de déblais, il s'agit généralement d'un fossé trapézoïdal.

Suivant le cas, le rejet dans l'ouvrage de pied de talus est possible par l'intermédiaire de descentes d'eau, bien qu'il soit préférable de ne pas mélanger les eaux de la route avec celles du bassin versant naturel.

III.5.3. Réseaux de pieds de talus de remblais :

Ils recueillent les eaux de ruissellement en provenance de la chaussée, de l'accotement et du talus de façon à protéger le pied de talus du remblai ou le bassin aval.

L'ouvrage classique est le fossé en terre. Il convient de vérifier que le profil en long du terrain naturel est compatible avec un ouvrage de ce type. Si la vitesse de l'eau est supérieure à 1,50 m/s ou inférieure à 0,30 m/s un ouvrage revêtu peut être nécessaire, notamment sur des sols fins.

III.5.4. Réseaux de crête de remblais :

Ils recueillent les eaux de ruissellement en provenance de la chaussée et de l'accotement pour éviter le plus souvent une érosion du talus et éviter de mélanger les eaux de la chaussée et du terrain naturel avant traitement. Les ouvrages habituellement utilisés sont soit le caniveau rectangulaire soit la bordure caniveau. Lorsque le talus dépasse 2m dans les régions où les pluies ont une forte intensité, ou 4m dans les autres cas un réseau de crête est nécessaire. Pour des talus pas très haut, ce type d'ouvrage ne s'impose pas. [81, 82, 83, 84]

III.6. Formule de Manning-Strickler :

La formule de Manning-Strickler permet de déterminer la vitesse d'écoulement dans un ouvrage hydraulique et le débit capable de l'ouvrage.

- **Vitesse moyenne d'écoulement :**

$$V_{(m/s)} = K \cdot R_h^{\frac{2}{3}}(m) \cdot I^{\frac{1}{2}}(m/m) \dots\dots\dots(3-24)$$

- **Débit d'écoulement :**

$$Q_{(m^3/s)} = V_{(m/s)} \cdot S(m)^2 = K \cdot R_h^{\frac{2}{3}}(m) \cdot I^{\frac{1}{2}}(m/m) \cdot S(m)^2 \dots\dots\dots(3-25)$$

K: est le coefficient de Manning-Strickler ou coefficient de rugosité qui varie en fonction du type d'ouvrage.

I: est la pente longitudinale de l'ouvrage.

III.6.1. Influence du Rayon hydraulique :

Le rayon hydraulique joue un rôle important et de ce fait la forme de l'ouvrage dépendra du but recherché. En effet pour une même section mouillée le R_h peut être différent suivant le périmètre mouillé. Par exemple deux ouvrages de même type (caniveau rectangulaire béton avec $K= 80$), de même section mouillée avec une même pente(1%) peuvent avoir des vitesses d'écoulement et des débits différents. [81]

Vitesse à ne pas dépasser pour des ouvrages d'assainissement :

- Ouvrages en terre : terrain naturel sans végétation 0,5 à 1,5 m/s suivant la nature du sol.
- Terrain naturel engazonné 1,8 m/s.
- Ouvrage en béton 4 m/s.

III.6.2. Coefficient K de Manning-Strickler :

Pour les ouvrages préfabriqués le coefficient de Manning-Strickler est en général donné par le fabricant, les coefficients des ouvrages les plus courants sont les suivants :

- Tuyaux en PVC 80 à 120; conseillé 90.
- Tuyaux en béton 60 à 80; conseillé 70.
- Caniveaux en béton 50 à 80; conseillé 70.
- Buses métalliques en tôle ondulée 40 à 45.
- Fossés revêtus coulés en place ou préfabriqués 50 à 80; conseillé 70.
- Fossés profonds 25 à 30; conseillé 25.
- Fossés peu profonds, cunettes engazonnées 7 à 30; utilisation de la formule de calcul avec $K = 18 \ln (100 R_h) + 5,13 \ln (\text{pente}) - 11$

III.7. Comparaison entre le débit d’apport et le débit capable :

Le débit d’apport maximum de ruissellement de la plate-forme routière pour une averse donnée est calculé par la formule rationnelle :

$$Q_a(T) = \frac{C \cdot i(t_c, F) \cdot A}{3.6} \dots\dots\dots(3-26)$$

Qa : Débit d'apport en (l/s).

C : Coefficient de ruissellement de la plate-forme considérée.

i : Intensité de l'averse (en mm/h) correspondant au temps de concentration.

A : Surface de la plate-forme en (m²).

Pour une largeur de plate-forme donnée, ce débit dépend donc de l'intensité de l'averse dont la durée est égale au temps de concentration, ce temps de concentration dépend lui-même des caractéristiques de la plate-forme et de l'ouvrage choisi. On est donc amené à procéder par itérations. On compare ce débit d’apport (Qa) en considérant l’ouvrage plein au débit capable (Qc) de l'ouvrage envisagé. Le débit capable est donné par la formule de Manning-Strickler :

$$Q_{(l/s)} = 1000 V_{(m/s)} \cdot S(m)^2 \cdot K \cdot R_h^{\frac{2}{3}}(m) \cdot I^{\frac{1}{2}}(m/m) \cdot S(m)^2 \dots\dots\dots(3-27)$$

Qc: Débit capable à pleine section en l/s

K : Coefficient de rugosité

Rh : Rayon hydraulique en m

Sm : Section mouillée en m²

I : Pente de l’ouvrage en m/m

- Si le débit d’apport (Qa) est inférieur au débit capable (Qc) de l'ouvrage envisagé, celui-ci convient.
- Dans le cas contraire, il faut changer de type d'ouvrage ou y associer un autre ouvrage (cunette +collecteur enterré).
- Si le débit d’apport est nettement inférieur au débit capable, il est possible de diminuer les caractéristiques de l’ouvrage. [81]

III.7 .1. Récapitulatif de la démarche :

1. Choisir le type d’ouvrage et le point de calcul
2. Calculer le débit capable de l’ouvrage à plein

$$Q_{(l/s)} = 1000 V_{(m/s)} \cdot S(m)^2 \cdot K \cdot R_h^{\frac{2}{3}}(m) \cdot I^{\frac{1}{2}}(m/m) \cdot S(m)^2 \dots\dots\dots(3-28)$$

3. Calculer la vitesse correspondante

$$V_{(m/s)} = \frac{Q_c}{S_m} \dots\dots\dots(3-29)$$

4. Calculer le temps de concentration

$$tc = tc_1 + tc_2 \text{ avec } tc_1 = 1 \text{ min. par voie et } tc_2 = \frac{L}{0.85 * V * 60}$$

5. Calculer l'intensité pour un temps de retour de 10 ans

$$i_{(T)} = a_{(T)} * tc^{-b(T)}$$

6. Calculer le débit d'apport

$$Q_a(T) = \frac{C * i(tc, F) * A}{3.6}$$

7. Comparer le débit capable et le débit d'apport

- Si $Q_c > Q_a$ l'ouvrage convient.
- Si $Q_c < Q_a$ l'ouvrage est trop petit.
- Si $Q_c \gg Q_a$ l'ouvrage convient, mais il est surdimensionné.

III.8. Calcul de plusieurs bassins versants routiers :

Les calculs d'assainissement détaillés précédemment doivent se faire par section ou zone homogène, c'est-à-dire même type d'ouvrage, même largeur de chaussée et même pente.

Le regroupement de toutes les zones où l'assemblage se fait soit en série lorsqu'une zone s'écoule dans une autre zone, soit en parallèle lorsque deux zones se regroupent en un point. [72]

III.8.1. Assemblage en série :

Soit deux zones A et B ayant respectivement comme temps de concentration :

$$tc(A) = tc_1(A) + tc_2(A) \text{ et } tc(B) = tc_1(B) + tc_2(B)$$

Le temps de concentration total des zones A et B à prendre en compte pour le calcul du débit à la fin de la zone B est égal à $tc_1(A) + tc_2(A) + tc_2(B)$ (en réalité, il faudrait prendre pour le temps $tc_2(B)$ le temps correspondant à la vitesse moyenne dans l'ouvrage tout au long de la zone B).

Le débit est donc

$$Q_a(T) = \frac{C * i(tc, F) * A}{3.6}$$

où :

i: est l'intensité correspondant au temps de concentration total des zones A et B.

A: correspond à la surface totale recueillie (zones A et B) soit : $A = \sum A_i$

C: représente le coefficient pondéré aux zones A et B par utilisation de la formule :

$$C = \frac{\sum C_i * A_i}{\sum A_i} \dots\dots\dots(3-30)$$

III.8.2. Assemblage en parallèle :

Si les zones A et B se regroupent en un même point, le calcul du débit d'apport à ce point doit être fait en prenant en compte l'intensité du bassin qui a le temps de concentration le plus important qu'on applique sur la totalité de bassin considéré.

Le débit est calculé comme précédemment :

$$Q_a(T) = \frac{C * i(tc, F) * A}{3.6}$$

L'intensité i retenue correspond à l'intensité de la zone (A ou B) choisie selon le temps de concentration le plus important entre les zones A et B.

Dans le cas où les deux zones ont le même temps de concentration, le débit d'apport des deux zones assemblées est égal à la somme des débits de chaque zone. [72]

III.9. Programmation du code de calcul :

la programmation à été faite avec le langage de programmation Delphi sous la base d'objet pascal, le Delphi est d'abord un langage de programmation de haut niveau, créé en 1995 par l'éditeur de logiciels Borland Software Corporation, mais aussi un environnement de développement intégré (EDI) fonctionnant sur Windows. Une version spéciale pour Linux a vu le jour en 2001, toujours créée par Borland. C'est une interface qui aide les programmeurs dans leur développement de logiciels exécutables. Généralement, un EDI comporte un éditeur de texte, un compilateur, un débogueur, un éditeur de liens... Ce qui a rendu le Delphi de Borland populaire est qu'il bénéficie d'une interface :

- Intuitive, pour développer des applications graphiques facilement.
- Rapide, puisqu'il n'y a qu'une seule phase de compilation.
- Facile à utiliser, car construit sur l'interaction entre un éditeur d'interface graphique et un éditeur de code source.
- Flexible, et donc adaptée pour mener un projet dans son ensemble
- Pédagogique. Il a été souvent servi à enseigner les bonnes pratiques de base de la programmation d'applications aux ingénieurs débutants.

L'organigramme du code de calcul est présenté dans l'annexe (figure A.01)

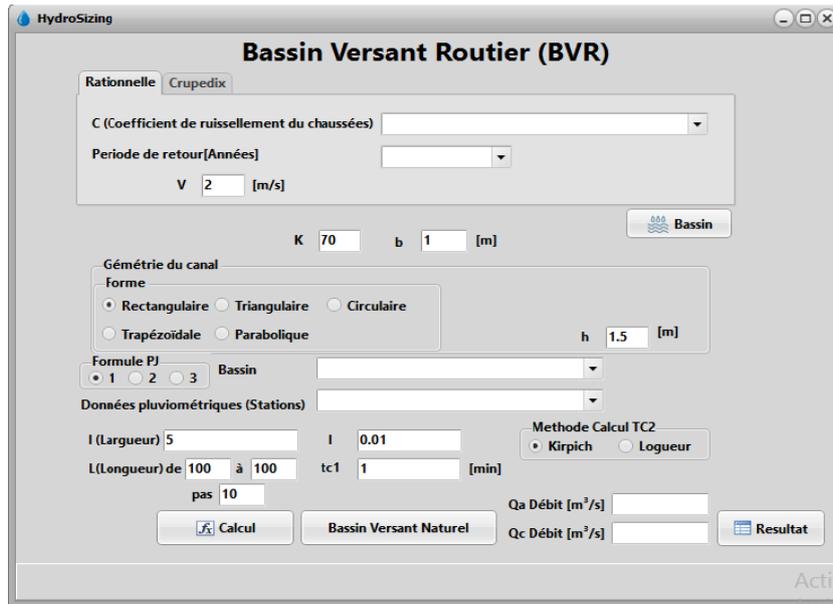


Figure III.1.(a): Interface du code de calcul.

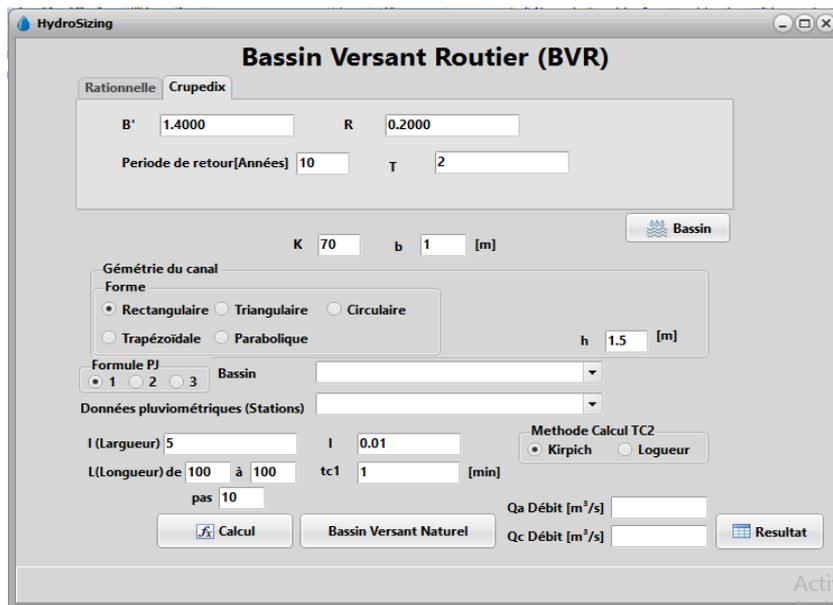


Figure III.1.(b): Interface du code de calcul.

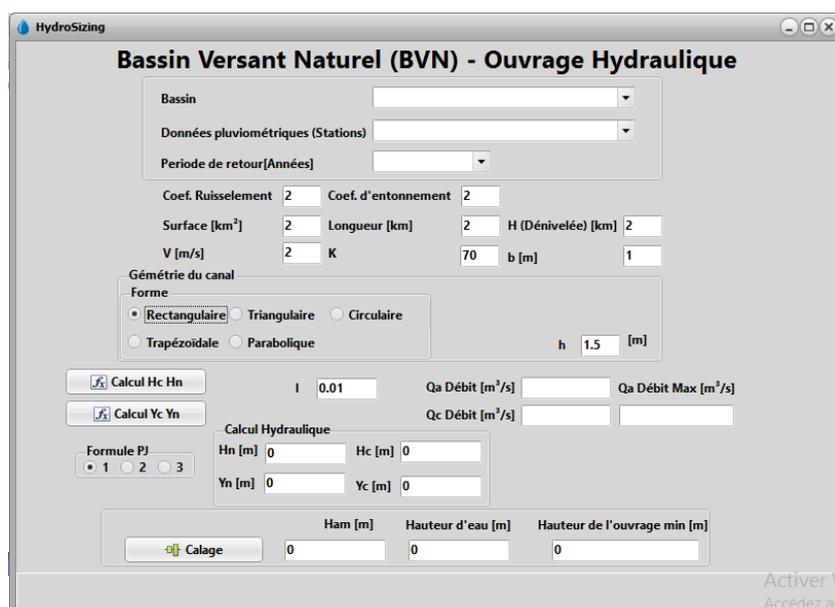


Figure III.1.(c): Interface du code de calcul.

III.10 Simulation avec le code du calcul :

La simulation est consacrée essentiellement à l'influence des formules du temps de concentration (Kirpich et des longueurs) utilisées pour les calculs des débits de projet par la méthode rationnelle et de comparer entre les résultats des deux formules.

Une étude comparative a été réalisée sur les débits de projet calculés par les deux méthodes Rationnelle et Crupedix, les résultats sont représentés par des graphes, qui peuvent être utilisés comme des abaques.

Les calculs des débits capables ainsi que le type d'ouvrage d'assainissement projeté (convenable) sont assurés par un code de calcul (HydroSizing) conçu par nos soins.

III.10.1 Etude comparative entre les formules de temps de concentration:

Exemple d'application :

Dans un tronçon routier où la variation des paramètres physiques et hydrauliques tels que (longueur, pente, vitesse moyenne) sont représenté dans le tableau III.1:

Tableau III.1. Paramètres physiques et Hydrauliques.

Longueur de tronçon routier	Pente du tronçon routier	Vitesse moyenne dans tronçon routier
10	0.003	0.8
100	0.005	1.1
200	0.007	1.25
300	0.01	1.5
400	0.015	1.85
500	0.002	2.1
600	0.003	2.5
700	0.004	3
800	0.005	3.35
900	0.007	4
1000		

Les résultats des calculs de temps de concentration par les deux formules (Kirpich et des longueurs) sont représentés sur les figures 2 à 1

Figure III.2 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.003$ et $V= 0.8$ m/s).

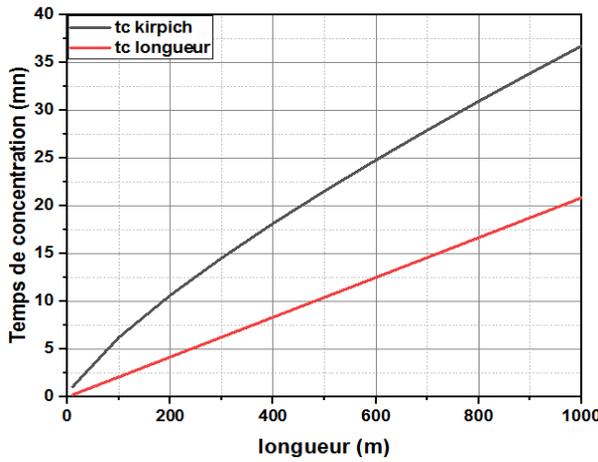


Figure III.3 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I= 0.005$ et $V = 1.1$ m/s).

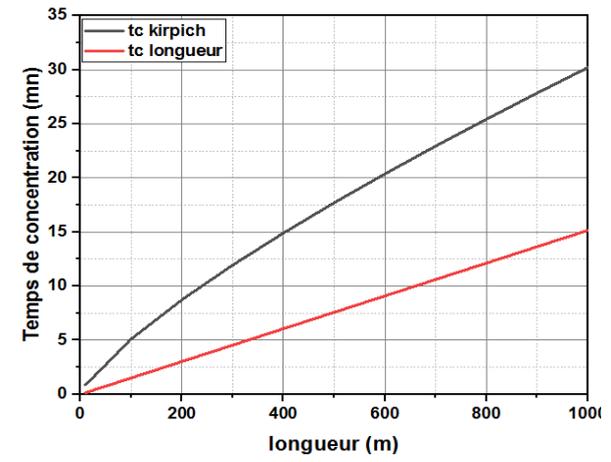


Figure III.4 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.007$ et $V=1.25$ m/s).

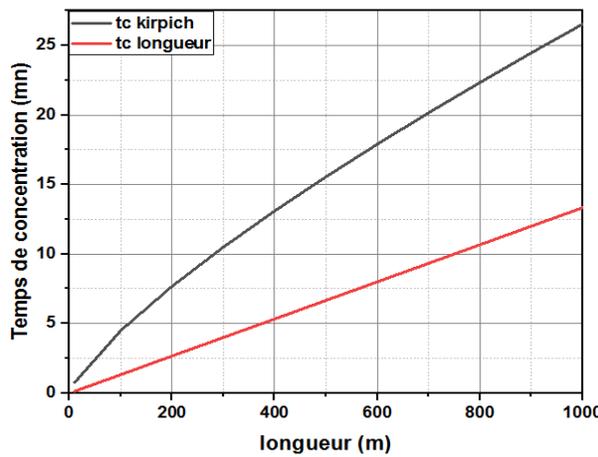


Figure III.5 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.01$ et $V=1.5$ m/s).

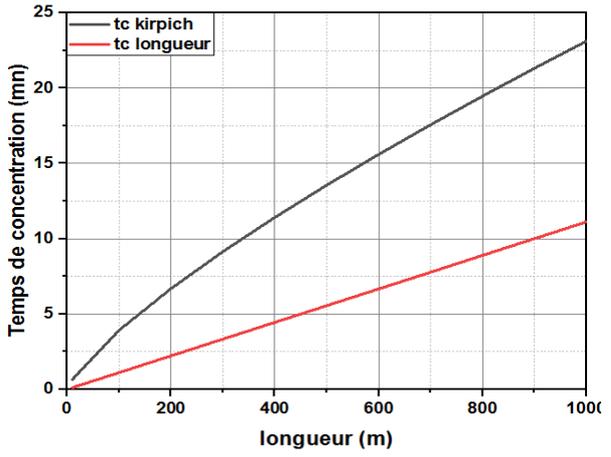


Figure III.6 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I= 0.015$ et $V = 1.85$ m/s).

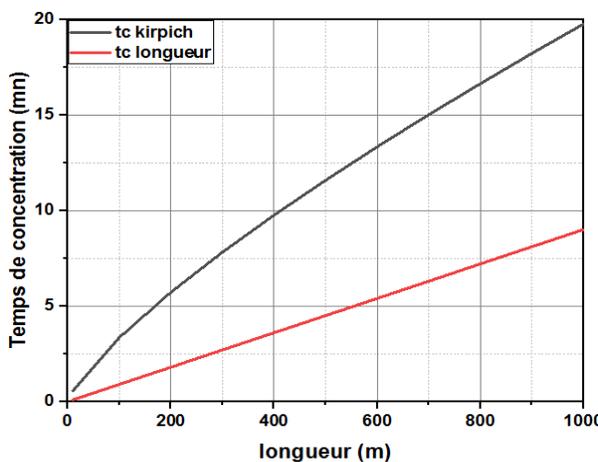


Figure III.7 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I= 0.02$ et $V = 2.1$ m/s).

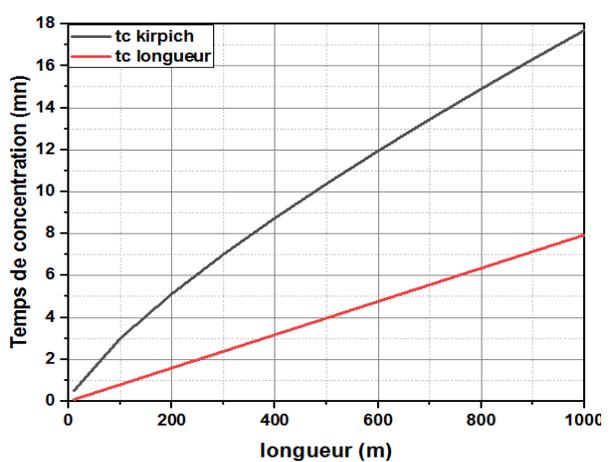


Figure III.8 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour (I=0.03 et V=2.6 m/s).

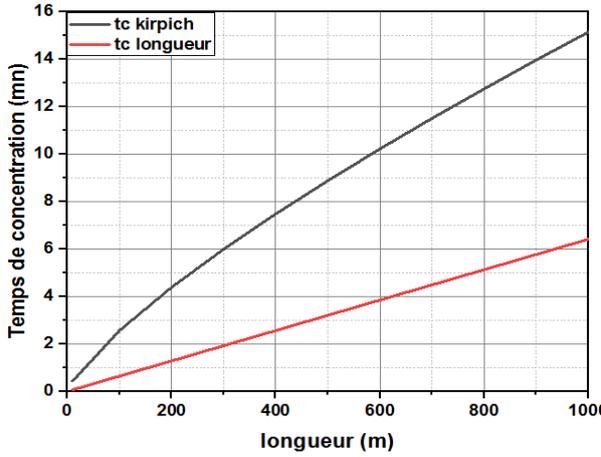


Figure III.9 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour (I = 0.04 et V = 3 m/s).

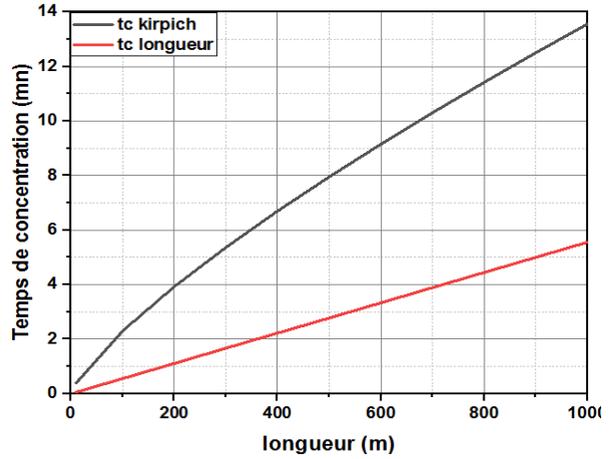


Figure III.10 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour (I = 0.05 et V = 3.35 m/s).

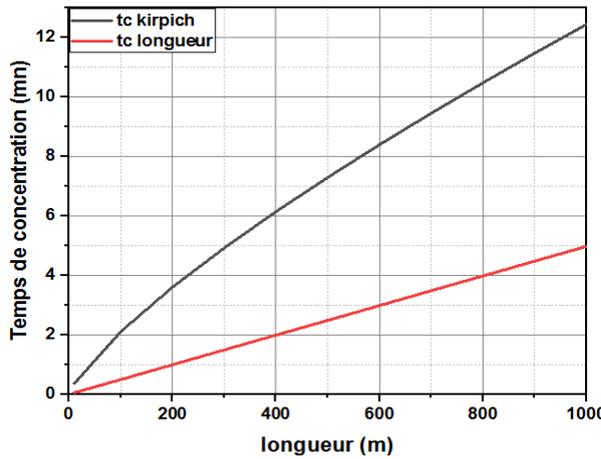
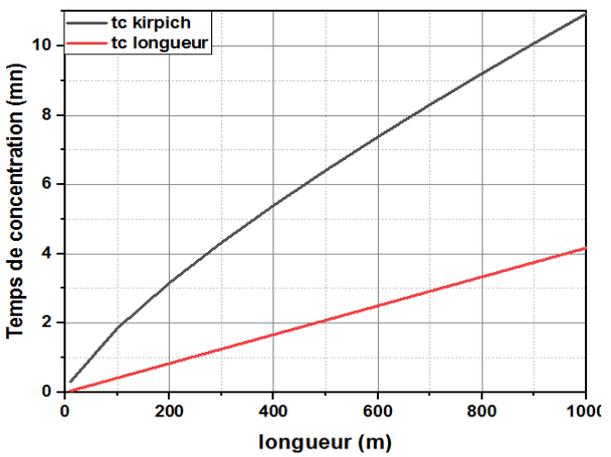


Figure III.11 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour (I = 0.07 et V = 4 m/s).



III.10.2 Etude comparative entre les résultats de calculs des débits de projet calculés par les deux formules du temps de concentration :

Exemple d'application:

Les débits de projet calculés par la méthode rationnelle basée sur les deux formules choisies du temps de concentration, dans un tronçon routier situé dans la mairie d'Aflou dans le bassin versant de Chlef, dont les données pluviométrique de la station de la mairie d'Aflou sont les suivantes: la pluie maximale annuelle $P = 330$ mm, le coefficient de variation $C_v = 0.52$, le composant climatique $b = 0.27$.

La largeur de la chaussée est $l = 10$ m et le coefficient de ruissellement $C = 1$.

Les paramètres physiques et hydrauliques tels que (longueurs, pentes, vitesses moyennes et périodes de retour) sont présentés dans le tableau III.2:

Tableau III.2. Paramètres physiques, Hydrauliques et périodes de retour T.

Longueur de tronçon routier en (m).	Pente du tronçon routier en (m/m).	Vitesse moyenne sur le tronçon routier en (m/s).	Périodes de retour
10	0.003	0.8	2
100	0.005	1.1	5
200	0.007	1.25	10
300	0.01	1.5	20
400	0.015	1.85	50
500	0.002	2.1	100
600	0.003	2.5	-
700	0.004	3	-
800	0.005	3.35	-
900	0.007	4	-
1000	-	-	-

Les résultats des calculs sont présentés dans les figures (12 à 21; le reste des figures sont présentés dans l'annexe).

Figure III.12 Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 100 ans).

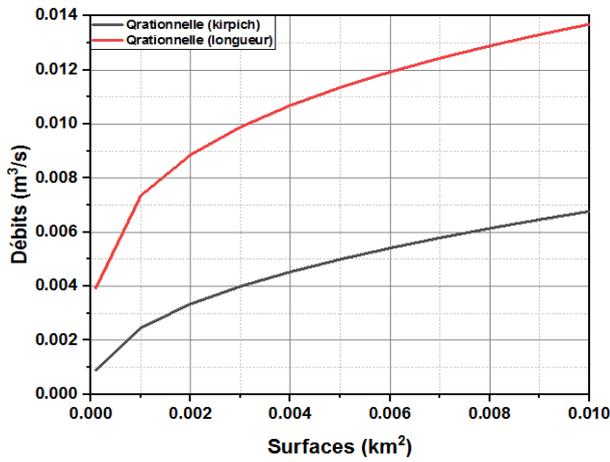


Figure III.13 Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 100 ans).

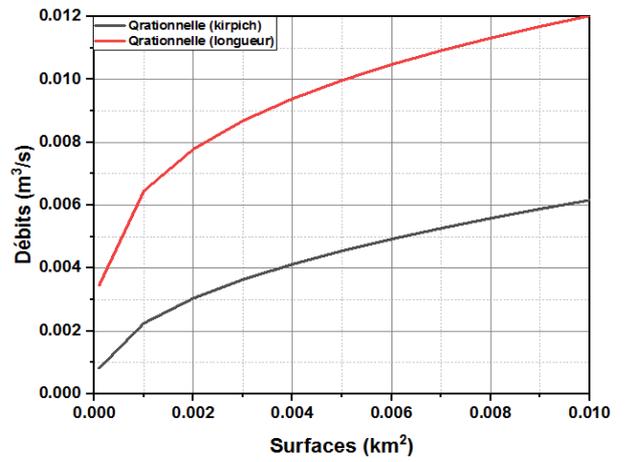


Figure III.14 Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 100 ans).

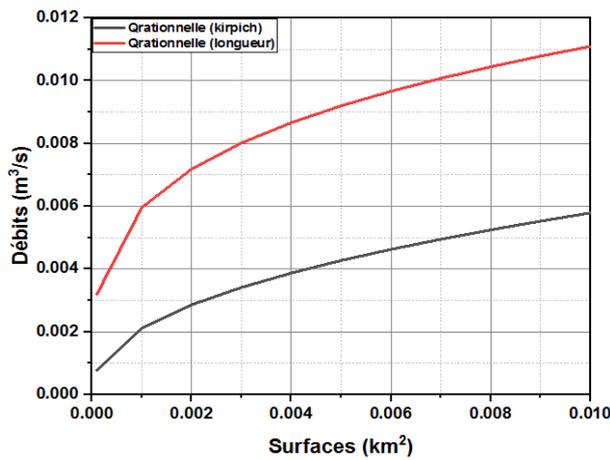


Figure III.15 Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 100 ans).

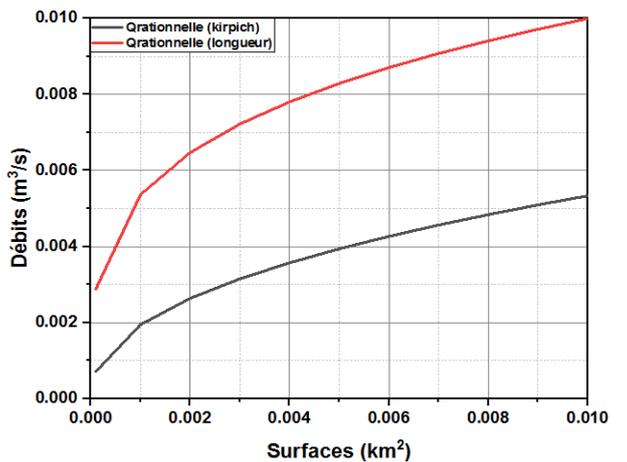


Figure III.16 Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 100 ans).

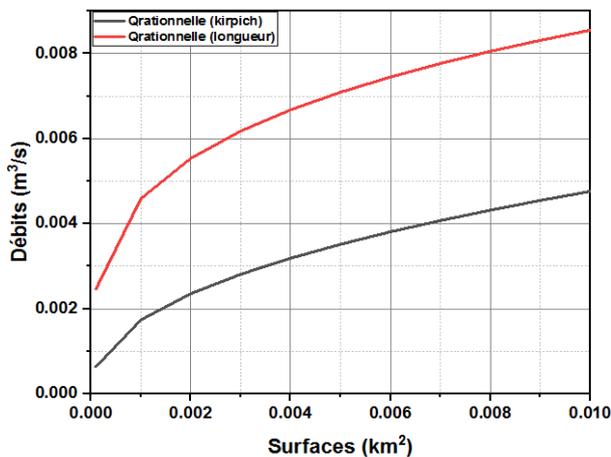


Figure III.17 Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 100 ans).

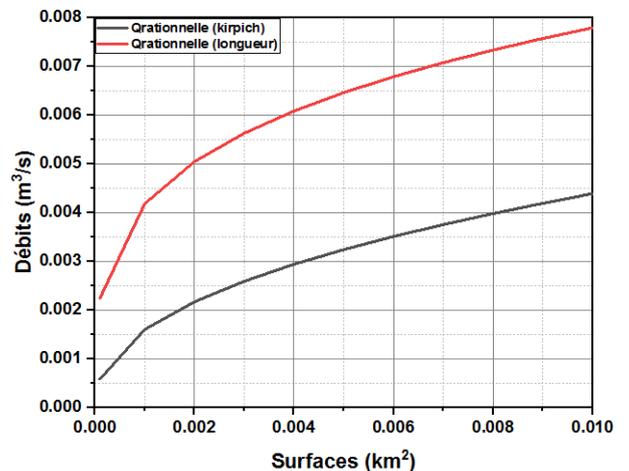


Figure III.18 Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 100 ans).

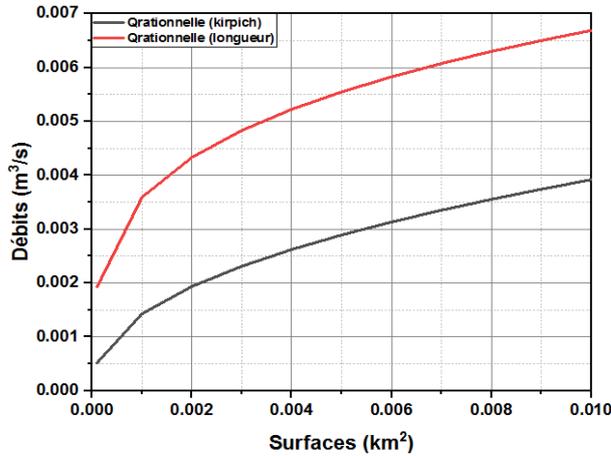


Figure III.19 Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 100 ans).

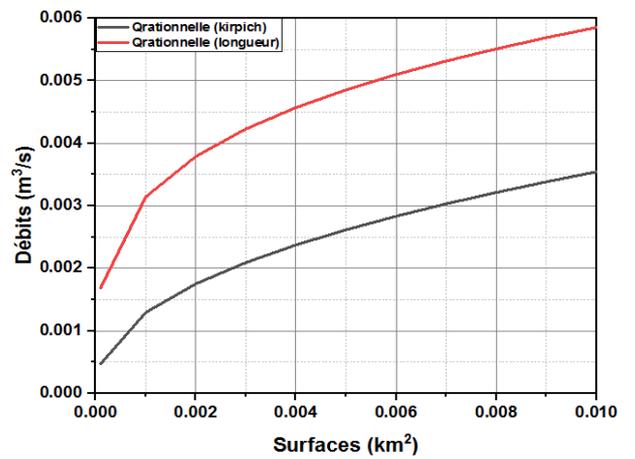


Figure III.20 Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 100 ans).

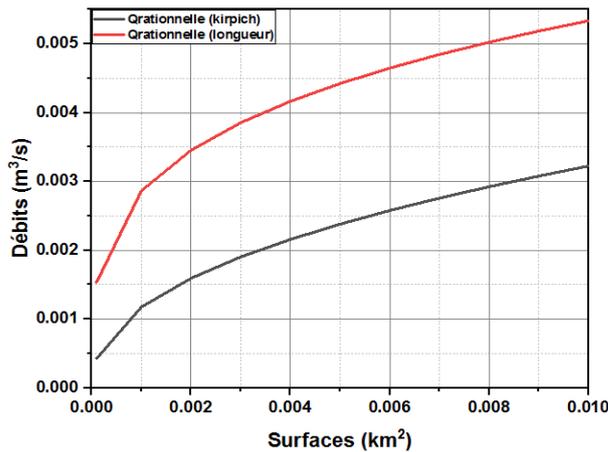
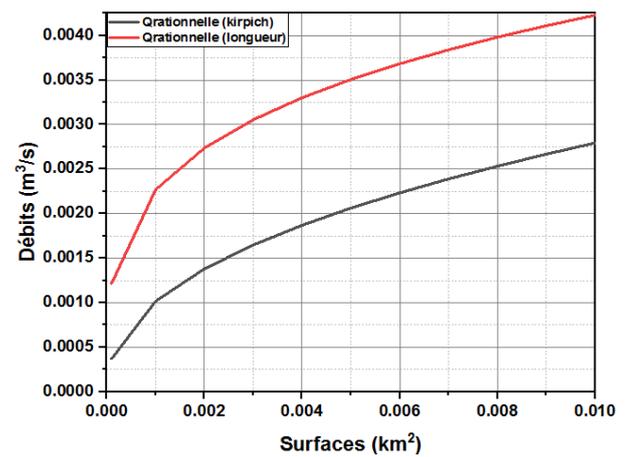


Figure III.21 Comparaison des débits calculés par la méthodes rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 100 ans).



III.10.3 Etude comparative entre les formules de calculs des débits de projet:**Exemple d'application:**

Les calculs des débits de projet sont faits avec deux méthodes, la méthode rationnelle et celle de Crupedix dans un tronçon routier situé dans la mairie d'Aflou dans le bassin versant de Chlef, dont les données pluviométriques de la station de la mairie d'Aflou sont les suivantes: la pluie maximale annuelle $P_{an} = 330$ mm, le coefficient de variation $C_v = 0.52$, le composant climatique $b = 0.27$.

La largeur de la chaussée est $l = 10$ m et le coefficient de ruissellement $C = 1$.

Les paramètres physiques et hydrauliques tels que (longueurs, pentes, vitesses moyennes et périodes de retour) sont présentés dans le tableau III.2.

Les résultats des calculs sont représentés sur les figures (22 à 31; le reste des figures sont présentés dans l'annexe).

Figure III.22 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 100$ ans).

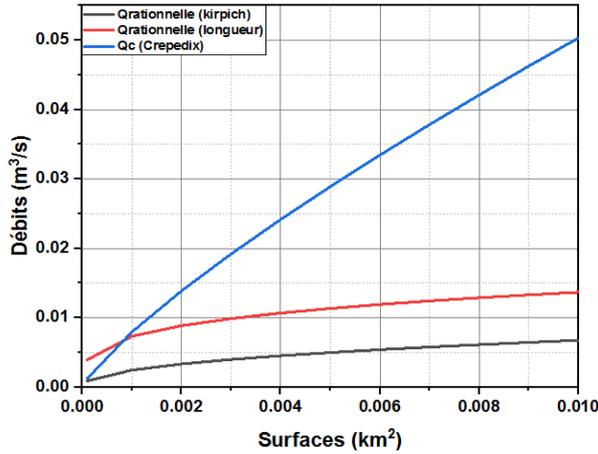


Figure III.23 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 100$ ans).

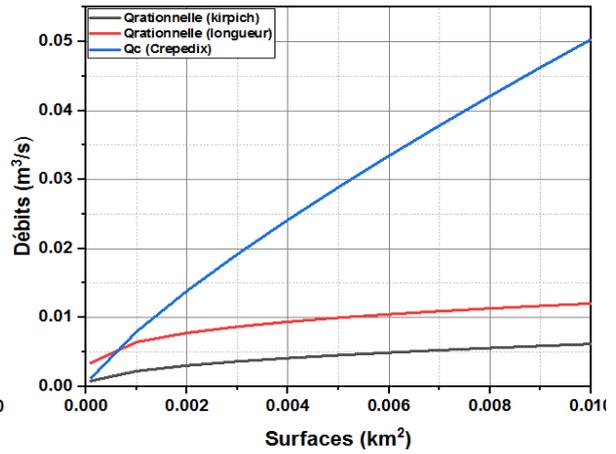


Figure III.24 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T = 100$ ans).

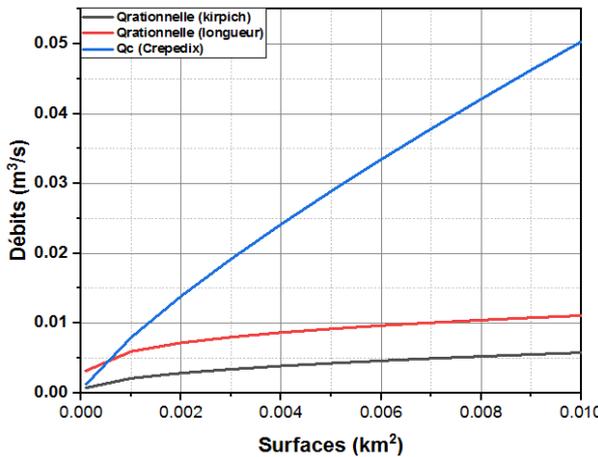


Figure III.25 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 100$ ans).

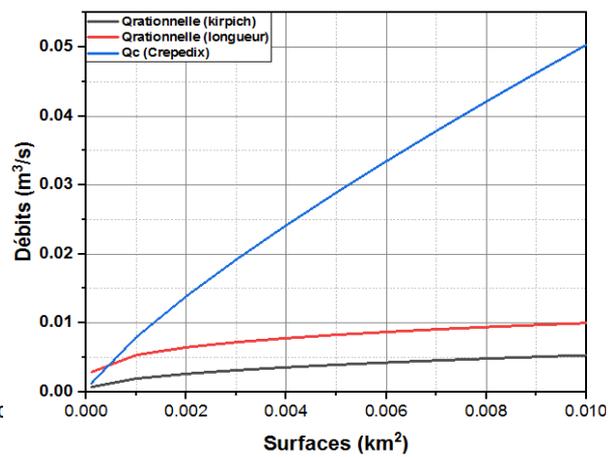


Figure III.26 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T = 100$ ans).

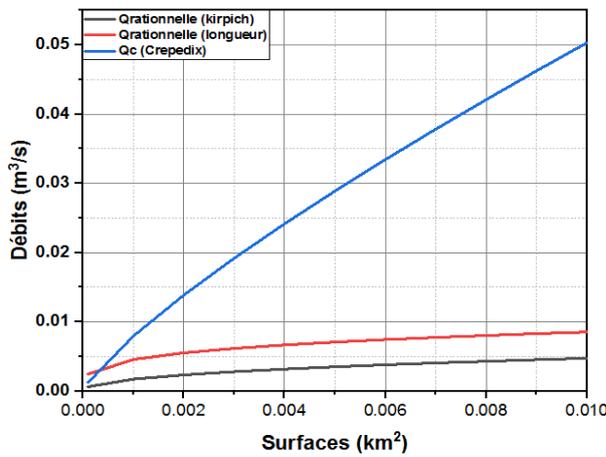


Figure III.27 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 100$ ans).

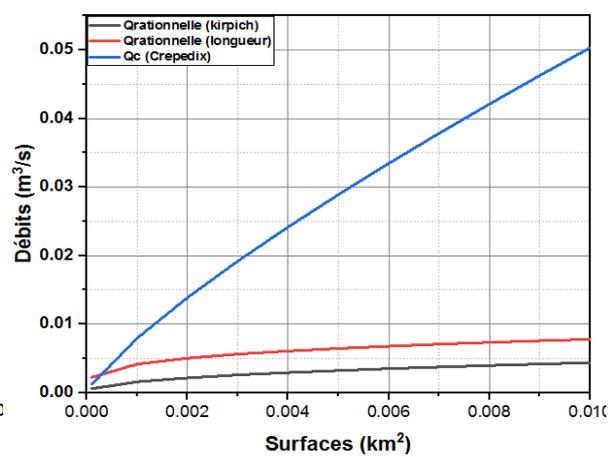


Figure III.28 Comparaison des débits calculés par la méthode rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 100$ ans).

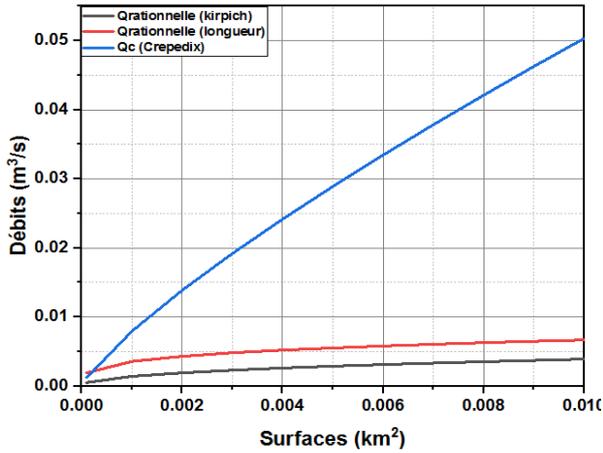


Figure III.29 Comparaison des débits calculés par la méthode rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 100$ ans).

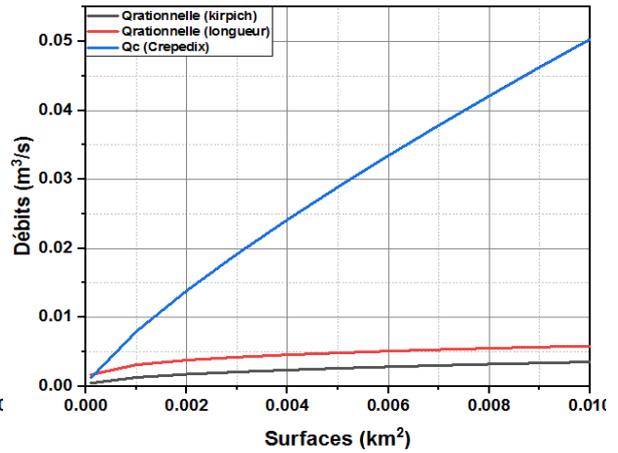


Figure III.30 Comparaison des débits calculés par la méthode rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 100$ ans).

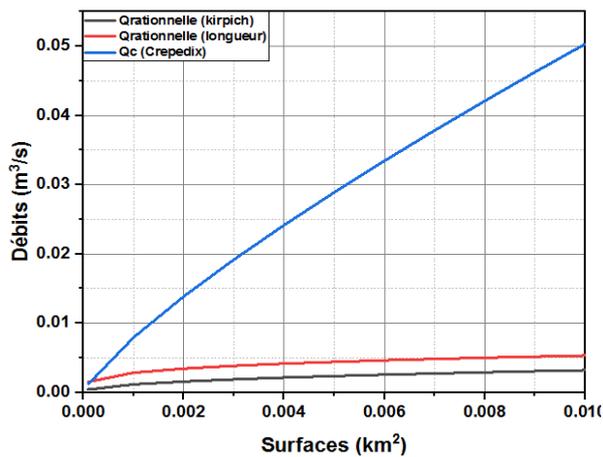
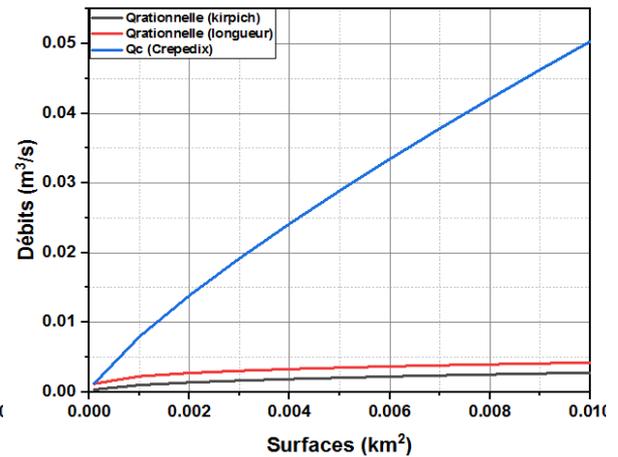


Figure III.31 Comparaison des débits calculés par la méthode rationnelle et la formule de Crupedix ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 100$ ans).



III.10.4 Calculs des débits de projet par les méthodes (Rationnelle et Crupedix) pour différentes périodes de retour :

Exemple d'application:

Les calculs des débits de projet sont faits avec deux méthodes, la méthode Rationnelle et celle de Crupedix dans un tronçon routier situé dans la mairie d'Aflou dans le bassin versant de Chlef, dont les données pluviométriques de la station de la mairie d'Aflou sont les suivantes: la pluie maximale annuelle $P_{an} = 330$ mm, le coefficient de variation $C_v = 0.52$, le composant climatique $b = 0.27$. La largeur de la chaussée est $l = 10$ m et le coefficient de ruissellement $C = 1$. Les paramètres physiques et hydrauliques tels que (longueurs, pentes, vitesses moyennes et périodes de retour) sont présentés dans le Tableau III.2.

Les résultats des calculs sont représentés sur les figures (32 à 52; le reste des figures sont présentés dans l'annexe).

Figure III.32 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I=0.003 et v=0.8 m/s).

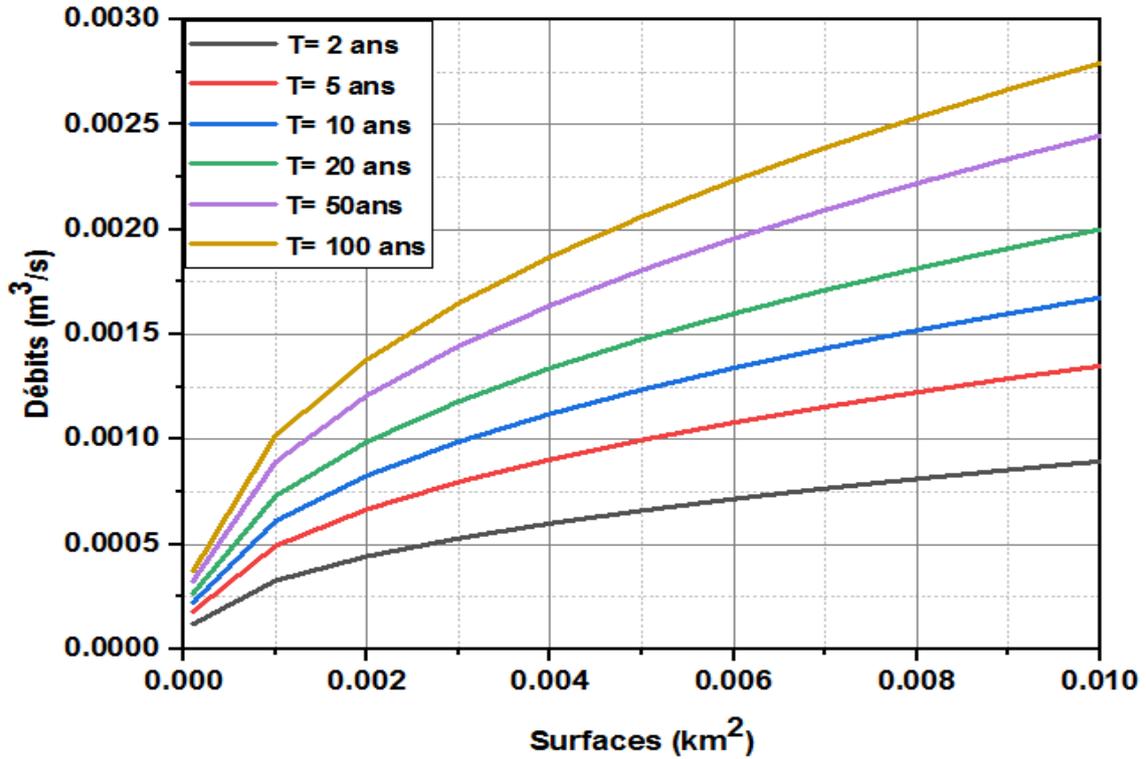


Figure III.33 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I = 0.005 et V = 1.1 m/s).

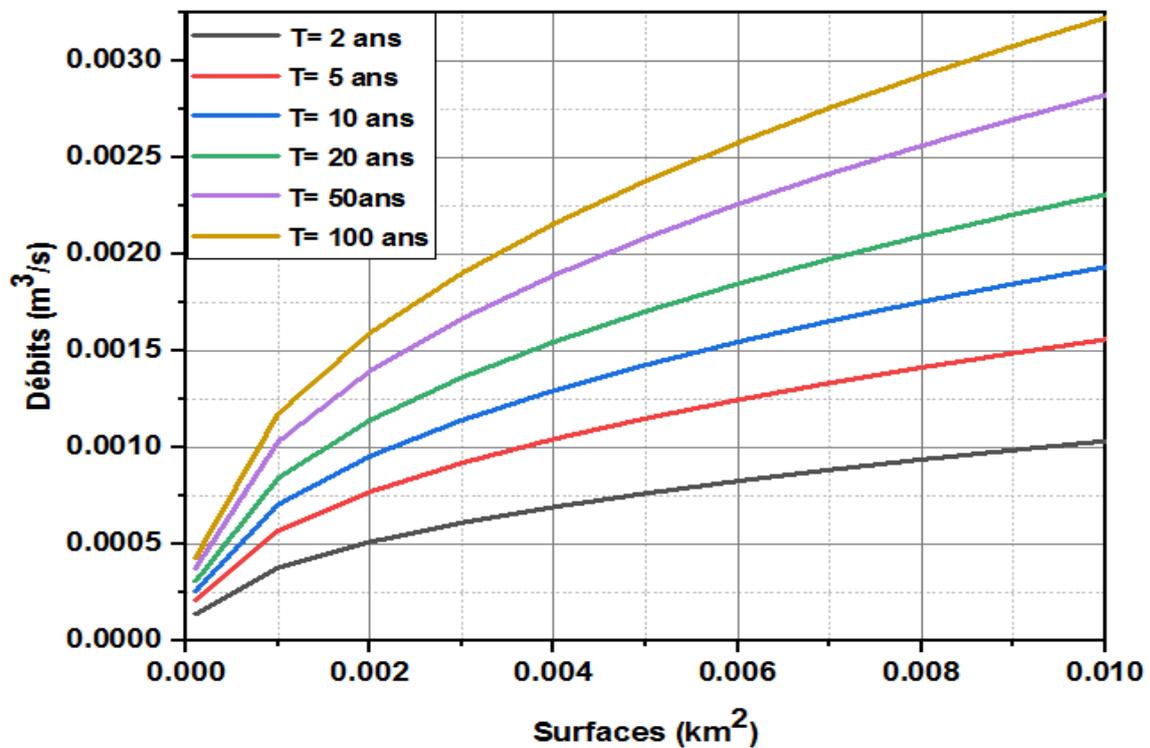


Figure III.34 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I = 0.007 et V = 1.25 m/s).

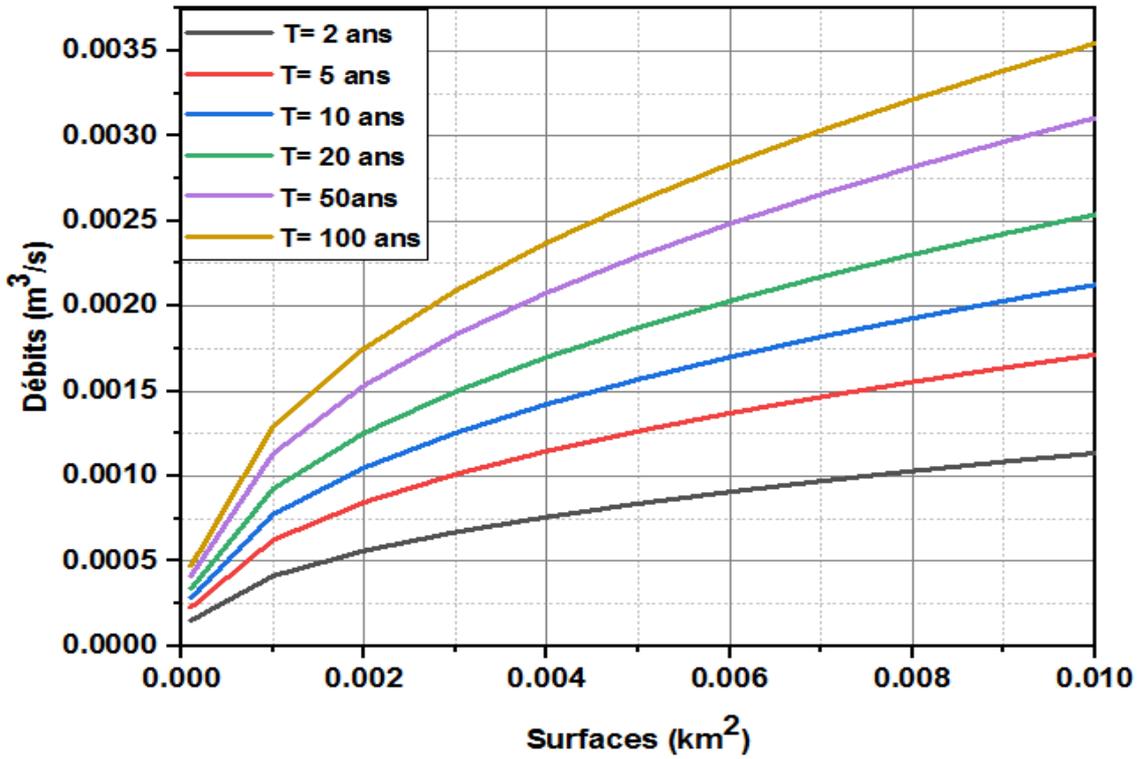


Figure III.35 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I = 0.01 et V = 1.5).

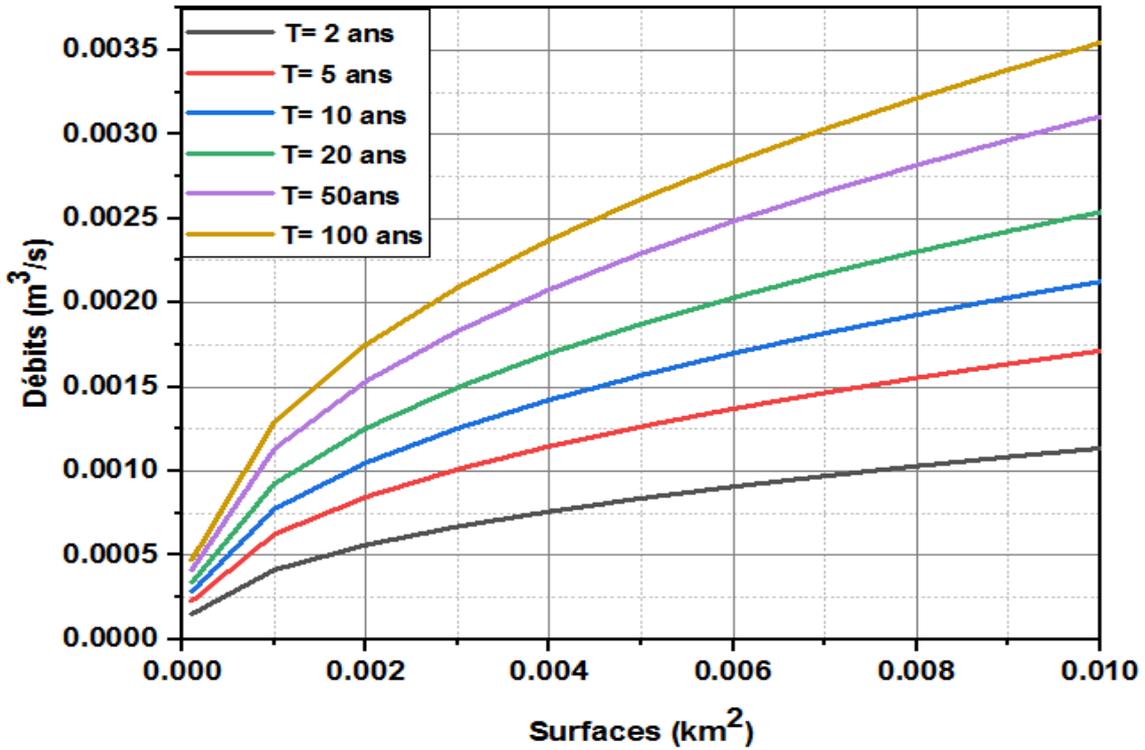


Figure III.36 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I = 0.015 et V = 1.85).

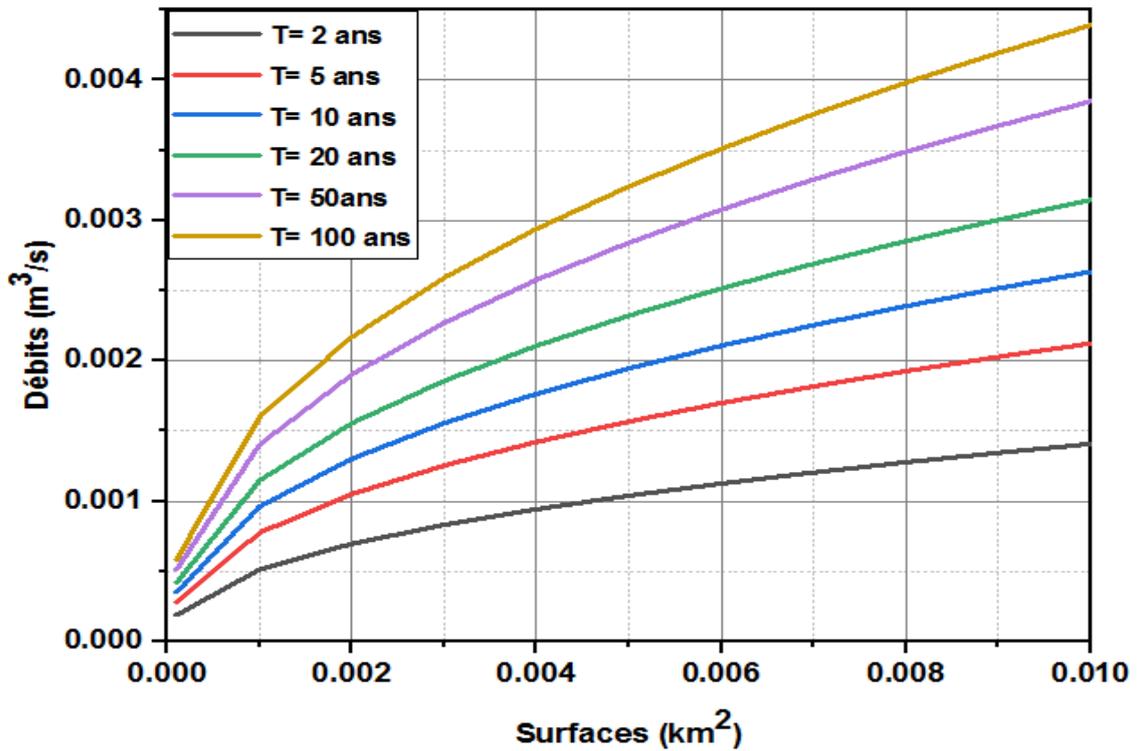


Figure III.37 Calculs des débits des projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I = 0.02 et V = 2.1).

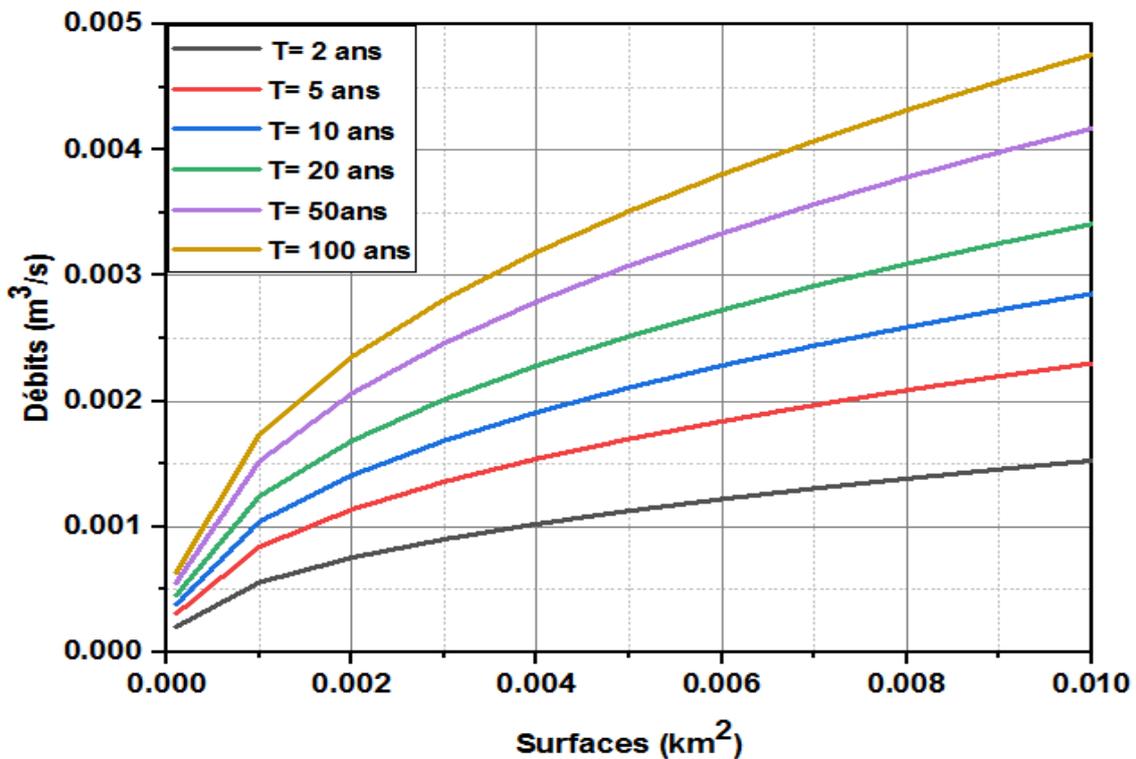


Figure III.38 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s).

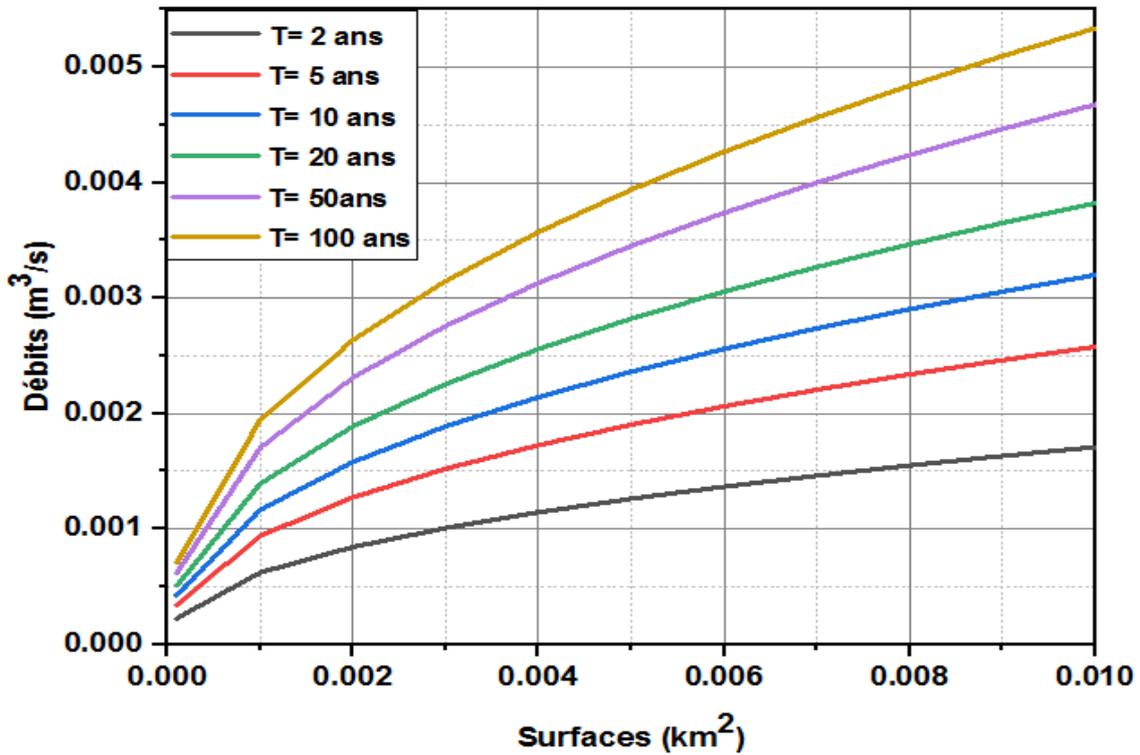


Figure III.39 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I=0.04$ et $v=3$ m/s).

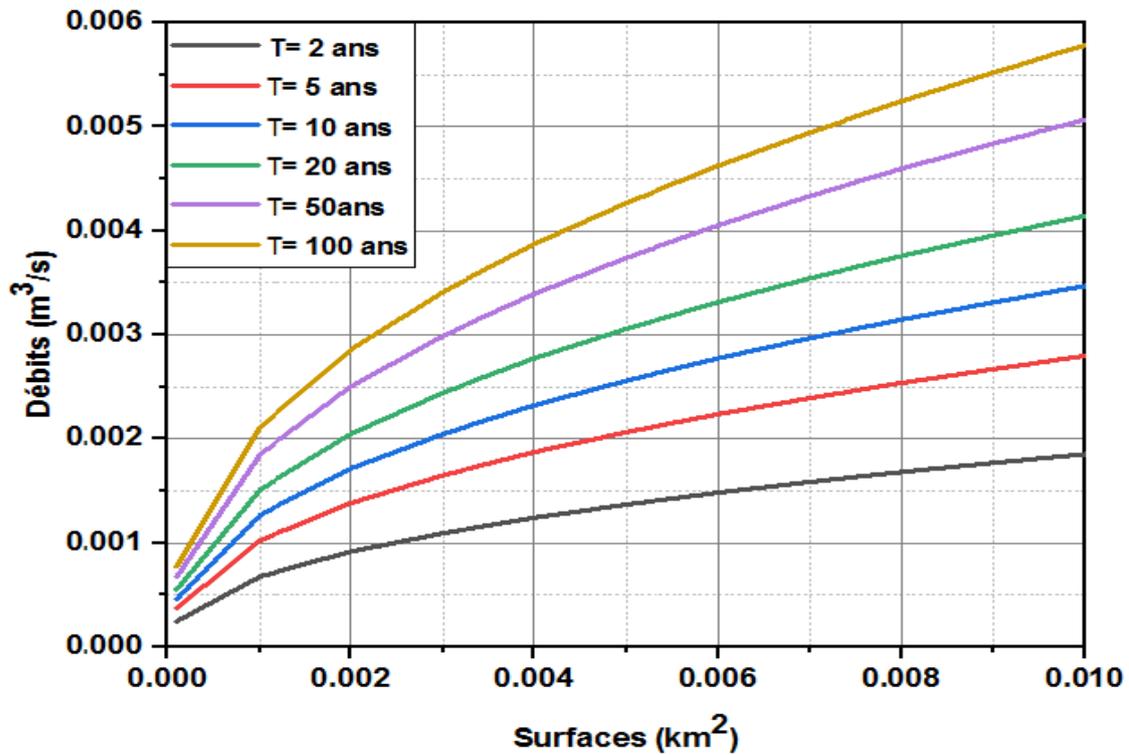


Figure III.40 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s).

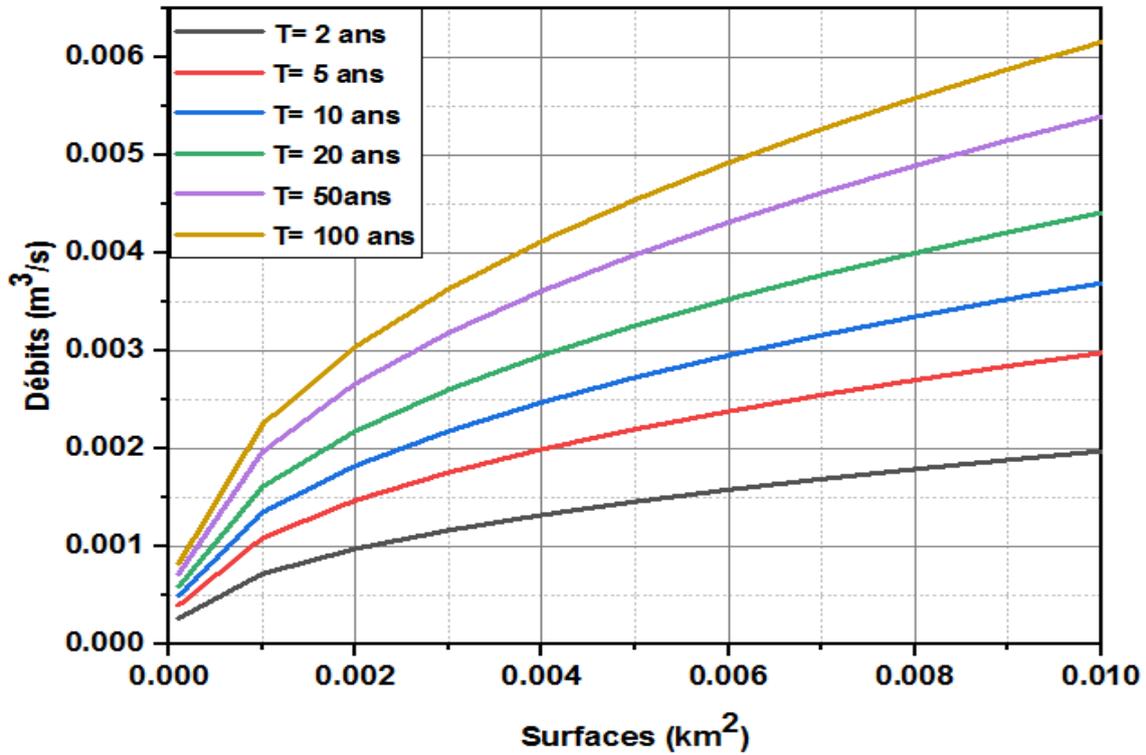


Figure III.41 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s).

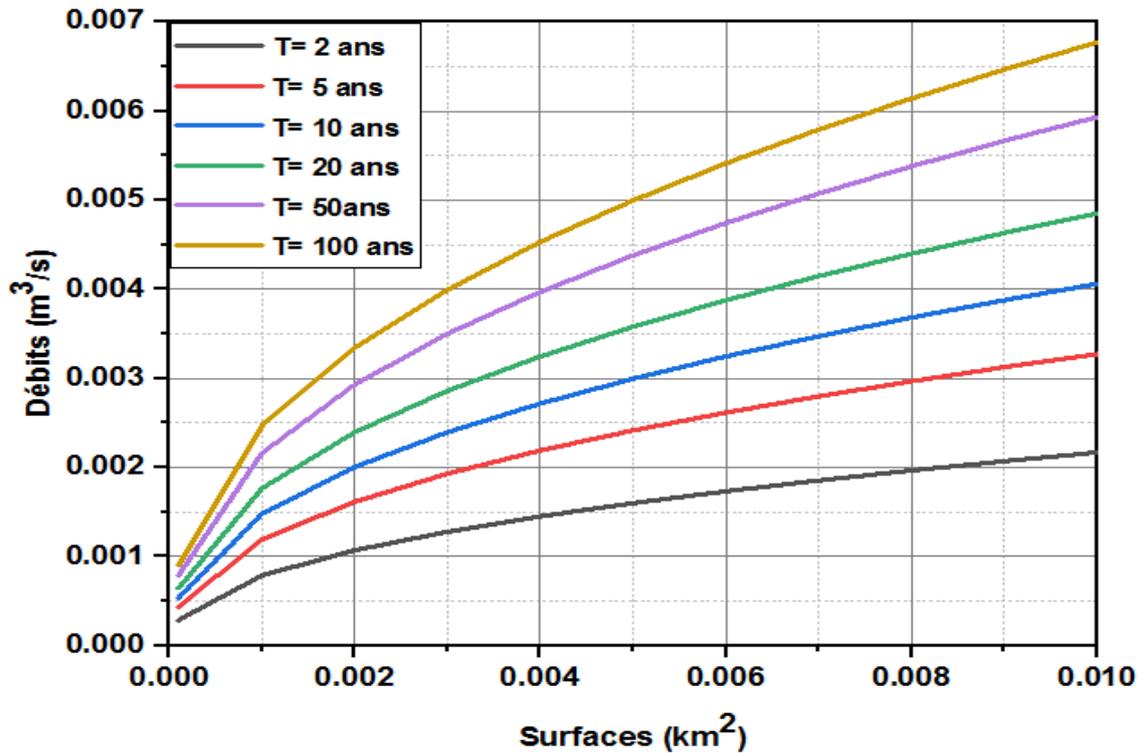


Figure III.42 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I=0.003 et v=0.8 m/s).

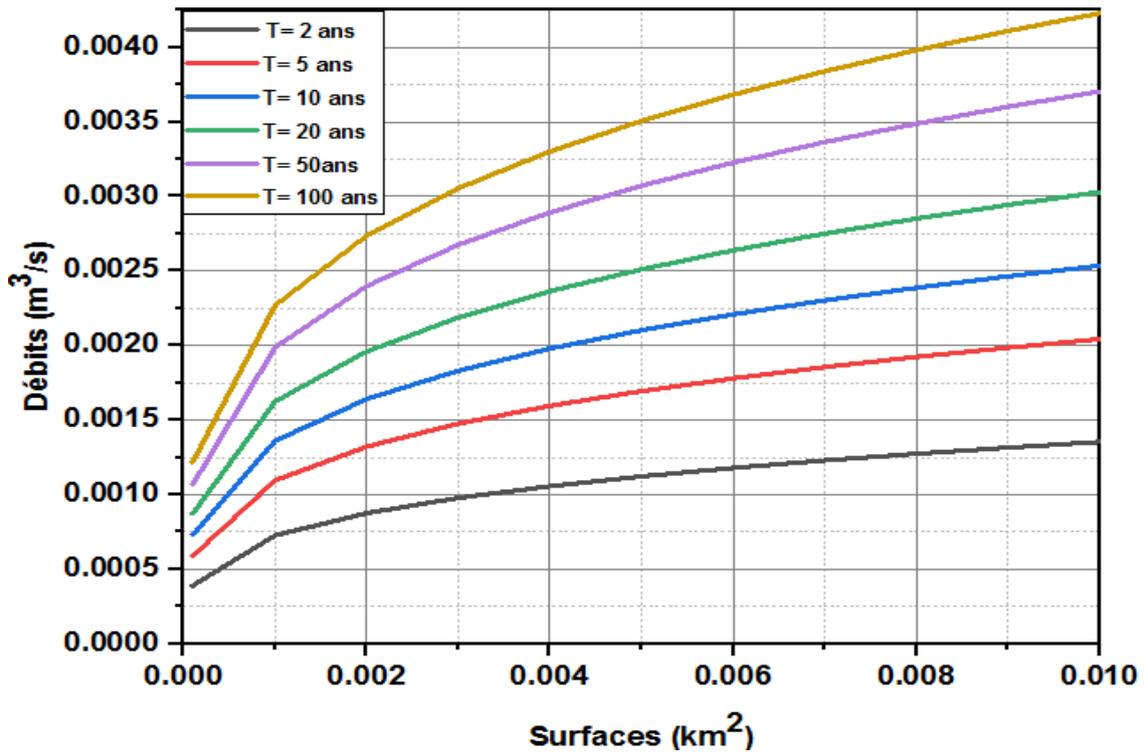


Figure III.43 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.005 et V = 1.1 m/s).

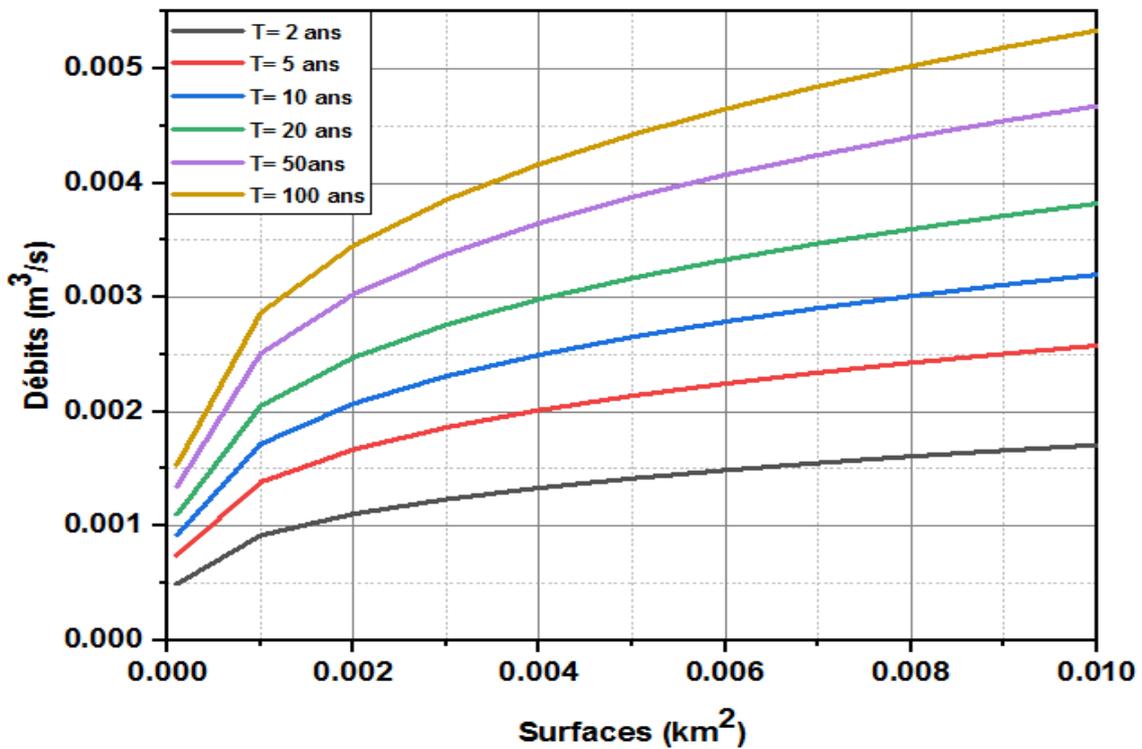


Figure III.44 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.007 et V = 1.25 m/s).

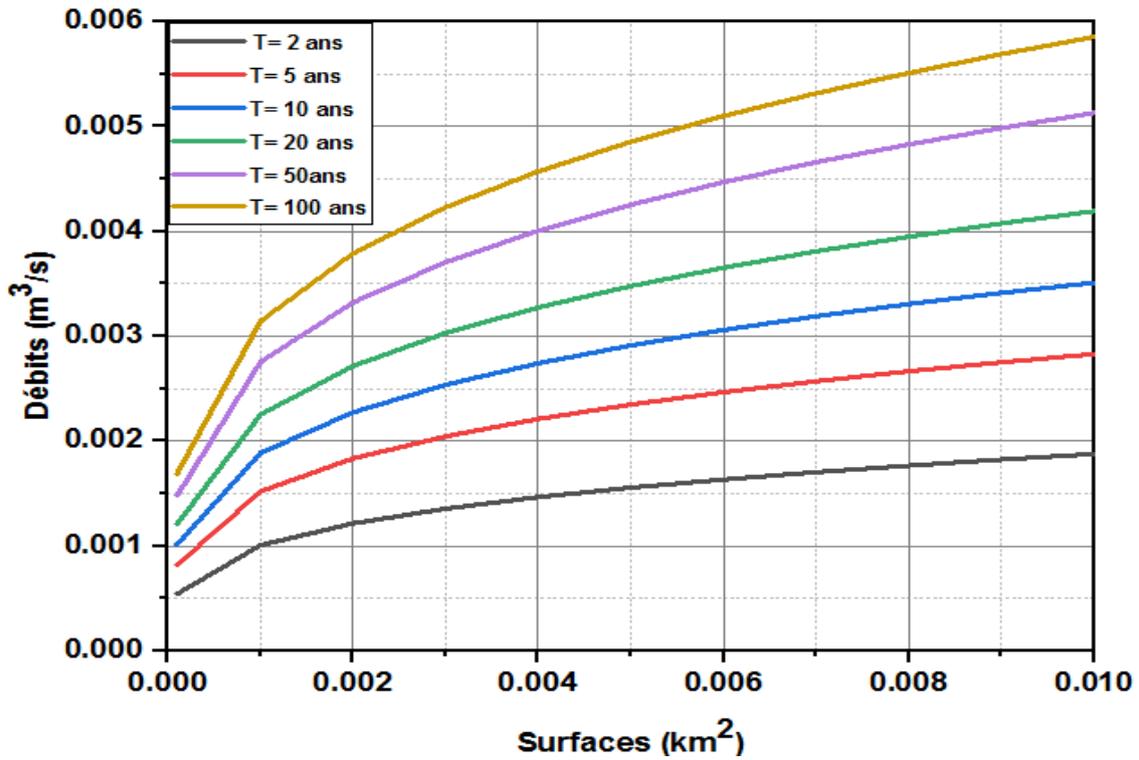


Figure III.45 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.01 et V = 1.5 m/s).

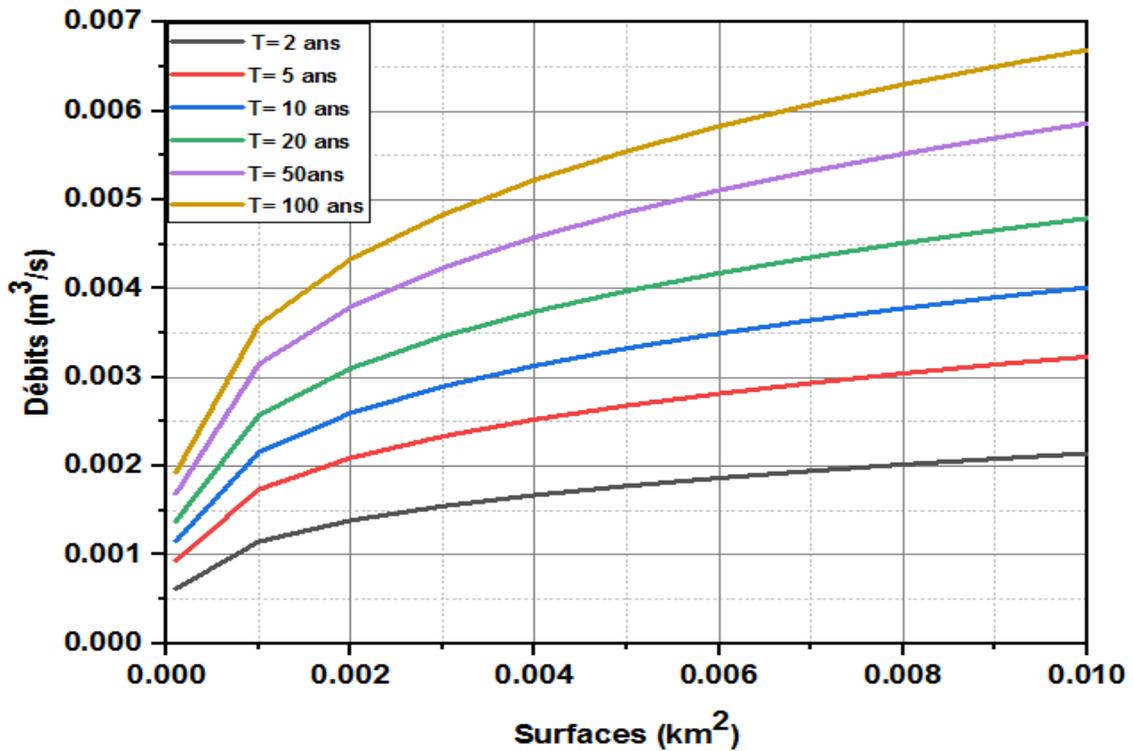


Figure III.46 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.015 et V = 1.85 m/s).

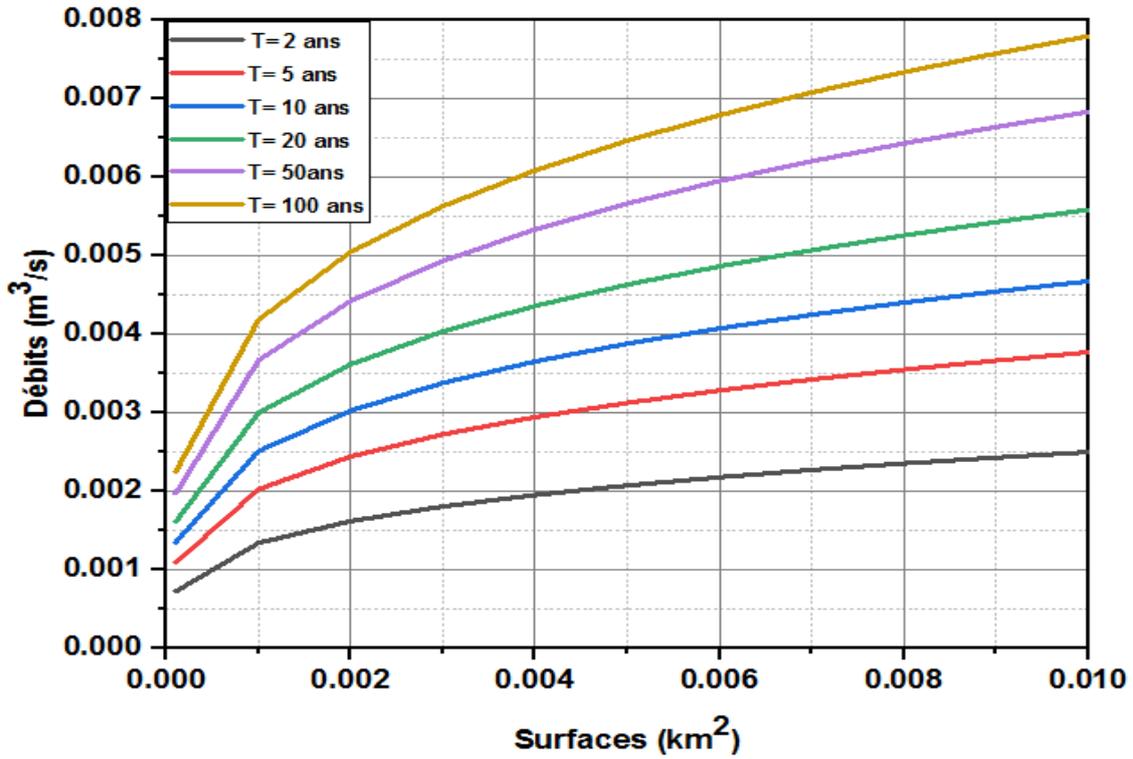


Figure III.47 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.02 et V = 2.1 m/s).

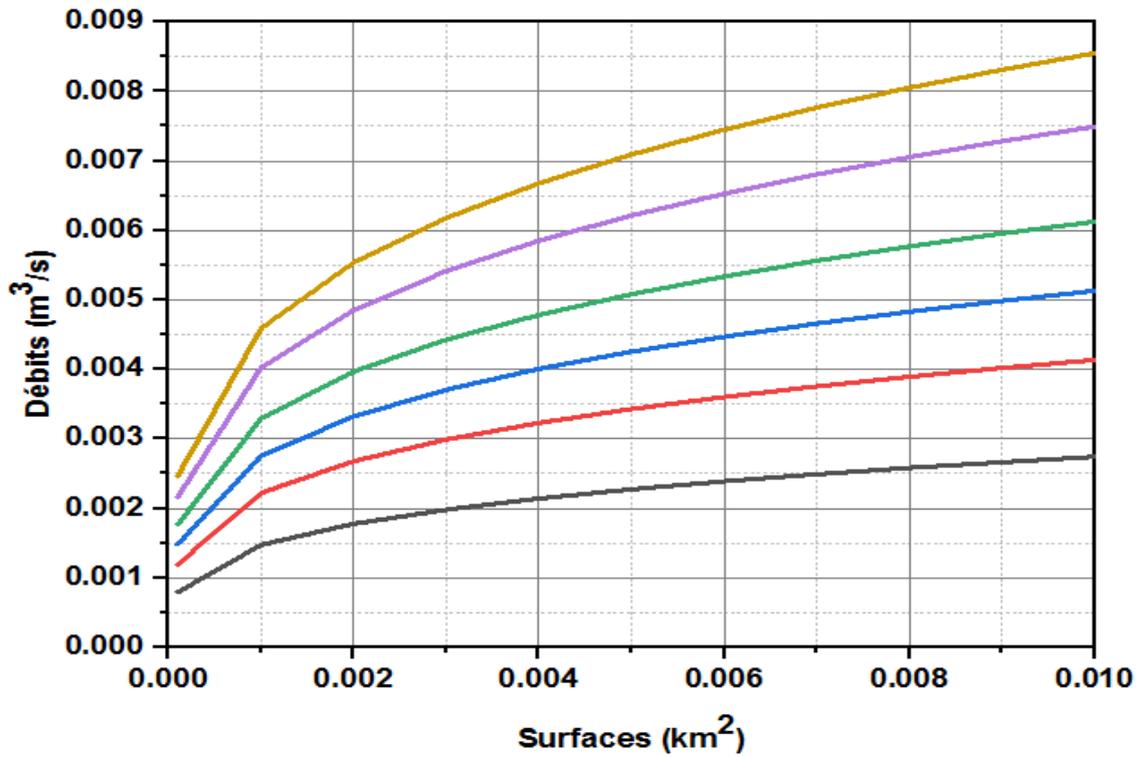


Figure III.48 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.03 et V = 2.6 m/s).

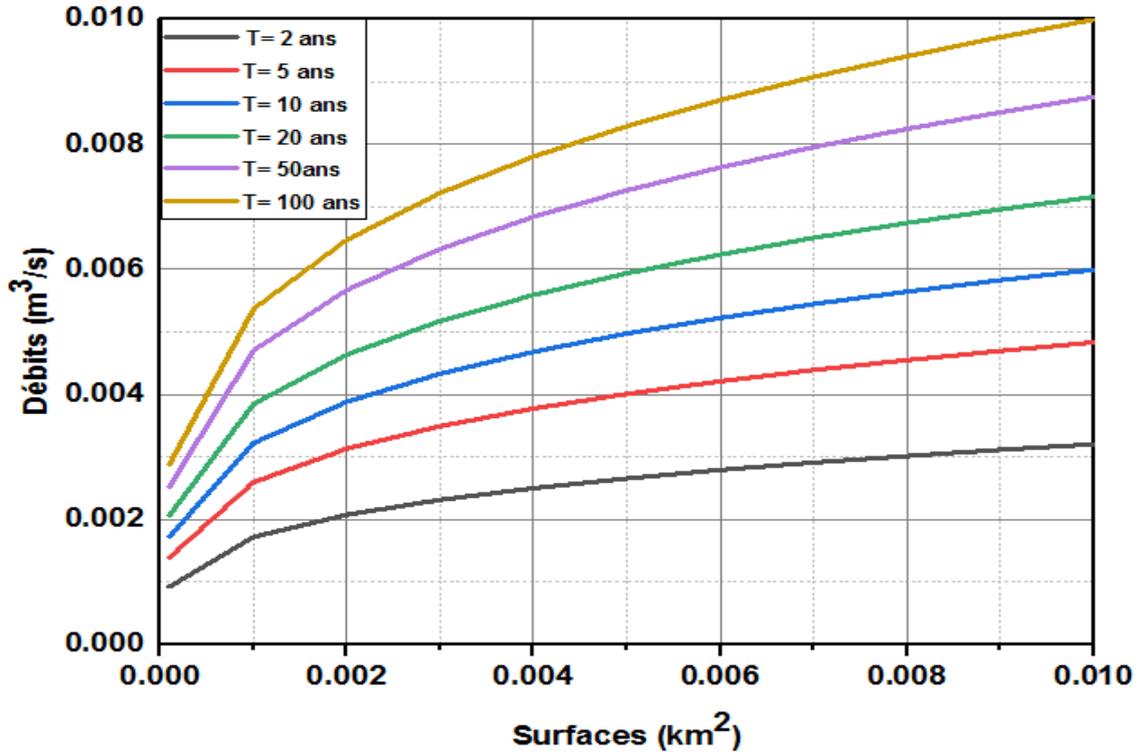


Figure III.49 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.04 et V = 3 m/s).

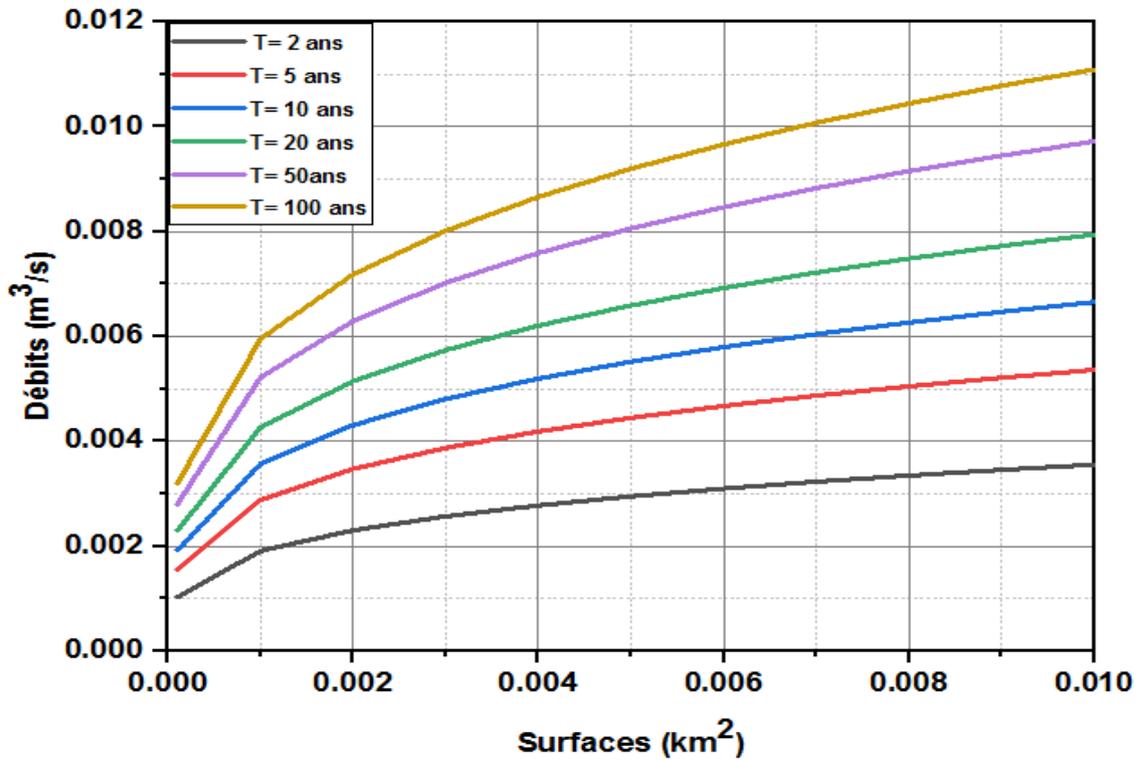


Figure III.50 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.05 et V = 3.35 m/s).

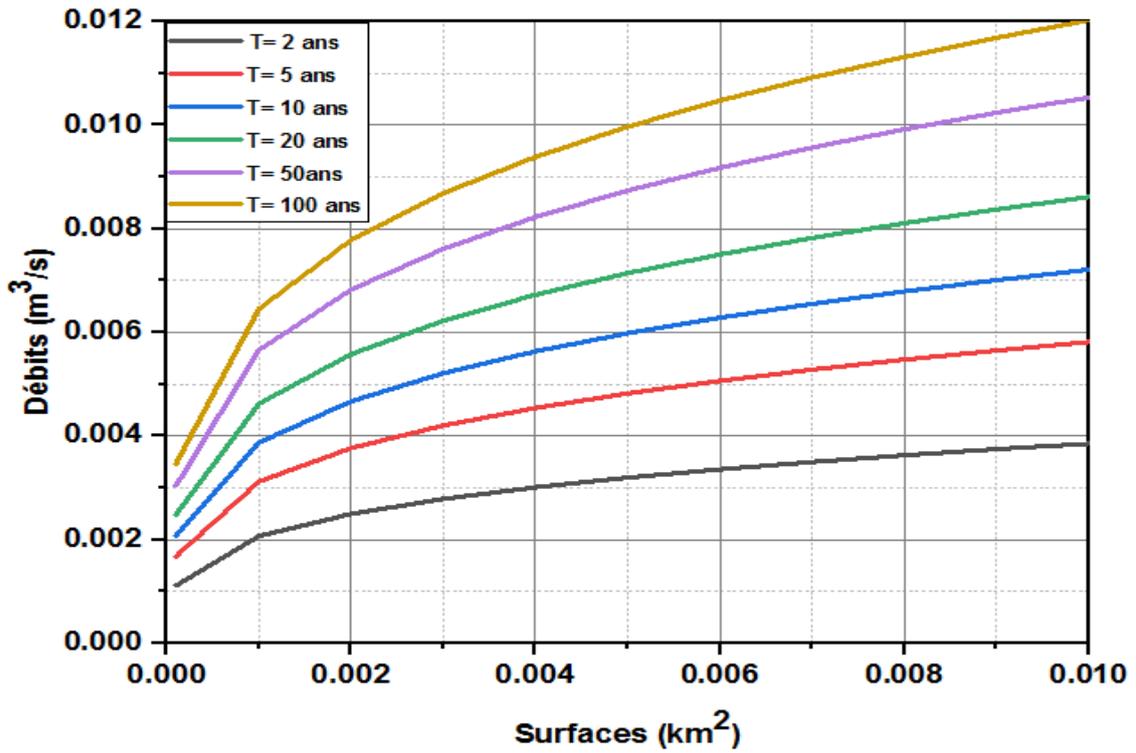


Figure III.51 Calculs des débits du projet avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.07 et V = 4 m/s).

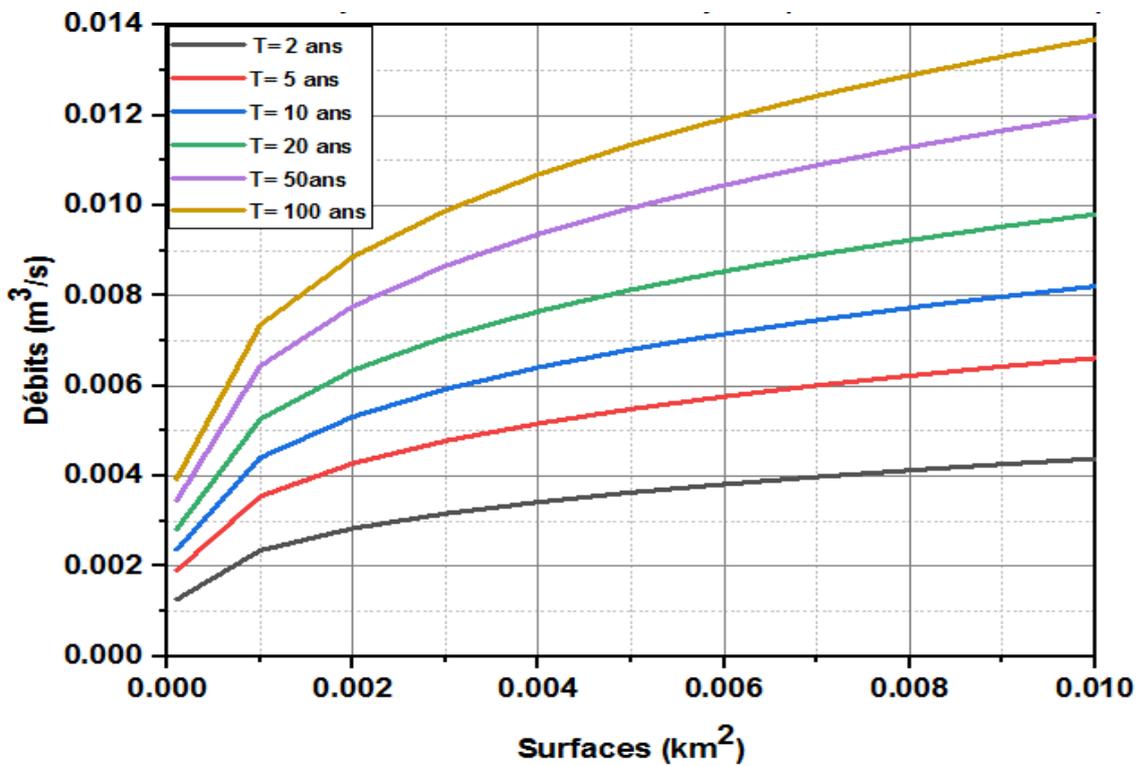
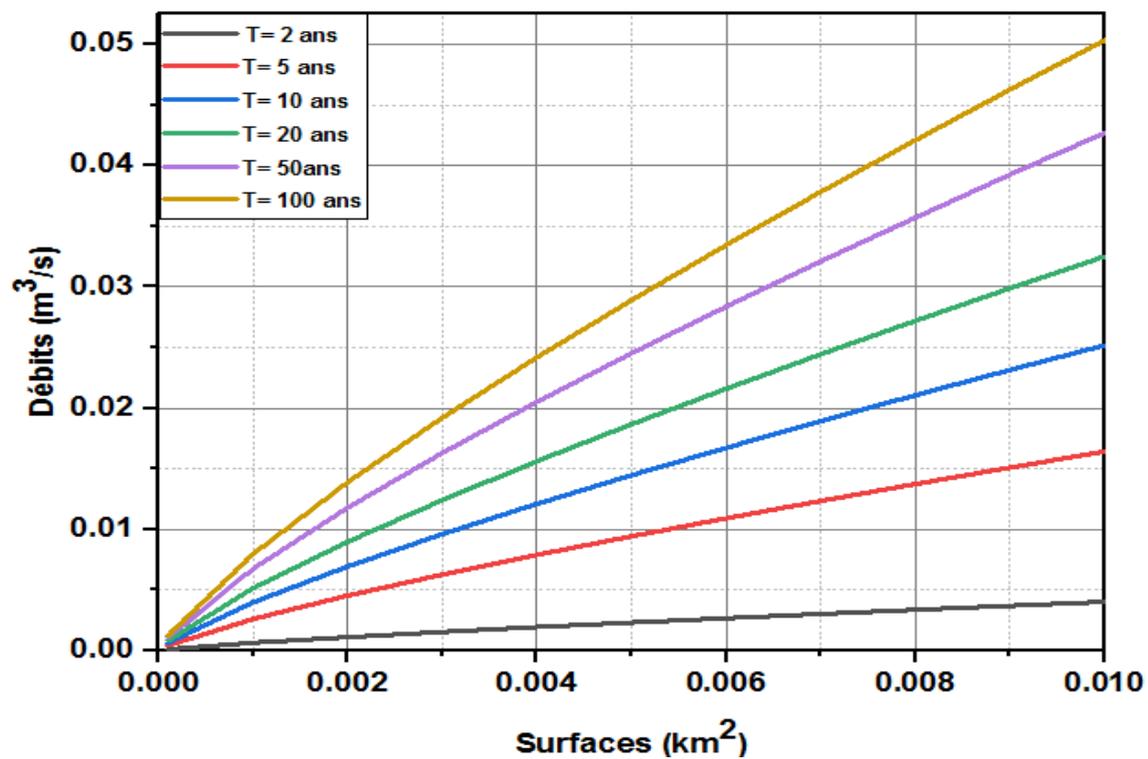


Figure III.52 Calculs des débits du projet avec la méthode Crupedix pour différentes périodes de retour T .



L'emploi du programme de calcul (HydroSising) élaboré par nos soins a facilité les tâches et les procédures de calculs et a permis d'obtenir des résultats satisfaisants.

III.11. Discussion des résultats :

Les résultats de temps de concentration calculés par la formule de Kirpich sont toujours supérieurs aux résultats calculés par la formule des longueurs (voir les figures 2 à 11).

L'influence de type des formules de temps de concentration utilisées dans les calculs des débits de projet sur les résultats obtenus est remarquable car les débits calculés par la méthode des longueurs sont plus marqués comparativement aux débits calculés par la méthode de Kirpich (voir les figures de 12 à 21 et de A.2 à A.51).

D'après les figures (22 à 31 et de A.52 à A.101), une étude comparative a été faite entre les résultats obtenus par les calculs avec les deux méthodes de détermination des débits de projet (Rationnelle et Crupedix) est comme suit:

On a constaté que pour les périodes de retour 50 et 100 ans et des pentes I (0.05 - 0.07) et des vitesses V (4 - 3.35 m/s), les résultats sont semblables dans la zone comprise où $A = 0.001 \text{ km}^2$ et $Q = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$. Pour les restes des cas les résultats semblables se trouvent où $A = 0.001 \text{ km}^2$ et $Q = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$ pour les périodes de retour 20 et 10 ans, pour des pentes I (0.03 ; 0.04 ; 0.05 ; 0.07) et des vitesses V (2.64 ; 3 ; 3.35 ; 4 m/s). Les résultats sont semblables dans la zone où $A = 0.001 \text{ km}^2$ et $Q = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$, pour le reste des cas les résultats semblables se trouvent pour $A = 0.001 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0025 \text{ m}^3/\text{s}$; pour la période de retour 5 ans et pour des pentes I (0.03 ; 0.04 ; 0.05 ; 0.07) et des vitesses V entre (2.6 ; 3 ; 3.35 ; 4 m/s). Les résultats sont semblables dans la zone où $A = 0.002 \text{ km}^2$ et $Q = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$, pour le restes des cas les résultats semblables se trouvent pour $A = 0.001 \text{ km}^2$ et $Q = 0.002 \text{ m}^3/\text{s}$.

A l'examen des graphes A.92 à A.101, où la période de retour est de 2 ans, on a l'exception où les résultats obtenus sont différents par rapport aux autres périodes de retour. Pour $I = 0.07$ et $V = 4 \text{ m/s}$, la méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration de Kirpich pour une superficie $A = 0.0018 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0011 \text{ m}^3/\text{s}$, et pour celle calculée avec la formule des longueurs les résultats proches sont situés à $A = 0.01 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0044 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Pour $I = 0.05$ et $V = 3.35 \text{ m/s}$:

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration de Kirpich pour une superficie $A = 0.0013 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0008 \text{ m}^3/\text{s}$.

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration des longueurs pour une superficie $A = 0.0092 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0038 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Pour $I = 0.04$ et $V = 3 \text{ m/s}$:

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration de Kirpich pour une superficie $A = 0.0012 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0008 \text{ m}^3/\text{s}$.

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration des longueurs pour une superficie $A = 0.008 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0038 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Pour $I = 0.03$ et $V = 2.6 \text{ m/s}$:

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration de Kirpich pour une superficie $A = 0.001 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0007 \text{ m}^3/\text{s}$.

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration des longueurs pour une superficie $A = 0.0065 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0028 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Pour $I = 0.02$ et $V = 2.1 \text{ m/s}$:

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration de Kirpich pour une superficie $A = 0.0007 \text{ km}^2$ et $Q = 0.00048 \text{ m}^3/\text{s}$.

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration des longueurs pour une superficie $A = 0.0049 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0023 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Pour $I = 0.015$ et $V = 1.85 \text{ m/s}$:

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration de Kirpich pour une superficie $A = 0.0004 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0003 \text{ m}^3/\text{s}$.

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration des longueurs pour une superficie $A = 0.0041 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0019 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Pour $I = 0.01$ et $V = 1.5 \text{ m/s}$:

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration de Kirpich pour une superficie $A = 0.0002 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0002 \text{ m}^3/\text{s}$.

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration des longueurs pour une superficie $A = 0.0031 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0016 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Pour $I = 0.007$ et $V = 1.25 \text{ m/s}$:

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration de Kirpich pour une superficie $A = 0.00015 \text{ km}^2$ et $Q = 0.00015 \text{ m}^3/\text{s}$.

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration des longueurs pour une superficie $A = 0.0023 \text{ km}^2$ et $Q = 0.00125 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Pour $I = 0.005$ et $V = 1.1 \text{ m/s}$:

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration de Kirpich pour une superficie $A = 0.0001 \text{ km}^2$ et $Q = 0.00015 \text{ m}^3/\text{s}$.

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration des longueurs pour une superficie $A = 0.002 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0012 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Pour $I = 0.003$ et $V = 0.8 \text{ m/s}$:

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration de Kirpich pour une superficie $A = 0.0001 \text{ km}^2$ et $Q = 0.00015 \text{ m}^3/\text{s}$.

- La méthode de Crupedix s'adapte bien avec la méthode Rationnelle calculée avec la formule de temps de concentration des longueurs pour une superficie $A = 0.0012 \text{ km}^2$ et $Q = 0.0008 \text{ m}^3/\text{s}$.

Lors des calculs des débits de projet par les deux méthodes ; Rationnelle et Crupedix , on s'aperçoit que les résultats obtenus sont influencés par la méthode de calculs appliquée.

Notons à cet effet, que les résultats de la méthode de Crupedix pour tous les différents cas étudiés sont généralement plus supérieurs aux résultats obtenus par la méthode Rationnelle (calculées avec les deux formules celle du temps de concentration Kirpich et

celle des longueurs); mais pour des petites superficies qui ne dépassent pas les 0.001 km², les résultats de calculs sont très proches pour les deux méthodes.

Les calculs des débits par les méthodes Rationnelle et Crupedix avec différentes périodes de retour et pour différents cas de pentes et de vitesses sont représentés sur les figures 32 à 52. Ces graphes peuvent être utilisés comme abaques pour la détermination des débits de projet pour les travaux futurs.

III.12. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons traité l'étude hydrologique et l'étude hydraulique. Dans la première étude, on a montré les différentes méthodes d'évaluation des débits de pointe hydrologiques, l'inconvénient de ces méthodes est qu'elles doivent d'abord être calées sur des bassins expérimentaux ou disposer de données suffisantes.

Nous nous sommes basés sur les méthodes déterministes, deux méthodes ont été choisies pour la détermination de débit de pointe de projet, la méthode dite rationnelle et celle de Crupedix. Pour l'étude hydraulique, on a fait appel aux différents types et régimes d'écoulements, aux formules et équations de base qui gouvernent les écoulement permanent variés exposées dans le premier chapitre, les formules de calcul du coefficient de Manning, les démarches de calcul et de dimensionnement d'un projet d'assainissement de la plate-forme routière et des différents types de réseaux routiers. Nous avons fini par la réalisation d'organigramme du code de calcul élaboré par nos soins. Les résultats obtenus sont présentés sous formes de courbes et de tableaux dans l'annexe.

CHAPITRE IV

Chapitre IV: Etude expérimentale de la pollution des routes

IV.1. Introduction :

L'étude expérimentale a pour but la détermination de l'influence du trafic routier et le de degré de pollution par les métaux lourds dans la poussière de la route et dans les sols au voisinage de la route nationale 03 (RN03), le tronçon en question est situé dans une zone rurale dans la commune de Oued-Chaaba wilaya de Batna dans le nord-est Algérien.

IV.2. Présentation de la zone d'étude :

La création de la commune d'oued-echaaba découle du dernier découpage administratif de (1984), dans le but d'une meilleure prise en charge des besoins des populations dispersées. La commune d'oued-Chaaba a connu un développement relativement timide marqué par le maigre programme de développement et d'investissements dans les différents secteurs. Ce développement s'est effectué le long de la RN3 d'une manière spontanée et anarchique influant ainsi sur la structure urbaine de l'agglomération chef-lieu.

IV.2.1. Situation géographique et administrative :

Située au sud-ouest du chef-lieu de la wilaya (Batna), la commune d'Oued Chaaba est limitée :

- Au Nord par la commune d'Oued El ma.
- A l'EST par les communes de Batna et Tazoult.
- A l'Ouest par la commune de Hidoussa.
- Au Sud par les communes de Ain Touta, Beni foudhala et Hakania

La commune d'Oued Chaaba s'étale sur une superficie de 245.67 km², elle est composée de plusieurs agglomération: Lambiridi Chef lieu, Condorcet, Chaabet-ouled-chlih, Guadjati, Mediaza, Bouarousse, boukaabel, Elabyer, et dernièrement la nouvelle ville Hamla. [93]

Dont les coordonnées des sites objet d'étude sont :

X : 806.000,00

Y : 257.000,00

Z : 1160,00



Figure IV.1 : Zone d'étude commune de Oued-Chaaba W. Batna



Figure IV.2. Images satellitaire de la zone d'étude.

IV.2.2. Relief :

Dans la zone montagneuse, les dépôts sont des calcaires, marnes, dolomies, argiles, grès (dépôts du miocène inférieur, du crétacé inférieur et moyen, du jurassique inférieur et moyen). [85]

IV.2.3. Sismicité :

La commune d'Oued-Chaaba est situé dans une zone considérée comme peu sismique. [85]

IV.2.4. Données hydrogéologiques :

La commune de Oued-Chaaba n'a connue aucune étude hydrogéologique, les nappes qui ont été recensées c'est grâce au nombre de forage réalisés ; il s'agit de la nappe du quaternaire, la nappe du plio-quaternaire, la nappe du Miocène, et la nappe du turonien et celle de l'aptien. [85]

IV.2.5. Réseau hydrographique :

La commune est drainée par plusieurs oueds dont le plus important est oued ksar. Ce réseau hydrographique est composé des oueds a écoulement temporaire, écoulement lié au régime des précipitations. [85]

IV.2.6. Les données climatiques :

La commune d'Oued-Chaaba ne dispose pas de station pluviométrique, donc nous avons utilisé les données relevées par la station de Batna, parce que d'une part c'est la seule station de la région et d'autre part le territoire étudié est plus ou moins homogène. La station en question est située à 1040m d'altitude, 35°33' de latitude Nord et 6°11' de longitude Est. [85]

- **La température de l'air :**

Les températures moyennes mensuelles de l'air sont données dans le tableau IV.1 :

Tableau IV.1. Température de l'air C°.

Mois station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne annuelle
Batna	4.9	6.05	8.5	11.95	15.95	20.95	24.70	24	20.35	14.85	9.6	5.9	14

(Source subdivision de l'hydraulique. Batna [85]).

La saison hivernale s'étale du mois de Novembre à Mars. Dont les mois les plus froids sont : Décembre, Janvier et Février.

La saison estivale est assez agréable avec Juillet comme le mois le plus chaud. [85]

• **L'humidité :**

L'humidité de l'air est exprimée en pourcentage, est donnée en moyenne journalière et mensuelle dans le tableau IV.2)

Tableau IV.2. Humidité en %.

Mois Heures	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne annuelle
7h	85	80	72	59	54	50	45	49	57	72	79	86	66
13h	56	53	45	34	34	29	22	23	32	44	52	56	40
18h	69	68	56	46	46	41	32	31	45	59	68	71	53
Moyenne													
Jour	70	67	57.67	46.33	44.67	40	33	34.33	44.67	58.33	66.33	71	53

(Source subdivision de l'hydraulique. Batna [85])

• **Les précipitations :**

Le tableau suivant donne les moyennes mensuelles enregistrées en mm et le nombre de jours de pluies.

Tableau IV.3. Précipitations en (mm).

Mois stations	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne annuelle
Moyenne mensuelle	40	30	43	28	39	23	07	20	21	29	36	30	346
Nbre moyen de jours de pluie	10	09	10	6	7	5	2	3	5	7	9	6	81

(Source A.N.R.H. [85])

Les mois les plus arrosés sont ceux de Janvier et Mars avec respectivement 40 et 43mm. Le mois le plus sec est celui de Juillet avec 7mm.

• **La gelée blanche et la niviosité :**

La moyenne annuelle de gelée blanche est de 34 jours dont environ 19 jours entre décembre et juillet soit plus de 50% de la moyenne annuelle.

Quant à la niviosité qui représente le nombre moyen des jours où il a neigé, elle est de 14.4 jours par an. [85]

• **La grêle et les orages :**

C'est pendant la période de décembre à mai qu'est enregistré le plus de jours de grêle avec un

pique au mois de mars (1,1jours).Quant aux orages, c'est pendant la saison estivale qu'est enregistré le plus grand nombre de jours d'orages. Juin, Aout et Septembre sont les mois les plus orageux. [85]

IV.2.7 Les ressources :

La commune d'Oued-Chaaba dispose d'importantes ressources:

IV.2.7.1 Les ressources naturelles : [85]

1. les ressources minières :

La commune d'Oued-Chaaba est assez riche en substances utiles non métalliques d'origine sédimentaire. Les substances existantes sont surtout les roches carbonatées, tel que :

Le calcaire et dolomies, ainsi que les grès, les argiles, le gypse triasique et les sables alluvionnaires d'Oued.

2. les ressources hydriques :

La commune d'Oued-Chaaba est caractérisée par un réseau hydrographique relativement dense, mais les eaux de surface ne sont pas très importantes. Cela est dû essentiellement à l'insuffisance des précipitations (300-400 mm/an), et au manque des ouvrages de mobilisation des eaux. Quant aux eaux souterraines, dont l'importance n'est pas connue par absence d'études hydrogéologiques, elles proviennent des quatre aquifères suivants :

- La nappe du quaternaire ;
- La nappe du mio-Pliocène ;
- La nappe du Turonien ;
- La nappe de l'Aptien.

2. Autres ressources :

Il s'agit essentiellement des potentialités touristiques.

- Paysages et vues panoramiques ;
- Site archéologique : ville enterrée (Lambiridi antique) entre (Bouarous et Ghadjati)

IV.3. Etude géologique et géotechnique :

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation des tranchées, ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser. Par contre l'étude géotechnique devra permettre de déterminer les caractéristiques du site d'implantation, entre autres :

- La nature de sol,
- La perméabilité du sol,
- Le comportement mécanique du sol (gonflement),
- Le comportement statique du sol (construction de digues),

- Réalisation des sondages,
- Analyse de laboratoire,

Les niveaux statiques et dynamiques des nappes phréatiques

La lecture de la carte géologique de la zone et les analyses géologique effectuées par l'ANRH a permis d'apporter que le périmètre de l'étude présente une pente favorisant un écoulement rapide et sans infiltration des eaux de pluies dans le sol et présente des formations essentiellement calcaires, schisteuses et argileuses. [85]

IV.4 Matériels et méthodes d'investigation :

IV.4.1 Site de prélèvement :

Le site de prélèvement est sise dans une zone agricole loin de toutes activités industrielles, située dans la commune de Oued-echaaba wilaya de Batna au nord-est d'Algérie, sur un tronçon de la route nationale trois dénommé (RN03), reliant le nord algérien à l'extrême sud algérien, a partir de la wilaya de Skikda jusqu'à la wilaya de Tamanrasset avec un trafic routier de 27000 véhicules par jour. Le tronçon en question est un dédoublement de 7m de largeur d'une part et d'autre, le tronçon de route est construit en remblais avec terre plein central de 5.5m de largeur, le type de chaussée est une chaussée classique, l'assainissement de la route est assuré par des fossés en terre de forme trapézoïdale des deux cotés de la chaussée, avec une profondeur de 1.5m, une largeur au miroir de 3m et une largeur en lit mineur égale a 1m.

La ville connaît un climat semi-aride avec des étés chauds dont la température maximale (mars-juin ; température maximale moyenne : (33°; 35°C), des hivers doux (décembre-février ; température minimale moyenne : (14°; 17°C) et des précipitations annuelles de l'ordre de 346 mm, le taux d'humidité est de 53 % et le sens du vent dominant est de l'ouest vers l'est, la vitesse maximale de vent est égale à 80km/h.

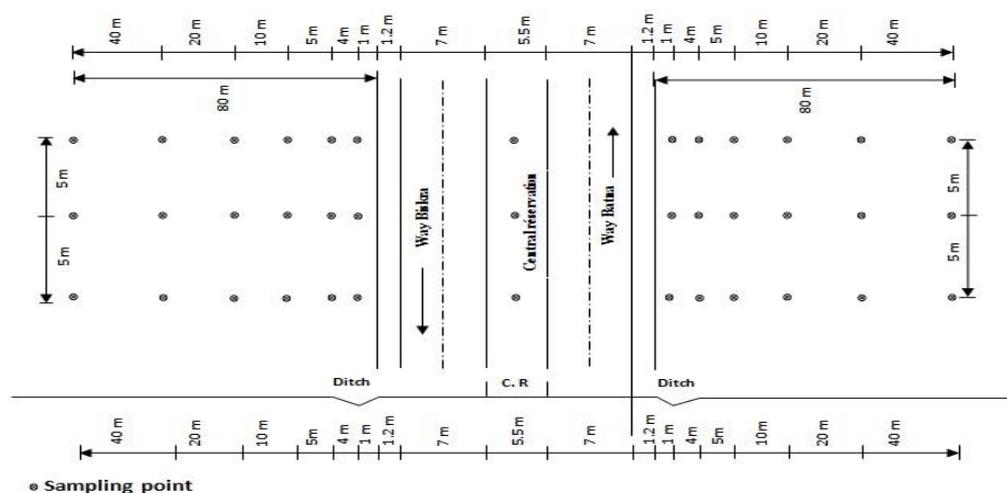


Figure IV.3. schéma de la zone de prélèvement.

IV.4.2 Prélèvements et échantillonnages :

le prélèvement de sol est fait au moyen d'un transplantoir inoxydable (nettoyé après chaque prélèvement avec de l'eau distillée) au niveau de 36 points disposés de part et d'autre de la chaussée et 3 points dans le TPC (figure IV.3). Ces prélèvements ont abouti à la préparation de 13 échantillons composites et homogènes de sols. Tous les échantillons ont été placés dans des sacs hermétiques en polyéthylène, étiquetés et ramenés au laboratoire. Avant l'analyse, tous les échantillons ont été passés à l'étuve à 105°C pendant 24h pour séchage, écrasés au mortier en porcelaine, puis tamisés à 2 mm et enfin broyés dans un broyeur à disque de type (DM200). Les échantillons de poussière de route ont été prélevés environ plus de trois semaines après un orage, et le temps était ensoleillé pendant l'échantillonnage, des balais et des brosses en plastique propres ont été utilisés pour recueillir les échantillons de poussière de route [86] Ashbaugh, L. et al. (2003); [87] Banerjee, A. D. (2003). six points ont été pris sur la couche de roulement de la chaussée sur une surface de 7m² des deux cotés de la chaussée. Un prélèvement a été fait au niveau du rond-point. Lors de la préparation, des petits cailloux, des mégots de cigarette, des cheveux et d'autres débris végétaux ont été enlevés. Les échantillons ont été soigneusement mélangés pour obtenir des échantillons composés. Les échantillons ont été placés dans des sacs hermétiques en polyéthylène auto-scellants étiquetés et ramenés au laboratoire pour le séchage à l'étuve à 105°C, et puis tamisés dans un tamis dont la maille est de 0.5mm, voir (figure IV.4). Les échantillons de sols et de poussière routière ont été conservés à 4°C jusqu'à leur analyse.



Figures IV.4. Préparation d'échantillons pour l'analyse.

IV.4.3 Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique des échantillons a été réalisée à l'aide d'un granulomètre laser (Mastersizer 3000, Malvern Instruments). Les résultats montrent une nature plutôt grossière pour les échantillons de sol que pour ceux de la poussière de route.

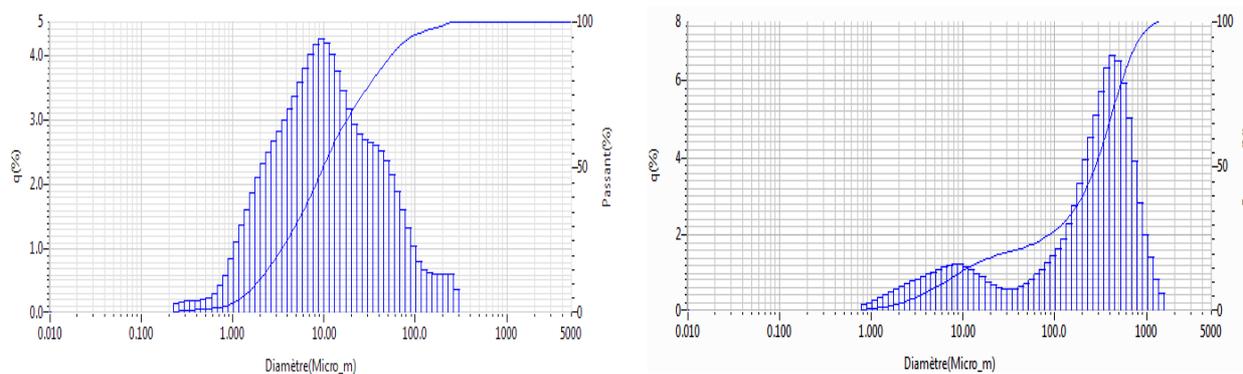


Figure IV.5. Courbes granulométrique (a) sol; (b) poussière de route.



Figure IV.6. Image granulomètre laser (Mastersizer 3000, Malvern Instruments).

IV.4.4 Préparation des pastilles :

Les pastilles sont obtenues par compression de la poudre à l'aide d'une presse manuelle. Un liant d'acide borique peut être ajouté pour conférer une bonne solidité mécanique à la pastille. Les échantillons sont alors prêts pour être analysés, la pastille a une forme circulaire de 25mm de diamètre, 5mm d'épaisseur, et un poids égale à 8g de poudre.

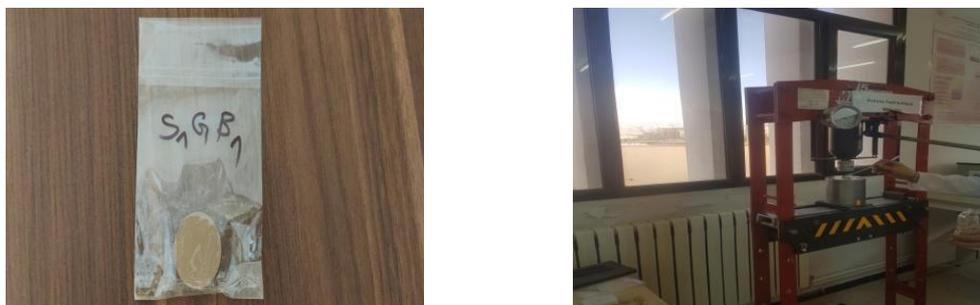


Figure IV.7. Préparation des pastilles.

IV.4.5 Analyse des échantillons :

IV.4.5.1 Les méthodes d'analyse :

Il existe plusieurs méthodes d'analyse des métaux lourds parmi ces méthodes celles dites traditionnelles tels que:

- la spectrométrie d'absorption atomique (SAA), à flamme ou à four.
- la spectrométrie d'émission atomique à plasma inductif (ICP-AES).
- la spectrométrie de masse à plasma inductif (ICP-MS).
- la spectrométrie de rayon ultra-violet.
- la spectrométrie par fluorescence de rayon x (FRX).

Les différentes techniques présentent toutes des avantages et des inconvénients, la préparation de l'échantillon, la sensibilité (limite de détection).

Les techniques FRX fonctionnent sur les solides, les poudres, les liquides et les cristaux alors que les autres méthodes fonctionnent que pour des liquides; les techniques FRX nécessitent un minimal de préparation d'échantillon et conservation de la matrice de l'échantillon, le temps de préparation et d'analyse d'échantillons par le FRX est très court et les résultats sont rapides, contrairement aux autres méthodes qui nécessite une préparation d'échantillon compliqué avec l'utilisation des produits chimiques ce qui rend l'opération coûteuse et dangereuse et qui va augmenter le temps de préparation et les résultats d'analyse.

IV.4.5.1 Méthode de spectrométrie par fluorescence de rayon x (FRX) :

La méthode FRX nécessite le placement d'échantillons sous un faisceau de rayons X. Le spectre d'énergie des rayons X fluorescents révèle les pics caractéristiques des éléments présents dans les échantillons, c'est-à-dire que les pics montrent la nature de l'élément puisque la hauteur des pics

explique la quantité d'éléments.

Selon les méthodes de dispersion, la spectrométrie FRX peut être divisé en spectrométrie à dispersion d'énergie et la spectrométrie dispersive en longueur d'onde [88] (Perring et Andrey 2003).

1. Spectromètre de fluorescence X dispersif en énergie (ED-XRF) :

Le spectromètre de fluorescence X dispersif en énergie (ED-XRF) enregistre les rayons X de toutes les énergies de manière efficace et simultanée et produit un résultat sous la forme d'un graphique de l'intensité en fonction de l'énergie des photons des rayons X. Les tensions sont proportionnelles aux énergies des photons entrants. Dans l'analyse dispersive de l'énergie, on utilise un détecteur à l'état solide qui produit une distribution "continue" des impulsions [88] (Perring et Andrey 2003). Le dispositif spécial du détecteur produit des impulsions de sortie proportionnelles en hauteur à l'énergie des photons. Un analyseur multi-canal est utilisé pour traiter le signal et le spectre numérique produit est ensuite traité pour obtenir des données analytiques [75] (Mantler et Schreiner 2000).

2. Spectromètre de fluorescence X dispersive en longueur d'onde (WD-XRF) :

La longueur d'onde- La fluorescence dispersive des rayons X (WD-XRF) fait utilisation de la réflexion de Bragg par un cristal, et fonctionne en "série mode, où les rayons X fluorescents émis par les échantillons sont dirigés dans un réseau de diffraction monochrome. En faisant varier l'angle d'incidence, on peut sélectionner une seule longueur d'onde de rayon X et décoller sur le cristal. Afin de couvrir la gamme de longueurs d'onde requise, plusieurs cristaux de différents espaces inter-planaires sont nécessaires [89] (M., & Rowland, S. J. (2013)). Par rapport à l'ED-XRF, le WD-XRF a une meilleure résolution spectrale.

Les échantillons ont été analysées par un spectromètre de fluorescence x à dispersion de longueur d'onde (WDXRF) (Spectromètre à fluorescence ZSX Primus IV regaku).

Le ZSX Primus IV de Rigaku est un spectromètre de fluorescence X dispersif en longueur d'onde (WDXRF) de haute performance. L'instrument WDXRF séquentiel à tube supérieur permet une analyse quantitative rapide et efficace des éléments atomiques mineurs et majeurs. Une variété d'éléments, du béryllium (Be) à l'uranium (U), peuvent être analysés dans une gamme de types d'échantillons, avec des normes minimales

3. Analyse par FRX:

Les échantillons ont été placés dans un passeur automatique du spectromètre FRX (Spectromètre à fluorescence ZSX Primus IV regaku). Les analyses ont été effectuées au niveau de l'unité de recherche des matériaux Emergents. université Ferhat Abbas.



Figure IV.8. Spectromètre à fluorescence ZSX Primus IV regaku.

IV.4.6 Estimation de l'intensité de la contamination :

L'intensité de la contamination des sols par les métaux lourds a été évaluée à partir de deux indices à savoir: le facteur d'enrichissement (FE) et l'indice de géo-accumulation (I_{géo}) Leurs principe est fondé sur la comparaison des valeurs mesurées par rapport à des valeurs de référence.

IV.4.7 Facteur d'enrichissement :

Le facteur d'enrichissement est un outil qui permet de voir si les concentrations des métaux lourds obtenues dans les sols sont d'origine anthropique ou naturelle; si FE proche de 1 indique une source naturelle alors que FE >10 suggère une source anthropique [44] (Zhang, et al 2015) D'après [66] (Yuen et al., 2012) le facteur d'enrichissement (FE) est définie par:

$$FE = \frac{\left(\frac{C_i}{fe}\right)_{\text{Echantillons}}}{\left(\frac{C_i}{fe}\right)_{\text{Fond}}} \dots\dots\dots(4-1)$$

Où:

$\left(\frac{C_i}{fe}\right)_{\text{Echantillons}}$ et $\left(\frac{C_i}{fe}\right)_{\text{Fond}}$: sont les rapports de concentration de métal (i) et le normalisateur (fe) dans l'échantillon et la concentration de métal (i) et le normalisateur (fe) dans le matériau de fond, respectivement.

Dans cette recherche, le (fe) a été utilisé comme normalisateur car il présente une faible variabilité d'occurrence et est un composant principal de la croûte terrestre [90] (Khademi et al 2019) et les sols à 80m de l'axe routier ont été utilisés comme matériau de référence [68] (Yuen et al., 2012) et [17] (pagotto 1999).

Le degré de pollution par les métaux peut être classé en cinq catégories [91] (Sutherland, 2000) :

- FE < 2** déficience à l'enrichissement minimal ;
- 2 < FE < 5** enrichissement modéré ;
- 5 < FE < 20** enrichissement significatif ;
- 20 < FE < 40** enrichissement très élevé ;

FE > 40 enrichissement extrêmement élevé;

IV.3.8 Indice de géo-accumulation(Igeo) :

Pour quantifier le degré de contamination métallique de la poussière et des sols en bord de la route, l'indice de géo-accumulation (Igeo) [38] (Doung et Lee, 2011) a été calculé sur la base de:

$$I_{geo} = \log_2 \frac{C_i}{1.5B_n} \dots \dots \dots (4-2)$$

Où:

Igeo : Indice de géo-accumulation;

log2 : logarithme de base 2;

i : élément considéré;

C : concentration mesurée dans l'échantillon;

B_n : fond géochimique [92];

1,5 : est un facteur utilisé en raison des variations possibles des données de fond dues aux variations lithologiques [93] (Gope et al 2017)

En outre, (Müller) [94] a défini une échelle de valeurs avec six classes en fonction de l'intensité de la pollution. Comme indiqué ci-dessous:

- Igeo < 0** non contaminé.
- 0 < Igeo < 1** non contaminé à modérément contaminé.
- 1 < Igeo < 2** modérément contaminé.
- 2 < Igeo < 3** modérément à fortement contaminé.
- 3 < Igeo < 4** fortement contaminé.
- 4 < Igeo < 5** fortement à extrêmement contaminé.
- Igeo > 5** extrêmement contaminé.

IV.5. Analyse statistique :

les résultats ont été analysés statistiquement à l'aide du logiciel SPSS ver 20. Afin de déterminer les différentes corrélations (bilatéral) qui existent entre les métaux (Fe, Zn, Ni, Cu, Cr, Pb) étudiés, les matrices de corrélation de Pearson ont été établies pour un intervalle de confiance de 95 et le niveau de signification a été fixé à P < 0,05.

VI.6. Résultats et Discussions :

Dans cette partie d'étude, les résultats montrent que les concentrations des métaux lourds dans la poussière de route sont plus grandes que celles se trouvant dans les sols, et que ces dernières diminuent dans les sols en s'éloignant de l'axe de la route (tableaux 4, 5 et 6). La répartition des métaux lourds dans la poussière de route est de l'ordre de Pb > Zn > Cu > Cr > Ni, alors que dans les sols (sens Batna-Biskra et Biskra -Batna) est de l'ordre de Pb > Cu > Zn > Cr > Ni. Dans le terre plein central, la répartition est de l'ordre de Cu > Cr > Pb > Zn > Ni.

Les fortes concentrations de plomb dans la poussière sont dues à l'utilisation exagérée de l'essence au plomb dans les pays de tiers monde notamment en Algérie. En outre les concentrations de (Cu, Zn, Cr, Ni) sont dues à l'utilisation des pièces de rechange, des garnitures des systèmes de freinage (disques et plaquettes de frein) et l'abrasion des pneus dont la contre façon est très marquée dans les marchés. Pour le fer, on note une teneur élevée en surface et en bordure de route. On peut supposer qu'il y a une contribution liée à la route qui est plus ou moins masquée par les fortes concentrations de cet élément dans les sols naturels. On a aussi pu constater que le transport de la poussière par les différentes voies (hydraulique, vent, retombées sèches) influe directement sur la qualité et le degré de pollution de sol comme indiqué dans les figures (9;10;11).

Tableau IV.4. Concentration des métaux lourds dans le sol (Sens Batna vers Biskra) en mg/kg.

Eléments	Cr	Fe	Zn	Ni	Pb	Cu
TPC	197.74	38958.42	110.87	99.81	171.74	197.96
1 m	145.74	37699.44	210.49	90.38	262.72	234.23
5 m	84.74	46722.13	122.92	82.52	208.88	77.37
10 m	92.99	53926.29	N.D	17.02	91.91	28.71
20 m	97.11	54555.78	51.53	12.95	41.78	12.17
40 m	99.27	48820.43	47.3	18.16	29.15	6.35
80 m	71.74	52597.37	43.04	8.59	9.75	2.09
V max	197.74	53926.29	210.49	99.81	262.72	234.23
V min	71.74	37699.44	43.03	8.59	9.75	2.09
V moy	112.75	47611.40	97.69	47.06	116.56	79.84
Ecart- type	43,96	6932,24	69,97	41,43	98,47	96,99

Tableau IV.5. Concentration des métaux lourds dans le sol (Sens Biskra vers Batna) en mg/kg.

Eléments	Cr	Fe	Zn	Ni	Pb	Cu
1 m	154.48	41896.04	164.7	99.81	253.44	237.39
5 m	93.16	51758.05	118.1	98.23	248.79	78.32
10 m	92.11	54206.06	66.86	69.24	160.6	31.51
20 m	91.58	52177.72	59.63	19.16	90.05	18.48
40 m	86.99	52107.76	40.23	16.23	72.41	9.09
80 m	N.D	54415.89	48.07	N.D	11.42	4.84
V max	154.48	54415.89	164.7	99.81	253.44	237.39
V min	86.99	41896.04	48.07	16.23	11.42	4.84
V moy	103.66	51093.58	82.931	60.53	139.45	63.27
Ecart- type	32,91	4646,84	48,51	42,67	98,71	89,340

Tableau IV.6. Concentration des métaux lourds dans les poussières de la route (D;G;R) en mg/kg.

Eléments	Cr	Fe	Zn	Ni	Pb	Cu
Poussière D	215.53	34062.39	316.54	103.74	368.65	276.82
Poussière G	214.16	26928.17	156.67	101.38	380.62	269.72
Poussière R	212.11	25319.48	261.91	99.81	309.13	272.88
V max	215.53	34062.39	316.54	103.74	380.62	276.82
V min	212.11	25319.48	156.67	99.81	309.13	269.72
V moy	213.93	28770.01	245.04	101.64	352.8	273.14
Ecart- type	1,72	4653,38	81,26	1,98	38,28	3,55

Note:

D: dans le sens Batna vers Biskra.

G: dans le sens Biskra vers Batna.

R: dans le rond-point.

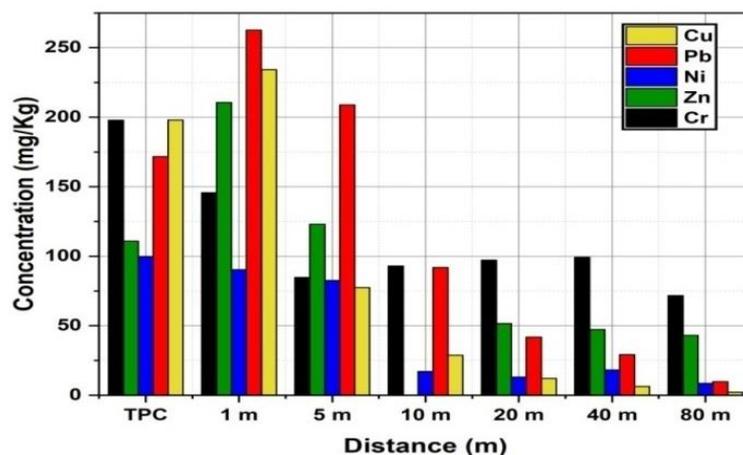


Figure IV.9. Concentration des métaux lourds dans le sol (Sens Batna vers Biskra) en mg/kg.

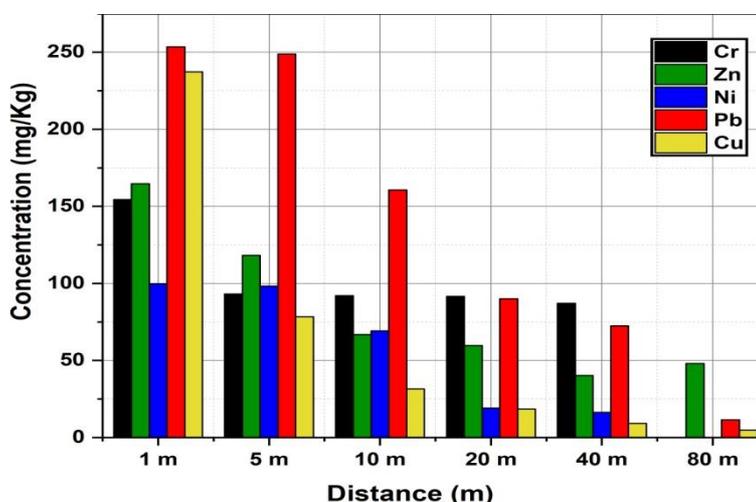


Figure IV.10. Concentration des métaux lourds dans le sol (Sens Biskra vers Batna) en mg/kg.

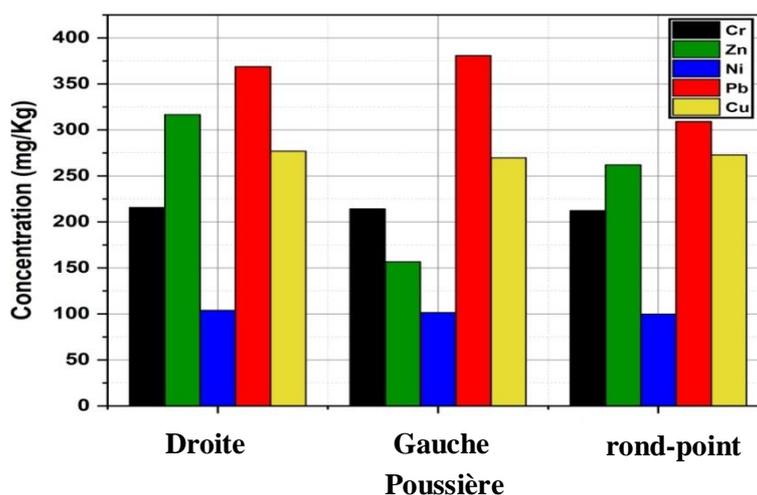


Figure IV.11. Concentration des métaux lourds dans les poussières de la route (D;G;R) en mg/kg.

VI.5.1 Facteur d'enrichissement :

Ces résultats suggèrent que pour la poussière de route: le Cu est extrêmement enrichi; le Pb présente un enrichissement très élevé et le Zn, Ni et le Cr présentent un enrichissement modéré à significatif, alors que pour les sols (dans les deux direction Batna-Biskra, Biskra-Batna et dans le

TPC): le Pb a un enrichissement très élevé pour les distances (1m,5m) et significatif à modéré pour les distances (10m, 20m, 40m) et minimal à 80m; pour le Cu l'enrichissement et extrêmement élevé dans (TPC, 1m, 5m) et significatif à modéré à (10m, 20m, 40m) et minimal à 80m; pour le Ni l'enrichissement et significatif dans (TPC, 1m, 5m, 10m) et modéré de (20m, 40m) et minimal à 80m. Tous les éléments présentent un FE qui va de (modéré à fort) à (extrêmement contaminé), ce qui traduit la forte charge anthropique de ces métaux dans la zone d'étude. Toutefois, les différences peuvent être attribuées aux différentes approches utilisées dans les méthodes de calcul des facteurs d'enrichissement. (Voir tableaux 7, 8, 9).

Tableau IV.7. Valeurs des facteurs d'enrichissement (FE) dans le sol (Sens Batna vers Biskra).

Distance	FE (Pb)	FE (Cr)	FE (Zn)	FE (Ni)	FE (Cu)	FE (Fe)
TPC	17.62	2.76	2.57	11.62	94.91	0.74
1 m	26.95	2.03	4.89	10.53	112.30	0.72
5 m	21.43	1.19	2.86	9.61	37.09	0.89
10 m	9.43	1.29	N.D	1.98	13.76	1.02
20 m	4.3	1.35	1.19	1.51	5.83	1.04
40 m	2.99	1.38	1.1	2.11	3.04	0.93
80 m	1	1	1	1	1	1

Note: N.D : non définit.

Tableau IV.8. Valeurs des facteurs d'enrichissement (FE) dans le sol (Sens Biskra vers Batna).

Distance	FE (Pb)	FE (Cr)	FE (Zn)	FE (Ni)	FE (Cu)	FE (Fer)
1 m	22.2	2.93	3.43	14.23	49.11	0.77
5 m	21.79	1.77	2.46	14.00	16.20	0.95
10 m	14.07	1.75	1.39	9.87	6.52	0.99
20 m	7.9	1.74	1.24	2.73	3.82	0.96
40 m	6.34	1.65	0.83	2.313	1.88	0.96
80 m	1	1	1	1	1	1

Tableau IV.9. Valeurs des facteurs d'enrichissement (FE) dans les poussières de la route.

Eléments	FE (Pb)	FE (Cr)	FE (Zn)	FE (Ni)	FE (Cu)	FE (Fe)
Poussière D	37.82	4.09	7.36	14.79	132.72	0.62
Poussière G	39.05	4.06	3.64	14.45	129.31	0.49
Poussière R	31.71	4.02	6.08	14.23	130.83	0.46

Note:

D: dans le sens Batna vers Biskra.

G: dans le sens Biskra vers Batna.

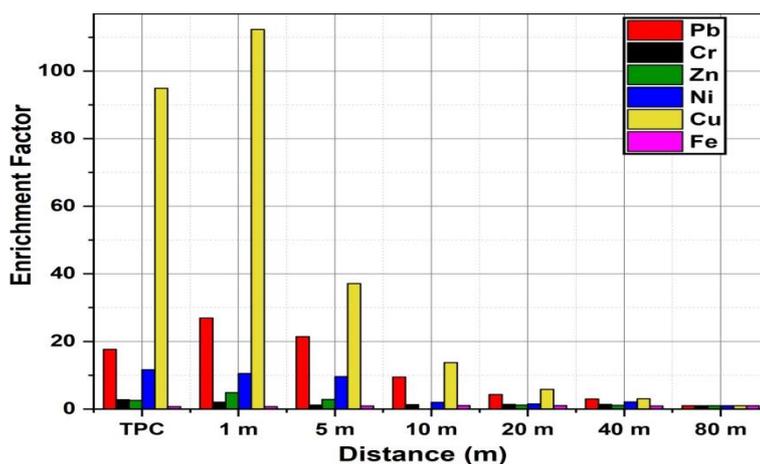


Figure IV.12. Facteurs d'enrichissement (FE) dans le sol (Sens Batna vers Biskra).

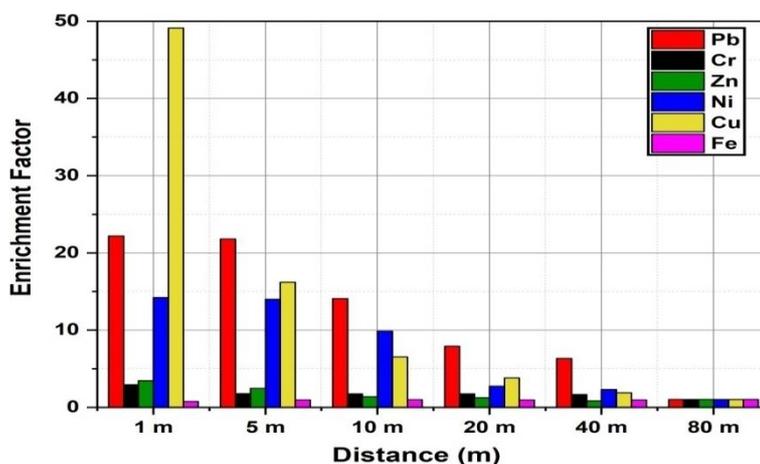


Figure IV.13. Facteurs d'enrichissement (FE) dans le sol (Sens Biskra vers Batna).

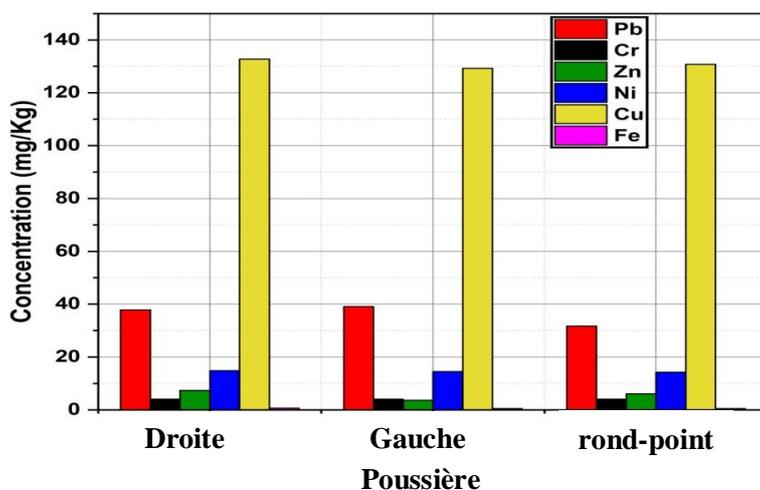


Figure IV.14. Facteurs d'enrichissement (FE) dans les poussières de la route.

VI.5.2 Indice de géo-accumulation(Igeo) :

Les valeurs des indices de géo-accumulation calculées (Igeo) sont présentées dans les tableaux (10, 11, 12). Les résultats de l'indices (Igeo) dans la poussière de route présentent des niveaux de contamination différents selon l'élément:

Pour le Pb et Cu, l'Igeo varie entre (fort à extrêmement contaminé) à (extrêmement contaminé); pour le Cr et le Zn, l'Igeo varie entre (modérément contaminé) à (modérément contaminé à fort contaminé), et pour le Ni l'Igeo est fort contaminé.

Les résultats de l'indices (Igeo) dans les sols (direction Batna-Biskra, Biskra-Batna, TPC) indiquent différents niveaux de contamination, selon l'élément et la distance :

Pour le Pb et le Cu, l'Igeo dans (TPC, 1m, 5m) varie entre (fortement contaminé) à (fortement à extrêmement contaminé) et pour les distances de 10m, 20m, 40m à (modérément à fortement contaminé) et à 80 m l'Igeo varie entre (non contaminé) à (non à modérément contaminé). Pour le Cr et le Zn, l'Igeo varie de (non contaminé) à (non à modérément contaminé) à (modérément contaminé) dans tout les points. Pour le Ni, l'Igeo pour (TPC, 1m, 5m, 10m) varie entre (modérément à fortement contaminé) à (fortement contaminé) et pour les distances (20m, 40m, 80m) varie de (non contaminé) à (non à modérément contaminé).

Tableau IV.10. Valeurs des indices de géo-accumulation (Igeo) dans le sol (Sens Batna vers Biskra).

Distance	Igeo (Pb)	Igeo (Cr)	Igeo (Zn)	Igeo (Ni)	Igeo (Cu)	Igeo (Fe)
TPC	3.55	0.88	0.78	2.95	5.98	-1.02
1 m	4.17	0.44	1.70	2.81	6.22	-1.06
5 m	3.83	-0.34	0.93	2.68	4.63	-0.76
10 m	2.65	-0.21	N.D	0.40	3.2	-0.55
20 m	1.51	-0.15	-0.32	0.01	1.96	-0.53
40 m	0.99	-0.11	-0.45	0.49	1.02	-0.69
80 m	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58

Note:

N.D : non définit.

Tableau IV.11. Valeurs des indices de géo-accumulation (Igeo) dans le sol (Sens Biskra vers Batna).

Distance	Igeo (Pb)	Igeo (Cr)	Igeo (Zn)	Igeo (Ni)	Igeo (Cu)	Igeo (Fe)
1 m	3.89	0.97	1.19	3.24	5.03	-0.96
5 m	3.86	0.24	0.71	3.22	3.43	-0.65
10 m	3.23	0.22	-0.11	2.72	2.12	-0.59
20 m	2.39	0.21	-0.27	0.86	1.35	-0.64
40 m	2.08	0.14	-0.84	0.62	0.32	-0.64
80 m	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58	-0.58

Tableau IV.12. Valeurs des indices de géo-accumulation (Igeo) dans les poussières de la route.

Eléments	Igeo (Pb)	Igeo (Cr)	Igeo (Zn)	Igeo (Ni)	Igeo (Cu)	Igeo (Fe)
Poussière D	4.65	1.45	2.29	3.30	6.47	-1.26
Poussière G	4.70	1.44	1.28	3.27	6.43	-1.6
Poussière R	4.40	1.42	2.02	3.24	6.44	-1.69

Note:

D: dans le sens Batna vers Biskra.

G: dans le sens Biskra vers Batna.

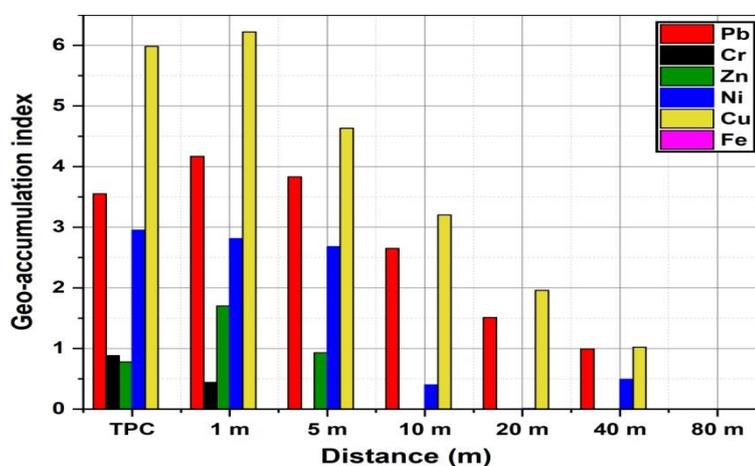


Figure IV.15. Indices de géo-accumulation (Igeo) dans le sol (Sens Batna vers Biskra).

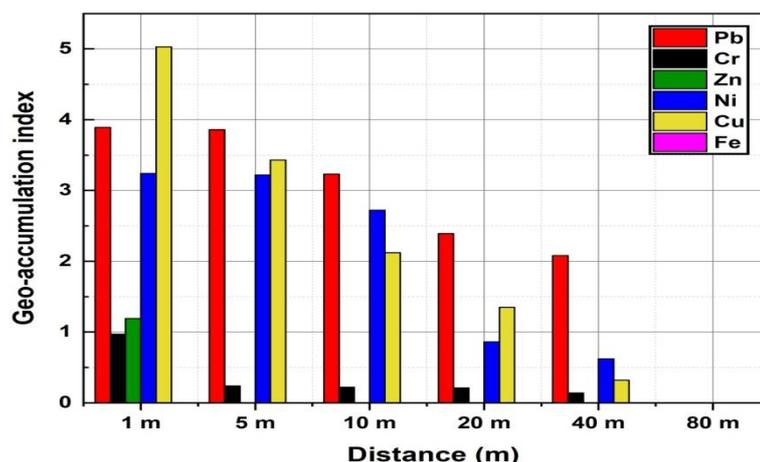


Figure IV.16. Indices de géo-accumulation (I_{géo}) dans le sol (Sens Biskra vers Batna).

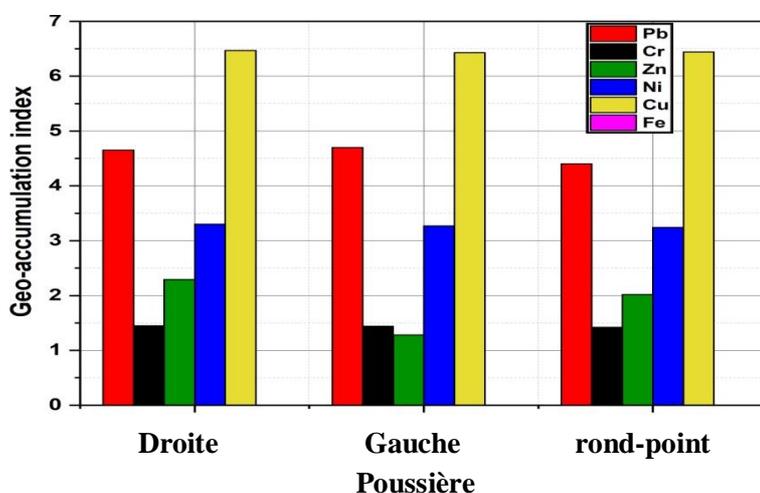


Figure IV.17. Indices de géo-accumulation (I_{géo}) dans les poussières de la route.

VI.5.3 Corrélations entre les métaux lourds :

Les tableaux 13, 14 présentent les matrices de corrélation de Pearson entre les métaux lourds étudiés dans les échantillons des sols. L'analyse de ces matrices permet de noter des corrélations ($P < 0,05$) très significatives et positives entre Ni/Pb, Pb/Ni et Ni/Cu, Cu/Ni; et négatives entre Fe/Ni, Ni/Fe et Fe/Cu, Cu/Fe, et des corrélations significatives et positives entre Zn/Ni, Ni/Zn, Zn/Pb, Pb/Zn, Zn/Cu, Cu/Zn Cu/Pb, Pb/Cu, Cu/Cr Cr/Cu, et négatives entre Cr/Fe, Fe/Cr, Fe/Zn, Zn/Fe, Fe/Pb, Pb/Fe, dans le sol (sens Batna vers Biskra) et dans le sens opposé (Biskra vers Batna) des corrélations très significatives positives ont été observées entre Zn/Cu, Cu/Zn, Ni/Pb, Pb/Ni et négatives entre Cr/Fe, Fe/Cr, Fe/Cu, Cu/Fe et des corrélations significatives positives entre Cu/Zn, Zn/Cu, Cr/Cu, Cu/Cr, Zn/Ni, Ni/Zn, Zn/Pb, Pb/Zn et négatives entre Zn/Fe et Fe/Zn. Les fortes corrélations notées permettent de conclure que ces paramètres sont gouvernés par le même mécanisme. D'autre part, les corrélations positives et significatives entre les

différents métaux lourds traduisent une source commune, alors que les corrélations significatives et négatives entre les métaux lourds étudiés indiquent des sources différentes.

Tableau IV.13. Matrice de corrélation (Pearson) du sol (Sens Batna vers Biskra).

Corrélation de Pearson	Cr	Fe	Zn	Ni	Pb	Cu
Cr	1	-0,816*	0,526	0,733	0,544	0,839*
Fe	-0,816*	1	-0,868*	-0,912**	-0,811*	-0,947**
Zn	0,526	-0,868*	1	0,836*	0,862*	0,859*
Ni	0,733	-0,912**	0,836*	1	0,917**	0,904**
Pb	0,544	-0,811*	0,862*	0,917**	1	0,871*
Cu	0,839*	-0,947**	0,859*	0,904**	0,871*	1

Tableau IV.14. Matrice de corrélation (Pearson) du sol (Sens Biskra vers Batna).

Corrélation de Pearson	Cr	Fe	Zn	Ni	Pb	Cu
Cr	1	-0,928**	0,845*	0,714	0,778	0,917*
Fe	-0,928**	1	-0,855*	-0,582	-0,635	-0,958**
Zn	0,845*	-0,855*	1	0,881*	0,890*	0,954**
Ni	0,714	-0,582	0,881*	1	0,981**	0,761
Pb	0,778	-0,635	0,890*	0,981**	1	0,774
Cu	0,917*	-0,958**	0,954**	0,761	0,774	1

VI.6 Conclusion :

Nous avons présenté dans ce chapitre en détail la zone d'étude, les méthodes de prélèvement, les modes et les différentes étapes de préparation des échantillons, transport et conservation. Nous avons aussi traité les différentes méthodes d'analyse et la méthode d'analyse choisie, les facteurs de quantification de degré de la pollution Igéo et FE. L'analyse statistique a été effectuée à l'aide du logiciel SPSS ver. 23.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Les écoulements stationnaires non uniforme ayant lieu dans les bassins versants routiers sont souvent à l'origine de phénomènes parfois très graves tels que les inondations, les déformations et la dégradation des couches de roulement et de base des chaussées, les destructions d'infrastructures en travers de ces routes, et d'autres conséquences sur les vies humaines imprévisibles. La présente étude qui a porté sur l'évaluation et la maîtrise des écoulements non uniforme selon la numérisation de ces écoulements par un code de calcul que nous avons élaboré et qui nous a permis de visualiser le profil en long de la ligne d'eau pour des écoulements de débits connus.

La détermination de ces écoulements permet de faire un choix judicieux concernant les mesures d'aménagements à entreprendre le long du canal prismatique considéré. IL faut noter qu'à la distance Δx l'écoulement est stable pour (toute la gamme de ou des) débits simulés, à savoir:

- pas de ressaut hydraulique
- Courbe d'abaissement ou de courbe d'exhaussement dans le canal
- pour le débit et la rugosité importante la hauteur d'eau dans le profil est croissante
- Aucune influence sur l'écoulement par la présence éventuelle d'ouvrages hydrauliques quelconques n'est observée.

La précision des calculs est finalement à mettre en relation avec tous les paramètres physiques et hydrodynamiques qui peuvent influencer les résultats. Ces paramètres étant difficile en général à prévoir, on n'a pu estimer qu'une moyenne.

Ainsi, connaissant les paramètres de l'écoulement (dimension du canal, débit, pente, rugosité...), on peut déterminer le profil longitudinal de la ligne d'eau dans le canal au niveau des divers tronçons, et donc localiser les phénomènes générant des ondes de surface et peut-être même on pourrait quantifier les ondes et perturbations elles-mêmes.

Comme on peut le voir, il reste encore pas mal de travail à produire sur ce sujet. Cela dit, la superposition des divers traitements particuliers à l'échelle d'un canal considéré semble pouvoir donner des résultats visuels intéressants et surtout nécessitant un coût de calcul raisonnable.

Quoi qu'il en soit il ne faut pas perdre de vu l'objectif qui est la synthèse d'images (temps réel ou semi-réel), ce qui encourage à mettre en place des méthodes générant des résultats visuels proches de la réalité sans pour autant nécessiter un temps de calcul aussi

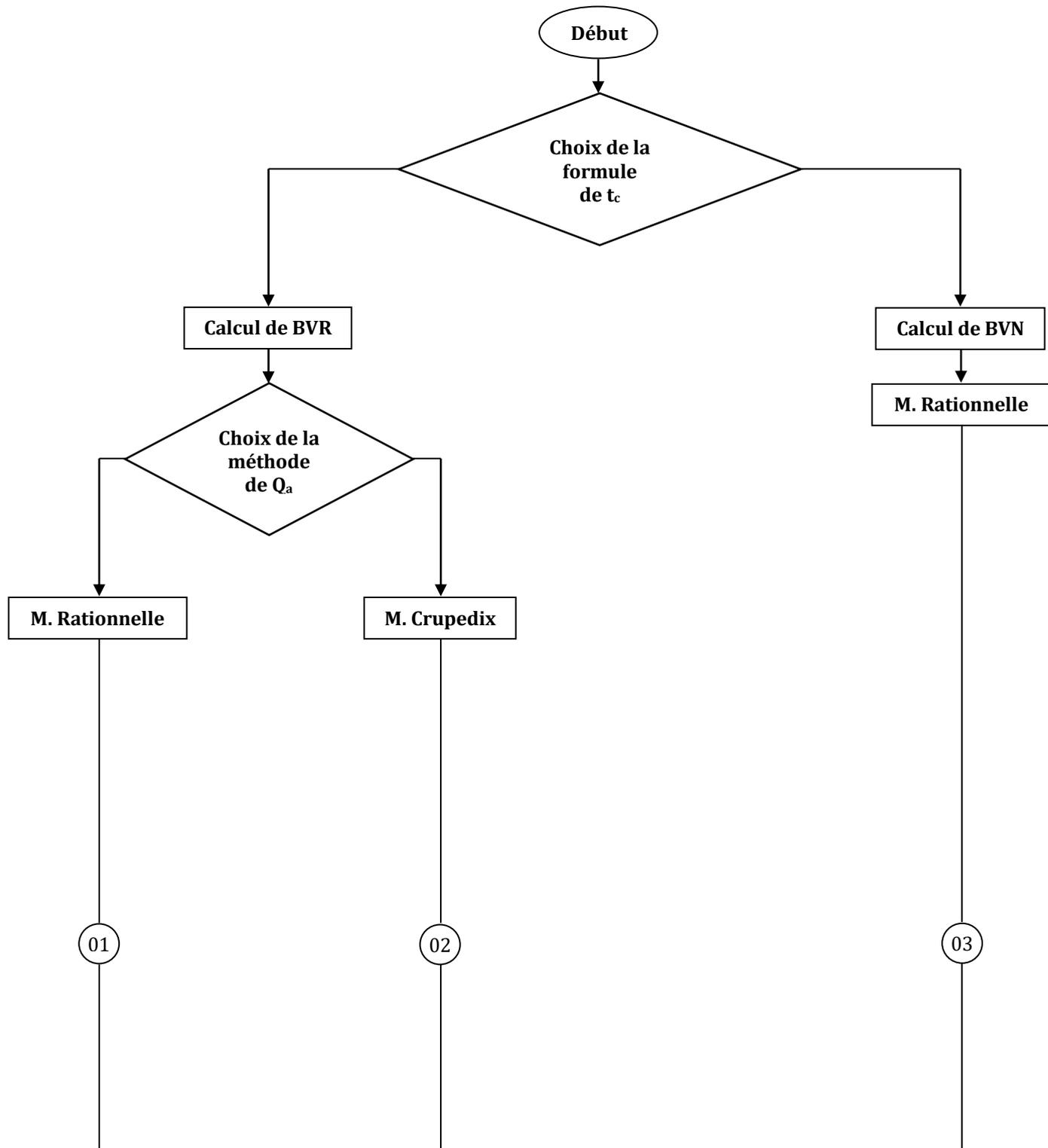
important que celui qu'impose la réelle simulation numérique en hydraulique ou en mécanique des fluides qui elle à juste titre, permet le calcul de tous les paramètres physiques en 3D avec une grande précision).

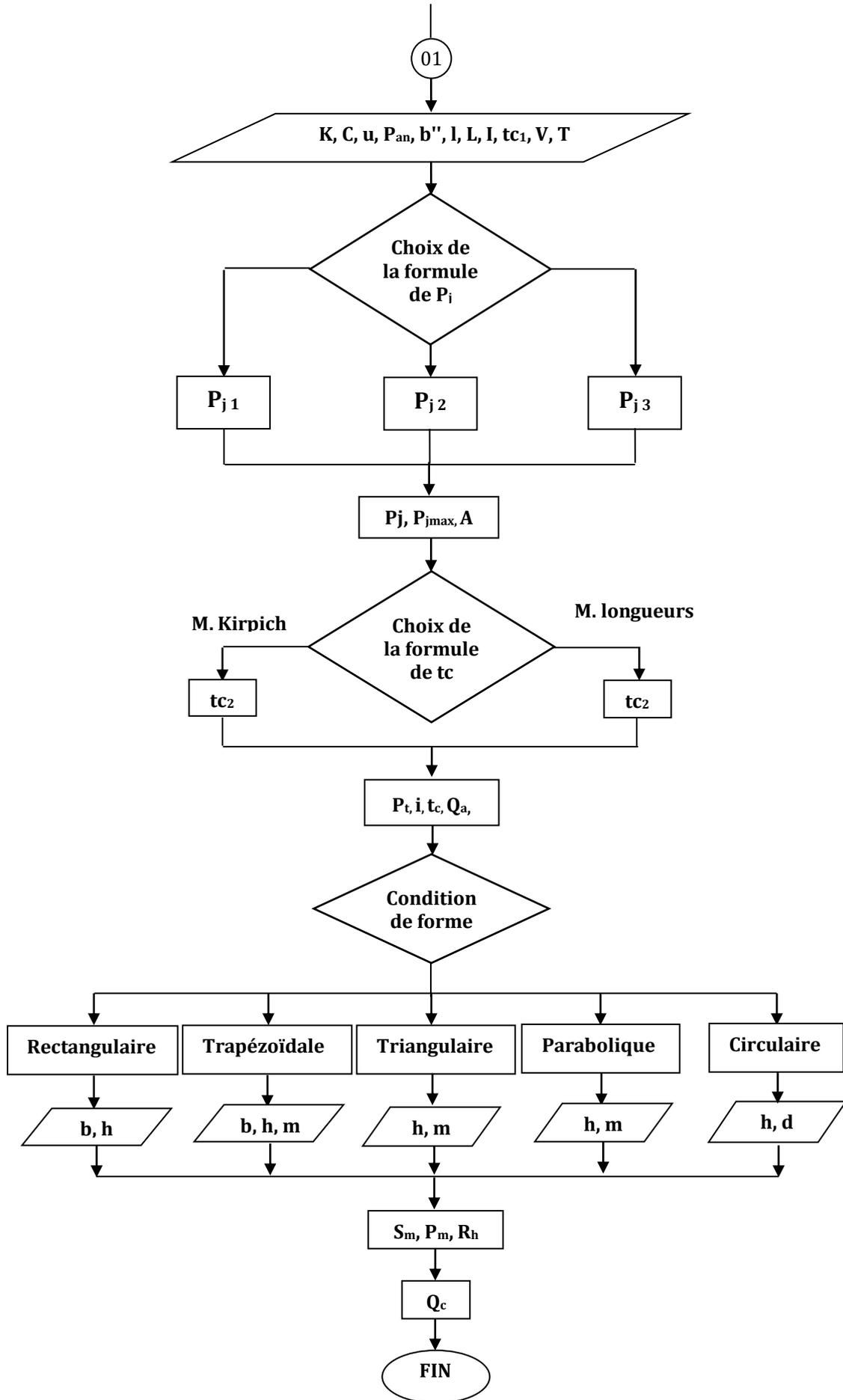
Les conséquences directes des crues sont souvent considérées comme limitées à la seule zone d'inondation maximale engendrée en un point particulier du bassin versant routier. Or, vu l'ordre de grandeur des débits de crues exceptionnelles, le lit fluvial pourrait subir de profonds bouleversements qui se résument en des modifications très importantes de la géométrie du canal. La description du phénomène de propagation des ondes le long du canal conduisant à la production de mesures de protection des canaux naturels, car prenant en compte les dangers d'inondation et ceux des mouvements de sols : chaque section de ce tronçon de canal se modifie à cause de l'hydraulique fluviale (érosion – dépôt) de sédiments, puis les glissements de terrains éventuels viennent en changer les profils.

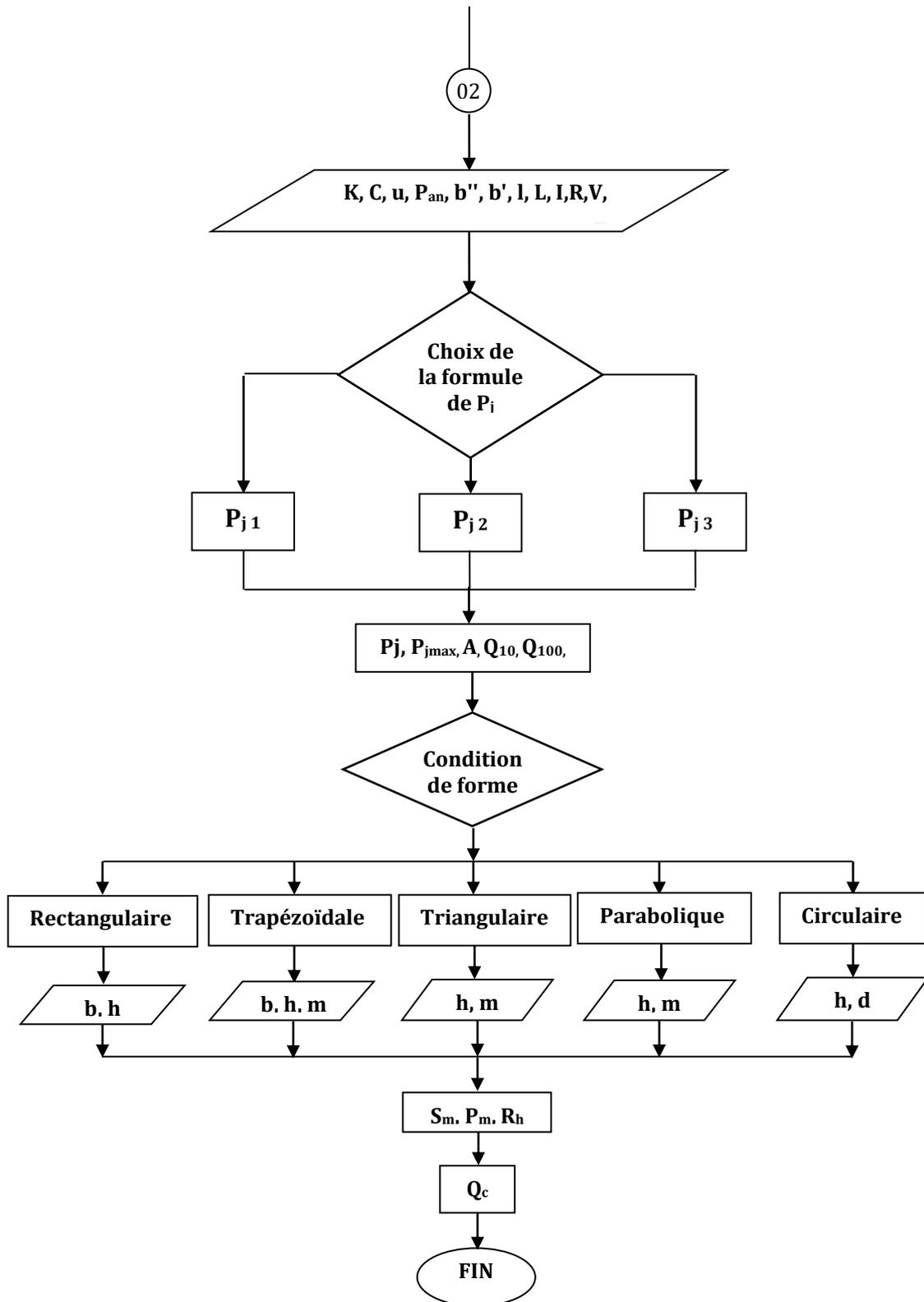
La deuxième partie de cette présente étude a pour objectif l'évaluation du niveau de contamination par les métaux lourds des sols en bord de route exposés au trafic routier sur un grand axe routier (route nationale trois RN03) situé dans la commune de Oued-Echaaba, wilaya de Batna. Les résultats obtenus montrent que tous les métaux lourds détectés (Fe, Zn, Ni, Cu, Cr, Pb) ont un lien étroit avec le trafic routier. Tous ces éléments ont présenté un certain niveau de teneurs plus élevées que les valeurs de référence. La séquence générale des teneurs en éléments métalliques de ces sols est: $Fe > Zn > Cr > Cu > Ni > Pb > Cd$. Les concentrations élevées des métaux lourds ont été trouvées dans les sols proche de la route à des distances de (1 à 5m) et dans le terre plein central (TPC). Ces concentrations diminuent d'une manière exponentielle en s'éloignant de l'axe routier. Bien que tous les éléments aient atteint un enrichissement de modéré à extrêmement enrichis pour la poussière de route, et d'enrichissement minimal dans les sols à 80m de distance, à extrêmement élevé dans les sols (TPC, 1m, 5m), les résultats de FE sont confirmés par les résultats de l'Igéo dont la contamination est variée entre non contaminée à une distance de 80m, à fortement à extrêmement contaminé dans (TPC, 1m, 5m). La contamination de ces sols est d'une part, un risque d'intoxication à travers la chaîne alimentaire pour les populations qui les utilisent pour leurs cultures et d'autre part, un risque pour la contamination des nappes souterraines. Ainsi une servitude doit être prise en charge dont le souci d'éviter une telle contamination.

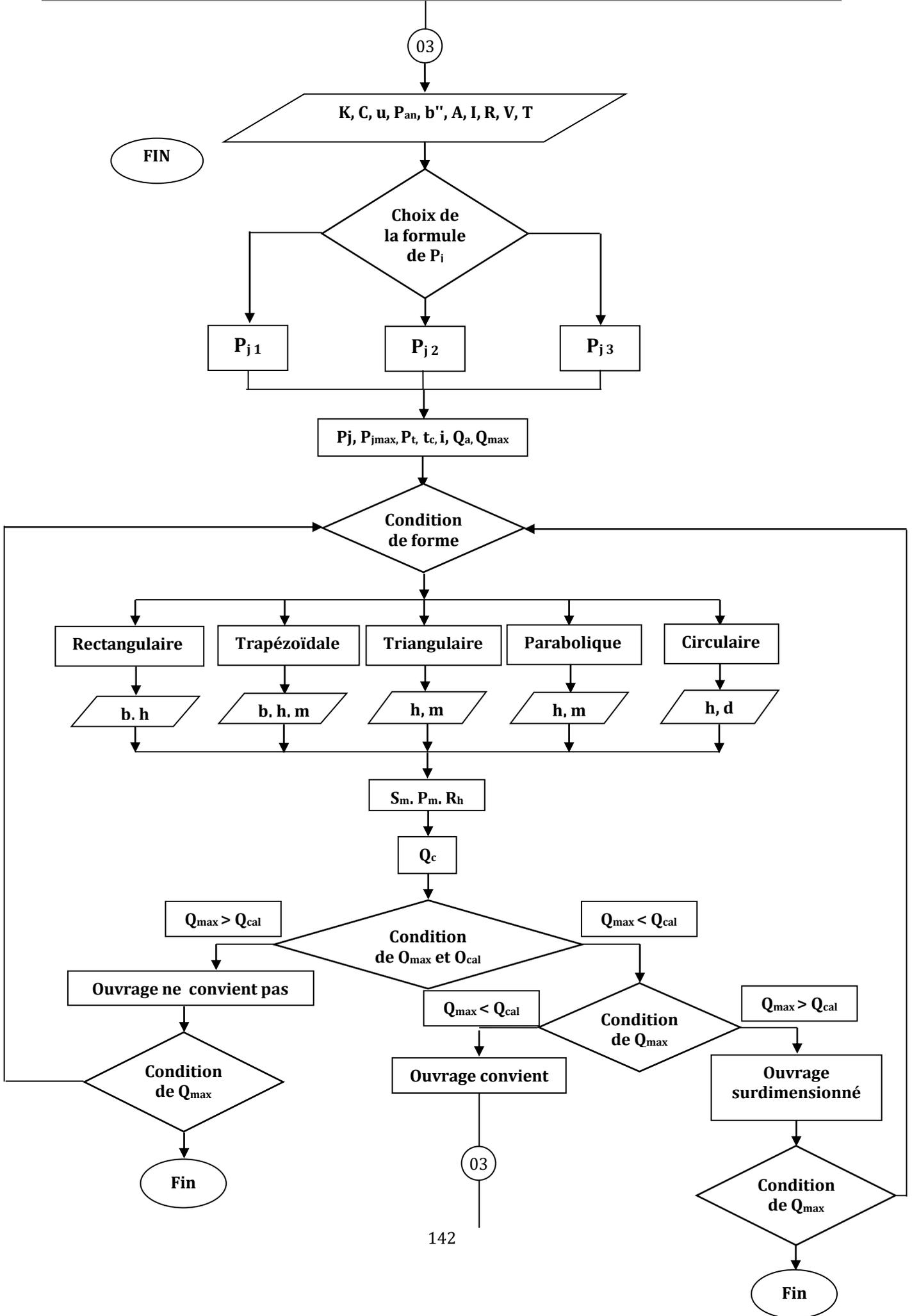
Annexes

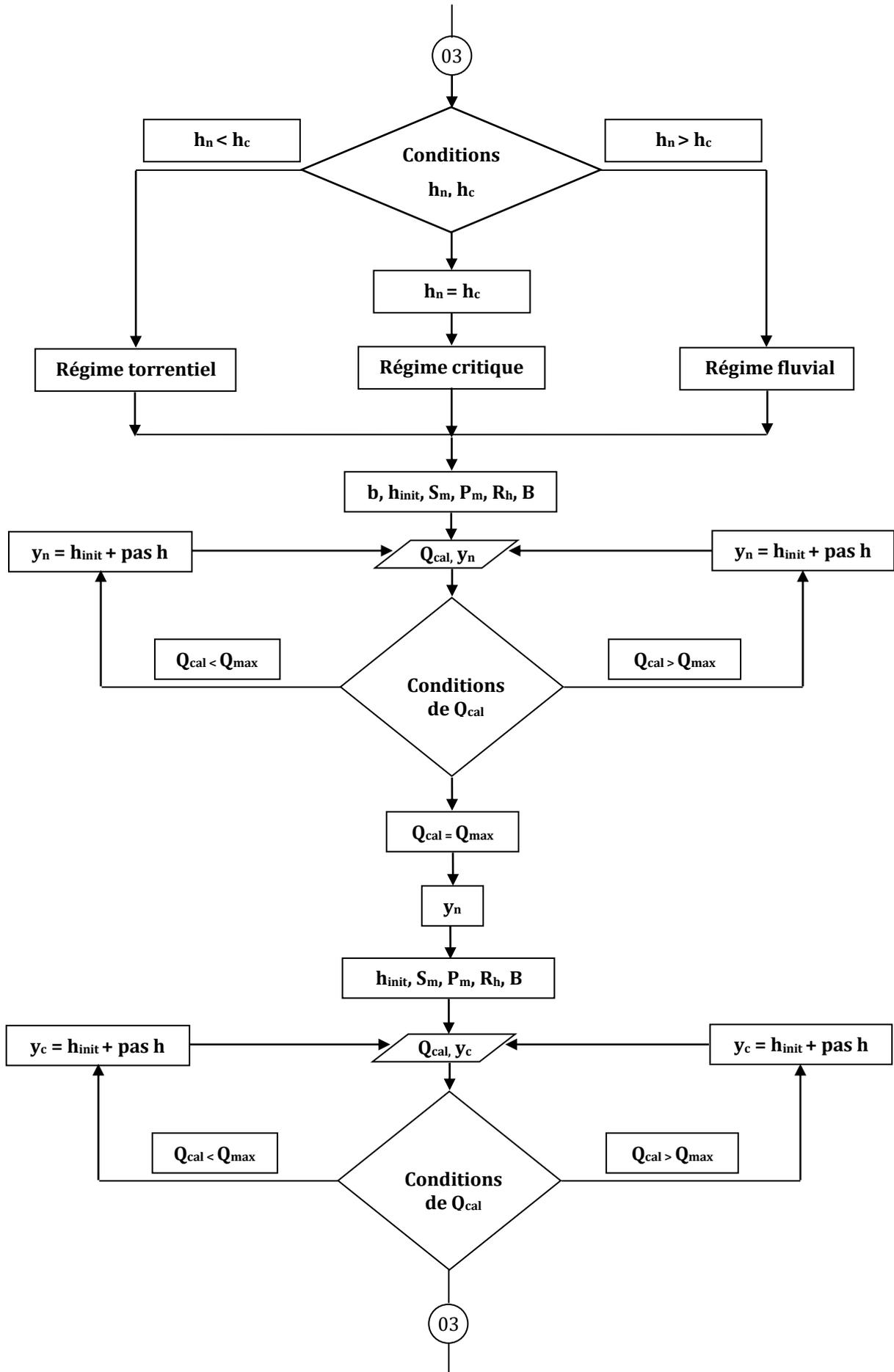
Calcul hydrologique et dimensionnement hydraulique











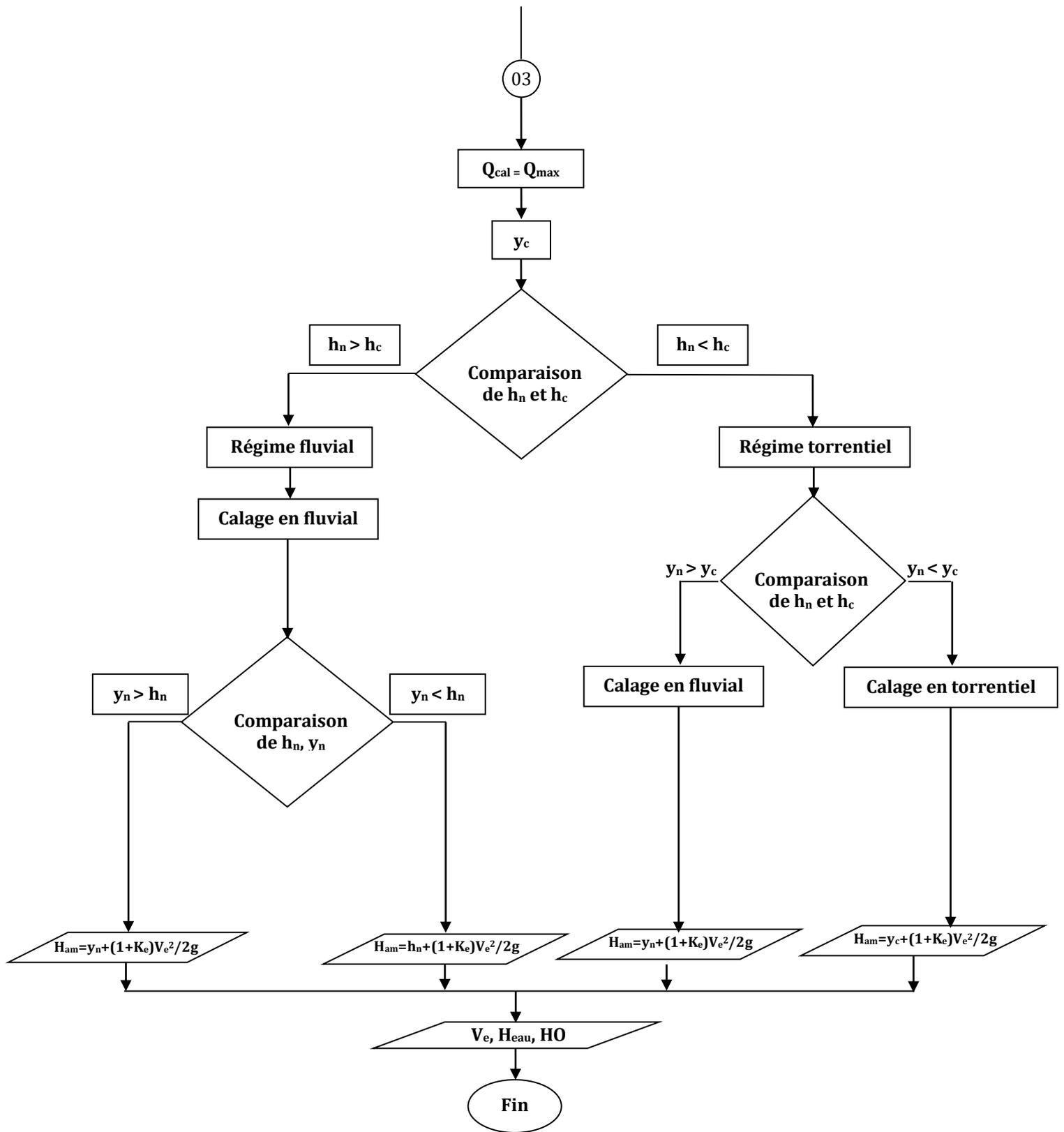


Figure A.01 Organigramme du code de calcul.

Figure A.02 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 50$ ans).

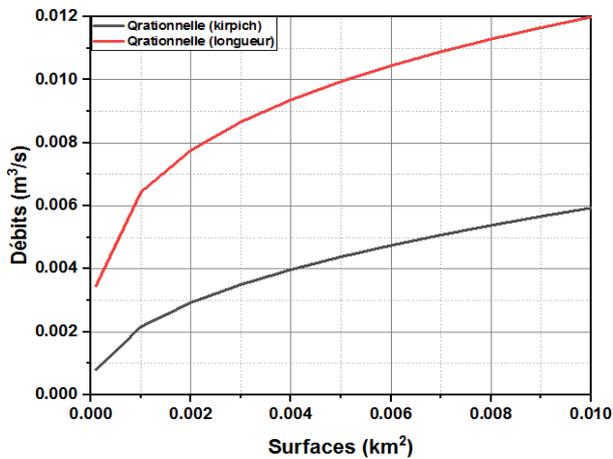


Figure. A.03 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 50$ ans).

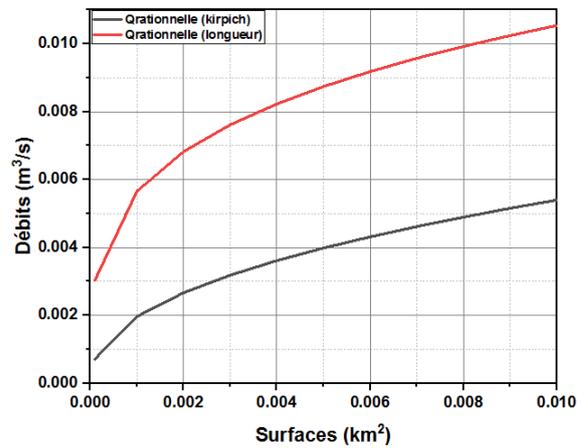


Figure A.04 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T = 50$ ans).

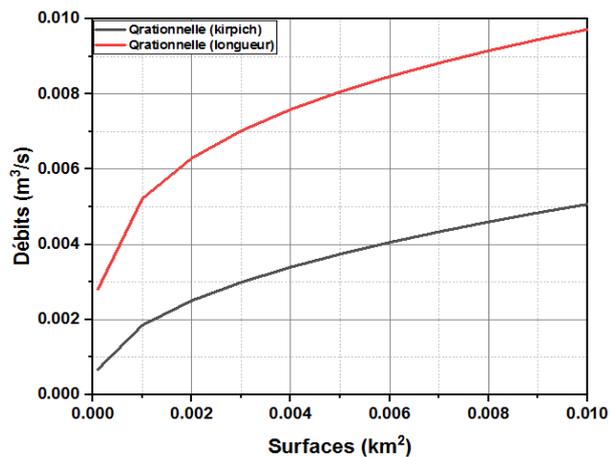


Figure A.05 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 50$ ans).

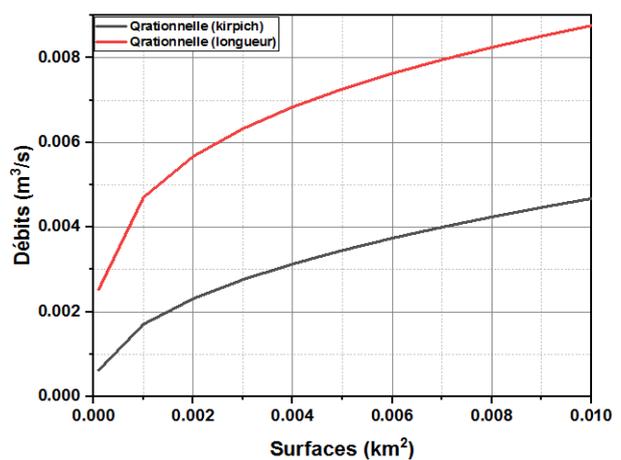


Figure A.06 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T = 50$ ans).

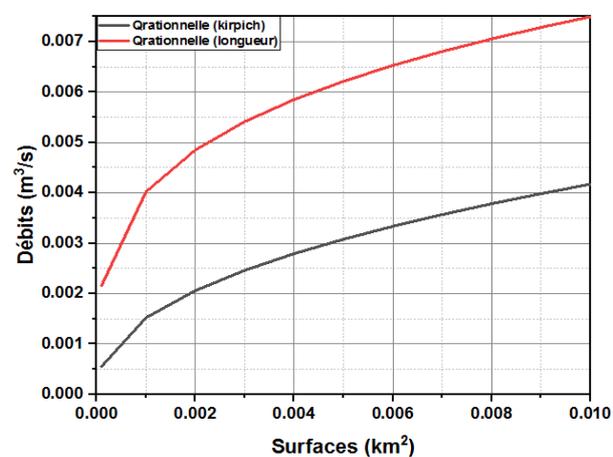


Figure A.07 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 50$ ans).

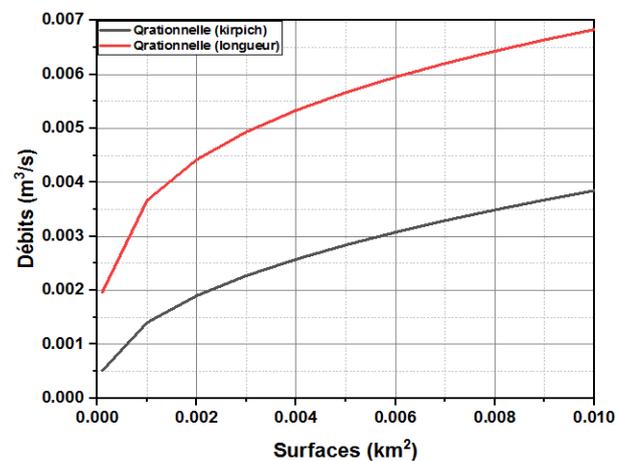


Figure A.08 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 50$ ans).

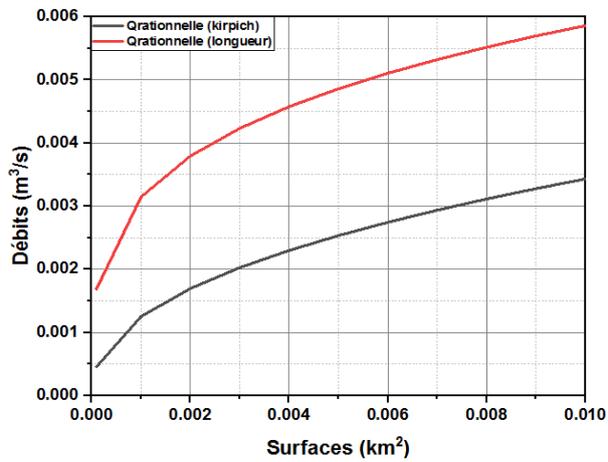


Figure A.09 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 50$ ans).

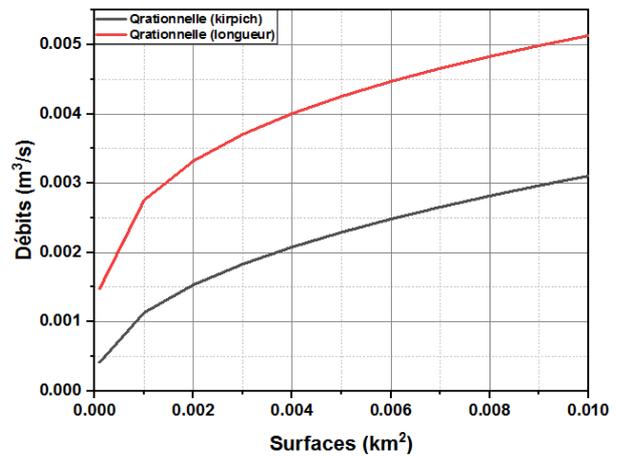


Figure A.10 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 50$ ans).

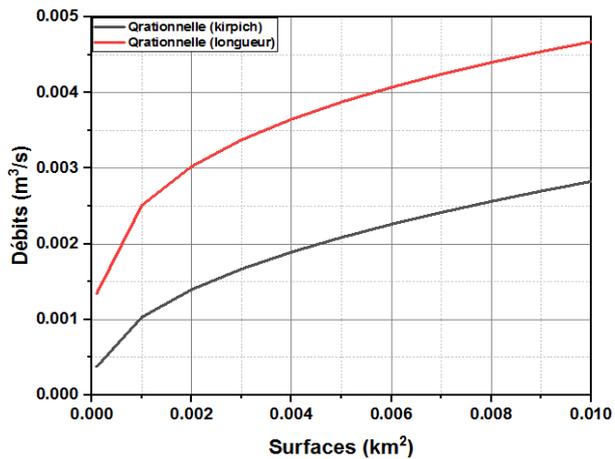


Figure A.11 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 50$ ans).

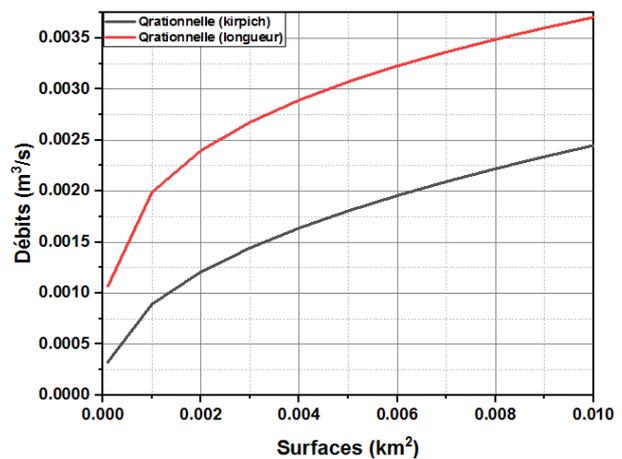


Figure A.12 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 20$ ans).

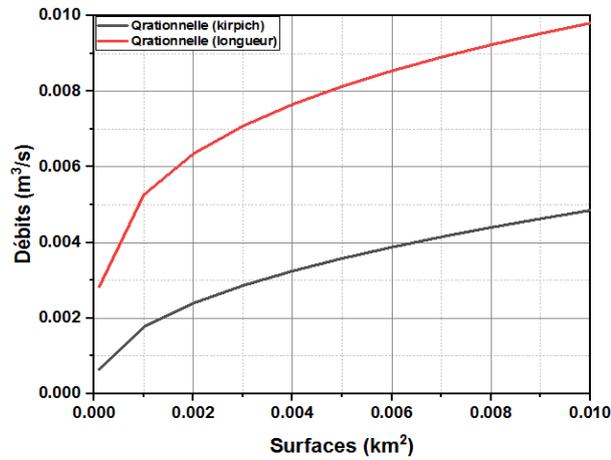


Figure A.13 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 20$ ans).

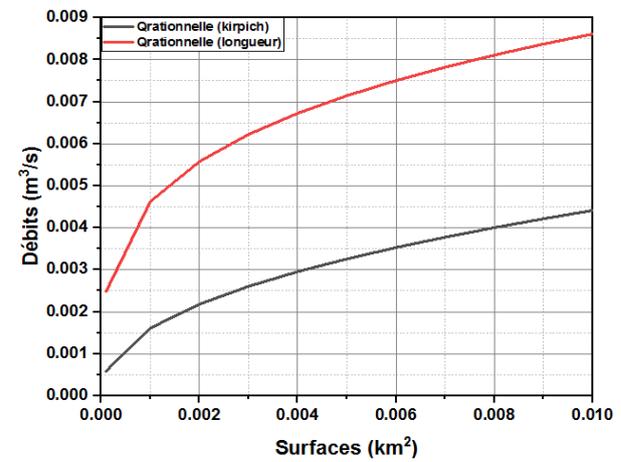


Figure A.14 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T=20$ ans).

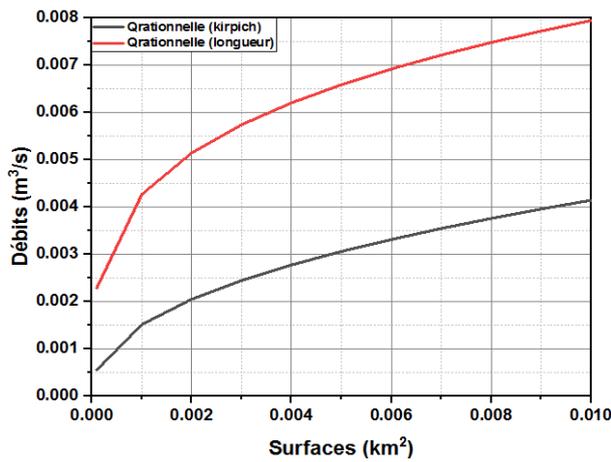


Figure A.15 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 20$ ans).

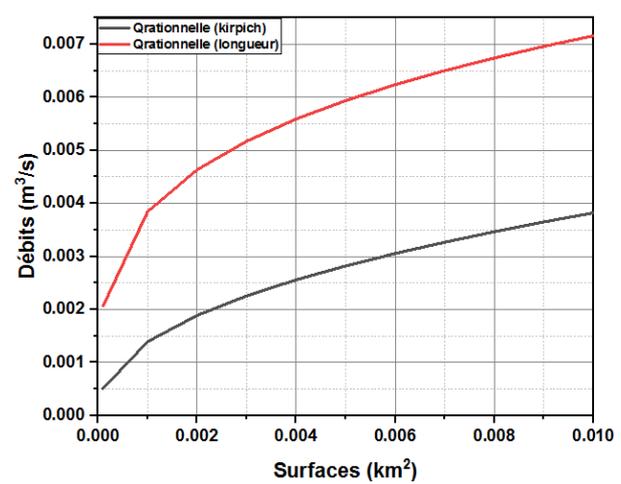


Figure A.16 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T=20$ ans).

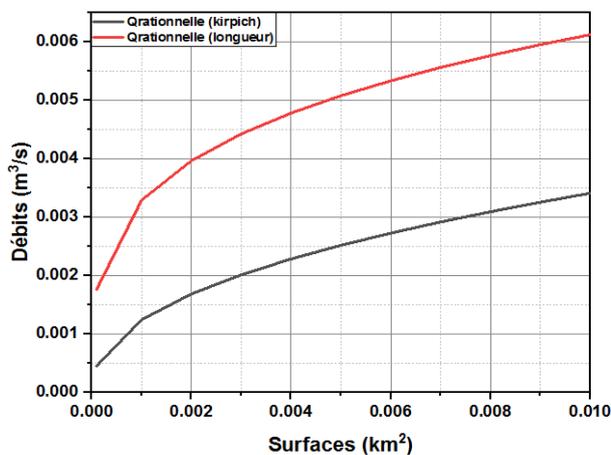


Figure A.17 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 20$ ans).

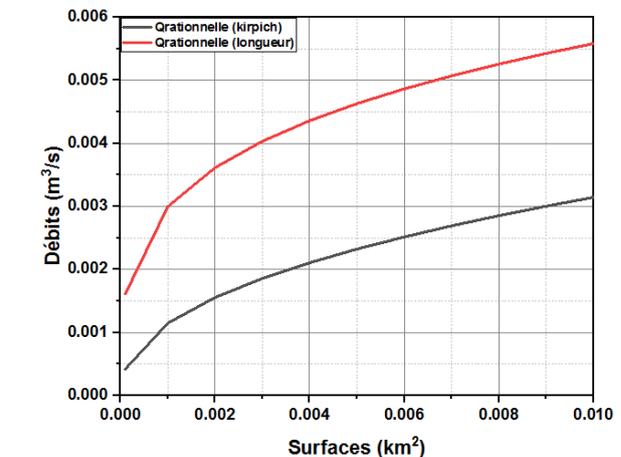


Figure A.18 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 20 ans).

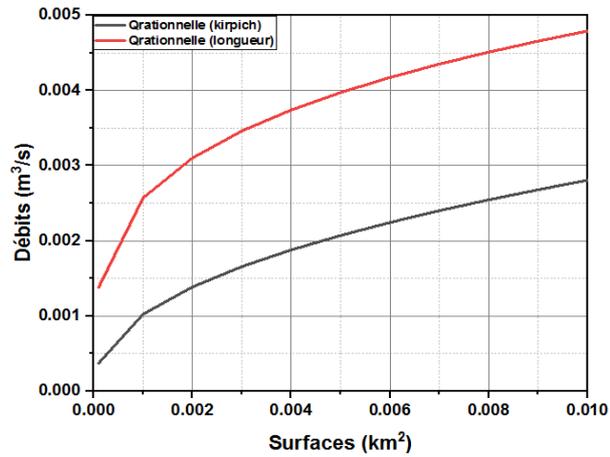


Figure A.19 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 20 ans).

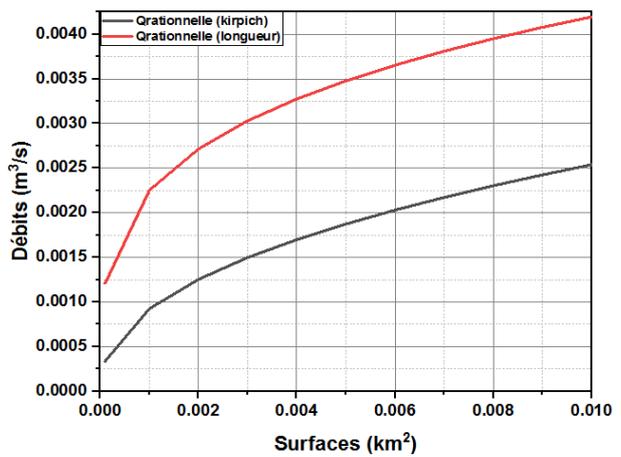


Figure A.20 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 20 ans).

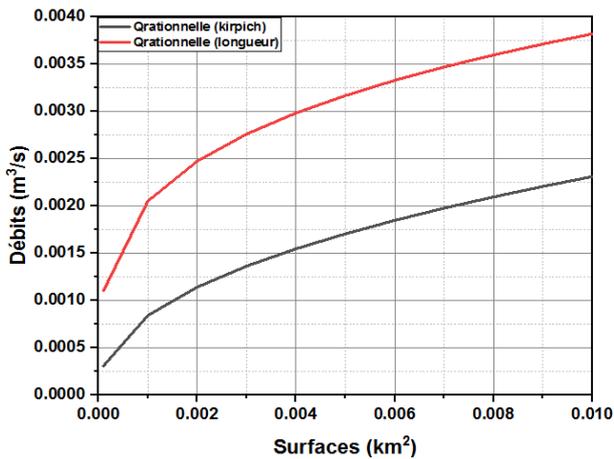


Figure A.21 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 20 ans).

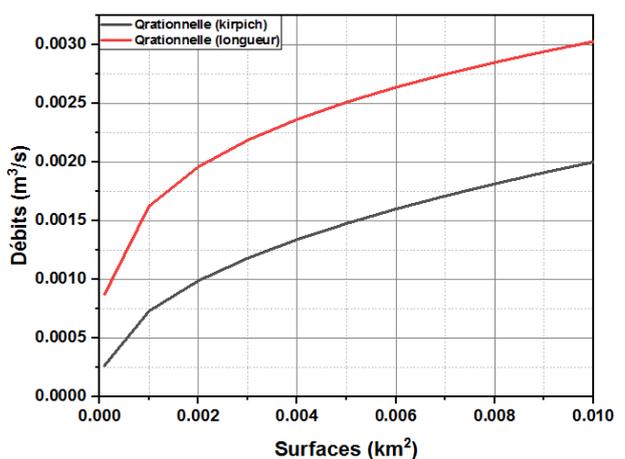


Figure A.22 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 10$ ans).

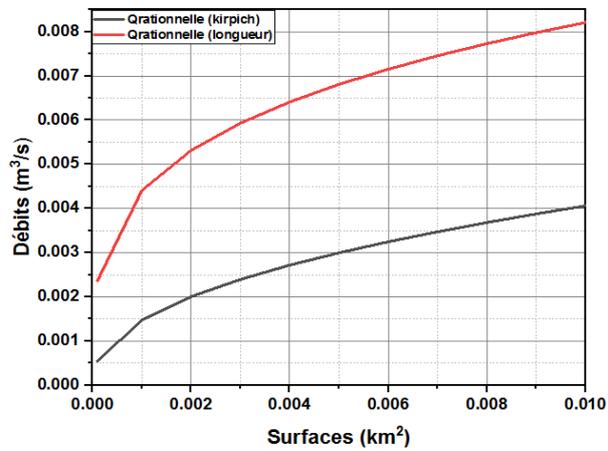


Figure 23 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T=10$ ans).

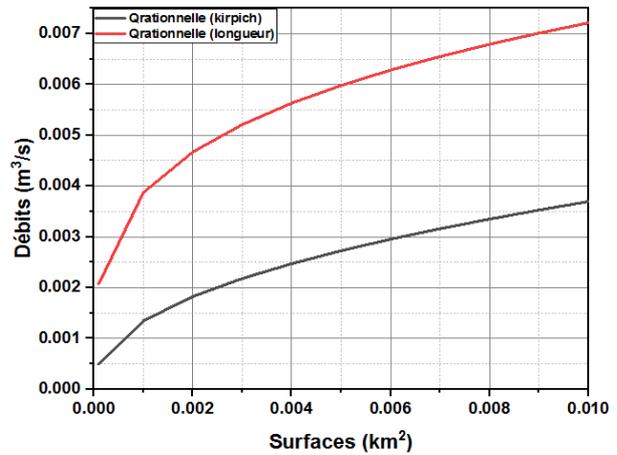


Figure A.24 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T=10$ ans).

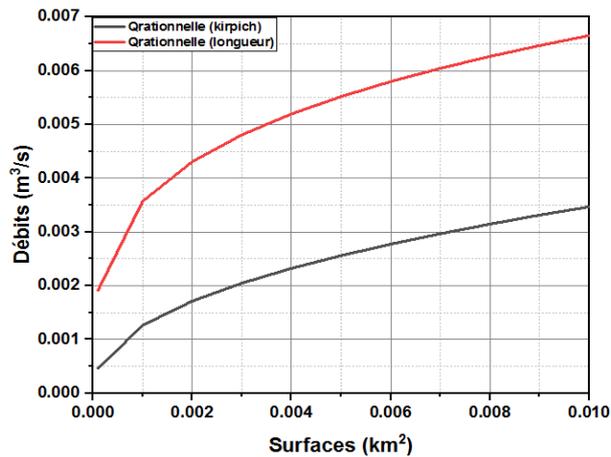


Figure A.25 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T=10$ ans).

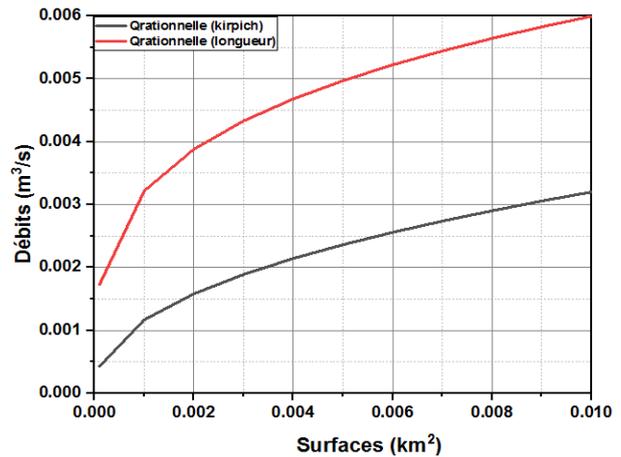


Figure A.26 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T=10$ ans).

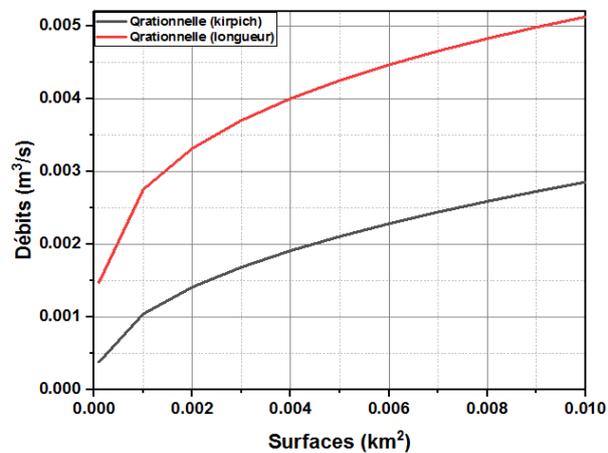


Figure A.27 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 10$ ans).

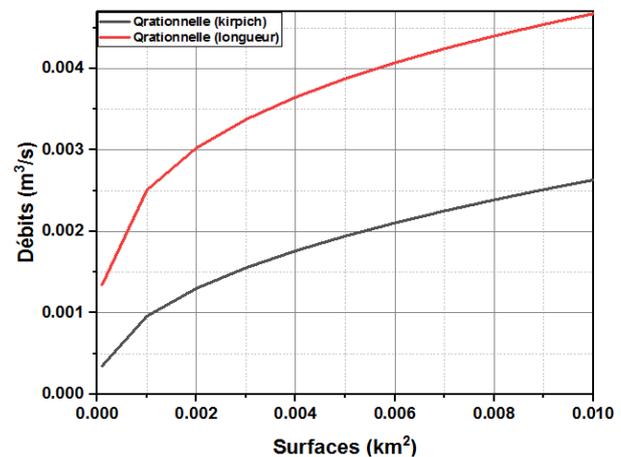


Figure A.28 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 10$ ans).

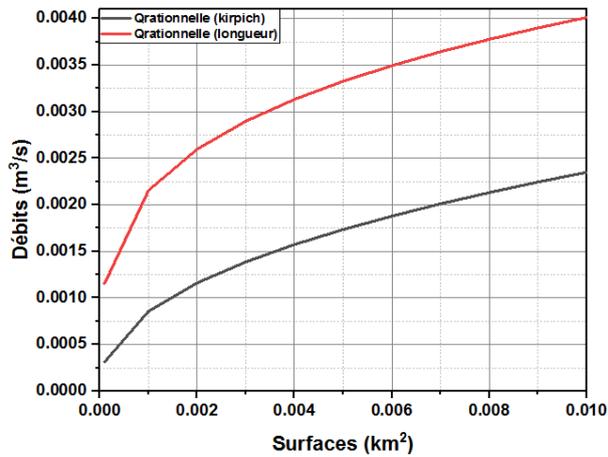


Figure A.29 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 10$ ans).

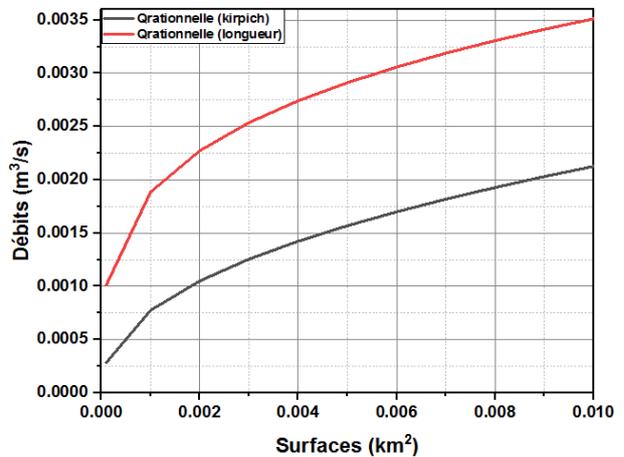


Figure A.30 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 10$ ans).

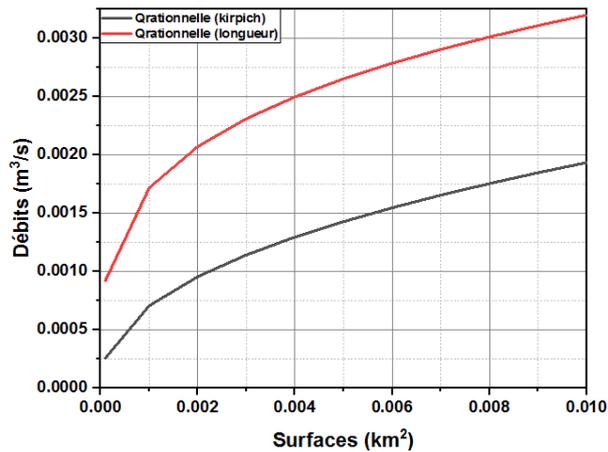


Figure A.31 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 10$ ans).

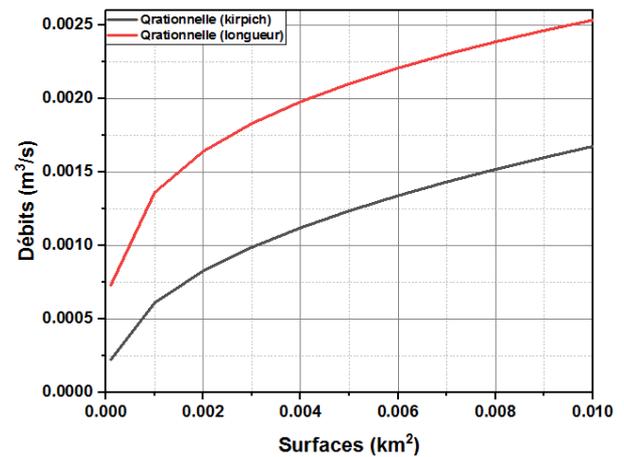


Figure A.32 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 5 ans).

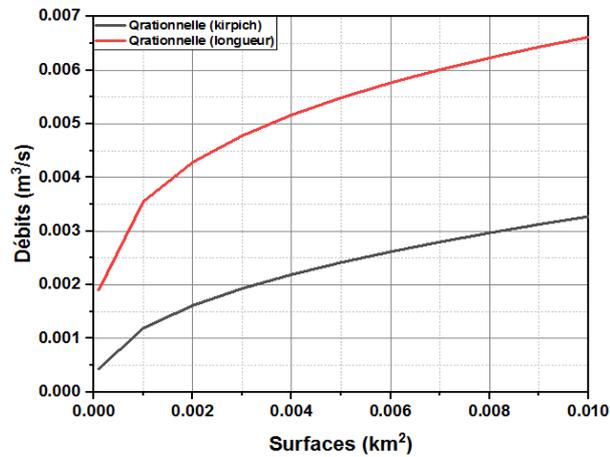


Figure A.33 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 5 ans).

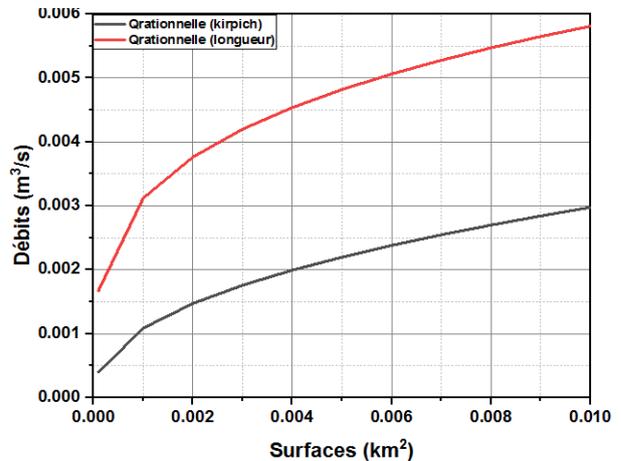


Figure A.34 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.04 et V = 3 m/s et T=5 ans).

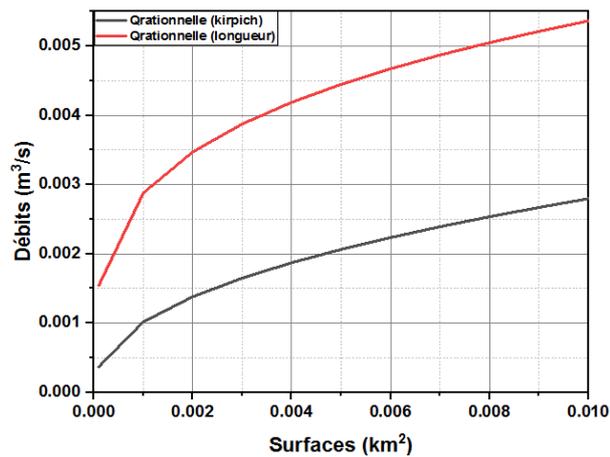


Figure A.35 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 5 ans).

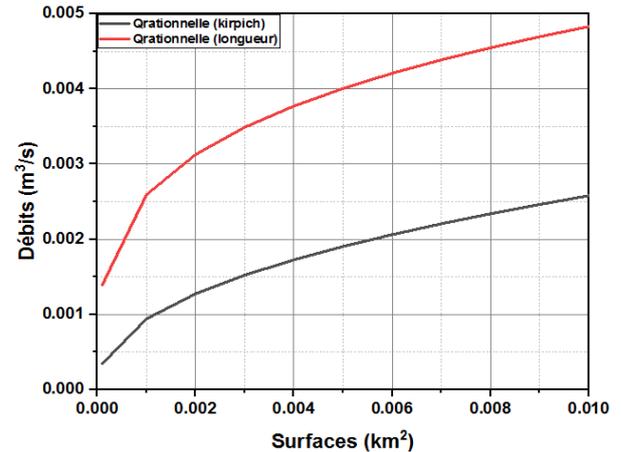


Figure A.36 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T=5 ans).

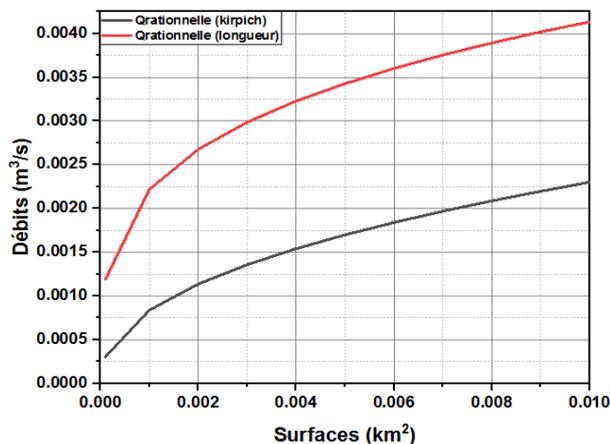


Figure A.37 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 5 ans).

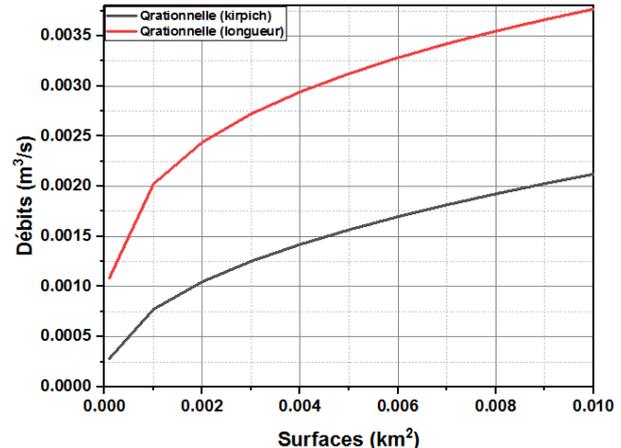


Figure A.38 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T=5$ ans).

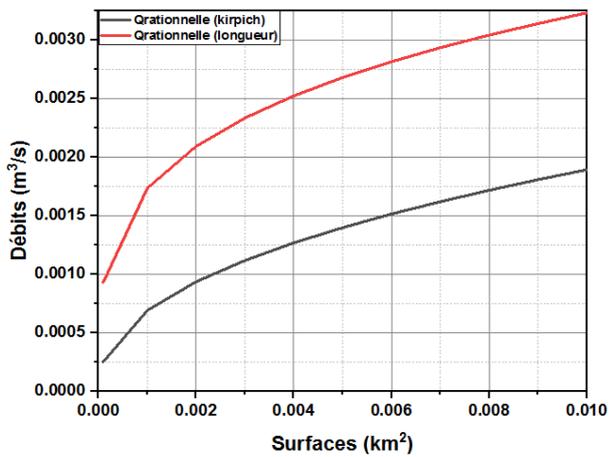


Figure A.39 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T=5$ ans).

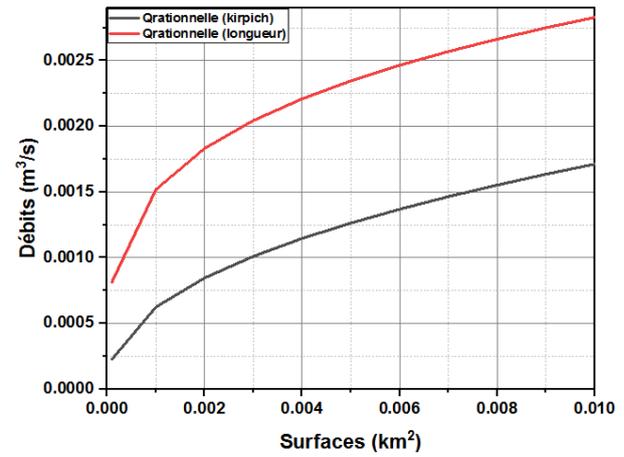


Figure A.40 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 5$ ans).

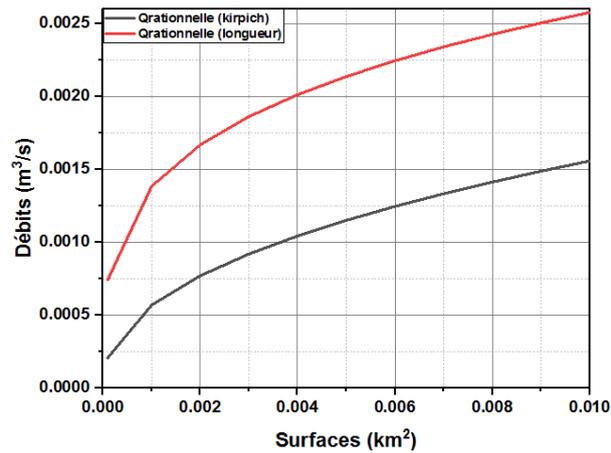


Figure A.41 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 5$ ans).

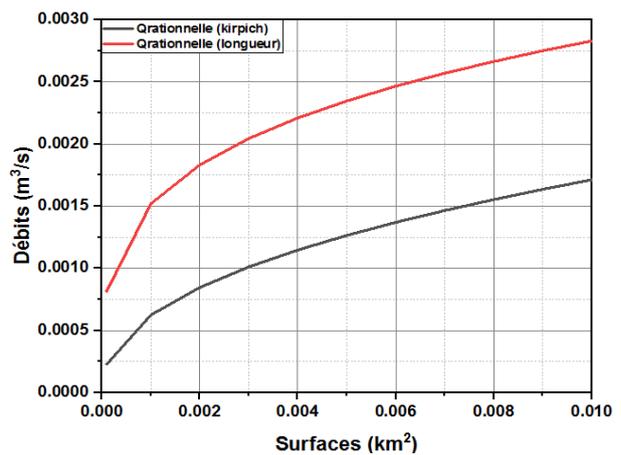


Figure A.42 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 2 ans).

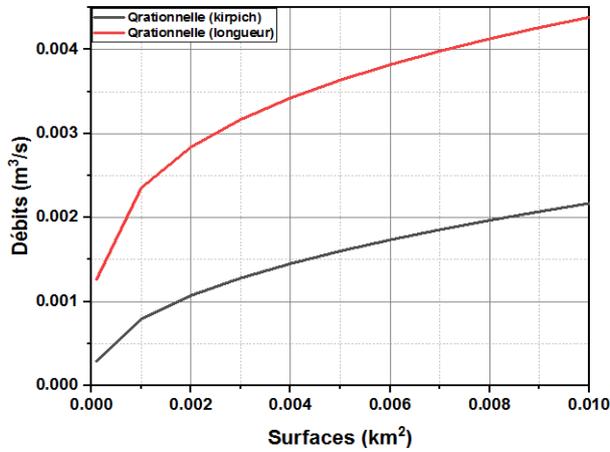


Figure A.43 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 2 ans).

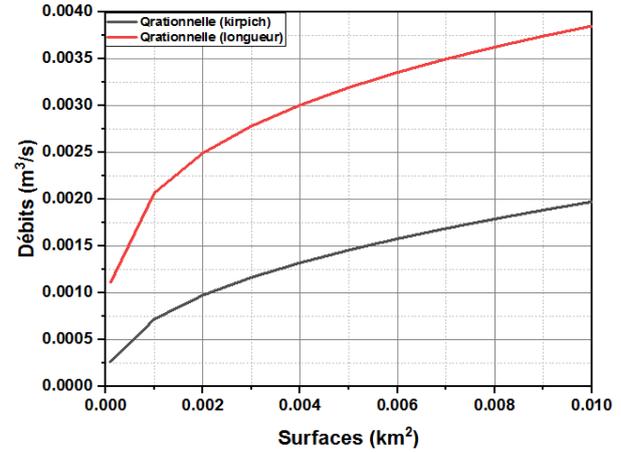


Figure A.44 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.04 et V = 3 m/s et T=2 ans).

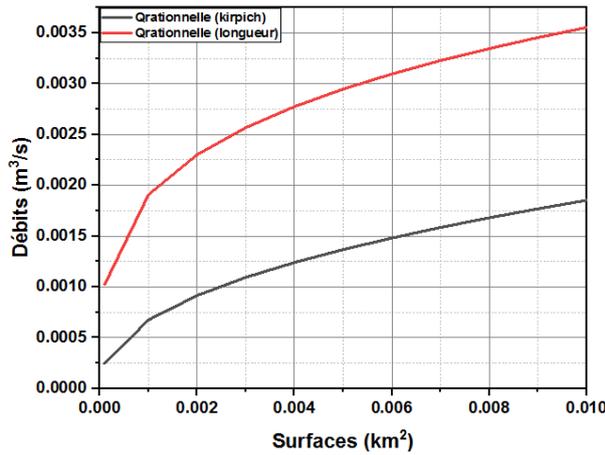


Figure A.45 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 2 ans).

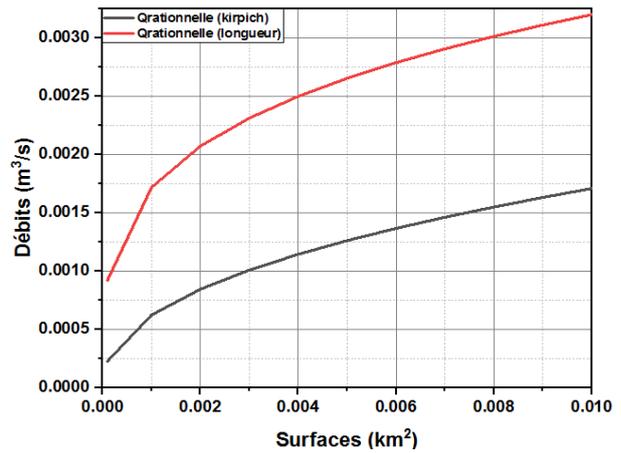


Figure A.46 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T=2 ans).

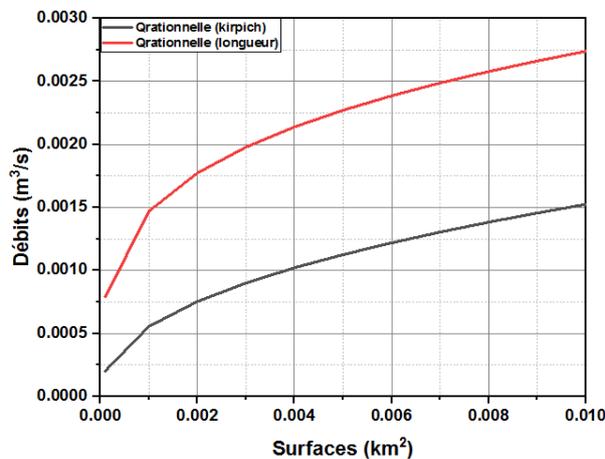


Figure A.47 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 2 ans).

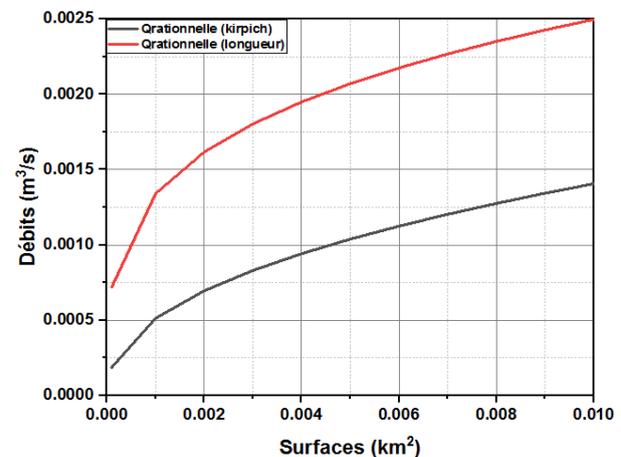


Figure A.48 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T=2$ ans).

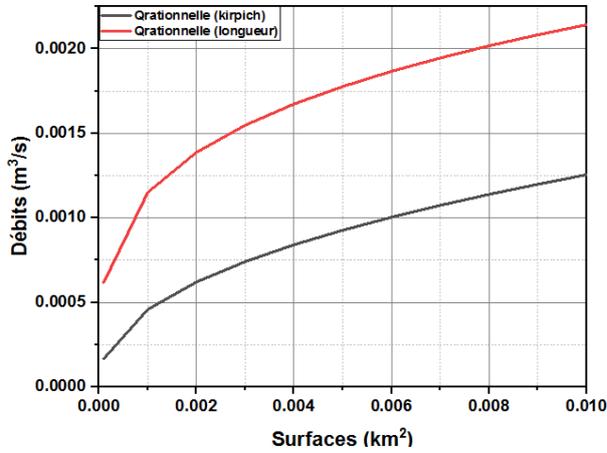


Figure A.49 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T=2$ ans).

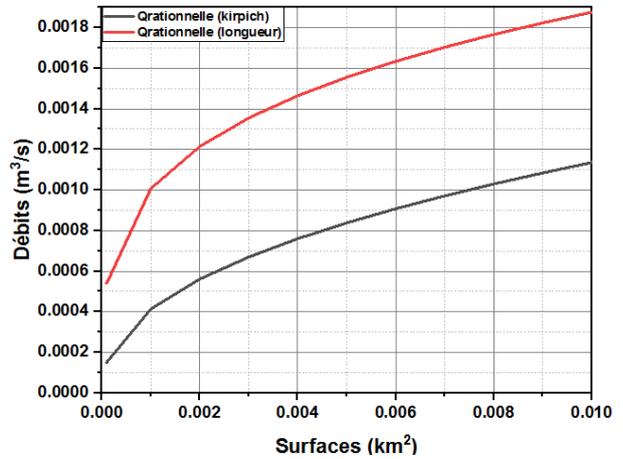


Figure A.50 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 2$ ans).

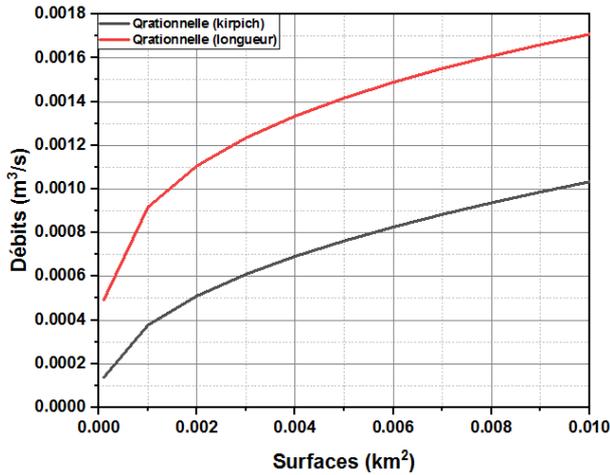


Figure A.51 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 2$ ans).

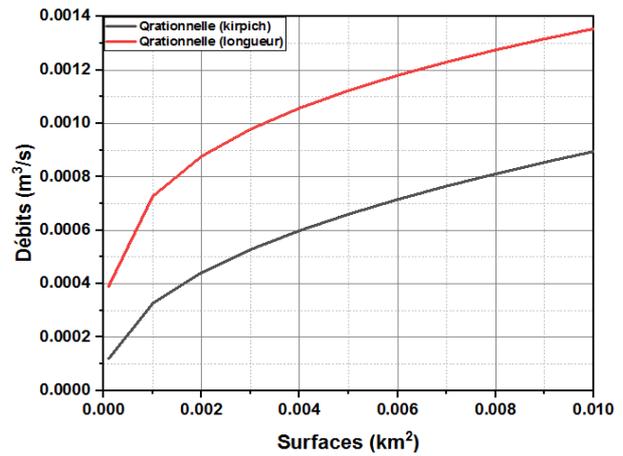


Figure A.52 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 50 ans).

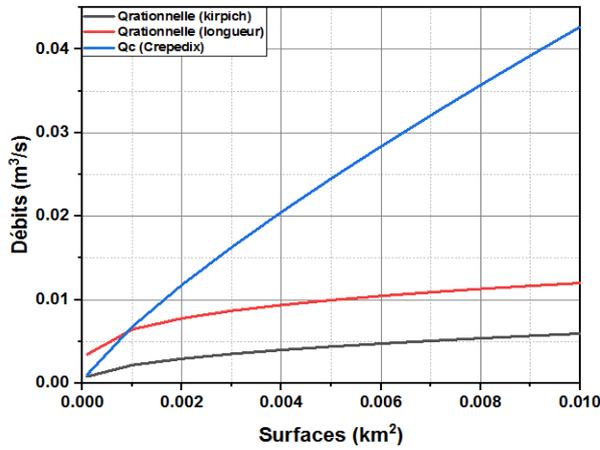


Figure A.53 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 50 ans).

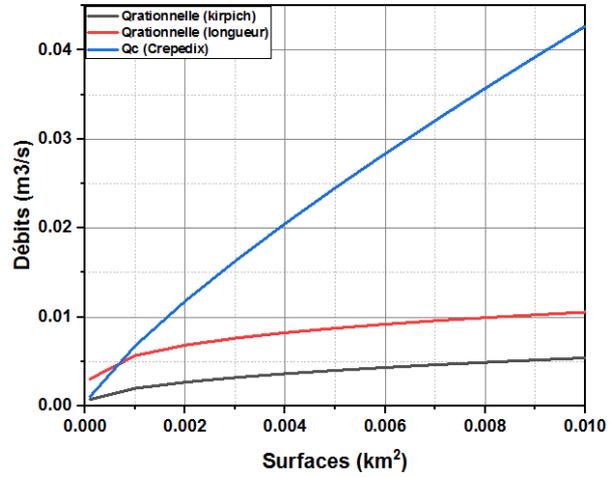


Figure A.54 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 50 ans).

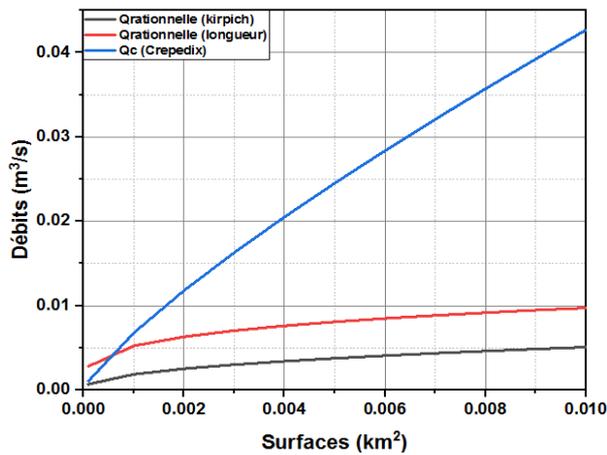


Figure A.55 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 50 ans).

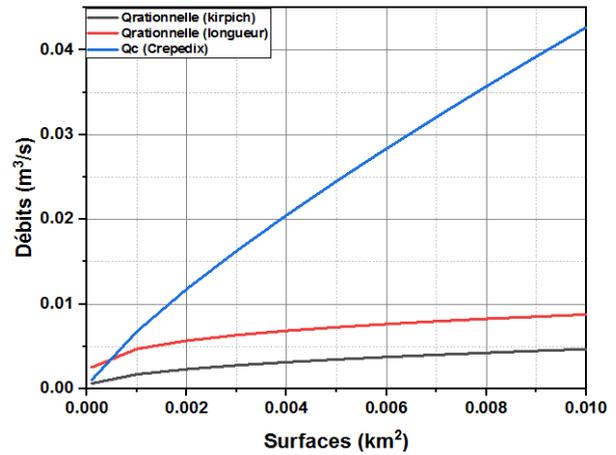


Figure A.56 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 50 ans).

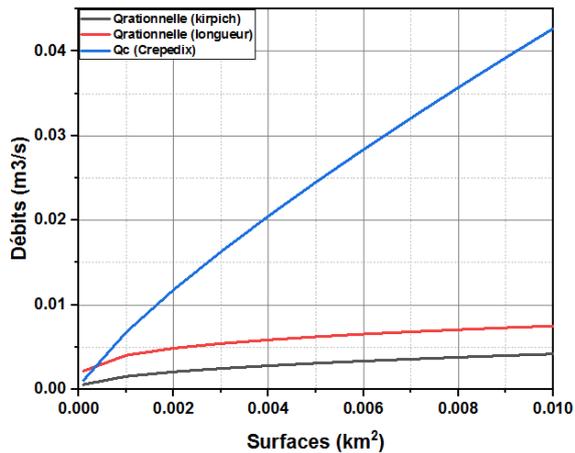


Figure A.57 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 50 ans).

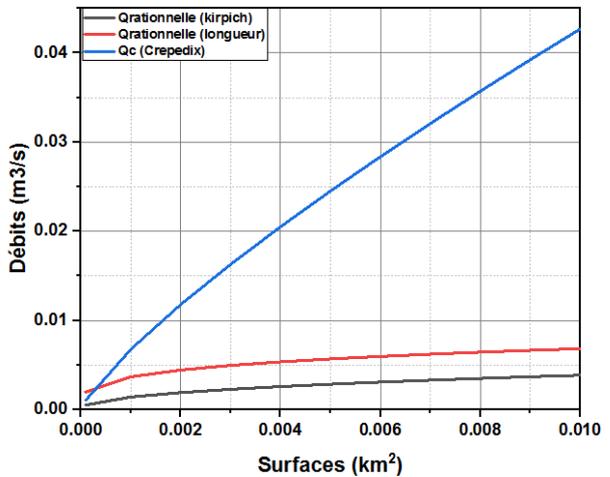


Figure A.58 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 50 ans).

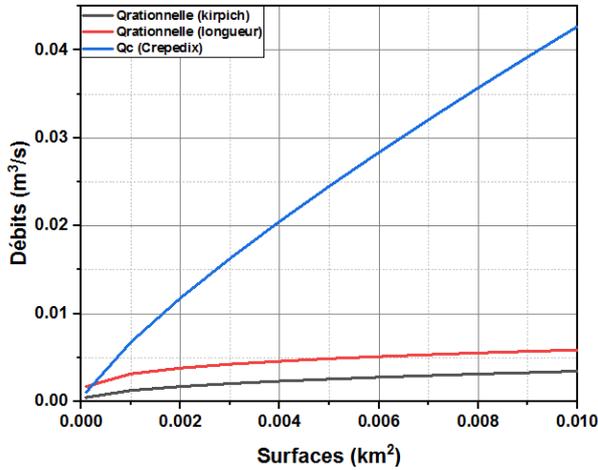


Figure A.59 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 50 ans).

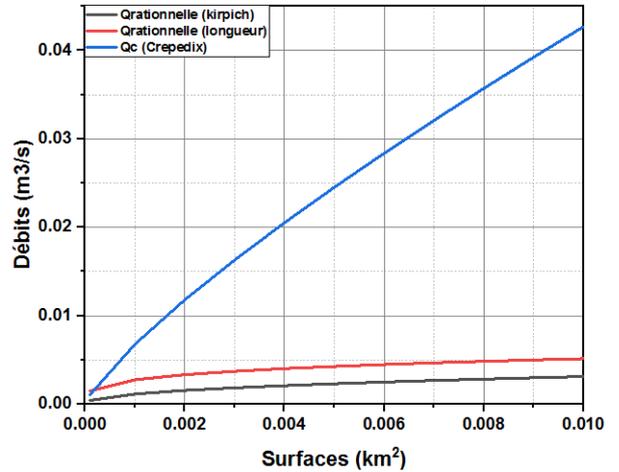


Figure 60 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 50 ans).

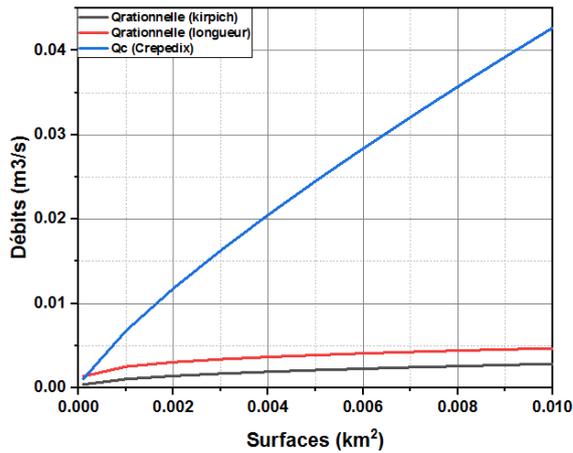


Figure 61 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 50 ans).

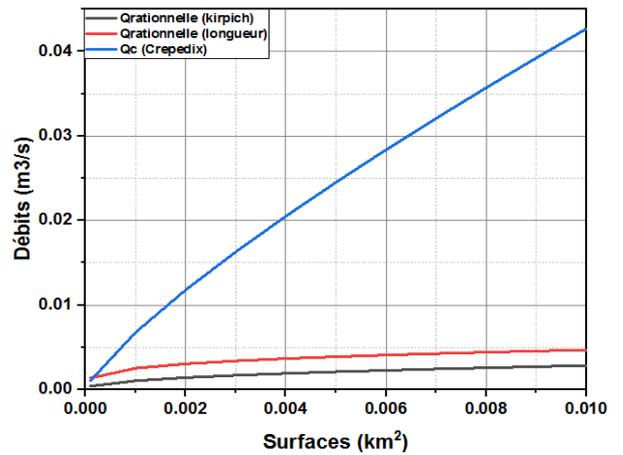


Figure 62 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 20 ans).

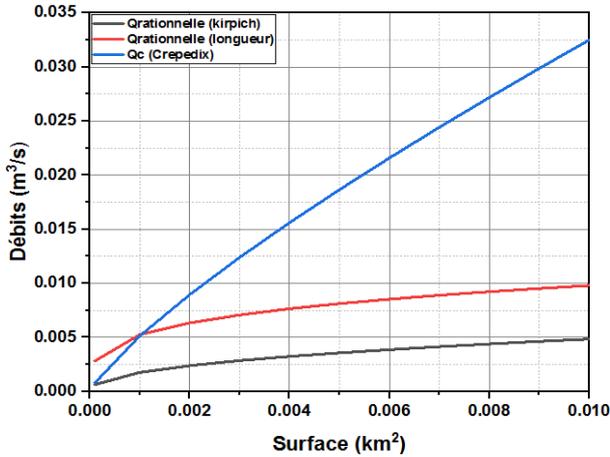


Figure A.63 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 20 ans).

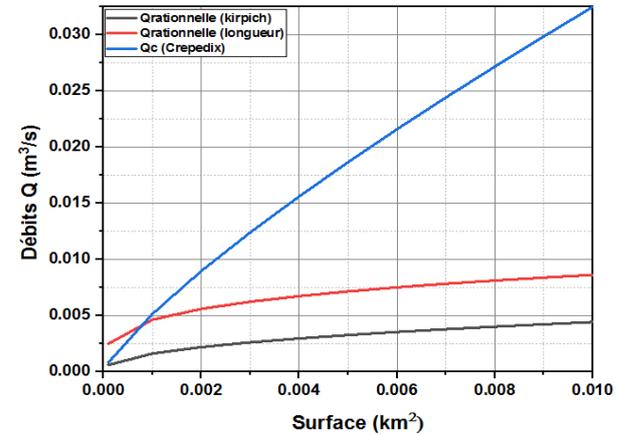


Figure A.64 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 20 ans).

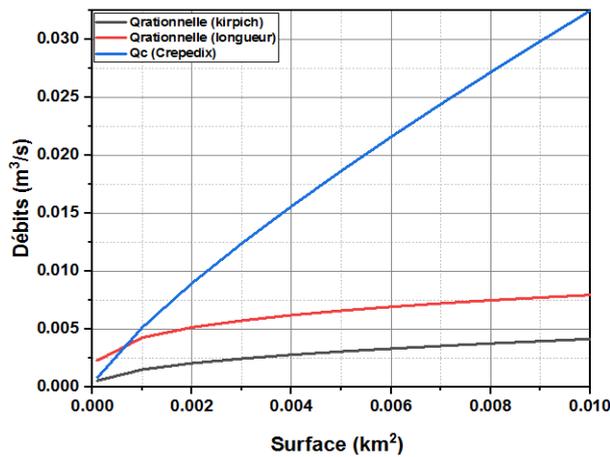


Figure A.65 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 20 ans).

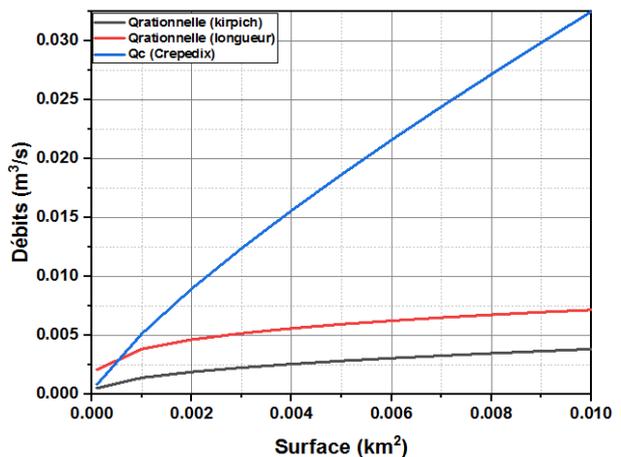


Figure A.66 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 20 ans).

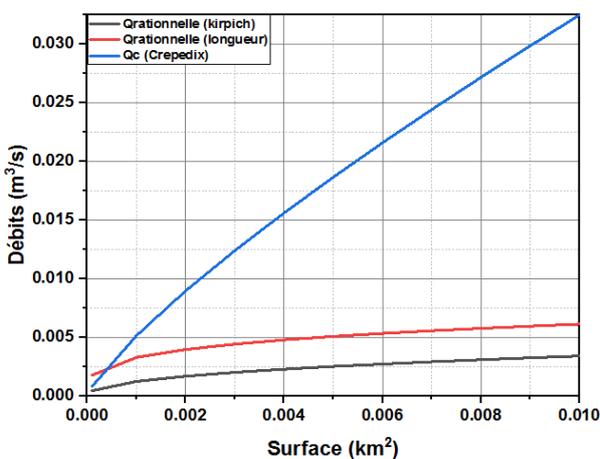


Figure 67 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 20 ans).

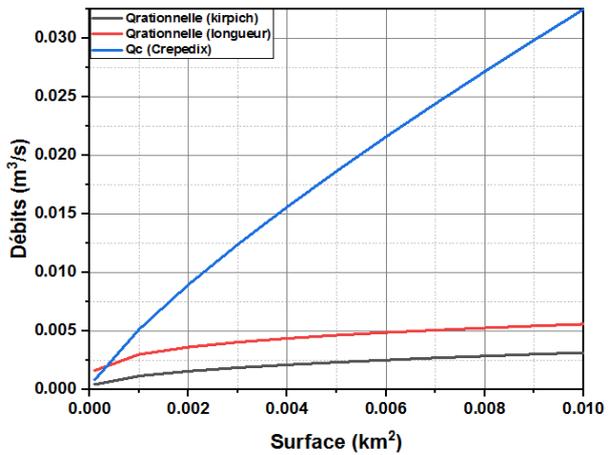


Figure 68 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 20 ans).

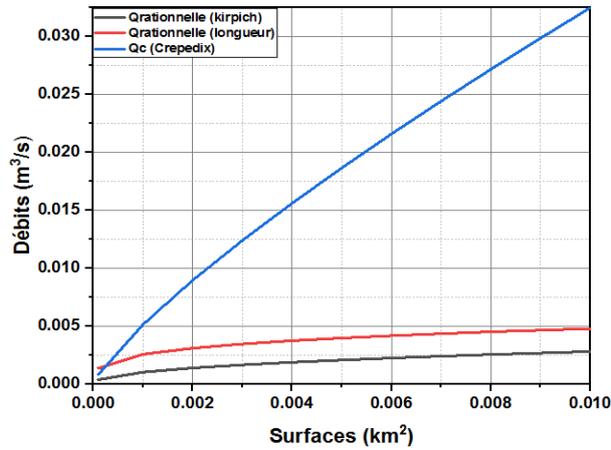


Figure 69 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 20 ans).

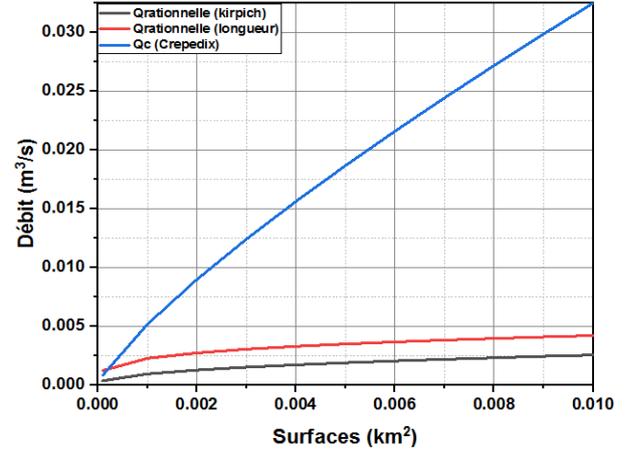


Figure 70 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 20 ans).

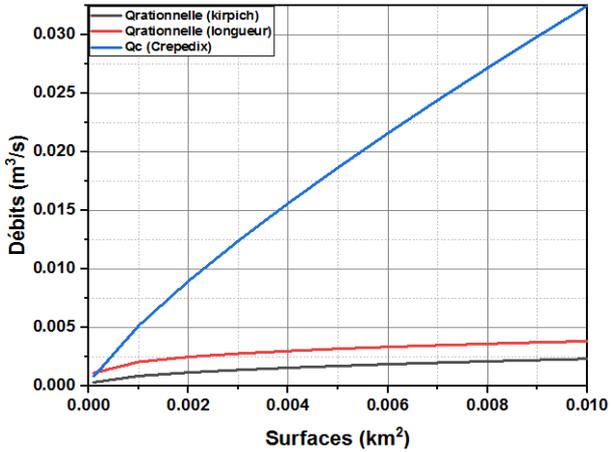


Figure 71 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 20 ans).

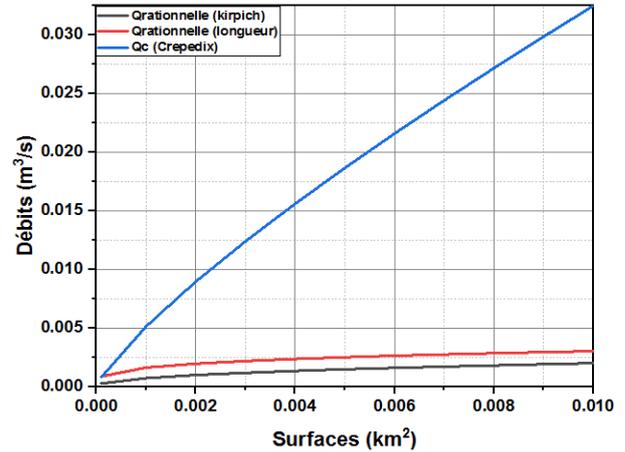


Figure A.72 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 10 ans).

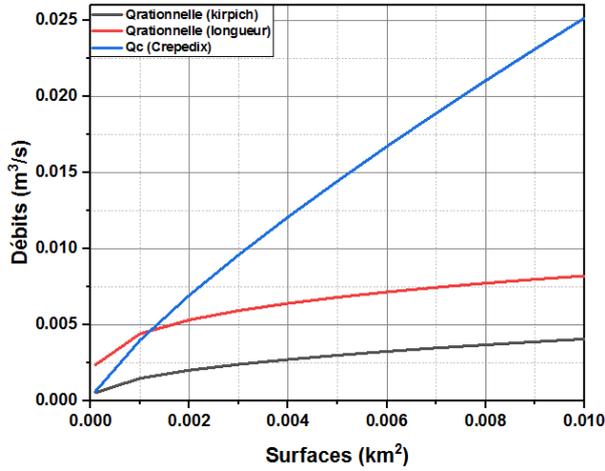


Figure A.73 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 10 ans).

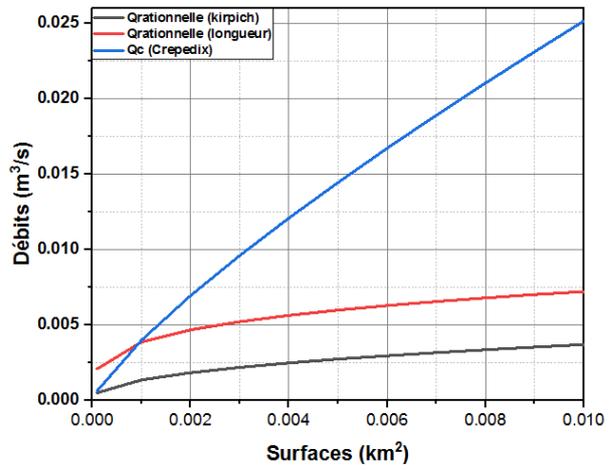


Figure A.74 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 10 ans).

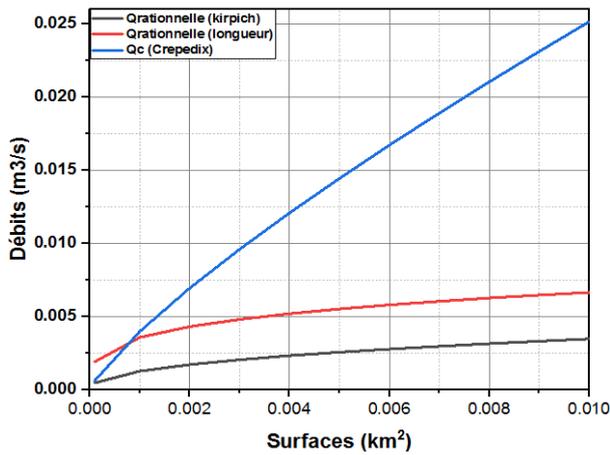


Figure A.75 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 10 ans).

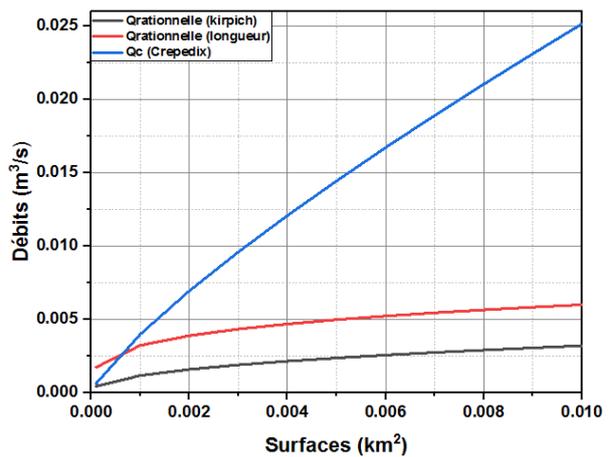


Figure A.76 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 10 ans).

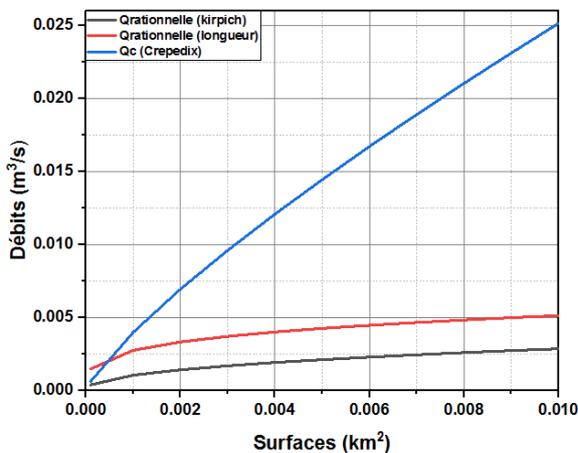


Figure A.77 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 10 ans).

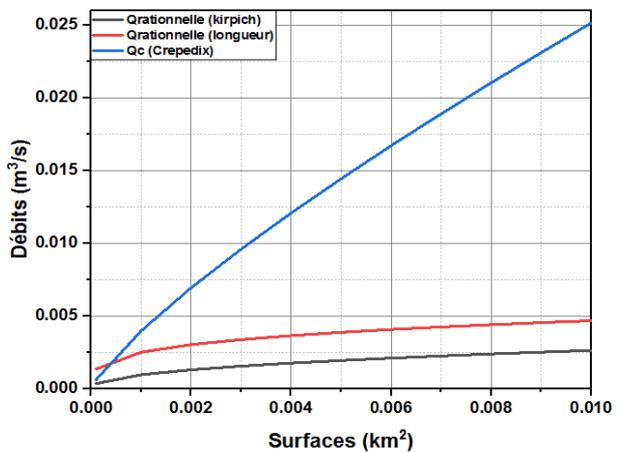


Figure A.78 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 10 ans).

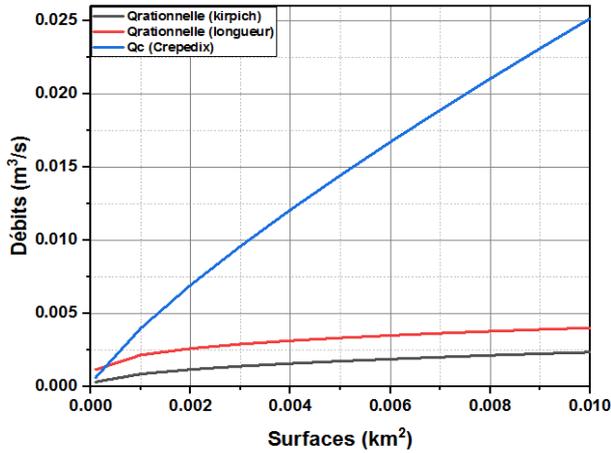


Figure A.79 Comparaison des débits calculés par la méthode rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 10 ans).

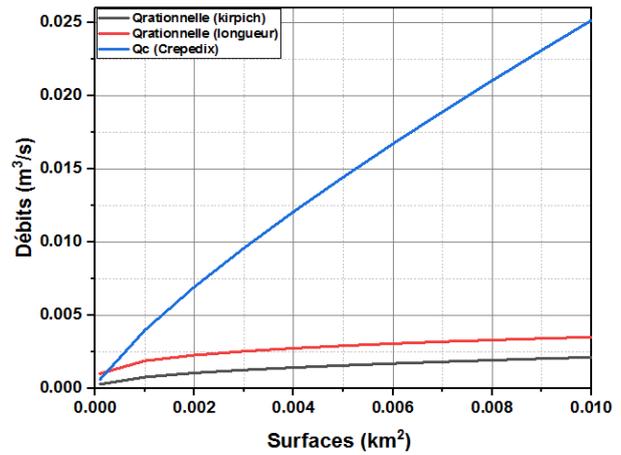


Figure A.80 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 10 ans).

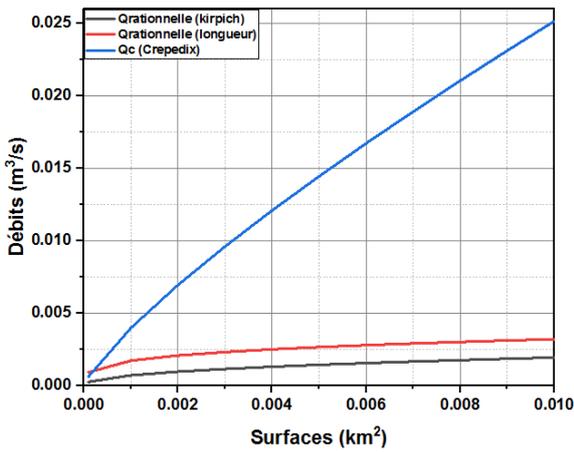


Figure A.81 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 10 ans).

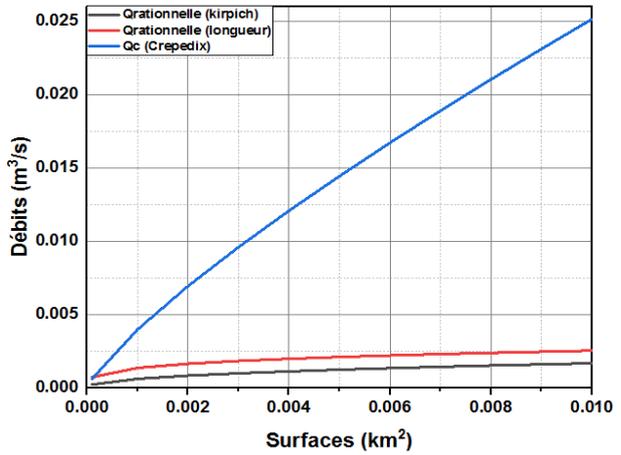


Figure A.82 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 5 ans).

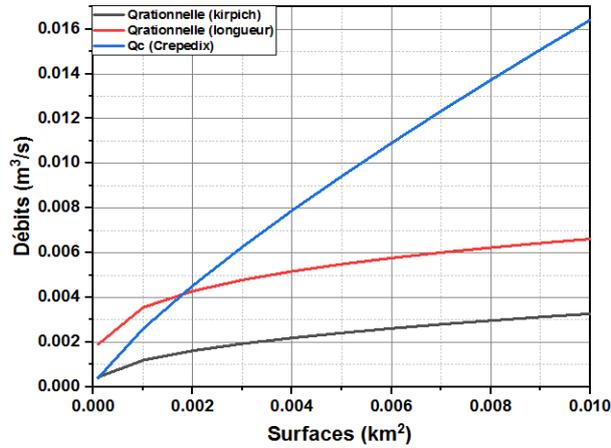


Figure A.83 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 5 ans).

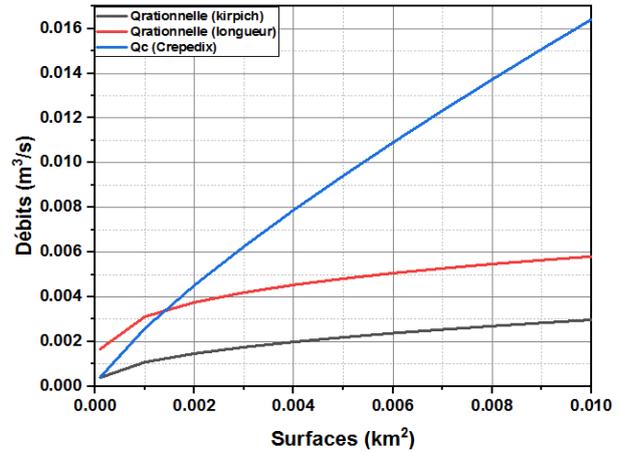


Figure A.84 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 5 ans).

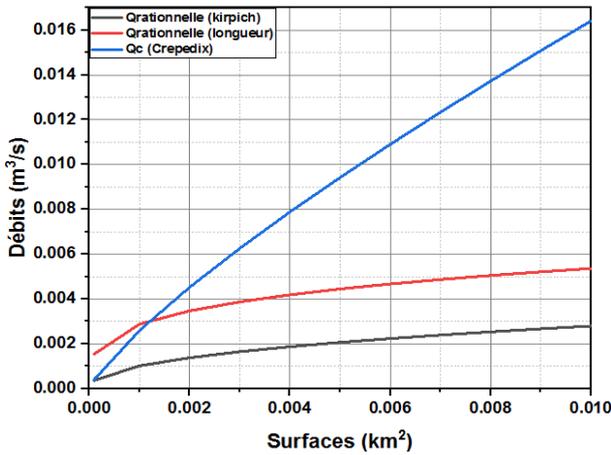


Figure A.85 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 5 ans).

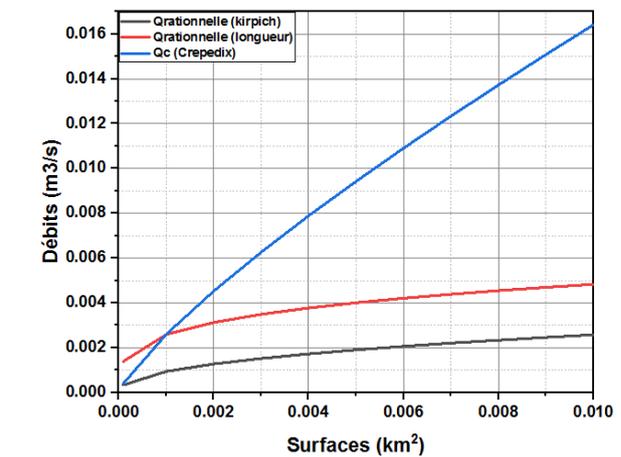


Figure A.86 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 5 ans).

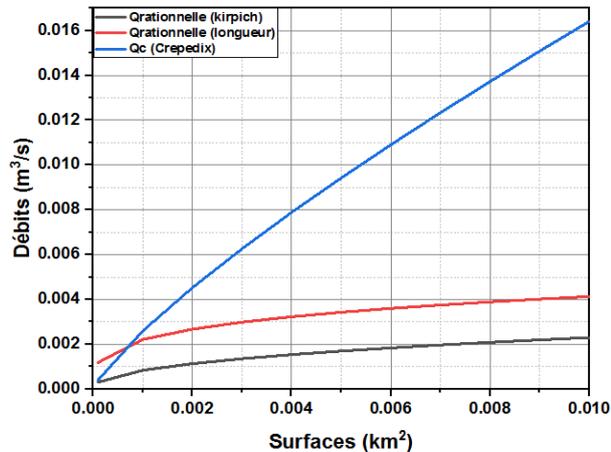


Figure A.87 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 5 ans).

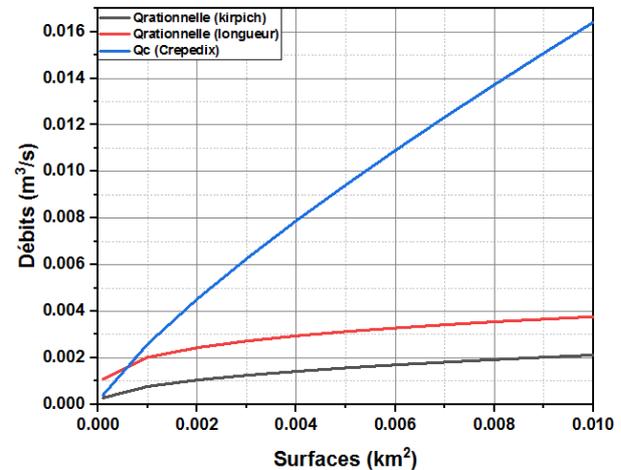


Figure A.88 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 5 ans).

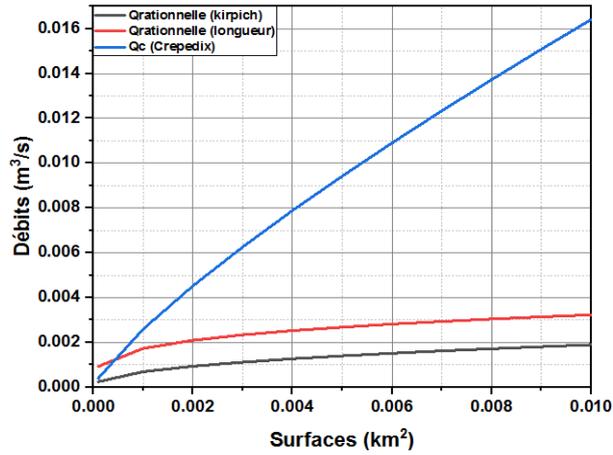


Figure A.89 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 5 ans).

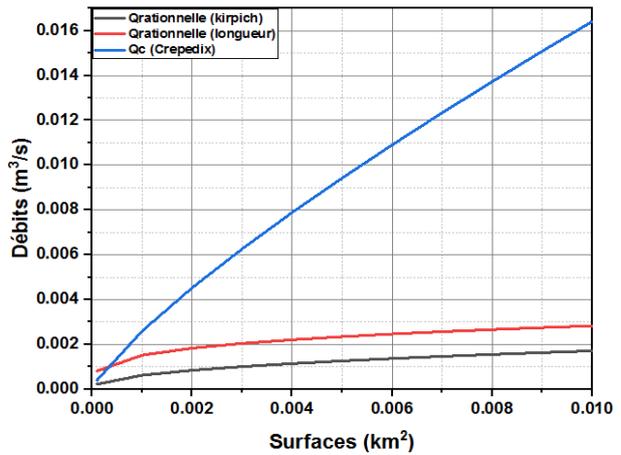


Figure A.90 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 5 ans).

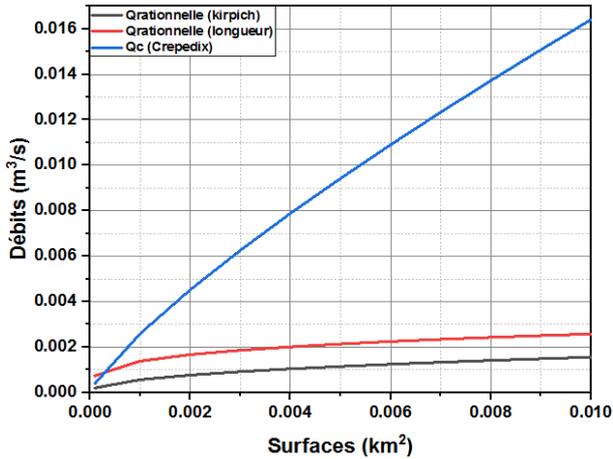


Figure A.91 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 5 ans).

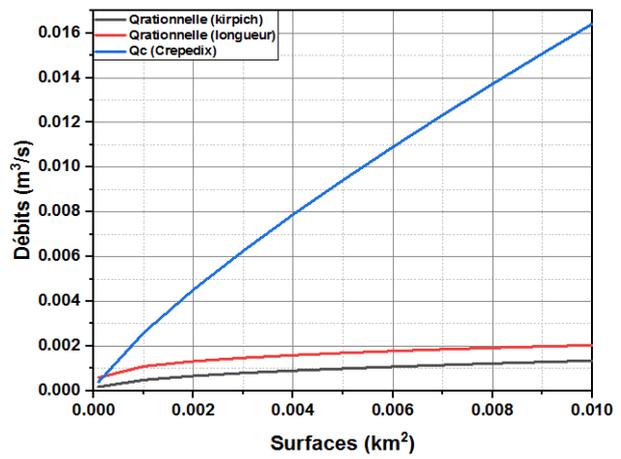


Figure A.92 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 2 ans).

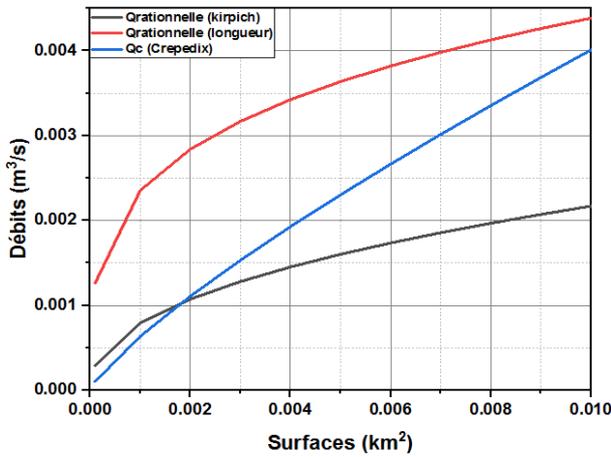


Figure A.93 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 2 ans).

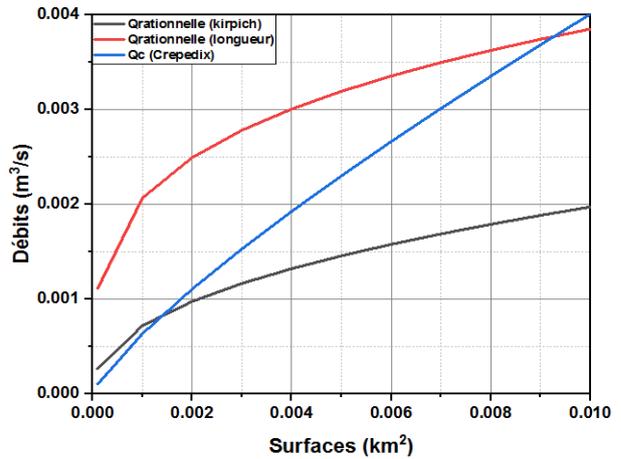


Figure A.94 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 2 ans).

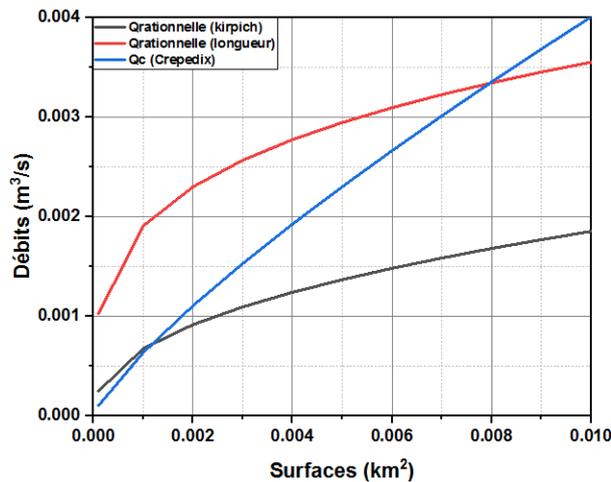


Figure A.95 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 2 ans).

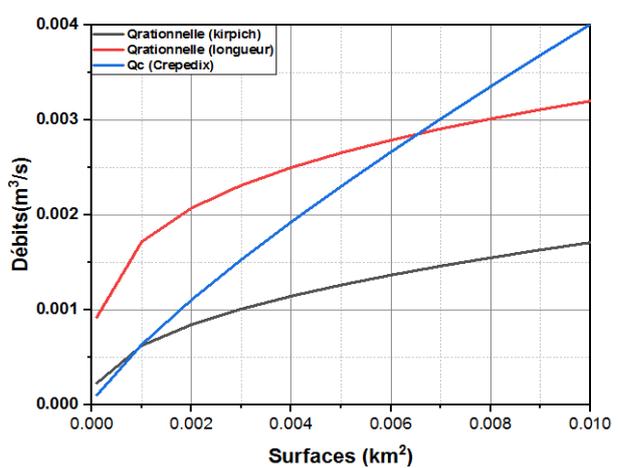


Figure A.96 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 2 ans).

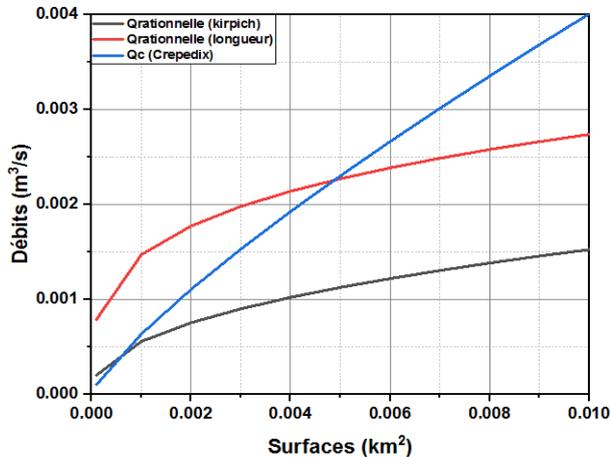


Figure A.97 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 2 ans).

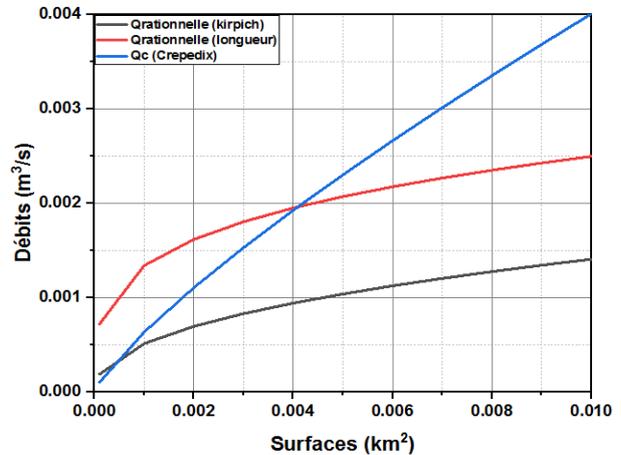


Figure A.98 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 2 ans).

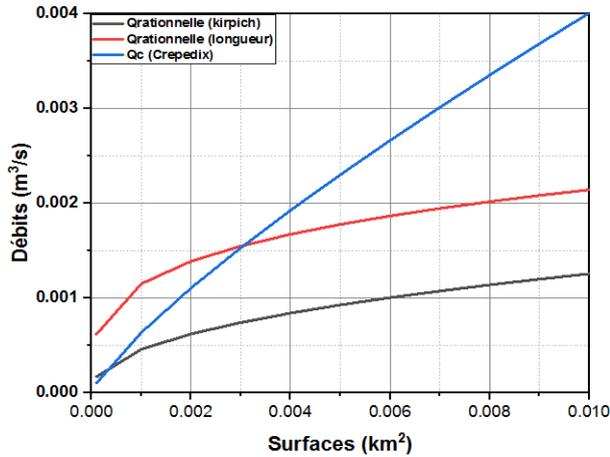


Figure A.99 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 2 ans).

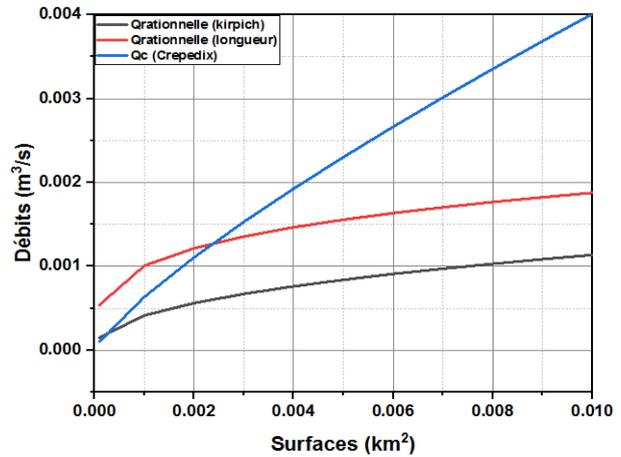


Figure A.100 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 2 ans).

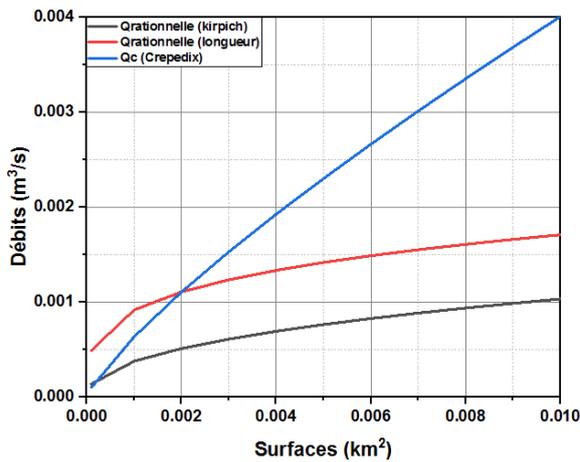


Figure A.101 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 2 ans).

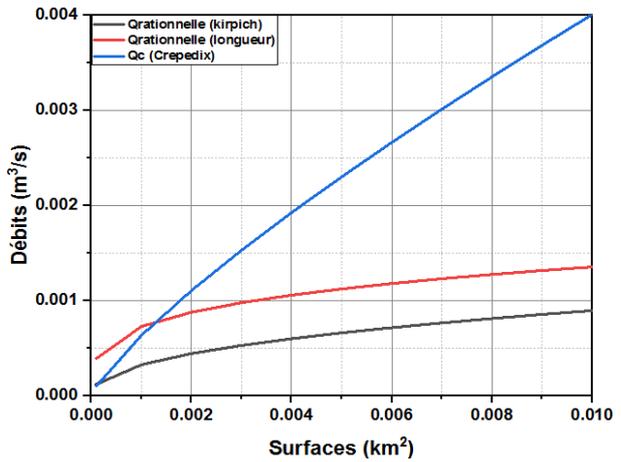


Tableau A.01 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour (I=0.003 et V= 0.8 m/s).

Longueur en (m)	Temps de concentration tc avec la formule de Kirpich	Temps de concentration tc avec la formule des longueurs
10	1.05999782	0.20833333
100	6.24172993	2.08333333
200	10.6438334	4.16666667
300	14.5441498	6.25
400	18.1506075	8.33333333
500	21.5532058	10.4166667
600	24.8016992	12.5
700	27.9273973	14.5833333
800	30.9516826	16.6666667
900	33.8900107	18.75
1000	36.7540307	20.8333333

Tableau A.02 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour (I=0.005 et V= 1.1 m/s).

Longueur en (m)	Temps de concentration tc avec la formule de Kirpich	Temps de concentration tc avec la formule des longueurs
10	0.87074944	0.15151515
100	5.12735284	1.51515152
200	8.74351987	3.03030303
300	11.9474871	4.54545455
400	14.9100602	6.06060606
500	17.7051703	7.57575758
600	20.3736888	9.09090909
700	22.9413355	10.6060606
800	25.4256752	12.1212121
900	27.8394042	13.6363636
1000	30.1920919	15.1515152

Tableau A.03 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour (I=0.007 et V= 1.25 m/s).

Longueur en (m)	Temps de concentration tc avec la formule de Kirpich	Temps de concentration tc avec la formule des longueurs
10	0.76495152	0.13333333
100	4.50436848	1.33333333
200	7.68116347	2.66666667
300	10.4958418	4
400	13.098456	5.33333333
500	15.5539541	6.66666667
600	17.8982419	8
700	20.153914	9.33333333
800	22.3364012	10.6666667
900	24.4568569	12
1000	26.523688	13.3333333

Tableau A.04 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour (I=0.01 et V= 1.5 m/s).

Longueur en (m)	Temps de concentration tc avec la formule de Kirpich	Temps de concentration tc avec la formule des longueurs
10	0.66680164	0.11111111
100	3.92641912	1.11111111
200	6.69560389	2.22222222
300	9.14913472	3.33333333
400	11.417811	4.44444444
500	13.5582476	5.55555556
600	15.601743	6.66666667
700	17.5679929	7.77777778
800	19.4704481	8.88888889
900	21.3188311	10
1000	23.1204699	11.11111111

Tableau A.05 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour (I=0.015 et V= 1.85 m/s).

Longueur en (m)	Temps de concentration tc avec la formule de Kirpich	Temps de concentration tc avec la formule des longueurs
10	0.5704289	0.09090909
100	3.3589344	0.9090909
200	5.72788933	1.8018018
300	7.82681174	2.7027027
400	9.7675966	3.6036036
500	11.5986762	4.5045045
600	13.3468256	5.40540541
700	15.0288937	6.30630631
800	16.6563873	7.20720721
900	18.2376238	8.10810811
1000	19.7788721	9.00909091

Tableau A.06 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour (I=0.02 et V= 2.1 m/s).

Longueur en (m)	Temps de concentration tc avec la formule de Kirpich	Temps de concentration tc avec la formule des longueurs
10	0.51062269	0.07936508
100	3.0067693	0.79365079
200	5.12735284	1.58730159
300	7.00621522	2.38095238
400	8.74351987	3.17460317
500	10.3826212	3.96825397
600	11.9474871	4.76190476
700	13.4532	5.55555556
800	14.9100602	6.34920635
900	16.3255131	7.14285714
1000	17.7051703	7.93650794

Tableau A.07 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour (I=0.03 et V= 2.6 m/s).

Longueur en (m)	Temps de concentration tc avec la formule de Kirpich	Temps de concentration tc avec la formule des longueurs
10	0.43682247	0.06410256
100	2.57220142	0.64102564
200	4.38629736	1.28205128
300	5.99360806	1.92307692
400	7.47982034	2.56410256
500	8.88202266	3.20512821
600	10.2207187	3.84615385
700	11.5088112	4.48717949
800	12.7551116	5.12820513
900	13.9659893	5.76923077
1000	15.1462449	6.41025641

Tableau A.08 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour (I=0.04 et V= 3 m/s).

Longueur en (m)	Temps de concentration tc avec la formule de Kirpich	Temps de concentration tc avec la formule des longueurs
10	0.39102413	0.05555556
100	2.30252079	0.55555556
200	3.92641912	1.11111111
300	5.36521248	1.66666667
400	6.69560389	2.22222222
500	7.9507933	2.77777778
600	9.14913472	3.33333333
700	10.302178	3.88888889
800	11.417811	4.44444444
900	12.5017351	5
1000	13.5582476	5.55555556

Tableau A.09 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour (I=0.05 et V= 3.35 m/s).

Longueur en (m)	Temps de concentration tc avec la formule de Kirpich	Temps de concentration tc avec la formule des longueurs
10	0.35883368	0.04975124
100	2.11296939	0.49751244
200	3.60318285	0.99502488
300	4.9235298	1.49253731
400	6.14439883	1.99004975
500	7.29625675	2.48756219
600	8.3959466	2.98507463
700	9.45406743	3.48258706
800	10.4778577	3.9800995
900	11.4725494	4.47761194
1000	12.4420862	4.97512438

Tableau A.10 Comparaison des deux méthodes de calculs du temps de concentration Kirpich et Longueurs pour ($I=0.07$ et $V= 4$ m/s).

Longueur en (m)	Temps de concentration t_c avec la formule de Kirpich	Temps de concentration t_c avec la formule des longueurs
10	0.31523462	0.04166667
100	1.85623908	0.41666667
200	3.16538841	0.83333333
300	4.32531038	1.25
400	5.39784121	1.66666667
500	6.40974592	2.08333333
600	7.37582109	2.5
700	8.30537797	2.91666667
800	9.2047755	3.33333333
900	10.0786101	3.75
1000	10.930346	4.16666667

Tableau A.11 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 100$ ans).

Surface A en km^2	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00090109	0.00394751
0.001	0.00246983	0.00735061
0.002	0.0033457	0.00886342
0.003	0.00399574	0.00988885
0.004	0.00453219	0.01068758
0.005	0.00499741	0.01135129
0.006	0.00541276	0.01192406
0.007	0.00579075	0.01243082
0.008	0.00613945	0.01288717
0.009	0.00646441	0.01330358
0.01	0.00676965	0.01368747

Tableau A.12 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 100$ ans).

Surface A en km^2	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00081978	0.00346818
0.001	0.00224697	0.00645806
0.002	0.00304381	0.00778718
0.003	0.0036352	0.0086881
0.004	0.00412324	0.00938984
0.005	0.00454649	0.00997296
0.006	0.00492435	0.01047618
0.007	0.00526824	0.01092141
0.008	0.00558547	0.01132234
0.009	0.00588112	0.0116882
0.01	0.00615881	0.01202547

Tableau A.13 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T = 100$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00076995	0.00319976
0.001	0.00211038	0.00595824
0.002	0.00285878	0.00718449
0.003	0.00341422	0.00801568
0.004	0.0038726	0.00866311
0.005	0.00427011	0.0092011
0.006	0.00462501	0.00966538
0.007	0.00494799	0.01007614
0.008	0.00524594	0.01044605
0.009	0.00552361	0.01078359
0.01	0.00578443	0.01109476

Tableau A.14 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.03$ et $V = 2.6$ m/s et $T = 100$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00071014	0.00288237
0.001	0.00194646	0.00536723
0.002	0.00263674	0.00647184
0.003	0.00314904	0.00722059
0.004	0.00357181	0.0078038
0.005	0.00393845	0.00828842
0.006	0.00426578	0.00870664
0.007	0.00456368	0.00907667
0.008	0.00483849	0.00940988
0.009	0.00509459	0.00971394
0.01	0.00533515	0.00999424

Tableau A.15 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 100 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00063366	0.00246626
0.001	0.00173682	0.0045924
0.002	0.00235276	0.00553755
0.003	0.00280988	0.0061782
0.004	0.00318712	0.00667722
0.005	0.00351427	0.00709188
0.006	0.00380635	0.00744973
0.007	0.00407215	0.00776633
0.008	0.00431737	0.00805144
0.009	0.00454589	0.00831161
0.01	0.00476054	0.00855144

Tableau A.16 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 100 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00058444	0.0022483
0.001	0.00160192	0.00418653
0.002	0.00217002	0.00504816
0.003	0.00259163	0.00563219
0.004	0.00293957	0.00608711
0.005	0.00324131	0.00646512
0.006	0.0035107	0.00679134
0.007	0.00375587	0.00707997
0.008	0.00398203	0.00733988
0.009	0.0041928	0.00757705
0.01	0.00439078	0.00779569

Tableau A.17 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 100 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.0005215	0.00192915
0.001	0.00142939	0.00359225
0.002	0.0019363	0.00433156
0.003	0.00231251	0.00483269
0.004	0.00262297	0.00522303
0.005	0.00289221	0.00554738
0.006	0.00313259	0.00582729
0.007	0.00335135	0.00607495
0.008	0.00355316	0.00629797
0.009	0.00374123	0.00650147
0.01	0.00391788	0.00668907

Tableau A.18 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 100$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00047175	0.00168874
0.001	0.00129305	0.00314459
0.002	0.00175161	0.00379177
0.003	0.00209193	0.00423045
0.004	0.00237278	0.00457214
0.005	0.00261635	0.00485608
0.006	0.0028338	0.00510111
0.007	0.00303169	0.0053179
0.008	0.00321425	0.00551313
0.009	0.00338438	0.00569127
0.01	0.00354418	0.0058555

Tableau A.19 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 100$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00042919	0.00153828
0.001	0.00117638	0.00286442
0.002	0.00159356	0.00345393
0.003	0.00190317	0.00385353
0.004	0.00215868	0.00416478
0.005	0.00238027	0.00442342
0.006	0.0025781	0.00464662
0.007	0.00275813	0.00484409
0.008	0.00292422	0.00502193
0.009	0.003079	0.0051842
0.01	0.00322439	0.00533379

Tableau A.20 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.003$ et $V = 0.80$ m/s et $T = 100$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00037179	0.0012192
0.001	0.00101905	0.00227026
0.002	0.00138044	0.00273749
0.003	0.00164865	0.0030542
0.004	0.00186999	0.00330089
0.005	0.00206194	0.00350588
0.006	0.00223331	0.00368278
0.007	0.00238927	0.0038393
0.008	0.00253314	0.00398024
0.009	0.00266722	0.00410885
0.01	0.00279316	0.00422742

Tableau A.21 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00078959	0.00345906
0.001	0.00216422	0.00644107
0.002	0.00293172	0.00776669
0.003	0.00350132	0.00866524
0.004	0.0039714	0.00936514
0.005	0.00437905	0.00994672
0.006	0.004743	0.01044862
0.007	0.00507422	0.01089267
0.008	0.00537978	0.01129256
0.009	0.00566453	0.01165745
0.01	0.005932	0.01199383

Tableau A.22 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00071834	0.00303904
0.001	0.00196894	0.00565896
0.002	0.00266718	0.00682362
0.003	0.00318539	0.00761307
0.004	0.00361305	0.00822798
0.005	0.00398392	0.00873894
0.006	0.00431503	0.0091799
0.007	0.00461637	0.00957003
0.008	0.00489435	0.00992136
0.009	0.00515341	0.01024194
0.01	0.00539674	0.01053748

Tableau A.23 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00067468	0.00280384
0.001	0.00184925	0.00522099
0.002	0.00250505	0.00629551
0.003	0.00299176	0.00702385
0.004	0.00339342	0.00759117
0.005	0.00374174	0.00806259
0.006	0.00405273	0.00846942
0.007	0.00433574	0.00882936
0.008	0.00459683	0.0091535
0.009	0.00484014	0.00944927
0.01	0.00506868	0.00972193

Tableau A.24 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00062227	0.00252572
0.001	0.00170562	0.00470311
0.002	0.00231048	0.00567104
0.003	0.00275939	0.00632714
0.004	0.00312985	0.00683819
0.005	0.00345112	0.00726284
0.006	0.00373795	0.00762932
0.007	0.00399898	0.00795355
0.008	0.00423979	0.00824554
0.009	0.0044642	0.00851197
0.01	0.00467499	0.00875759

Tableau A.25 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00055525	0.0021611
0.001	0.00152192	0.00402415
0.002	0.00206163	0.00485235
0.003	0.00246219	0.00541374
0.004	0.00279275	0.00585101
0.005	0.00307943	0.00621436
0.006	0.00333536	0.00652792
0.007	0.00356828	0.00680535
0.008	0.00378315	0.00705519
0.009	0.0039834	0.00728316
0.01	0.00417149	0.00749332

Tableau A.26 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00051213	0.00197011
0.001	0.00140371	0.00366851
0.002	0.00190151	0.00442352
0.003	0.00227095	0.00493529
0.004	0.00257584	0.00533391
0.005	0.00284024	0.00566515
0.006	0.0030763	0.00595101
0.007	0.00329113	0.00620392
0.008	0.00348931	0.00643167
0.009	0.003674	0.00663949
0.01	0.00384748	0.00683108

Tableau A.27 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00045697	0.00169044
0.001	0.00125252	0.00314775
0.002	0.00169671	0.00379559
0.003	0.00202636	0.00423471
0.004	0.00229841	0.00457675
0.005	0.00253434	0.00486097
0.006	0.00274498	0.00510624
0.007	0.00293667	0.00532326
0.008	0.0031135	0.00551868
0.009	0.0032783	0.005697
0.01	0.0034331	0.00586139

Tableau A.28 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00041338	0.00147978
0.001	0.00113306	0.00275549
0.002	0.00153487	0.00332259
0.003	0.00183308	0.00370699
0.004	0.00207918	0.0040064
0.005	0.00229261	0.0042552
0.006	0.00248315	0.00446992
0.007	0.00265656	0.00465988
0.008	0.00281653	0.00483095
0.009	0.00296561	0.00498705
0.01	0.00310564	0.00513096

Tableau A.29 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00037608	0.00134794
0.001	0.00103082	0.00250998
0.002	0.00139638	0.00302656
0.003	0.00166768	0.00337671
0.004	0.00189158	0.00364945
0.005	0.00208574	0.00387608
0.006	0.00225909	0.00407166
0.007	0.00241685	0.0042447
0.008	0.00256239	0.00440053
0.009	0.00269802	0.00454272
0.01	0.00282541	0.00467381

Tableau A.30 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00032579	0.00106834
0.001	0.00089296	0.00198934
0.002	0.00120963	0.00239877
0.003	0.00144465	0.00267629
0.004	0.0016386	0.00289245
0.005	0.0018068	0.00307207
0.006	0.00195697	0.00322709
0.007	0.00209363	0.00336424
0.008	0.0022197	0.00348774
0.009	0.00233719	0.00360044
0.01	0.00244755	0.00370433

Tableau A.31 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00064546	0.00282763
0.001	0.00176916	0.0052653
0.002	0.00239655	0.00634894
0.003	0.00286218	0.00708346
0.004	0.00324645	0.0076556
0.005	0.00357969	0.00813102
0.006	0.0038772	0.0085413
0.007	0.00414796	0.00890429
0.008	0.00439774	0.00923118
0.009	0.00463051	0.00952946
0.01	0.00484915	0.00980444

Tableau A.32 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00058721	0.00282763
0.001	0.00160952	0.0052653
0.002	0.00218031	0.00634894
0.003	0.00260392	0.00708346
0.004	0.00295351	0.0076556
0.005	0.00325668	0.00813102
0.006	0.00352735	0.0085413
0.007	0.00377368	0.00890429
0.008	0.00400092	0.00923118
0.009	0.00421269	0.00952946
0.01	0.00441161	0.00980444

Tableau A.33 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00055152	0.00229202
0.001	0.00151168	0.00426793
0.002	0.00204777	0.00514631
0.003	0.00244563	0.0057417
0.004	0.00277397	0.00620546
0.005	0.00305872	0.00659082
0.006	0.00331293	0.00692339
0.007	0.00354428	0.00721762
0.008	0.00375771	0.00748259
0.009	0.00395661	0.00772437
0.01	0.00414343	0.00794727

Tableau A.34 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.0004539	0.0017666
0.001	0.0012441	0.00328957
0.002	0.0016853	0.00396659
0.003	0.00201274	0.0044255
0.004	0.00228296	0.00478295
0.005	0.0025173	0.00507997
0.006	0.00272652	0.0053363
0.007	0.00291692	0.00556309
0.008	0.00309256	0.00576731
0.009	0.00325626	0.00595367
0.01	0.00341001	0.00612547

Tableau A.35 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.0004539	0.0017666
0.001	0.0012441	0.00328957
0.002	0.0016853	0.00396659
0.003	0.00201274	0.0044255
0.004	0.00228296	0.00478295
0.005	0.0025173	0.00507997
0.006	0.00272652	0.0053363
0.007	0.00291692	0.00556309
0.008	0.00309256	0.00576731
0.009	0.00325626	0.00595367
0.01	0.00341001	0.00612547

Tableau A.36 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00041864	0.00161048
0.001	0.00114747	0.00299885
0.002	0.0015544	0.00361604
0.003	0.00185641	0.00403438
0.004	0.00210564	0.00436024
0.005	0.00232178	0.00463102
0.006	0.00251475	0.00486469
0.007	0.00269036	0.00507144
0.008	0.00285236	0.00525762
0.009	0.00300334	0.0054275
0.01	0.00314515	0.00558412

Tableau A.37 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00037355	0.00138187
0.001	0.00102389	0.00257315
0.002	0.00138699	0.00310273
0.003	0.00165647	0.00346169
0.004	0.00187886	0.0037413
0.005	0.00207172	0.00397363
0.006	0.0022439	0.00417414
0.007	0.0024006	0.00435153
0.008	0.00254516	0.00451128
0.009	0.00267987	0.00465705
0.01	0.00280641	0.00479144

Tableau A.38 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00033792	0.00120966
0.001	0.00092622	0.00225249
0.002	0.00125469	0.00271607
0.003	0.00149847	0.0030303
0.004	0.00169964	0.00327506
0.005	0.00187411	0.00347845
0.006	0.00202987	0.00365396
0.007	0.00217162	0.00380925
0.008	0.00230239	0.0039491
0.009	0.00242426	0.0040767
0.01	0.00253873	0.00419434

Tableau A.39 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 20$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00030743	0.00110188
0.001	0.00084265	0.0020518
0.002	0.00114148	0.00247408
0.003	0.00136326	0.00276031
0.004	0.00154628	0.00298327
0.005	0.00170501	0.00316853
0.006	0.00184671	0.00332841
0.007	0.00197567	0.00346986
0.008	0.00209464	0.00359725
0.009	0.00220551	0.00371348
0.01	0.00230965	0.00382064

Tableau A.40 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 20$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00026632	0.00087332
0.001	0.00072996	0.0016262
0.002	0.00098882	0.00196089
0.003	0.00118094	0.00218775
0.004	0.00133949	0.00236446
0.005	0.00147698	0.00251129
0.006	0.00159974	0.00263801
0.007	0.00171145	0.00275012
0.008	0.00181451	0.00285108
0.009	0.00191055	0.0029432
0.01	0.00200077	0.00302813

Tableau A.41 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 10$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00054043	0.00236755
0.001	0.0014813	0.00440858
0.002	0.00200661	0.0053159
0.003	0.00239648	0.00593091
0.004	0.00271821	0.00640995
0.005	0.00299723	0.00680802
0.006	0.00324634	0.00715154
0.007	0.00347304	0.00745547
0.008	0.00368218	0.00772917
0.009	0.00387708	0.00797892
0.01	0.00406015	0.00820916

Tableau A.42 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00049167	0.00208007
0.001	0.00134764	0.00387327
0.002	0.00182555	0.00467042
0.003	0.00218024	0.00521075
0.004	0.00247295	0.00563163
0.005	0.00272679	0.00598135
0.006	0.00295342	0.00628316
0.007	0.00315966	0.00655019
0.008	0.00334993	0.00679066
0.009	0.00352724	0.00701008
0.01	0.00369379	0.00721236

Tableau A.43 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00046178	0.00191908
0.001	0.00126571	0.0035735
0.002	0.00171458	0.00430895
0.003	0.0020477	0.00480747
0.004	0.00232262	0.00519577
0.005	0.00256103	0.00551843
0.006	0.00277388	0.00579688
0.007	0.00296759	0.00604324
0.008	0.00314629	0.0062651
0.009	0.00331283	0.00646754
0.01	0.00346925	0.00665416

Tableau A.44 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00042591	0.00172872
0.001	0.00116741	0.00321903
0.002	0.0015814	0.00388154
0.003	0.00188866	0.0043306
0.004	0.00214222	0.00468039
0.005	0.00236211	0.00497104
0.006	0.00255843	0.00522187
0.007	0.0027371	0.0054438
0.008	0.00290192	0.00564365
0.009	0.00305552	0.00582601
0.01	0.00319979	0.00599412

Tableau A.45 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00038004	0.00147916
0.001	0.00104167	0.00275432
0.002	0.00141108	0.00332119
0.003	0.00168524	0.00370542
0.004	0.0019115	0.00400471
0.005	0.00210771	0.00425341
0.006	0.00228288	0.00446803
0.007	0.0024423	0.00465791
0.008	0.00258937	0.00482891
0.009	0.00272643	0.00498495
0.01	0.00285517	0.00512879

Tableau A.46 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00035052	0.00134844
0.001	0.00096077	0.0025109
0.002	0.00130148	0.00302767
0.003	0.00155435	0.00337795
0.004	0.00176303	0.00365079
0.005	0.001944	0.0038775
0.006	0.00210557	0.00407316
0.007	0.00225261	0.00424626
0.008	0.00238825	0.00440215
0.009	0.00251467	0.00454439
0.01	0.0026334	0.00467552

Tableau A.47 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00031277	0.00115702
0.001	0.00085729	0.00215448
0.002	0.00116131	0.00259788
0.003	0.00138694	0.00289844
0.004	0.00157315	0.00313255
0.005	0.00173463	0.00332708
0.006	0.00187879	0.00349496
0.007	0.00201	0.00364349
0.008	0.00213103	0.00377725
0.009	0.00224383	0.0038993
0.01	0.00234978	0.00401182

Tableau A.48 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00028294	0.00101284
0.001	0.00077552	0.00188599
0.002	0.00105054	0.00227414
0.003	0.00125465	0.00253724
0.004	0.00142309	0.00274218
0.005	0.00156917	0.00291247
0.006	0.00169959	0.00305943
0.007	0.00181828	0.00318945
0.008	0.00192777	0.00330654
0.009	0.00202981	0.00341338
0.01	0.00212565	0.00351188

Tableau A.49 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00025741	0.0009226
0.001	0.00070554	0.00171795
0.002	0.00095575	0.00207152
0.003	0.00114144	0.00231118
0.004	0.00129469	0.00249786
0.005	0.00142758	0.00265298
0.006	0.00154623	0.00278684
0.007	0.00165421	0.00290528
0.008	0.00175382	0.00301194
0.009	0.00184665	0.00310926
0.01	0.00193385	0.00319898

Tableau A.50 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00022298	0.00073122
0.001	0.00061118	0.0013616
0.002	0.00082793	0.00164183
0.003	0.00098879	0.00183178
0.004	0.00112154	0.00197973
0.005	0.00123666	0.00210268
0.006	0.00133944	0.00220877
0.007	0.00143298	0.00230265
0.008	0.00151927	0.00238718
0.009	0.00159969	0.00246431
0.01	0.00167522	0.00253542

Tableau A.51 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 5$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00043556	0.0019081
0.001	0.00119384	0.00355306
0.002	0.00161721	0.0042843
0.003	0.00193142	0.00477997
0.004	0.00219072	0.00516605
0.005	0.0024156	0.00548686
0.006	0.00261636	0.00576372
0.007	0.00279907	0.00600868
0.008	0.00296762	0.00622926
0.009	0.0031247	0.00643054
0.01	0.00327224	0.0066161

Tableau A.52 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 5$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00039626	0.00167641
0.001	0.00108612	0.00312163
0.002	0.00147129	0.00376408
0.003	0.00175714	0.00419956
0.004	0.00199305	0.00453876
0.005	0.00219763	0.00482062
0.006	0.00238028	0.00506386
0.007	0.0025465	0.00527907
0.008	0.00269985	0.00547287
0.009	0.00284275	0.00564972
0.01	0.00297698	0.00581274

Tableau A.53 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T = 5$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00037217	0.00154667
0.001	0.00102009	0.00288003
0.002	0.00138185	0.00347276
0.003	0.00165033	0.00387454
0.004	0.0018719	0.00418748
0.005	0.00206404	0.00444753
0.006	0.00223559	0.00467195
0.007	0.00239171	0.0048705
0.008	0.00253573	0.0050493
0.009	0.00266994	0.00521246
0.01	0.00279601	0.00536287

Tableau A.54 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 5 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00034326	0.00139325
0.001	0.00094086	0.00259435
0.002	0.00127452	0.00312829
0.003	0.00152215	0.00349021
0.004	0.0017265	0.00377212
0.005	0.00190373	0.00400637
0.006	0.00206195	0.00420852
0.007	0.00220594	0.00438738
0.008	0.00233878	0.00454845
0.009	0.00246257	0.00469542
0.01	0.00257885	0.00483091

Tableau A.55 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 5 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00030629	0.00119212
0.001	0.00083953	0.00221982
0.002	0.00113725	0.00267668
0.003	0.00135821	0.00298635
0.004	0.00154055	0.00322756
0.005	0.00169869	0.003428
0.006	0.00183987	0.00360097
0.007	0.00196835	0.00375401
0.008	0.00208688	0.00389182
0.009	0.00219734	0.00401758
0.01	0.0023011	0.00413351

Tableau A.56 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 5$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.0002825	0.00108676
0.001	0.00077432	0.00202364
0.002	0.00104892	0.00244012
0.003	0.00125272	0.00272243
0.004	0.0014209	0.00294232
0.005	0.00156675	0.00312504
0.006	0.00169697	0.00328273
0.007	0.00181547	0.00342224
0.008	0.00192479	0.00354787
0.009	0.00202667	0.00366251
0.01	0.00212237	0.0037682

Tableau A.57 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 5$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00025208	0.00093249
0.001	0.00069092	0.00173638
0.002	0.00093595	0.00209374
0.003	0.00111779	0.00233597
0.004	0.00126786	0.00252465
0.005	0.00139801	0.00268143
0.006	0.0015142	0.00281673
0.007	0.00161994	0.00293644
0.008	0.00171749	0.00304424
0.009	0.00180839	0.00314261
0.01	0.00189378	0.00323329

Tableau A.58 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 5$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00022803	0.00081629
0.001	0.00062502	0.00152
0.002	0.00084667	0.00183282
0.003	0.00101118	0.00204487
0.004	0.00114693	0.00221003
0.005	0.00126466	0.00234728
0.006	0.00136977	0.00246572
0.007	0.00146543	0.00257051
0.008	0.00155367	0.00266488
0.009	0.00163591	0.00275099
0.01	0.00171315	0.00283037

Tableau A.59 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 5$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00020746	0.00074356
0.001	0.00056863	0.00138457
0.002	0.00077028	0.00166953
0.003	0.00091994	0.00186268
0.004	0.00104344	0.00201313
0.005	0.00115055	0.00213814
0.006	0.00124617	0.00224603
0.007	0.0013332	0.00234149
0.008	0.00141348	0.00242745
0.009	0.00148829	0.00250588
0.01	0.00155857	0.00257819

Tableau A.60 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 5$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00017971	0.00058932
0.001	0.00049258	0.00109737
0.002	0.00066726	0.00132322
0.003	0.00079691	0.00147631
0.004	0.00090389	0.00159555
0.005	0.00099668	0.00169463
0.006	0.00107951	0.00178014
0.007	0.0011549	0.0018558
0.008	0.00122444	0.00192393
0.009	0.00128925	0.00198609
0.01	0.00135013	0.0020434

Tableau A.61 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 2$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00028864	0.0012645
0.001	0.00079116	0.00235462
0.002	0.00107173	0.00283922
0.003	0.00127996	0.00316769
0.004	0.0014518	0.00342355
0.005	0.00160082	0.00363615
0.006	0.00173387	0.00381963
0.007	0.00185495	0.00398196
0.008	0.00196665	0.00412814
0.009	0.00207074	0.00426153
0.01	0.00216852	0.0043845

Tableau A.62 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 2$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.0002626	0.00111096
0.001	0.00071977	0.00206871
0.002	0.00097502	0.00249446
0.003	0.00116446	0.00278306
0.004	0.0013208	0.00300785
0.005	0.00145637	0.00319463
0.006	0.00157742	0.00335583
0.007	0.00168757	0.00349845
0.008	0.00178919	0.00362688
0.009	0.0018839	0.00374408
0.01	0.00197285	0.00385212

Tableau A.63 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T = 2$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00024664	0.00102498
0.001	0.00067602	0.0019086
0.002	0.00091575	0.00230141
0.003	0.00109368	0.00256766
0.004	0.00124051	0.00277505
0.005	0.00136784	0.00294739
0.006	0.00148153	0.00309611
0.007	0.00158499	0.00322769
0.008	0.00168043	0.00334618
0.009	0.00176938	0.0034543
0.01	0.00185292	0.00355398

Tableau A.64 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 2 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00022748	0.00092331
0.001	0.00062351	0.00171928
0.002	0.00084463	0.00207312
0.003	0.00100873	0.00231297
0.004	0.00114416	0.00249979
0.005	0.0012616	0.00265503
0.006	0.00136646	0.002789
0.007	0.00146188	0.00290753
0.008	0.00154991	0.00301426
0.009	0.00163195	0.00311166
0.01	0.00170901	0.00320145

Tableau A.65 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 2 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00020298	0.00079002
0.001	0.00055636	0.00147108
0.002	0.00075366	0.00177384
0.003	0.00090009	0.00197906
0.004	0.00102093	0.00213891
0.005	0.00112572	0.00227174
0.006	0.00121929	0.00238637
0.007	0.00130443	0.00248779
0.008	0.00138298	0.00257912
0.009	0.00145618	0.00266245
0.01	0.00152494	0.00273928

Tableau A.66 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 2 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00018721	0.0007202
0.001	0.00051314	0.00134107
0.002	0.00069512	0.00161707
0.003	0.00083018	0.00180416
0.004	0.00094163	0.00194988
0.005	0.00103829	0.00207097
0.006	0.00112458	0.00217547
0.007	0.00120312	0.00226792
0.008	0.00127556	0.00235118
0.009	0.00134308	0.00242715
0.01	0.0014065	0.00249719

Tableau A.67 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 2$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00016705	0.00061796
0.001	0.00045788	0.0011507
0.002	0.00062025	0.00138753
0.003	0.00074076	0.00154805
0.004	0.00084022	0.00167309
0.005	0.00092646	0.00177699
0.006	0.00100346	0.00186665
0.007	0.00107354	0.00194599
0.008	0.00113818	0.00201743
0.009	0.00119843	0.00208261
0.01	0.00125501	0.00214271

Tableau A.68 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.007$ et $V = 1.25$ m/s et $T = 2$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00015112	0.00054095
0.001	0.0004142	0.0010073
0.002	0.00056109	0.00121462
0.003	0.00067011	0.00135514
0.004	0.00076007	0.00146459
0.005	0.00083809	0.00155555
0.006	0.00090775	0.00163404
0.007	0.00097114	0.00170348
0.008	0.00102962	0.00176602
0.009	0.00108412	0.00182308
0.01	0.00113531	0.00187569

Tableau A.69 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour ($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 2$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration t_c	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration t_c
0.0001	0.00013748	0.00049276
0.001	0.00037683	0.00091756
0.002	0.00051046	0.0011064
0.003	0.00060964	0.0012344
0.004	0.00069149	0.0013341
0.005	0.00076247	0.00141695
0.006	0.00082584	0.00148845
0.007	0.00088351	0.00155171
0.008	0.00093671	0.00160867
0.009	0.0009863	0.00166065
0.01	0.00103287	0.00170857

Tableau A.70 Comparaison des débits calculés par la méthodes Rationnelle avec deux formules de temps de concentration différentes (Kirpich et Longueurs), pour (I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 2 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la formule de Kirpich de temps de concentration tc	Débits calculés par la formule des Longueurs de temps de concentration tc
0.0001	0.00013748	0.00049276
0.001	0.00037683	0.00091756
0.002	0.00051046	0.0011064
0.003	0.00060964	0.0012344
0.004	0.00069149	0.0013341
0.005	0.00076247	0.00141695
0.006	0.00082584	0.00148845
0.007	0.00088351	0.00155171
0.008	0.00093671	0.00160867
0.009	0.0009863	0.00166065
0.01	0.00103287	0.00170857

Tableau A.71 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 100 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00090109	0.00394751	0.00126396
0.001	0.00246983	0.00735061	0.00797503
0.002	0.0033457	0.00886342	0.01388533
0.003	0.00399574	0.00988885	0.01920566
0.004	0.00453219	0.01068758	0.02417577
0.005	0.00499741	0.01135129	0.02890069
0.006	0.00541276	0.01192406	0.033439
0.007	0.00579075	0.01243082	0.03782777
0.008	0.00613945	0.01288717	0.04209245
0.009	0.00646441	0.01330358	0.04625155
0.01	0.00676965	0.01368747	0.05031903

Tableau A.72 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix (I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 100 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00081978	0.00346818	0.00126396
0.001	0.00224697	0.00645806	0.00797503
0.002	0.00304381	0.00778718	0.01388533
0.003	0.0036352	0.0086881	0.01920566
0.004	0.00412324	0.00938984	0.02417577
0.005	0.00454649	0.00997296	0.02890069
0.006	0.00492435	0.01047618	0.033439
0.007	0.00526824	0.01092141	0.03782777
0.008	0.00558547	0.01132234	0.04209245
0.009	0.00588112	0.0116882	0.04625155
0.01	0.00615881	0.01202547	0.05031903

Tableau A.73 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.04 et V = 3.3 m/s et T = 100 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00076995	0.00319976	0.00126396
0.001	0.00211038	0.00595824	0.00797503
0.002	0.00285878	0.00718449	0.01388533
0.003	0.00341422	0.00801568	0.01920566
0.004	0.0038726	0.00866311	0.02417577
0.005	0.00427011	0.0092011	0.02890069
0.006	0.00462501	0.00966538	0.033439
0.007	0.00494799	0.01007614	0.03782777
0.008	0.00524594	0.01044605	0.04209245
0.009	0.00552361	0.01078359	0.04625155
0.01	0.00578443	0.01109476	0.05031903

Tableau A.74 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 100 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00071014	0.00288237	0.00126396
0.001	0.00194646	0.00536723	0.00797503
0.002	0.00263674	0.00647184	0.01388533
0.003	0.00314904	0.00722059	0.01920566
0.004	0.00357181	0.0078038	0.02417577
0.005	0.00393845	0.00828842	0.02890069
0.006	0.00426578	0.00870664	0.033439
0.007	0.00456368	0.00907667	0.03782777
0.008	0.00483849	0.00940988	0.04209245
0.009	0.00509459	0.00971394	0.04625155
0.01	0.00533515	0.00999424	0.05031903

Tableau A.75 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 100 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00063366	0.00246626	0.00126396
0.001	0.00173682	0.0045924	0.00797503
0.002	0.00235276	0.00553755	0.01388533
0.003	0.00280988	0.0061782	0.01920566
0.004	0.00318712	0.00667722	0.02417577
0.005	0.00351427	0.00709188	0.02890069
0.006	0.00380635	0.00744973	0.033439
0.007	0.00407215	0.00776633	0.03782777
0.008	0.00431737	0.00805144	0.04209245
0.009	0.00454589	0.00831161	0.04625155
0.01	0.00476054	0.00855144	0.05031903

Tableau A.76 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 100 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00058444	0.0022483	0.00126396
0.001	0.00160192	0.00418653	0.00797503
0.002	0.00217002	0.00504816	0.01388533
0.003	0.00259163	0.00563219	0.01920566
0.004	0.00293957	0.00608711	0.02417577
0.005	0.00324131	0.00646512	0.02890069
0.006	0.0035107	0.00679134	0.033439
0.007	0.00375587	0.00707997	0.03782777
0.008	0.00398203	0.00733988	0.04209245
0.009	0.0041928	0.00757705	0.04625155
0.01	0.00439078	0.00779569	0.05031903

Tableau A.77 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 100 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.0005215	0.00192915	0.00126396
0.001	0.00142939	0.00359225	0.00797503
0.002	0.0019363	0.00433156	0.01388533
0.003	0.00231251	0.00483269	0.01920566
0.004	0.00262297	0.00522303	0.02417577
0.005	0.00289221	0.00554738	0.02890069
0.006	0.00313259	0.00582729	0.033439
0.007	0.00335135	0.00607495	0.03782777
0.008	0.00355316	0.00629797	0.04209245
0.009	0.00374123	0.00650147	0.04625155
0.01	0.00391788	0.00668907	0.05031903

Tableau A.78 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 100 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00047175	0.00168874	0.00126396
0.001	0.00129305	0.00314459	0.00797503
0.002	0.00175161	0.00379177	0.01388533
0.003	0.00209193	0.00423045	0.01920566
0.004	0.00237278	0.00457214	0.02417577
0.005	0.00261635	0.00485608	0.02890069
0.006	0.0028338	0.00510111	0.033439
0.007	0.00303169	0.0053179	0.03782777
0.008	0.00321425	0.00551313	0.04209245
0.009	0.00338438	0.00569127	0.04625155
0.01	0.00354418	0.0058555	0.05031903

Tableau A.79 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
($I = 0.005$ et $V = 1.1$ m/s et $T = 100$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00042919	0.00153828	0.00126396
0.001	0.00117638	0.00286442	0.00797503
0.002	0.00159356	0.00345393	0.01388533
0.003	0.00190317	0.00385353	0.01920566
0.004	0.00215868	0.00416478	0.02417577
0.005	0.00238027	0.00442342	0.02890069
0.006	0.0025781	0.00464662	0.033439
0.007	0.00275813	0.00484409	0.03782777
0.008	0.00292422	0.00502193	0.04209245
0.009	0.003079	0.0051842	0.04625155
0.01	0.00322439	0.00533379	0.05031903

Tableau A.80 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 100$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00037179	0.0012192	0.00126396
0.001	0.00101905	0.00227026	0.00797503
0.002	0.00138044	0.00273749	0.01388533
0.003	0.00164865	0.0030542	0.01920566
0.004	0.00186999	0.00330089	0.02417577
0.005	0.00206194	0.00350588	0.02890069
0.006	0.00223331	0.00368278	0.033439
0.007	0.00238927	0.0038393	0.03782777
0.008	0.00253314	0.00398024	0.04209245
0.009	0.00266722	0.00410885	0.04625155
0.01	0.00279316	0.00422742	0.05031903

Tableau A.81 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 50$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00078959	0.00345906	0.00107215
0.001	0.00216422	0.00644107	0.0067648
0.002	0.00293172	0.00776669	0.0117782
0.003	0.00350132	0.00866524	0.01629115
0.004	0.0039714	0.00936514	0.02050703
0.005	0.00437905	0.00994672	0.02451494
0.006	0.004743	0.01044862	0.02836455
0.007	0.00507422	0.01089267	0.03208731
0.008	0.00537978	0.01129256	0.03570482
0.009	0.00566453	0.01165745	0.03923276
0.01	0.005932	0.01199383	0.04268299

Tableau A.82 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00071834	0.00303904	0.00107215
0.001	0.00196894	0.00565896	0.0067648
0.002	0.00266718	0.00682362	0.0117782
0.003	0.00318539	0.00761307	0.01629115
0.004	0.00361305	0.00822798	0.02050703
0.005	0.00398392	0.00873894	0.02451494
0.006	0.00431503	0.0091799	0.02836455
0.007	0.00461637	0.00957003	0.03208731
0.008	0.00489435	0.00992136	0.03570482
0.009	0.00515341	0.01024194	0.03923276
0.01	0.00539674	0.01053748	0.04268299

Tableau A.83 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00067468	0.00280384	0.00107215
0.001	0.00184925	0.00522099	0.0067648
0.002	0.00250505	0.00629551	0.0117782
0.003	0.00299176	0.00702385	0.01629115
0.004	0.00339342	0.00759117	0.02050703
0.005	0.00374174	0.00806259	0.02451494
0.006	0.00405273	0.00846942	0.02836455
0.007	0.00433574	0.00882936	0.03208731
0.008	0.00459683	0.0091535	0.03570482
0.009	0.00484014	0.00944927	0.03923276
0.01	0.00506868	0.00972193	0.04268299

Tableau A.84 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00062227	0.00252572	0.00107215
0.001	0.00170562	0.00470311	0.0067648
0.002	0.00231048	0.00567104	0.0117782
0.003	0.00275939	0.00632714	0.01629115
0.004	0.00312985	0.00683819	0.02050703
0.005	0.00345112	0.00726284	0.02451494
0.006	0.00373795	0.00762932	0.02836455
0.007	0.00399898	0.00795355	0.03208731
0.008	0.00423979	0.00824554	0.03570482
0.009	0.0044642	0.00851197	0.03923276
0.01	0.00467499	0.00875759	0.04268299

Tableau A.85 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00055525	0.0021611	0.00107215
0.001	0.00152192	0.00402415	0.0067648
0.002	0.00206163	0.00485235	0.0117782
0.003	0.00246219	0.00541374	0.01629115
0.004	0.00279275	0.00585101	0.02050703
0.005	0.00307943	0.00621436	0.02451494
0.006	0.00333536	0.00652792	0.02836455
0.007	0.00356828	0.00680535	0.03208731
0.008	0.00378315	0.00705519	0.03570482
0.009	0.0039834	0.00728316	0.03923276
0.01	0.00417149	0.00749332	0.04268299

Tableau A.86 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00051213	0.00197011	0.00107215
0.001	0.00140371	0.00366851	0.0067648
0.002	0.00190151	0.00442352	0.0117782
0.003	0.00227095	0.00493529	0.01629115
0.004	0.00257584	0.00533391	0.02050703
0.005	0.00284024	0.00566515	0.02451494
0.006	0.0030763	0.00595101	0.02836455
0.007	0.00329113	0.00620392	0.03208731
0.008	0.00348931	0.00643167	0.03570482
0.009	0.003674	0.00663949	0.03923276
0.01	0.00384748	0.00683108	0.04268299

Tableau A.87 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00045697	0.00169044	0.00107215
0.001	0.00125252	0.00314775	0.0067648
0.002	0.00169671	0.00379559	0.0117782
0.003	0.00202636	0.00423471	0.01629115
0.004	0.00229841	0.00457675	0.02050703
0.005	0.00253434	0.00486097	0.02451494
0.006	0.00274498	0.00510624	0.02836455
0.007	0.00293667	0.00532326	0.03208731
0.008	0.0031135	0.00551868	0.03570482
0.009	0.0032783	0.005697	0.03923276
0.01	0.0034331	0.00586139	0.04268299

Tableau A.88 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00041338	0.00147978	0.00107215
0.001	0.00113306	0.00275549	0.0067648
0.002	0.00153487	0.00332259	0.0117782
0.003	0.00183308	0.00370699	0.01629115
0.004	0.00207918	0.0040064	0.02050703
0.005	0.00229261	0.0042552	0.02451494
0.006	0.00248315	0.00446992	0.02836455
0.007	0.00265656	0.00465988	0.03208731
0.008	0.00281653	0.00483095	0.03570482
0.009	0.00296561	0.00498705	0.03923276
0.01	0.00310564	0.00513096	0.04268299

Tableau A.89 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00037608	0.00134794	0.00107215
0.001	0.00103082	0.00250998	0.0067648
0.002	0.00139638	0.00302656	0.0117782
0.003	0.00166768	0.00337671	0.01629115
0.004	0.00189158	0.00364945	0.02050703
0.005	0.00208574	0.00387608	0.02451494
0.006	0.00225909	0.00407166	0.02836455
0.007	0.00241685	0.0042447	0.03208731
0.008	0.00256239	0.00440053	0.03570482
0.009	0.00269802	0.00454272	0.03923276
0.01	0.00282541	0.00467381	0.04268299

Tableau A.90 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 50 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00032579	0.00106834	0.00107215
0.001	0.00089296	0.00198934	0.0067648
0.002	0.00120963	0.00239877	0.0117782
0.003	0.00144465	0.00267629	0.01629115
0.004	0.0016386	0.00289245	0.02050703
0.005	0.0018068	0.00307207	0.02451494
0.006	0.00195697	0.00322709	0.02836455
0.007	0.00209363	0.00336424	0.03208731
0.008	0.0022197	0.00348774	0.03570482
0.009	0.00233719	0.00360044	0.03923276
0.01	0.00244755	0.00370433	0.04268299

Tableau A.91 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
($I = 0.07$ et $V = 4$ m/s et $T = 20$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00064546	0.00282763	0.00081613
0.001	0.00176916	0.0052653	0.00514943
0.002	0.00239655	0.00634894	0.00896568
0.003	0.00286218	0.00708346	0.01240099
0.004	0.00324645	0.0076556	0.01561016
0.005	0.00357969	0.00813102	0.01866102
0.006	0.0038772	0.0085413	0.02159138
0.007	0.00414796	0.00890429	0.02442518
0.008	0.00439774	0.00923118	0.02717887
0.009	0.00463051	0.00952946	0.02986437
0.01	0.00484915	0.00980444	0.03249073

Tableau A.92 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
($I = 0.05$ et $V = 3.35$ m/s et $T = 20$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00058721	0.00248429	0.00081613
0.001	0.00160952	0.00462596	0.00514943
0.002	0.00218031	0.00557802	0.00896568
0.003	0.00260392	0.00622336	0.01240099
0.004	0.00295351	0.00672602	0.01561016
0.005	0.00325668	0.00714371	0.01866102
0.006	0.00352735	0.00750417	0.02159138
0.007	0.00377368	0.00782309	0.02442518
0.008	0.00400092	0.00811029	0.02717887
0.009	0.00421269	0.00837235	0.02986437
0.01	0.00441161	0.00861394	0.03249073

Tableau A.93 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
($I = 0.04$ et $V = 3$ m/s et $T = 20$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00055152	0.00229202	0.00081613
0.001	0.00151168	0.00426793	0.00514943
0.002	0.00204777	0.00514631	0.00896568
0.003	0.00244563	0.0057417	0.01240099
0.004	0.00277397	0.00620546	0.01561016
0.005	0.00305872	0.00659082	0.01866102
0.006	0.00331293	0.00692339	0.02159138
0.007	0.00354428	0.00721762	0.02442518
0.008	0.00375771	0.00748259	0.02717887
0.009	0.00395661	0.00772437	0.02986437
0.01	0.00414343	0.00794727	0.03249073

Tableau A.94 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00050868	0.00206467	0.00081613
0.001	0.00139427	0.00384459	0.00514943
0.002	0.00188872	0.00463583	0.00896568
0.003	0.00225568	0.00517217	0.01240099
0.004	0.00255852	0.00558992	0.01561016
0.005	0.00282114	0.00593706	0.01866102
0.006	0.00305561	0.00623664	0.02159138
0.007	0.003269	0.00650169	0.02442518
0.008	0.00346585	0.00674037	0.02717887
0.009	0.00364929	0.00695817	0.02986437
0.01	0.00382161	0.00715896	0.03249073

Tableau A.95 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.0004539	0.0017666	0.00081613
0.001	0.0012441	0.00328957	0.00514943
0.002	0.0016853	0.00396659	0.00896568
0.003	0.00201274	0.0044255	0.01240099
0.004	0.00228296	0.00478295	0.01561016
0.005	0.0025173	0.00507997	0.01866102
0.006	0.00272652	0.0053363	0.02159138
0.007	0.00291692	0.00556309	0.02442518
0.008	0.00309256	0.00576731	0.02717887
0.009	0.00325626	0.00595367	0.02986437
0.01	0.00341001	0.00612547	0.03249073

Tableau A.96 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00041864	0.00161048	0.00081613
0.001	0.00114747	0.00299885	0.00514943
0.002	0.0015544	0.00361604	0.00896568
0.003	0.00185641	0.00403438	0.01240099
0.004	0.00210564	0.00436024	0.01561016
0.005	0.00232178	0.00463102	0.01866102
0.006	0.00251475	0.00486469	0.02159138
0.007	0.00269036	0.00507144	0.02442518
0.008	0.00285236	0.00525762	0.02717887
0.009	0.00300334	0.0054275	0.02986437
0.01	0.00314515	0.00558412	0.03249073

Tableau A.97 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00037355	0.00138187	0.00081613
0.001	0.00102389	0.00257315	0.00514943
0.002	0.00138699	0.00310273	0.00896568
0.003	0.00165647	0.00346169	0.01240099
0.004	0.00187886	0.0037413	0.01561016
0.005	0.00207172	0.00397363	0.01866102
0.006	0.0022439	0.00417414	0.02159138
0.007	0.0024006	0.00435153	0.02442518
0.008	0.00254516	0.00451128	0.02717887
0.009	0.00267987	0.00465705	0.02986437
0.01	0.00280641	0.00479144	0.03249073

Tableau A.98 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00033792	0.00120966	0.00081613
0.001	0.00092622	0.00225249	0.00514943
0.002	0.00125469	0.00271607	0.00896568
0.003	0.00149847	0.0030303	0.01240099
0.004	0.00169964	0.00327506	0.01561016
0.005	0.00187411	0.00347845	0.01866102
0.006	0.00202987	0.00365396	0.02159138
0.007	0.00217162	0.00380925	0.02442518
0.008	0.00230239	0.0039491	0.02717887
0.009	0.00242426	0.0040767	0.02986437
0.01	0.00253873	0.00419434	0.03249073

Tableau A.99 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00030743	0.00110188	0.00081613
0.001	0.00084265	0.0020518	0.00514943
0.002	0.00114148	0.00247408	0.00896568
0.003	0.00136326	0.00276031	0.01240099
0.004	0.00154628	0.00298327	0.01561016
0.005	0.00170501	0.00316853	0.01866102
0.006	0.00184671	0.00332841	0.02159138
0.007	0.00197567	0.00346986	0.02442518
0.008	0.00209464	0.00359725	0.02717887
0.009	0.00220551	0.00371348	0.02986437
0.01	0.00230965	0.00382064	0.03249073

Tableau A.100 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 20 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00026632	0.00087332	0.00081613
0.001	0.00072996	0.0016262	0.00514943
0.002	0.00098882	0.00196089	0.00896568
0.003	0.00118094	0.00218775	0.01240099
0.004	0.00133949	0.00236446	0.01561016
0.005	0.00147698	0.00251129	0.01866102
0.006	0.00159974	0.00263801	0.02159138
0.007	0.00171145	0.00275012	0.02442518
0.008	0.00181451	0.00285108	0.02717887
0.009	0.00191055	0.0029432	0.02986437
0.01	0.00200077	0.00302813	0.03249073

Tableau A.101 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00054043	0.00236755	0.00063198
0.001	0.0014813	0.00440858	0.00398751
0.002	0.00200661	0.0053159	0.00694267
0.003	0.00239648	0.00593091	0.00960283
0.004	0.00271821	0.00640995	0.01208788
0.005	0.00299723	0.00680802	0.01445035
0.006	0.00324634	0.00715154	0.0167195
0.007	0.00347304	0.00745547	0.01891388
0.008	0.00368218	0.00772917	0.02104623
0.009	0.00387708	0.00797892	0.02312577
0.01	0.00406015	0.00820916	0.02515951

Tableau A.102 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00049167	0.00208007	0.00063198
0.001	0.00134764	0.00387327	0.00398751
0.002	0.00182555	0.00467042	0.00694267
0.003	0.00218024	0.00521075	0.00960283
0.004	0.00247295	0.00563163	0.01208788
0.005	0.00272679	0.00598135	0.01445035
0.006	0.00295342	0.00628316	0.0167195
0.007	0.00315966	0.00655019	0.01891388
0.008	0.00334993	0.00679066	0.02104623
0.009	0.00352724	0.00701008	0.02312577
0.01	0.00369379	0.00721236	0.02515951

Tableau A.103 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00046178	0.00191908	0.00063198
0.001	0.00126571	0.0035735	0.00398751
0.002	0.00171458	0.00430895	0.00694267
0.003	0.0020477	0.00480747	0.00960283
0.004	0.00232262	0.00519577	0.01208788
0.005	0.00256103	0.00551843	0.01445035
0.006	0.00277388	0.00579688	0.0167195
0.007	0.00296759	0.00604324	0.01891388
0.008	0.00314629	0.0062651	0.02104623
0.009	0.00331283	0.00646754	0.02312577
0.01	0.00346925	0.00665416	0.02515951

Tableau A.104 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00042591	0.00172872	0.00063198
0.001	0.00116741	0.00321903	0.00398751
0.002	0.0015814	0.00388154	0.00694267
0.003	0.00188866	0.0043306	0.00960283
0.004	0.00214222	0.00468039	0.01208788
0.005	0.00236211	0.00497104	0.01445035
0.006	0.00255843	0.00522187	0.0167195
0.007	0.0027371	0.0054438	0.01891388
0.008	0.00290192	0.00564365	0.02104623
0.009	0.00305552	0.00582601	0.02312577
0.01	0.00319979	0.00599412	0.02515951

Tableau A.105 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00038004	0.00147916	0.00063198
0.001	0.00104167	0.00275432	0.00398751
0.002	0.00141108	0.00332119	0.00694267
0.003	0.00168524	0.00370542	0.00960283
0.004	0.0019115	0.00400471	0.01208788
0.005	0.00210771	0.00425341	0.01445035
0.006	0.00228288	0.00446803	0.0167195
0.007	0.0024423	0.00465791	0.01891388
0.008	0.00258937	0.00482891	0.02104623
0.009	0.00272643	0.00498495	0.02312577
0.01	0.00285517	0.00512879	0.02515951

Tableau III. A.106 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00035052	0.00134844	0.00063198
0.001	0.00096077	0.0025109	0.00398751
0.002	0.00130148	0.00302767	0.00694267
0.003	0.00155435	0.00337795	0.00960283
0.004	0.00176303	0.00365079	0.01208788
0.005	0.001944	0.0038775	0.01445035
0.006	0.00210557	0.00407316	0.0167195
0.007	0.00225261	0.00424626	0.01891388
0.008	0.00238825	0.00440215	0.02104623
0.009	0.00251467	0.00454439	0.02312577
0.01	0.0026334	0.00467552	0.02515951

Tableau A.107 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00031277	0.00115702	0.00063198
0.001	0.00085729	0.00215448	0.00398751
0.002	0.00116131	0.00259788	0.00694267
0.003	0.00138694	0.00289844	0.00960283
0.004	0.00157315	0.00313255	0.01208788
0.005	0.00173463	0.00332708	0.01445035
0.006	0.00187879	0.00349496	0.0167195
0.007	0.00201	0.00364349	0.01891388
0.008	0.00213103	0.00377725	0.02104623
0.009	0.00224383	0.0038993	0.02312577
0.01	0.00234978	0.00401182	0.02515951

Tableau A.108 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00028294	0.00101284	0.00063198
0.001	0.00077552	0.00188599	0.00398751
0.002	0.00105054	0.00227414	0.00694267
0.003	0.00125465	0.00253724	0.00960283
0.004	0.00142309	0.00274218	0.01208788
0.005	0.00156917	0.00291247	0.01445035
0.006	0.00169959	0.00305943	0.0167195
0.007	0.00181828	0.00318945	0.01891388
0.008	0.00192777	0.00330654	0.02104623
0.009	0.00202981	0.00341338	0.02312577
0.01	0.00212565	0.00351188	0.02515951

Tableau A.109 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00025741	0.0009226	0.00063198
0.001	0.00070554	0.00171795	0.00398751
0.002	0.00095575	0.00207152	0.00694267
0.003	0.00114144	0.00231118	0.00960283
0.004	0.00129469	0.00249786	0.01208788
0.005	0.00142758	0.00265298	0.01445035
0.006	0.00154623	0.00278684	0.0167195
0.007	0.00165421	0.00290528	0.01891388
0.008	0.00175382	0.00301194	0.02104623
0.009	0.00184665	0.00310926	0.02312577
0.01	0.00193385	0.00319898	0.02515951

Tableau A.110 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 10 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00022298	0.00073122	0.00063198
0.001	0.00061118	0.0013616	0.00398751
0.002	0.00082793	0.00164183	0.00694267
0.003	0.00098879	0.00183178	0.00960283
0.004	0.00112154	0.00197973	0.01208788
0.005	0.00123666	0.00210268	0.01445035
0.006	0.00133944	0.00220877	0.0167195
0.007	0.00143298	0.00230265	0.01891388
0.008	0.00151927	0.00238718	0.02104623
0.009	0.00159969	0.00246431	0.02312577
0.01	0.00167522	0.00253542	0.02515951

Tableau A.111 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 5 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00043556	0.0019081	0.00041214
0.001	0.00119384	0.00355306	0.00260045
0.002	0.00161721	0.0042843	0.00452764
0.003	0.00193142	0.00477997	0.00626246
0.004	0.00219072	0.00516605	0.00788309
0.005	0.0024156	0.00548686	0.00942376
0.006	0.00261636	0.00576372	0.01090358
0.007	0.00279907	0.00600868	0.01233465
0.008	0.00296762	0.00622926	0.01372525
0.009	0.0031247	0.00643054	0.01508142
0.01	0.00327224	0.0066161	0.01640772

Tableau A.112 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 5 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00039626	0.00167641	0.00041214
0.001	0.00108612	0.00312163	0.00260045
0.002	0.00147129	0.00376408	0.00452764
0.003	0.00175714	0.00419956	0.00626246
0.004	0.00199305	0.00453876	0.00788309
0.005	0.00219763	0.00482062	0.00942376
0.006	0.00238028	0.00506386	0.01090358
0.007	0.0025465	0.00527907	0.01233465
0.008	0.00269985	0.00547287	0.01372525
0.009	0.00284275	0.00564972	0.01508142
0.01	0.00297698	0.00581274	0.01640772

Tableau A.113 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 5 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00037217	0.00154667	0.00041214
0.001	0.00102009	0.00288003	0.00260045
0.002	0.00138185	0.00347276	0.00452764
0.003	0.00165033	0.00387454	0.00626246
0.004	0.0018719	0.00418748	0.00788309
0.005	0.00206404	0.00444753	0.00942376
0.006	0.00223559	0.00467195	0.01090358
0.007	0.00239171	0.0048705	0.01233465
0.008	0.00253573	0.0050493	0.01372525
0.009	0.00266994	0.00521246	0.01508142
0.01	0.00279601	0.00536287	0.01640772

Tableau A.114 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 5 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00034326	0.00139325	0.00041214
0.001	0.00094086	0.00259435	0.00260045
0.002	0.00127452	0.00312829	0.00452764
0.003	0.00152215	0.00349021	0.00626246
0.004	0.0017265	0.00377212	0.00788309
0.005	0.00190373	0.00400637	0.00942376
0.006	0.00206195	0.00420852	0.01090358
0.007	0.00220594	0.00438738	0.01233465
0.008	0.00233878	0.00454845	0.01372525
0.009	0.00246257	0.00469542	0.01508142
0.01	0.00279601	0.00483091	0.01640772

Tableau A.115 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
($I = 0.02$ et $V = 2.1$ m/s et $T = 5$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00030629	0.00119212	0.00041214
0.001	0.00083953	0.00221982	0.00260045
0.002	0.00113725	0.00267668	0.00452764
0.003	0.00135821	0.00298635	0.00626246
0.004	0.00154055	0.00322756	0.00788309
0.005	0.00169869	0.003428	0.00942376
0.006	0.00183987	0.00360097	0.01090358
0.007	0.00196835	0.00375401	0.01233465
0.008	0.00208688	0.00389182	0.01372525
0.009	0.00219734	0.00401758	0.01508142
0.01	0.0023011	0.00413351	0.01640772

Tableau A.116 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
($I = 0.015$ et $V = 1.85$ m/s et $T = 5$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.0002825	0.00108676	0.00041214
0.001	0.00077432	0.00202364	0.00260045
0.002	0.00104892	0.00244012	0.00452764
0.003	0.00125272	0.00272243	0.00626246
0.004	0.0014209	0.00294232	0.00788309
0.005	0.00156675	0.00312504	0.00942376
0.006	0.00169697	0.00328273	0.01090358
0.007	0.00181547	0.00342224	0.01233465
0.008	0.00192479	0.00354787	0.01372525
0.009	0.00202667	0.00366251	0.01508142
0.01	0.00212237	0.0037682	0.01640772

Tableau A.117 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
($I = 0.01$ et $V = 1.5$ m/s et $T = 5$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00025208	0.00093249	0.00041214
0.001	0.00069092	0.00173638	0.00260045
0.002	0.00093595	0.00209374	0.00452764
0.003	0.00111779	0.00233597	0.00626246
0.004	0.00126786	0.00252465	0.00788309
0.005	0.00139801	0.00268143	0.00942376
0.006	0.0015142	0.00281673	0.01090358
0.007	0.00161994	0.00293644	0.01233465
0.008	0.00171749	0.00304424	0.01372525
0.009	0.00180839	0.00314261	0.01508142
0.01	0.00189378	0.00323329	0.01640772

Tableau A.118 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 5 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00022803	0.00081629	0.00041214
0.001	0.00062502	0.00152	0.00260045
0.002	0.00084667	0.00183282	0.00452764
0.003	0.00101118	0.00204487	0.00626246
0.004	0.00114693	0.00221003	0.00788309
0.005	0.00126466	0.00234728	0.00942376
0.006	0.00136977	0.00246572	0.01090358
0.007	0.00146543	0.00257051	0.01233465
0.008	0.00155367	0.00266488	0.01372525
0.009	0.00163591	0.00275099	0.01508142
0.01	0.00171315	0.00283037	0.01640772

Tableau A.119 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 5 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00020746	0.00074356	0.00041214
0.001	0.00056863	0.00138457	0.00260045
0.002	0.00077028	0.00166953	0.00452764
0.003	0.00091994	0.00186268	0.00626246
0.004	0.00104344	0.00201313	0.00788309
0.005	0.00115055	0.00213814	0.00942376
0.006	0.00124617	0.00224603	0.01090358
0.007	0.0013332	0.00234149	0.01233465
0.008	0.00141348	0.00242745	0.01372525
0.009	0.00148829	0.00250588	0.01508142
0.01	0.00155857	0.00257819	0.01640772

Tableau A.120 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.003 et V = 0.8 m/s et T = 5 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00017971	0.00058932	0.00041214
0.001	0.00049258	0.00109737	0.00260045
0.002	0.00066726	0.00132322	0.00452764
0.003	0.00079691	0.00147631	0.00626246
0.004	0.00090389	0.00159555	0.00788309
0.005	0.00099668	0.00169463	0.00942376
0.006	0.00107951	0.00178014	0.01090358
0.007	0.0011549	0.0018558	0.01233465
0.008	0.00122444	0.00192393	0.01372525
0.009	0.00128925	0.00198609	0.01508142
0.01	0.00135013	0.0020434	0.01640772

Tableau A.121 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.07 et V = 4 m/s et T = 2 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.0012645	0.0012645	0.00010071
0.001	0.00235462	0.00235462	0.00063542
0.002	0.00283922	0.00283922	0.00110634
0.003	0.00316769	0.00316769	0.00153024
0.004	0.00342355	0.00342355	0.00192625
0.005	0.00363615	0.00363615	0.00230271
0.006	0.00381963	0.00381963	0.00266431
0.007	0.00398196	0.00398196	0.00301399
0.008	0.00412814	0.00412814	0.00335379
0.009	0.00426153	0.00426153	0.00368517
0.01	0.0043845	0.0043845	0.00400926

Tableau A.122 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.05 et V = 3.35 m/s et T = 2 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00111096	0.00111096	0.00010071
0.001	0.00206871	0.00206871	0.00063542
0.002	0.00249446	0.00249446	0.00110634
0.003	0.00278306	0.00278306	0.00153024
0.004	0.00300785	0.00300785	0.00192625
0.005	0.00319463	0.00319463	0.00230271
0.006	0.00335583	0.00335583	0.00266431
0.007	0.00349845	0.00349845	0.00301399
0.008	0.00362688	0.00362688	0.00335379
0.009	0.00374408	0.00374408	0.00368517
0.01	0.00385212	0.00385212	0.00400926

Tableau A.123 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.04 et V = 3 m/s et T = 2 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00024664	0.00102498	0.00010071
0.001	0.00067602	0.0019086	0.00063542
0.002	0.00091575	0.00230141	0.00110634
0.003	0.00109368	0.00256766	0.00153024
0.004	0.00124051	0.00277505	0.00192625
0.005	0.00136784	0.00294739	0.00230271
0.006	0.00148153	0.00309611	0.00266431
0.007	0.00158499	0.00322769	0.00301399
0.008	0.00168043	0.00334618	0.00335379
0.009	0.00176938	0.0034543	0.00368517
0.01	0.00185292	0.00355398	0.00400926

Tableau A.124 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.03 et V = 2.6 m/s et T = 2 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00022748	0.00092331	0.00010071
0.001	0.00062351	0.00171928	0.00063542
0.002	0.00084463	0.00207312	0.00110634
0.003	0.00100873	0.00231297	0.00153024
0.004	0.00114416	0.00249979	0.00192625
0.005	0.0012616	0.00265503	0.00230271
0.006	0.00136646	0.002789	0.00266431
0.007	0.00146188	0.00290753	0.00301399
0.008	0.00154991	0.00301426	0.00335379
0.009	0.00163195	0.00311166	0.00368517
0.01	0.00170901	0.00320145	0.00400926

Tableau A.125 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.02 et V = 2.1 m/s et T = 2 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00020298	0.00079002	0.00010071
0.001	0.00055636	0.00147108	0.00063542
0.002	0.00075366	0.00177384	0.00110634
0.003	0.00090009	0.00197906	0.00153024
0.004	0.00102093	0.00213891	0.00192625
0.005	0.00112572	0.00227174	0.00230271
0.006	0.00121929	0.00238637	0.00266431
0.007	0.00130443	0.00248779	0.00301399
0.008	0.00138298	0.00257912	0.00335379
0.009	0.00145618	0.00266245	0.00368517
0.01	0.00152494	0.00273928	0.00400926

Tableau A.126 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.015 et V = 1.85 m/s et T = 2 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00018721	0.0007202	0.00010071
0.001	0.00051314	0.00134107	0.00063542
0.002	0.00069512	0.00161707	0.00110634
0.003	0.00083018	0.00180416	0.00153024
0.004	0.00094163	0.00194988	0.00192625
0.005	0.00103829	0.00207097	0.00230271
0.006	0.00112458	0.00217547	0.00266431
0.007	0.00120312	0.00226792	0.00301399
0.008	0.00127556	0.00235118	0.00335379
0.009	0.00134308	0.00242715	0.00368517
0.01	0.0014065	0.00249719	0.00400926

Tableau A.127 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.01 et V = 1.5 m/s et T = 2 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00016705	0.00061796	0.00010071
0.001	0.00045788	0.0011507	0.00063542
0.002	0.00062025	0.00138753	0.00110634
0.003	0.00074076	0.00154805	0.00153024
0.004	0.00084022	0.00167309	0.00192625
0.005	0.00092646	0.00177699	0.00230271
0.006	0.00100346	0.00186665	0.00266431
0.007	0.00107354	0.00194599	0.00301399
0.008	0.00113818	0.00201743	0.00335379
0.009	0.00119843	0.00208261	0.00368517
0.01	0.00125501	0.00214271	0.00400926

Tableau A.128 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.007 et V = 1.25 m/s et T = 2 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00015112	0.00054095	0.00010071
0.001	0.0004142	0.0010073	0.00063542
0.002	0.00056109	0.00121462	0.00110634
0.003	0.00067011	0.00135514	0.00153024
0.004	0.00076007	0.00146459	0.00192625
0.005	0.00083809	0.00155555	0.00230271
0.006	0.00090775	0.00163404	0.00266431
0.007	0.00097114	0.00170348	0.00301399
0.008	0.00102962	0.00176602	0.00335379
0.009	0.00108412	0.00182308	0.00368517
0.01	0.00113531	0.00187569	0.00400926

Tableau A.129 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
(I = 0.005 et V = 1.1 m/s et T = 2 ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.00013748	0.00049276	0.00010071
0.001	0.00037683	0.00091756	0.00063542
0.002	0.00051046	0.0011064	0.00110634
0.003	0.00060964	0.0012344	0.00153024
0.004	0.00069149	0.0013341	0.00192625
0.005	0.00076247	0.00141695	0.00230271
0.006	0.00082584	0.00148845	0.00266431
0.007	0.00088351	0.00155171	0.00301399
0.008	0.00093671	0.00160867	0.00335379
0.009	0.0009863	0.00166065	0.00368517
0.01	0.00103287	0.00170857	0.00400926

Tableau A.130 Comparaison des débits calculés par la méthode Rationnelle et la formule de Crupedix
($I = 0.003$ et $V = 0.8$ m/s et $T = 2$ ans).

Surface A en km ²	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules de tc de Kirpich) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode Rationnelle (formules des longueurs) Q en m ³ /s.	Débits calculés par la méthode de Crupedix
0.0001	0.0001191	0.00039055	0.00010071
0.001	0.00032643	0.00072723	0.00063542
0.002	0.0004422	0.0008769	0.00110634
0.003	0.00052811	0.00097835	0.00153024
0.004	0.00059901	0.00105737	0.00192625
0.005	0.0006605	0.00112304	0.00230271
0.006	0.0007154	0.0011797	0.00266431
0.007	0.00076535	0.00122984	0.00301399
0.008	0.00081144	0.00127499	0.00335379
0.009	0.00085439	0.00131619	0.00368517
0.01	0.00089473	0.00135417	0.00400926

Tableau A.131 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.07$ et $v = 4$ m/s).

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00028864	0.00043556	0.00054043	0.00064546	0.00078959	0.00090109
0.001	0.00079116	0.00119384	0.0014813	0.00176916	0.00216422	0.00246983
0.002	0.00107173	0.00161721	0.00200661	0.00239655	0.00293172	0.0033457
0.003	0.00127996	0.00193142	0.00239648	0.00286218	0.00350132	0.00399574
0.004	0.0014518	0.00219072	0.00271821	0.00324645	0.0039714	0.00453219
0.005	0.00160082	0.0024156	0.00299723	0.00357969	0.00437905	0.00499741
0.006	0.00173387	0.00261636	0.00324634	0.0038772	0.004743	0.00541276
0.007	0.00185495	0.00279907	0.00347304	0.00414796	0.00507422	0.00579075
0.008	0.00196665	0.00296762	0.00368218	0.00439774	0.00537978	0.00613945
0.009	0.00207074	0.0031247	0.00387708	0.00463051	0.00566453	0.00646441
0.01	0.00216852	0.00327224	0.00406015	0.00484915	0.005932	0.00676965

Tableau A.132 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour ($I = 0.05$ et $v = 3.35$ m/s).

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.0002626	0.00039626	0.00049167	0.00058721	0.00071834	0.00081978
0.001	0.00071977	0.00108612	0.00134764	0.00160952	0.00196894	0.00224697
0.002	0.00097502	0.00147129	0.00182555	0.00218031	0.00266718	0.00304381
0.003	0.00116446	0.00175714	0.00218024	0.00260392	0.00318539	0.0036352
0.004	0.0013208	0.00199305	0.00247295	0.00295351	0.00361305	0.00412324
0.005	0.00145637	0.00219763	0.00272679	0.00325668	0.00398392	0.00454649
0.006	0.00157742	0.00238028	0.00295342	0.00352735	0.00431503	0.00492435
0.007	0.00168757	0.0025465	0.00315966	0.00377368	0.00461637	0.00526824
0.008	0.00178919	0.00269985	0.00334993	0.00400092	0.00489435	0.00558547
0.009	0.0018839	0.00284275	0.00352724	0.00421269	0.00515341	0.00588112
0.01	0.00197285	0.00297698	0.00369379	0.00441161	0.00539674	0.00615881

Tableau A.133 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I = 0.04 et v = 3 m/s).

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00024664	0.00037217	0.00046178	0.00055152	0.00067468	0.00076995
0.001	0.00067602	0.00102009	0.00126571	0.00151168	0.00184925	0.00211038
0.002	0.00091575	0.00138185	0.00171458	0.00204777	0.00250505	0.00285878
0.003	0.00109368	0.00165033	0.0020477	0.00244563	0.00299176	0.00341422
0.004	0.00124051	0.0018719	0.00232262	0.00277397	0.00339342	0.0038726
0.005	0.00136784	0.00206404	0.00256103	0.00305872	0.00374174	0.00427011
0.006	0.00148153	0.00223559	0.00277388	0.00331293	0.00405273	0.00462501
0.007	0.00158499	0.00239171	0.00296759	0.00354428	0.00433574	0.00494799
0.008	0.00168043	0.00253573	0.00314629	0.00375771	0.00459683	0.00524594
0.009	0.00176938	0.00266994	0.00331283	0.00395661	0.00484014	0.00552361
0.01	0.00185292	0.00279601	0.00346925	0.00414343	0.00506868	0.00578443

Tableau A.134 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I = 0.03 et v = 2.6 m/s).

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00022748	0.00034326	0.00042591	0.00050868	0.00062227	0.00071014
0.001	0.00062351	0.00094086	0.00116741	0.00139427	0.00170562	0.00194646
0.002	0.00084463	0.00127452	0.0015814	0.00188872	0.00231048	0.00263674
0.003	0.00100873	0.00152215	0.00188866	0.00225568	0.00275939	0.00314904
0.004	0.00114416	0.0017265	0.00214222	0.00255852	0.00312985	0.00357181
0.005	0.0012616	0.00190373	0.00236211	0.00282114	0.00345112	0.00393845
0.006	0.00136646	0.00206195	0.00255843	0.00305561	0.00373795	0.00426578
0.007	0.00146188	0.00220594	0.0027371	0.003269	0.00399898	0.00456368
0.008	0.00154991	0.00233878	0.00290192	0.00346585	0.00423979	0.00483849
0.009	0.00163195	0.00246257	0.00305552	0.00364929	0.0044642	0.00509459
0.01	0.00170901	0.00257885	0.00319979	0.00382161	0.00467499	0.00533515

Tableau A.135 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I = 0.02 et v = 2.1 m/s).

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00020298	0.00030629	0.00038004	0.0004539	0.00055525	0.00063366
0.001	0.00055636	0.00083953	0.00104167	0.0012441	0.00152192	0.00173682
0.002	0.00075366	0.00113725	0.00141108	0.0016853	0.00206163	0.00235276
0.003	0.00090009	0.00135821	0.00168524	0.00201274	0.00246219	0.00280988
0.004	0.00102093	0.00154055	0.0019115	0.00228296	0.00279275	0.00318712
0.005	0.00112572	0.00169869	0.00210771	0.0025173	0.00307943	0.00351427
0.006	0.00121929	0.00183987	0.00228288	0.00272652	0.00333536	0.00380635
0.007	0.00130443	0.00196835	0.0024423	0.00291692	0.00356828	0.00407215
0.008	0.00138298	0.00208688	0.00258937	0.00309256	0.00378315	0.00431737
0.009	0.00145618	0.00219734	0.00272643	0.00325626	0.0039834	0.00454589
0.01	0.00152494	0.0023011	0.00285517	0.00341001	0.00417149	0.00476054

Tableau A.136 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I = 0.015 et v = 1.85 m/s).

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00018721	0.0002825	0.00035052	0.00041864	0.00051213	0.00058444
0.001	0.00051314	0.00077432	0.00096077	0.00114747	0.00140371	0.00160192
0.002	0.00069512	0.00104892	0.00130148	0.0015544	0.00190151	0.00217002
0.003	0.00083018	0.00125272	0.00155435	0.00185641	0.00227095	0.00259163
0.004	0.00094163	0.0014209	0.00176303	0.00210564	0.00257584	0.00293957
0.005	0.00103829	0.00156675	0.001944	0.00232178	0.00284024	0.00324131
0.006	0.00112458	0.00169697	0.00210557	0.00251475	0.0030763	0.0035107
0.007	0.00120312	0.00181547	0.00225261	0.00269036	0.00329113	0.00375587
0.008	0.00127556	0.00192479	0.00238825	0.00285236	0.00348931	0.00398203
0.009	0.00134308	0.00202667	0.00251467	0.00300334	0.003674	0.0041928
0.01	0.0014065	0.00212237	0.0026334	0.00314515	0.00384748	0.00439078

Tableau A.137 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I = 0.01 et v = 1.5 m/s).

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00016705	0.00025208	0.00031277	0.00037355	0.00045697	0.0005215
0.001	0.00045788	0.00069092	0.00085729	0.00102389	0.00125252	0.00142939
0.002	0.00062025	0.00093595	0.00116131	0.00138699	0.00169671	0.0019363
0.003	0.00074076	0.00111779	0.00138694	0.00165647	0.00202636	0.00231251
0.004	0.00084022	0.00126786	0.00157315	0.00187886	0.00229841	0.00262297
0.005	0.00092646	0.00139801	0.00173463	0.00207172	0.00253434	0.00289221
0.006	0.00100346	0.0015142	0.00187879	0.0022439	0.00274498	0.00313259
0.007	0.00107354	0.00161994	0.00201	0.0024006	0.00293667	0.00335135
0.008	0.00113818	0.00171749	0.00213103	0.00254516	0.0031135	0.00355316
0.009	0.00119843	0.00180839	0.00224383	0.00267987	0.0032783	0.00374123
0.01	0.00125501	0.00189378	0.00234978	0.00280641	0.0034331	0.00391788

Tableau A.138 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I = 0.007 et v = 1.25 m/s).

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00015112	0.00022803	0.00028294	0.00033792	0.00041338	0.00047175
0.001	0.0004142	0.00062502	0.00077552	0.00092622	0.00113306	0.00129305
0.002	0.00056109	0.00084667	0.00105054	0.00125469	0.00153487	0.00175161
0.003	0.00067011	0.00101118	0.00125465	0.00149847	0.00183308	0.00209193
0.004	0.00076007	0.00114693	0.00142309	0.00169964	0.00207918	0.00237278
0.005	0.00083809	0.00126466	0.00156917	0.00187411	0.00229261	0.00261635
0.006	0.00090775	0.00136977	0.00169959	0.00202987	0.00248315	0.0028338
0.007	0.00097114	0.00146543	0.00181828	0.00217162	0.00265656	0.00303169
0.008	0.00102962	0.00155367	0.00192777	0.00230239	0.00281653	0.00321425
0.009	0.00108412	0.00163591	0.00202981	0.00242426	0.00296561	0.00338438
0.01	0.00113531	0.00171315	0.00212565	0.00253873	0.00310564	0.00354418

Tableau A.139 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I = 0.005 et v = 1.1 m/s).

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00013748	0.00020746	0.00025741	0.00030743	0.00037608	0.00042919
0.001	0.00037683	0.00056863	0.00070554	0.00084265	0.00103082	0.00117638
0.002	0.00051046	0.00077028	0.00095575	0.00114148	0.00139638	0.00159356
0.003	0.00060964	0.00091994	0.00114144	0.00136326	0.00166768	0.00190317
0.004	0.00069149	0.00104344	0.00129469	0.00154628	0.00189158	0.00215868
0.005	0.00076247	0.00115055	0.00142758	0.00170501	0.00208574	0.00238027
0.006	0.00082584	0.00124617	0.00154623	0.00184671	0.00225909	0.0025781
0.007	0.00088351	0.0013332	0.00165421	0.00197567	0.00241685	0.00275813
0.008	0.00093671	0.00141348	0.00175382	0.00209464	0.00256239	0.00292422
0.009	0.0009863	0.00148829	0.00184665	0.00220551	0.00269802	0.003079
0.01	0.00103287	0.00155857	0.00193385	0.00230965	0.00282541	0.00322439

Tableau A.140 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule de Kirpich et pour (I = 0.003 et v = 0.8 m/s).

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.0001191	0.00017971	0.00022298	0.00026632	0.00032579	0.00037179
0.001	0.00032643	0.00049258	0.00061118	0.00072996	0.00089296	0.00101905
0.002	0.0004422	0.00066726	0.00082793	0.00098882	0.00120963	0.00138044
0.003	0.00052811	0.00079691	0.00098879	0.00118094	0.00144465	0.00164865
0.004	0.00059901	0.00090389	0.00112154	0.00133949	0.0016386	0.00186999
0.005	0.0006605	0.00099668	0.00123666	0.00147698	0.0018068	0.00206194
0.006	0.0007154	0.00107951	0.00133944	0.00159974	0.00195697	0.00223331
0.007	0.00076535	0.0011549	0.00143298	0.00171145	0.00209363	0.00238927
0.008	0.00081144	0.00122444	0.00151927	0.00181451	0.0022197	0.00253314
0.009	0.00085439	0.00128925	0.00159969	0.00191055	0.00233719	0.00266722
0.01	0.00089473	0.00135013	0.00167522	0.00200077	0.00244755	0.00279316

Tableau A.141 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.07 et v = 4 m/s).

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.0012645	0.0019081	0.00236755	0.00282763	0.00345906	0.00394751
0.001	0.00235462	0.00355306	0.00440858	0.0052653	0.00644107	0.00735061
0.002	0.00283922	0.0042843	0.0053159	0.00634894	0.00776669	0.00886342
0.003	0.00316769	0.00477997	0.00593091	0.00708346	0.00866524	0.00988885
0.004	0.00342355	0.00516605	0.00640995	0.0076556	0.00936514	0.01068758
0.005	0.00363615	0.00548686	0.00680802	0.00813102	0.00994672	0.01135129
0.006	0.00381963	0.00576372	0.00715154	0.0085413	0.01044862	0.01192406
0.007	0.00398196	0.00600868	0.00745547	0.00890429	0.01089267	0.01243082
0.008	0.00412814	0.00622926	0.00772917	0.00923118	0.01129256	0.01288717
0.009	0.00426153	0.00643054	0.00797892	0.00952946	0.01165745	0.01330358
0.01	0.0043845	0.0066161	0.00820916	0.00980444	0.01199383	0.01368747

Tableau A.142 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.05 et v = 3.35 m/s) .

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00111096	0.00167641	0.00208007	0.00248429	0.00303904	0.00346818
0.001	0.00206871	0.00312163	0.00387327	0.00462596	0.00565896	0.00645806
0.002	0.00249446	0.00376408	0.00467042	0.00557802	0.00682362	0.00778718
0.003	0.00278306	0.00419956	0.00521075	0.00622336	0.00761307	0.0086881
0.004	0.00300785	0.00453876	0.00563163	0.00672602	0.00822798	0.00938984
0.005	0.00319463	0.00482062	0.00598135	0.00714371	0.00873894	0.00997296
0.006	0.00335583	0.00506386	0.00628316	0.00750417	0.0091799	0.01047618
0.007	0.00349845	0.00527907	0.00655019	0.00782309	0.00957003	0.01092141
0.008	0.00362688	0.00547287	0.00679066	0.00811029	0.00992136	0.01132234
0.009	0.00374408	0.00564972	0.00701008	0.00837235	0.01024194	0.0116882
0.01	0.00385212	0.00581274	0.00721236	0.00861394	0.01053748	0.01202547

Tableau A.143 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.04 et v = 3 m/s) .

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00102498	0.00154667	0.00191908	0.00229202	0.00280384	0.00319976
0.001	0.0019086	0.00288003	0.0035735	0.00426793	0.00522099	0.00595824
0.002	0.00230141	0.00347276	0.00430895	0.00514631	0.00629551	0.00718449
0.003	0.00256766	0.00387454	0.00480747	0.0057417	0.00702385	0.00801568
0.004	0.00277505	0.00418748	0.00519577	0.00620546	0.00759117	0.00866311
0.005	0.00294739	0.00444753	0.00551843	0.00659082	0.00806259	0.0092011
0.006	0.00309611	0.00467195	0.00579688	0.00692339	0.00846942	0.00966538
0.007	0.00322769	0.0048705	0.00604324	0.00721762	0.00882936	0.01007614
0.008	0.00334618	0.0050493	0.0062651	0.00748259	0.0091535	0.01044605
0.009	0.0034543	0.00521246	0.00646754	0.00772437	0.00944927	0.01078359
0.01	0.00355398	0.00536287	0.00665416	0.00794727	0.00972193	0.01109476

Tableau A.144 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.03 et v = 2.6 m/s) .

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00092331	0.00139325	0.00172872	0.00206467	0.00252572	0.00288237
0.001	0.00171928	0.00259435	0.00321903	0.00384459	0.00470311	0.00536723
0.002	0.00207312	0.00312829	0.00388154	0.00463583	0.00567104	0.00647184
0.003	0.00231297	0.00349021	0.0043306	0.00517217	0.00632714	0.00722059
0.004	0.00249979	0.00377212	0.00468039	0.00558992	0.00683819	0.0078038
0.005	0.00265503	0.00400637	0.00497104	0.00593706	0.00726284	0.00828842
0.006	0.002789	0.00420852	0.00522187	0.00623664	0.00762932	0.00870664
0.007	0.00290753	0.00438738	0.0054438	0.00650169	0.00795355	0.00907667
0.008	0.00301426	0.00454845	0.00564365	0.00674037	0.00824554	0.00940988
0.009	0.00311166	0.00469542	0.00582601	0.00695817	0.00851197	0.00971394
0.01	0.00320145	0.00483091	0.00599412	0.00715896	0.00875759	0.00999424

Tableau A.145 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.02 et v = 2.1 m/s) .

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00079002	0.00119212	0.00147916	0.0017666	0.0021611	0.00246626
0.001	0.00147108	0.00221982	0.00275432	0.00328957	0.00402415	0.0045924
0.002	0.00177384	0.00267668	0.00332119	0.00396659	0.00485235	0.00553755
0.003	0.00197906	0.00298635	0.00370542	0.0044255	0.00541374	0.0061782
0.004	0.00213891	0.00322756	0.00400471	0.00478295	0.00585101	0.00667722
0.005	0.00227174	0.003428	0.00425341	0.00507997	0.00621436	0.00709188
0.006	0.00238637	0.00360097	0.00446803	0.0053363	0.00652792	0.00744973
0.007	0.00248779	0.00375401	0.00465791	0.00556309	0.00680535	0.00776633
0.008	0.00257912	0.00389182	0.00482891	0.00576731	0.00705519	0.00805144
0.009	0.00266245	0.00401758	0.00498495	0.00595367	0.00728316	0.00831161
0.01	0.00273928	0.00413351	0.00512879	0.00612547	0.00749332	0.00855144

Tableau A.146 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.015 et v = 1.85 m/s) .

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.0007202	0.00108676	0.00134844	0.00161048	0.00197011	0.0022483
0.001	0.00134107	0.00202364	0.0025109	0.00299885	0.00366851	0.00418653
0.002	0.00161707	0.00244012	0.00302767	0.00361604	0.00442352	0.00504816
0.003	0.00180416	0.00272243	0.00337795	0.00403438	0.00493529	0.00563219
0.004	0.00194988	0.00294232	0.00365079	0.00436024	0.00533391	0.00608711
0.005	0.00207097	0.00312504	0.0038775	0.00463102	0.00566515	0.00646512
0.006	0.00217547	0.00328273	0.00407316	0.00486469	0.00595101	0.00679134
0.007	0.00226792	0.00342224	0.00424626	0.00507144	0.00620392	0.00707997
0.008	0.00235118	0.00354787	0.00440215	0.00525762	0.00643167	0.00733988
0.009	0.00242715	0.00366251	0.00454439	0.0054275	0.00663949	0.00757705
0.01	0.00249719	0.0037682	0.00467552	0.00558412	0.00683108	0.00779569

Tableau A.147 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.01 et v = 1.5 m/s) .

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00061796	0.00093249	0.00115702	0.00138187	0.00169044	0.00192915
0.001	0.0011507	0.00173638	0.00215448	0.00257315	0.00314775	0.00359225
0.002	0.00138753	0.00209374	0.00259788	0.00310273	0.00379559	0.00433156
0.003	0.00154805	0.00233597	0.00289844	0.00346169	0.00423471	0.00483269
0.004	0.00167309	0.00252465	0.00313255	0.0037413	0.00457675	0.00522303
0.005	0.00177699	0.00268143	0.00332708	0.00397363	0.00486097	0.00554738
0.006	0.00186665	0.00281673	0.00349496	0.00417414	0.00510624	0.00582729
0.007	0.00194599	0.00293644	0.00364349	0.00435153	0.00532326	0.00607495
0.008	0.00201743	0.00304424	0.00377725	0.00451128	0.00551868	0.00629797
0.009	0.00208261	0.00314261	0.0038993	0.00465705	0.005697	0.00650147
0.01	0.00214271	0.00323329	0.00401182	0.00479144	0.00586139	0.00668907

Tableau A.148 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.007 et v = 1.25 m/s) .

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00054095	0.00081629	0.00101284	0.00120966	0.00147978	0.00168874
0.001	0.0010073	0.00152	0.00188599	0.00225249	0.00275549	0.00314459
0.002	0.00121462	0.00183282	0.00227414	0.00271607	0.00332259	0.00379177
0.003	0.00135514	0.00204487	0.00253724	0.0030303	0.00370699	0.00423045
0.004	0.00146459	0.00221003	0.00274218	0.00327506	0.0040064	0.00457214
0.005	0.00155555	0.00234728	0.00291247	0.00347845	0.0042552	0.00485608
0.006	0.00163404	0.00246572	0.00305943	0.00365396	0.00446992	0.00510111
0.007	0.00170348	0.00257051	0.00318945	0.00380925	0.00465988	0.0053179
0.008	0.00176602	0.00266488	0.00330654	0.0039491	0.00483095	0.00551313
0.009	0.00182308	0.00275099	0.00341338	0.0040767	0.00498705	0.00569127
0.01	0.00187569	0.00283037	0.00351188	0.00419434	0.00513096	0.0058555

Tableau A.149 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.005 et v = 1.1 m/s) .

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00049276	0.00074356	0.0009226	0.00110188	0.00134794	0.00153828
0.001	0.00091756	0.00138457	0.00171795	0.0020518	0.00250998	0.00286442
0.002	0.0011064	0.00166953	0.00207152	0.00247408	0.00302656	0.00345393
0.003	0.0012344	0.00186268	0.00231118	0.00276031	0.00337671	0.00385353
0.004	0.0013341	0.00201313	0.00249786	0.00298327	0.00364945	0.00416478
0.005	0.00141695	0.00213814	0.00265298	0.00316853	0.00387608	0.00442342
0.006	0.00148845	0.00224603	0.00278684	0.00332841	0.00407166	0.00464662
0.007	0.00155171	0.00234149	0.00290528	0.00346986	0.0042447	0.00484409
0.008	0.00160867	0.00242745	0.00301194	0.00359725	0.00440053	0.00502193
0.009	0.00166065	0.00250588	0.00310926	0.00371348	0.00454272	0.0051842
0.01	0.00170857	0.00257819	0.00319898	0.00382064	0.00467381	0.00533379

Tableau A.150 Calculs des débits du projets avec la méthode Rationnelle pour différentes périodes de retour T avec la formule des Longueurs et pour (I = 0.003 et v = 0.8 m/s) .

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00039055	0.00058932	0.00073122	0.00087332	0.00106834	0.0012192
0.001	0.00072723	0.00109737	0.0013616	0.0016262	0.00198934	0.00227026
0.002	0.0008769	0.00132322	0.00164183	0.00196089	0.00239877	0.00273749
0.003	0.00097835	0.00147631	0.00183178	0.00218775	0.00267629	0.0030542
0.004	0.00105737	0.00159555	0.00197973	0.00236446	0.00289245	0.00330089
0.005	0.00112304	0.00169463	0.00210268	0.00251129	0.00307207	0.00350588
0.006	0.0011797	0.00178014	0.00220877	0.00263801	0.00322709	0.00368278
0.007	0.00122984	0.0018558	0.00230265	0.00275012	0.00336424	0.0038393
0.008	0.00127499	0.00192393	0.00238718	0.00285108	0.00348774	0.00398024
0.009	0.00131619	0.00198609	0.00246431	0.0029432	0.00360044	0.00410885
0.01	0.00135417	0.0020434	0.00253542	0.00302813	0.00370433	0.00422742

Tableau A.151 Calculs des débits du projets avec la méthode Crupedix pour
différentes périodes de retour T .

surface A en Km ²	Débits Q en m ³ /s T=2 ans	Débits Q en m ³ /s T=5 ans	Débits Q en m ³ /s T=10 ans	Débits Q en m ³ /s T=20 ans	Débits Q en m ³ /s T=50 ans	Débits Q en m ³ /s T=100 ans
0.0001	0.00010071	0.00041214	0.00063198	0.00081613	0.00107215	0.00126396
0.001	0.00063542	0.00260045	0.00398751	0.00514943	0.0067648	0.00797503
0.002	0.00110634	0.00452764	0.00694267	0.00896568	0.0117782	0.01388533
0.003	0.00153024	0.00626246	0.00960283	0.01240099	0.01629115	0.01920566
0.004	0.00192625	0.00788309	0.01208788	0.01561016	0.02050703	0.02417577
0.005	0.00230271	0.00942376	0.01445035	0.01866102	0.02451494	0.02890069
0.006	0.00266431	0.01090358	0.0167195	0.02159138	0.02836455	0.033439
0.007	0.00301399	0.01233465	0.01891388	0.02442518	0.03208731	0.03782777
0.008	0.00335379	0.01372525	0.02104623	0.02717887	0.03570482	0.04209245
0.009	0.00368517	0.01508142	0.02312577	0.02986437	0.03923276	0.04625155
0.01	0.00400926	0.01640772	0.02515951	0.03249073	0.04268299	0.05031903

Références bibliographiques

Référence bibliographique

- (1) **COURS MECANIQUE DES FLUIDES** Chapitre 4 (écoulement à surface libre) et Chapitre 6 hauteur normale selon la section d'écoulement) année académique 2004-2005.
- (2) **WALTER H.GRAF** en collaboration avec **M.S.ALTIKAR**, volume 16, Hydraulique fluviale.
- (3) **WALTER .H.GRAF** en collaboration avec **M.S.ALTIKAR**, volume 14, Hydrodynamique une introduction.
- (4) **M.CARLIER, Hydraulique générale et appliquée.** CARLIER M. : Hydraulique générale et appliquée, Editions Eyrolles (1972).
- (5) **GERARD DEGOUTTE**, traité d'hydraulique à surface libre.
- (6) **SINNIGER R.O., HAGER W. H. :** Constructions hydrauliques : Ecoulements stationnaires, Traité de Génie Civil, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Presse polytechnique et universitaire romanes (1989).
- (7) **VIOLET P.L., CHABARD J.P.**, Mécanique des fluides appliquée, Presses des ponts et chaussées, ed. 1998.
- (8) **LENCASTRE, A.1986.**Hydraulique générale, 2ème édition EYROLLES, Paris.
- (9) **COMOLET R.**, Mécanique expérimentale des fluides, Masson, ed.1982.
- (10) **Bazin (1897).**Etude d'une nouvelle formule pour calculer le débit des canaux découverts, Mmoire N°41, annales des ponts et chaussées, Vol 14, sect. 7,4ème trimestre.Paris.
- (11) **Benabid, A. (2009).** Contribution à l'étude des écoulements permanents graduellement variés en canal prismatique (Doctoral dissertation, Université de Batna 2).
- (12) **PAVLOVSKI, N.N.1940.Han book of hydraulics, Leningrad et Moscou.**
- (13) **BAKHMETTEF, B.A (1932).**discussion on open Channel flow, transaction, American society of civil engineers, Vol.108, New York.
- (14) **N.KREMENETSKI, D.SCHTERRENLIHT, V.ALYCHEV, L.YAKOVLEVA.** Hydraulique, édition MIR-MOSCOU.
- (15) **C. Hébrard-Labit, L. Meffray Août 2004** Comparaison de méthodes d'analyse des éléments traces métalliques (ETM) et des hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP) sur les sols et les végétaux
- (16) **Durand, C., 2003.** Caractérisation physico-chimique des produits de l'assainissement pluvial. Origine et devenir des métaux traces et des polluants organiques. Thèse de doctorat, Université de Poitiers.

- (17) **Pagotto, C., 1999.** Etude sur l'émission et le transfert dans les eaux et les sols des éléments traces métalliques et des hydrocarbures en domaine routier. Thèse de doctorat, Université de Poitiers.
- (19) **Jeannot, R., Lemièrre, B. et Chiron, S., 2001.** Guide méthodologique pour l'analyse des sols pollués. Orléans : Editions du BRGM.
- (19) **Lemièrre, B. et al., 2001.** Guide sur le comportement des polluants dans les sols et les nappes. Orléans : Editions du BRGM.
- (20) **Belkessam, L., Lecomte, P. et Milon, V., 1998.** Comparaison inter laboratoire de résultats d'analyse des hydrocarbures aromatiques polycycliques dans un sol. Déchets, Sciences et Techniques, n°12, 4^{ème} trimestre 1998.
- (21) **Deletraz, G. et Paul, E., 1998.** Etat de l'art pour l'étude des impacts des transports routiers à proximité des routes et autoroutes. Rapport intermédiaire non confidentiel mars 1998, ADEME.
- (22) **Bryselbout, C., 1998.** Effets de proximité des autoroutes, cas des émissions d'Hydrocarbures Aromatiques Polycycliques. Rapport de DEA, Institut National Polytechnique de Lorraine.
- (23) **Promeyrat, S., 2001.** Contribution à l'étude de la pollution atmosphérique autoroutière. Caractérisation des flux de déposition et de la contamination métallique de l'environnement de proximité. Thèse de doctorat, Université de Metz.
- (24) **Massounie, O., 2002.** Jardins familiaux et pollution atmosphérique de proximité d'origine routière. Rapport de fin d'études ENSAIA Nancy, publication CERTU/SETRA.
- (25) **Ho, Y. B., & Tai, K. M. (1988).** Elevated levels of lead and other metals in roadside soil and grass and their use to monitor aerial metal depositions in Hong Kong. *Environmental pollution*, 49(1), 37-51.
- (26) **Pagotto, C., Remy, N., Legret, M., & Le Cloirec, P. (2001).** Heavy metal pollution of road dust and roadside soil near a major rural highway. *Environmental Technology*, 22(3), 307-319. <https://doi.org/10.1080/09593332208618280>.
- (27) **Fakayode, S. O., & Olu-Owolabi, B. I. (2003).** Heavy metal contamination of roadside topsoil in Osogbo, Nigeria: its relationship to traffic density and proximity to highways. *Environmental Geology*, 44(2), 150-157.
- (28) **Imperato, M., Adamo, P., Naimo, D., Arienzo, M., Stanzione, D., & Violante, P. (2003).** Spatial distribution of heavy metals in urban soils of Naples city (Italy). *Environmental pollution*, 124(2), 247-256.
- (29) **Al-Khashman, O. A. (2004).** Heavy metal distribution in dust, street dust and soils from the work place in Karak Industrial Estate, Jordan. *Atmospheric environment*, 38(39), 6803-6812. <https://doi.org/10.1016/j.atmosenv.2004.09.011>.

- (30)Yongming, H., Peixuan, D., Junji, C., & Posmentier, E. S. (2006). Multivariate analysis of heavy metal contamination in urban dusts of Xi'an, Central China. *Science of the total environment*, 355(1-3), 176-186. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2005.02.026>.
- (31)Ahmed, F., & Ishiga, H. (2006). Trace metal concentrations in street dusts of Dhaka city, Bangladesh. *Atmospheric Environment*, 40(21), 3835-3844.<https://doi.org/10.1016/j.atmosenv.2006.03.004>.
- (32)Li, F. R., Kang, L. F., Gao, X. Q., Hua, W., Yang, F. W., & Hei, W. L. (2007). Traffic-related heavy metal accumulation in soils and plants in Northwest China. *Soil & Sediment Contamination*, 16(5), 473-484.
- (33)Dragović, S., Mihailović, N., & Gajić, B. (2008). Heavy metals in soils: distribution, relationship with soil characteristics and radionuclides and multivariate assessment of contamination sources. *Chemosphere*, 72(3), 491-495. <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2008.02.063>. [https://doi.org/10.1016/0269-7491\(88\)90012-7](https://doi.org/10.1016/0269-7491(88)90012-7).
- (34)Chang, S. H., Wang, K. S., Chang, H. F., Ni, W. W., Wu, B. J., Wong, R. H., & Lee, H. S. (2009). Comparison of source identification of metals in road-dust and soil. *Soil and Sediment Contamination*, 18(5), 669-683. <https://doi.org/10.1080/15320380903085691>.
- (35)Sollitto, D. (2010). Castrignan?, A., Romic, D., Bakic, H.. Assessing heavy metal contamination in sediments of the Zagreb region (Northwest Croatia) using multivariate geostatistics. *Catena*, 80, 182-194. <https://doi.org/10.1016/j.catena.2009.11.005>.
- (36)Shi, G., Chen, Z., Bi, C., Li, Y., Teng, J., Wang, L., & Xu, S. (2010). Comprehensive assessment of toxic metals in urban and suburban street deposited sediments (SDSs) in the biggest metropolitan area of China. *Environmental pollution*, 158(3), 694-703.<https://doi.org/10.1016/j.envpol.2009.10.020>.
- (37)Shi, G., Chen, Z., Bi, C., Wang, L., Teng, J., Li, Y., & Xu, S. (2011). A comparative study of health risk of potentially toxic metals in urban and suburban road dust in the most populated city of China. *Atmospheric environment*, 45(3), 764-771. <https://doi.org/10.1016/j.atmosenv.2010.08.039>
- (38)Duong, T. T., & Lee, B. K. (2011). Determining contamination level of heavy metals in road dust from busy traffic areas with different characteristics. *Journal of Environmental Management*, 92(3), 554-562. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2010.09.010>.
- (39) Khan, M. N., Wasim, A. A., Sarwar, A., & Rasheed, M. F. (2011). Assessment of heavy metal toxicants in the roadside soil along the N-5, National Highway, Pakistan. *Environmental monitoring and assessment*, 182(1), 587-595.<https://doi.org/10.1007/s10661-011-1899-8>.
- (40)Banu Doganlar, Z., Doganlar, O., Erdogan, S., & Onal, Y. (2012). Heavy metal pollution and physiological changes in the leaves of some shrub, palm and tree species in urban areas of Adana, Turkey. *Chemical Speciation & Bioavailability*, 24(2), 65-78. <https://doi.org/10.3184/095422912X13338055043100>.
- (41)Khan, A. B., & Kathi, S. (2014). Evaluation of heavy metal and total petroleum hydrocarbon contamination of roadside surface soil. *International Journal of Environmental*

Science and Technology, 11(8), 2259-2270. <https://doi.org/10.1007/s13762-014-0626-8>. [https://doi.org/10.1016/S0269-7491\(02\)00478-5](https://doi.org/10.1016/S0269-7491(02)00478-5).

(42) Liu, E., Yan, T., Birch, G., & Zhu, Y. (2014). Pollution and health risk of potentially toxic metals in urban road dust in Nanjing, a mega-city of China. *Science of the Total Environment*, 476, 522-531. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2014.01.055>.

(43) Mafuyai, G. M., Kamoh, N. M., Kangpe, N. S., Ayuba, S. M., & Eneji, I. S. (2015). Heavy metals contamination in roadside dust along major traffic roads in Jos metropolitan area, Nigeria.

(44) Zhang, H., Wang, Z., Zhang, Y., Ding, M., & Li, L. (2015). Identification of traffic-related metals and the effects of different environments on their enrichment in roadside soils along the Qinghai-Tibet highway. *Science of the Total Environment*, 521, 160-172. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2015.03.054>.

(45) Karim, Z., Qureshi, B. A., & Mumtaz, M. (2015). Geochemical baseline determination and pollution assessment of heavy metals in urban soils of Karachi, Pakistan. *Ecological Indicators*, 48, 358-364. <https://doi.org/10.1016/j.ecolind.2014.08.032>.

(46) Zornoza, R., Acosta, J. A., Bastida, F., Domínguez, S. G., Toledo, D. M., & Faz, A. (2015). Identification of sensitive indicators to assess the interrelationship between soil quality, management practices and human health. *Soil*, 1(1), 173-185.

(47) Chen, J., Huang, Y., Kannan, P., Zhang, L., Lin, Z., Zhang, J., ... & Guo, L. (2016). Flexible and adhesive surface enhance Raman scattering active tape for rapid detection of pesticide residues in fruits and vegetables. *Analytical chemistry*, 88(4), 2149-2155.

(48) Vachová, P., Vach, M., & Najnarová, E. (2017). Using expansive grasses for monitoring heavy metal pollution in the vicinity of roads. *Environmental Pollution*, 229, 94-101.

(49) Kishimoto, P. N., Karplus, V. J., Zhong, M., Saikawa, E., Zhang, X., & Zhang, X. (2017). The impact of coordinated policies on air pollution emissions from road transportation in China. *Transportation Research Part D: Transport and Environment*, 54, 30-49.

(50) Pan, H., Lu, X., & Lei, K. (2017). A comprehensive analysis of heavy metals in urban road dust of Xi'an, China: contamination, source apportionment and spatial distribution. *Science of the Total Environment*, 609, 1361-1369. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.08.004>.

(51) Bi, C., Zhou, Y., Chen, Z., Jia, J., & Bao, X. (2018). Heavy metals and lead isotopes in soils, road dust and leafy vegetables and health risks via vegetable consumption in the industrial areas of Shanghai, China. *Science of the Total Environment*, 619, 1349-1357.

(52) Alsbou, E. M. E., & Al-Khashman, O. A. (2018). Heavy metal concentrations in roadside soil and street dust from Petra region, Jordan. *Environmental monitoring and assessment*, 190(1), 48. <https://doi.org/10.1007/s10661-017-6409-1>.

(53) Kamani, H., Mirzaei, N., Ghaderpoori, M., Bazrafshan, E., Rezaei, S., & Mahvi, A. H. (2018). Concentration and ecological risk of heavy metal in street dusts of Eslamshahr, Iran. *Human and ecological risk assessment: an international journal*, 24(4), 961-970. <https://doi.org/10.1080/10807039.2017.1403282>.

- (54) Sert, E. B., Turkmen, M., & Cetin, M. (2019). Heavy metal accumulation in rosemary leaves and stems exposed to traffic-related pollution near Adana-İskenderun Highway (Hatay, Turkey). *Environmental monitoring and assessment*, 191(9), 1-12. <https://doi.org/10.1007/s10661-019-7714-7>.
- (55) Wu, F., Kong, S., Yan, Q., Wang, W., Liu, H., Wu, J., & Qi, S. (2020). Sub-type source profiles of fine particles for fugitive dust and accumulative health risks of heavy metals: a case study in a fast-developing city of China. *Environmental Science and Pollution Research*, 27(14), 16554-16573. <https://doi.org/10.1007/s11356-020-08136-1>.
- (56) Guo, G., & Zhang, D. (2020). Source apportionment and source-specific health risk assessment of heavy metals in size-fractionated road dust from a typical mining and smelting area, Gejiu, China. *Environmental Science and Pollution Research*, 1-14. <https://doi.org/10.1007/s10653-020-00706-z>.
- (57) Maeaba, W., Kumari, R., & Prasad, S. (2020). Spectroscopic assessment of heavy metals pollution in roadside soil and road dust: a review. *Applied Spectroscopy Reviews*, 1-24. <https://doi.org/10.1080/05704928.2020.1835940>.
- (58) Al-Shidi, H. K., Al-Reasi, H. A., & Sulaiman, H. (2020). Heavy metals levels in road dust from Muscat, Oman: relationship with traffic volumes, and ecological and health risk assessments. *International journal of environmental health research*, 1-13. <https://doi.org/10.1080/09603123.2020.1751806>.
- (59) Hong, N., Guan, Y., Yang, B., Zhong, J., Zhu, P., Ok, Y. S., ... & Liu, A. (2020). Quantitative source tracking of heavy metals contained in urban road deposited sediments. *Journal of hazardous materials*, 393, 122362. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2020.122362>.
- (60) Gestro, M., Condemni, V., Bardi, L., Tomaino, L., Roveda, E., Bruschetta, A., & Esposito, F. (2020). L'exposition aux polluants atmosphériques à terme court comme facteurs de risque des syndromes coronariens aigus dans les zones urbaines aux taux de pollution annuels bas: résultats d'une étude rétrospective. *Archives of Cardiovascular Diseases*, 113(5), 308-320.
- (61) Xiao, Q., Zong, Y., Malik, Z., & Lu, S. (2020). Source identification and risk assessment of heavy metals in road dust of steel industrial city (Anshan), Liaoning, Northeast China. *Human and Ecological Risk Assessment: An International Journal*, 26(5), 1359-1378. <https://doi.org/10.1080/10807039.2019.1578946>.
- (62) Men, C., Liu, R., Xu, L., Wang, Q., Guo, L., Miao, Y., & Shen, Z. (2020). Source-specific ecological risk analysis and critical source identification of heavy metals in road dust in Beijing, China. *Journal of hazardous materials*, 388, 121763.
- (63) Guney, M., Zagury, G. J., Dogan, N., & Onay, T. T. (2010). Exposure assessment and risk characterization from trace elements following soil ingestion by children exposed to playgrounds, parks and picnic areas. *Journal of hazardous materials*, 182(1-3), 656-664. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2010.06.082>.
- (64) Thorpe, A., & Harrison, R. M. (2008). Sources and properties of non-exhaust particulate matter from road traffic: a review. *Science of the total environment*, 400(1-3), 270-282. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2008.06.007>.

- (65) Wei, B., & Yang, L. (2010). A review of heavy metal contaminations in urban soils, urban road dusts and agricultural soils from China. *Microchemical journal*, 94(2), 99-107. <https://doi.org/10.1016/j.microc.2009.09.014>.
- (66) Yuen, J. Q., Olin, P. H., Lim, H. S., Benner, S. G., Sutherland, R. A., & Ziegler, A. D. (2012). Accumulation of potentially toxic elements in road deposited sediments in residential and light industrial neighborhoods of Singapore. *Journal of Environmental Management*, 101, 151-163. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2011.11.017>.
- (67) Cheng, H., & Hu, Y. (2010). Municipal solid waste (MSW) as a renewable source of energy: Current and future practices in China. *Bioresource technology*, 101(11), 3816-3824. <https://doi.org/10.1016/j.biortech.2010.01.040>.
- (68) Preciado, H. F., Li, L. Y., & Weis, D. (2007). Investigation of past and present multi-metal input along two highways of British Columbia, Canada, using lead isotopic signatures. *Water, air, and soil pollution*, 184(1), 127-139. <https://doi.org/10.1007/s11270-007-9402-4>.
- (69) Apeageyi, E., Bank, M. S., & Spengler, J. D. (2011). Distribution of heavy metals in road dust along an urban-rural gradient in Massachusetts. *Atmospheric Environment*, 45(13), 2310-2323. <https://doi.org/10.1016/j.atmosenv.2010.11.015>.
- (70) Bukowiecki, N., Lienemann, P., Hill, M., Furger, M., Richard, A., Amato, F., & Gehrig, R. (2010). PM10 emission factors for non-exhaust particles generated by road traffic in an urban street canyon and along a freeway in Switzerland. *Atmospheric Environment*, 44(19), 2330-2340.
- (71) Gunawardana, C., Goonetilleke, A., Egodawatta, P., Dawes, L., & Kokot, S. (2012). Source characterisation of road dust based on chemical and mineralogical composition. *Chemosphere*, 87(2), 163-170. <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2011.12.012>.
- (72) M., & Rowland, S. J. (2013). Acute toxicity of aromatic and non-aromatic fractions of naphthenic acids extracted from oil sands process-affected water to larval zebrafish. *Chemosphere*, 93(2), 415-420.
- (73) CHOW, V.T. Handbook of applied hydrology, Newyork1958.
- (74) Linsly, R.k, M.A.KOHLER et J.L.H.T.PAULHUS, hydrology for engineers. New York 1958.
- (75) Mantler, M., & Schreiner, M. (2000). X-ray fluorescence spectrometry in art and archaeology. *X-Ray Spectrometry: An International Journal*, 29(1), 3-17.
- (76) Sétra décembre 1997. L'eau et la route.
- (77) LCPC/CERTU 1994. Techniques alternatives en assainissement pluvial.
- (78) CERTU Novembre 1998. Techniques alternatives aux réseaux d'assainissement pluvial.
- (79) Sétra Décembre 1998. Entretien courant de l'assainissement.
- (80) Sétra 2001. Réhabilitation des voies rapides urbaines.

- (81) **Sétra Mars 2006.** Guide technique sur le drainage routier.
- (82) **Sétra Octobre 2006.** Guide techniques sur l'assainissement routier.
- (83) **Sétra Juillet 2007.** Chantiers routiers et préservations du milieu aquatique.
- (84) **Sétra Aout 2007.** Guide technique pollution d'origine routière.
- (85) **ANRH** , Agence nationale des ressources hydriques.
- (86) **Ashbaugh, L. L., Carvacho, O. F., Brown, M. S., Chow, J. C., Watson, J. G., & Magliano, K. C. (2003).** Soil sample collection and analysis for the fugitive dust characterization study. *Atmospheric Environment*, 37(9-10), 1163-1173.
- (87) **Banerjee, A. D. (2003).** Heavy metal levels and solid phase speciation in street dusts of Delhi, India. *Environmental Pollution*, 123(1), 95-105. [https://doi.org/10.1016/S0269-7491\(02\)00337-8](https://doi.org/10.1016/S0269-7491(02)00337-8).
- (88) **Perring, L., & Andrey, D. (2003).** ED-XRF as a tool for rapid minerals control in milk-based products. *Journal of agricultural and food chemistry*, 51(15), 4207-4212.
- (89) **Scarlett, A. G., Reinardy, H. C., Henry, T. B., West, C. E., Frank, R. A., Hewitt, L.**
- (90) **Khademi, H., Gabarrón, M., Abbaspour, A., Martínez-Martínez, S., Faz, A., & Acosta, J. A. (2019).** Environmental impact assessment of industrial activities on heavy metals distribution in street dust and soil. *Chemosphere*, 217, 695-705. <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2018.11.045>.
- (91) **Sutherland, R. A. (2000).** Bed sediment-associated trace metals in an urban stream, Oahu, Hawaii. *Environmental geology*, 39(6), 611-627.(EF) [https://doi.org/10.1016/S0269-7491\(99\)00311-5](https://doi.org/10.1016/S0269-7491(99)00311-5).
- (92) **BERTRAND-KRAJEWSKI J.L.,** *Mesures en hydrologie urbaine et assainissement*, éd.Tec et doc, ed.2000.
[https://doi.org/10.1016/S1352-2310\(02\)01022-1](https://doi.org/10.1016/S1352-2310(02)01022-1).
- (93) **Gope, M., Masto, R. E., George, J., Hoque, R. R., & Balachandran, S. (2017).** Bioavailability and health risk of some potentially toxic elements (Cd, Cu, Pb and Zn) in street dust of Asansol, India. *Ecotoxicology and Environmental Safety*, 138, 231-241. <https://doi.org/10.1016/j.ecoenv.2017.01.008>.
- (94) **Gasser, T., & Müller, H. G. (1979).** Kernel estimation of regression functions. In *Smoothing techniques for curve estimation* (pp. 23-68). Springer, Berlin, Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/s002540050123>.