

Republique Algérienne Démocratique Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة 8 ماي 1945 قالمة

Université 08 MAI 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie



Mémoire de Master

Département : Génie Civil & Hydraulique

Filière : Hydraulique

Spécialité/Option : Hydraulique urbaine

Thème : Évaluations des volumes de stockages des bassins de rétention dans le cadre des PGO

Présenté par : ABDOU SOULEY Laila

Encadré par : Pr MANSOURI Rachid

Juin 2022

Remerciements

Avant tout, je remercie Allah le tout puissant qui m'a donné la force, le courage, la volonté, et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Ensuite, je tiens à remercier chaleureusement, mon encadreur Pr Mansouri Rachid pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Mes remerciements vont également à tous les enseignants de la filière Hydraulique qui nous ont formés durant ces années d'études et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Mes vifs remerciements à mes examinateurs de m'avoir fait l'honneur d'accepter d'examiner et de discuter ce travail.

Enfin, je remercie tout particulièrement mes parents, mes frères et sœurs pour leurs soutiens, leurs encouragements, leurs conseils et leurs attentions constantes durant toute la durée de mon cursus qui fut émaillé de joie et de moments difficiles...



Dédicace



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

Mes très chers parents pour leurs sacrifices et leurs conseils, sans lesquelles
je ne serais jamais arrivé à ce niveau.

A mes frères et sœurs

A toute ma famille

A tous mes amis sans exception

A tous mes camarades de la promotion 2017

A tous mes enseignants d'hydraulique

A toutes ses personnes je leurs dédie cette citation de Marcel Proust en guise de
remerciement : « Soyons reconnaissants aux personnes qui nous donnent du
bonheur ; elles sont les charmants jardiniers par qui nos âmes sont fleurit ».

Résumé

Résumé

Le développement intense des zones urbaines au cours des dernières décennies a causé de multiples problèmes affectant la durabilité des systèmes de drainage urbains. L'augmentation des surfaces imperméables dans les régions urbaines modifie l'hydrologie des bassins versants et altère la qualité de l'eau. Les impacts typiques sur les régimes hydrologiques en aval comprennent des débits de pointe et des volumes de ruissellement plus élevés, et une infiltration réduite, ce qui induit à des défaillances hydrauliques des réseaux de drainage et ainsi à leur incapacité de drainer les débits de conception sans refoulement et sans déversement des eaux polluées dans les milieux récepteurs. Parce que la gestion classique des eaux pluviales (tout à l'égout) n'est plus capable de répondre aux nouveaux enjeux et nouvelles exigences de qualité et de quantité de l'eau, on est obligé de repenser la gestion de nos ressources en eau. Le régime hydrologique naturel doit être soit perturbé le moins possible, soit rétabli le mieux possible. La durabilité est devenue un impératif, d'autres solutions ont dû être utilisées, très souvent en complément des réseaux. C'est ainsi que les pratiques de gestion optimales (PGO) des eaux pluviales entrent en jeu. Ces pratiques permettent notamment un contrôle quantitatif des eaux pluviales en permettant de diminuer les volumes ruisselés en favorisant l'infiltration et en atténuant les débits de pointe. La gestion optimale des eaux pluviales consiste à réduire les conséquences de l'urbanisation sur les cours d'eau par l'utilisation de différentes techniques. Parmi ces techniques on peut citer les bassins de rétention, dont le calcul de leurs volumes de stockage est l'objectif de ce travail.

La caractérisation du ruissellement des eaux pluviales est essentielle à la mise en œuvre de stratégies de gestion des eaux pluviales et d'atténuation de ces impacts. Il est donc nécessaire de comprendre et d'évaluer les réponses quantitatives de l'eau urbaine à l'aide de modèles tel que l'hydrogramme unitaire synthétique SCS. Ce dernier est utilisé dans le cadre de ce travail pour simuler l'hydrogramme de ruissellement résultant d'une averse donnée.

Summary

The intense development of urban areas over the past decades has caused multiple problems affecting the sustainability of urban drainage systems. The increase in impervious surfaces in urban areas changes the hydrology of watersheds and alters water quality. Typical impacts on downstream hydrological regimes include higher peak flows and runoff volumes, and reduced infiltration, leading to hydraulic failures of drainage networks and thus their inability to drain design flows without discharge and without discharge of polluted water into receiving environments. Because conventional rainwater management (mains drainage) is no longer able to meet new challenges and new requirements for water quality and quantity, we are forced to rethink the management of our water resources. The natural hydrological regime should either be disturbed as little as possible or restored as much as possible. Sustainability has become an imperative, other solutions have had to be used, very often in addition to the networks. This is how stormwater best management practices (BMPs) come into play. quantity of rainwater by reducing runoff volumes by promoting infiltration and reducing peak flows. Optimal management of stormwater consists in reducing the consequences of urbanization on watercourses through the use of different techniques. Among these techniques we can cite retention basins, the calculation of their storage volumes of which is the objective of this work.

Characterization of stormwater runoff is essential to the implementation of strategies for managing stormwater and mitigating its impacts. It is therefore necessary to understand and evaluate the quantitative responses of urban water using models such as the SCS synthetic unit hydrograph. The latter is used in this work to simulate the runoff hydrograph resulting from a given storm.

ملخص

تسبب التطور المكثف للمناطق الحضرية على مدى العقود الماضية في مشاكل متعددة تؤثر على استدامة أنظمة الصرف في المناطق الحضرية. تؤدي الزيادة في الأسطح غير المنفوخة في المناطق الحضرية إلى تغيير هيدرولوجيا مستجمعات المياه وتغيير جودة المياه. تشمل التأثيرات النموذجية على النظم الهيدرولوجية المصب ارتفاع تدفق الذروة وأحجام الجريان السطحي، وتقليل التسلل، مما يؤدي إلى فشل هيدروليكي لشبكات الصرف وبالتالي عدم قدرتها على تصريف التدفقات التصميمية دون تصريف ودون تصريف المياه الملوثة في البيئة المستقبلية. نظرًا لأن الإدارة التقليدية لمياه الأمطار (الصرف الرئيسي) لم تعد قادرة على مواجهة التحديات الجديدة والمتطلبات الجديدة لجودة المياه وكميتها، فنحن مضطرون إلى إعادة التفكير في إدارة مواردنا المائية. يجب إما تعكير النظام الهيدرولوجي الطبيعي بأقل قدر ممكن أو استعادته قدر الإمكان. أصبحت الاستدامة أمرًا ضروريًا، وكان لابد من استخدام حلول أخرى، في كثير من الأحيان بالإضافة إلى الشبكات. هذه هي الطريقة التي تدخل بها أفضل ممارسات إدارة مياه الأمطار (BMPs) كمية مياه الأمطار عن طريق تقليل أحجام الجريان السطحي من خلال تعزيز التسلل وتقليل التدفقات القصوى. تتمثل الإدارة المثلى لمياه العواصف في تقليل عواقب التحضر على مجاري المياه من خلال استخدام تقنيات مختلفة. من بين هذه التقنيات، يمكننا الاستشهاد بأحواض التخزين، التي يعتبر حساب أحجام تخزينها هو الهدف من هذا العمل. يعد توصيف جريان مياه الأمطار أمرًا ضروريًا لتنفيذ استراتيجيات إدارة مياه العواصف والتخفيف من آثارها. لذلك من الضروري فهم وتقييم الاستجابات الكمية للمياه الحضرية باستخدام نماذج مثل مخطط هيدروغراف وحدة SCS الاصطناعية. يتم استخدام الأخير في هذا العمل لمحاكاة الجريان السطحي الهيدروغرافي الناتج عن عاصفة معينة.

Sommaire

Sommaire

Résumé		i
Abstract		ii
ملخص		iii
Sommaire		iv
Liste des figures		vi
Liste des tableaux		viii
Liste des abréviations et notations		x
Liste des annexes		xii
Problématique et objectifs du travail		1
Chapitre 1 : L'imperméabilisation des sols et le cycle		
Introduction		6
1.1	Le cycle de l'eau à l'échelle d'un bassin versant	9
1.2	L'urbanisation dans un bassin versant	10
1.3	Aspect quantitatif de l'imperméabilisation	12
1.4	Indicateurs quantitatifs pour caractériser l'urbanisation	18
Conclusion		20
Chapitre 2 : La gestion des eaux pluviales		
2.1	Généralité	21
2.2	Système d'assainissement classique	22
2.3	La nouvelle Vision de la gestion des eaux pluviales	24
2.3.1	Les pratiques non-structurelles	27
2.3.2	Les ouvrages de stockage-restitution	28
2.4	Les pratiques de gestion optimales des eaux pluviales	28
2.5	Méthodes de dimensionnement des ouvrages d'infiltration	30
2.5.1	Méthode des débits	33
2.5.2	La méthode des pluies	35
Conclusion		35
Chapitre 3 : Evaluation quantitative du ruissellement		
3.1	Analyse du ruissellement urbain	36
3.2	Les processus de ruissellement et d'écoulement des eaux pluviales	37
3.2.1	Fonction de production	40
3.2.1.1	Choix de la fonction de production	42
3.2.2	La fonction de transfert	43
3.2.2.1	Méthode de l'hydrogramme triangulaire SCS	46
3.3	Etablissement des courbes IDF	49
3.4	Temps de concentration t_c	51
Conclusion		51
Chapitre 4 : Etude de cas		
Chapitre 4.1 : Présentation de la zone d'étude		

Introduction		54
4.1.1	Situation géographique de la zone d'étude	54
4.1.2	Géomorphologie générale	56
4.1.3	Caractéristiques hydrogéologiques du bassin de Guelma	56
4.1.4	Caractéristiques morphométriques du bassin versant	57
4.1.5	Les caractéristiques climatiques	58
4.1.5.1	Précipitations	59
4.1.5.2	Température	59
4.1.6	Réseau de drainage	60
4.1.7	Occupation du sol du bassin d'étude	61
Chapitre 4.2 : Établissement des courbes IDF		
Introduction		62
4.2.1	Données disponibles	63
4.2.2	Traitement statistique des données	64
4.2.2.1	Test d'homogénéité	65
4.2.3	Ajustement des pluies maximales	67
4.2.3.1	Tests d'adéquation (d'ajustement)	74
4.2.4	Estimation des intensités pluviométriques en fonction de la période de retour	80
4.2.5	Détermination des exposants climatiques	81
Chapitre 4.3 : Construction de l' hydrogramme de ruissellement		
Introduction		83
4.3.1	Calcul de CN	84
4.3.2	Calcul du temps de concentration	87
4.3.3	Résultats de la simulation pour le cas actuel	88
4.3.3.1	Etat du sol sec	88
4.3.3.2	Etat des deux autres conditions initiales du sol	91
4.3.4	Résultats de la simulation pour un état hypothétique	93
4.3.5	Commentaire	97
Chapitre 4.4 : Calcul des volumes de rétention		
Introduction		98
4.4.1	Prédimensionnement d'une retenue pour contrôler le débit de rejet dans un récepteur naturel à l'aide de la méthode des débits	98
4.4.1.1	Démarche	99
4.4.1.2	Résultat pour T=20 ans	100
4.4.2	Prédimensionnement d'une retenue pour contrôler le débit de rejet dans un récepteur naturel à l'aide de la méthode des pluies	103
4.4.2.1	Démarche	104
4.4.2.2	Résultats pour T=20 ans	105
4.4.3	Comparaison des graphiques débits de fuite Qs-volume à stocker selon les deux méthodes pour T=20ans	108
4.4.5	Synthèse du chapitre 4	109
Conclusion générale		110
Références bibliographique		113
Annexe 1		119
Annexe2		127

Liste des figures

Chapitre 1		
Figure 1.1	Le cycle hydrologique	6
Figure 1.2	Impact sur le cycle de l'eau avant et apres développement	7
Figure 1.3	Cycle de l'eau d'un milieu naturel forestier	8
Figure 1.4	Cycle de l'eau d'un milieu urbain	8
Figure 1.5	Schématisation d'un bassin versant d'un cours d'eau avec ses affluents et son exutoire	10
Figure 1.6	Principales caractéristiques d'un hydrogramme	11
Figure 1.7	Schéma du cycle de l'eau en milieu urbain	13
Figure 1.8	La perméabilité des différents sols	14
Figure 1.9	Effet sur les hydrogrammes	16
Figure 1.10	Modifications de l'hydrologie du bassin versant causées par l'urbanisation	16
Figure 1.11	Les paramètres hydrologiques d'un site non développé et un site développé	18
Chapitre 2		
Figure 2.1	les différents systèmes d'assainissement	23
Figure 2.2	Evolutions des enjeux rattachés à la gestion des eaux pluviales urbaines	25
Figure 2.3	Classification d'une partie de la terminologie relative à l'assainissement urbain selon la spécificité des termes et leur objectif principal, à partir de Fletcher et al. , 2015.	26
Figure 2.4	Les différentes PGO	29
Figure 2.5	Bassin d'infiltration type	30
Chapitre 3		
Figure 3.1	Composants d'un modèle	37
Figure 3.2	Schéma général du processus de transformation de la pluie brute en débit	40
Figure 3.3	Schématisation – hyetogrammes de pluie et de pluie nette	40
Figure 3.4	La fonction de production	41
Figure 3.5	La fonction de transfert	43
Figure 3.6	L'hydrogramme unitaire	45
Figure 3.7	Hydrogramme triangulaire (adapte du NRCS, 2007)	46
Figure 3.8	Hydrogrammes unitaires synthétiques du NRCS (anciennement SCS)	48
Figure 3.9	Le temps de concentration	52
Figure 3.10	Le temps de concentration dans une conduite	53
Chapitre 4		
Chapitre 4.1		

Figure 4.1.1	Carte de localisation de la zone d'étude bassin versant de Guelma (les polygones colores représentent les sous-bassins versants). (d'apres Abdelkebir Brahim, 2021)	55
Figure 4.1.2	Carte d'élévation de la zone d'étude (d'apres abdelkebir brahim, 2021)	55
Figure 4.1.3	Les zones hydrogéologiques du bassin versant de la Seybouse à partir de Guelma (Hocine et Hamouda, 2016)	57
Figure 4.1.4	Le réseau de drainage du bassin versant de Guelma (d'apres Abdelkebir Brahim, 2021)	61
Chapitre 4.2		
Figure 4.2.1	Pluies annuelles maximales de 24 heures	63
Figure 4.2.2	Ajustement à la loi de gumbel des pluies journalières maximales	80
Figure 4.2.3	Courbes IDF établies	82
Chapitre 4.3		
Figure 4.3.1	Etapas nécessaires pour l'établissement de l'hydrogramme	83
Figure 4.3.2	Hydrogramme triangulaire pour l'état du sol sec	89
Figure 4.3.3	Hydrogramme curviligne pour l'état du sol sec	90
Figure 4.3.4	Hydrogramme unitaire synthétique pour l'état du sol sec	91
Figure 4.3.5	Hydrogrammes triangulaires résultants les différents états du sol	92
Figure 4.3.6	Hydrogramme curviligne résultant les différents états du sol	92
Figure 4.3.7	Hydrogramme synthétique résultant les différents états de sols	93
Figure 4.3.8	Hydrogramme triangulaire résultant les différents états du sol	95
Figure 4.3.9	Hydrogramme curviligne résultant les différents états du sol	95
Figure 4.3.10	Hydrogramme synthétique unitaire résultant les différents états du sol	96
Figure 4.3.11	Effet du taux d'imperméabilisation sur le ruissellement	96
Figure 4.3.12	Effet du taux d'imperméabilisation sur le ruissellement	97
Chapitre 4.4		
Figure 4.4.1	Evolution des différentes grandeurs en fonction du temps	99
Figure 4.4.2	Volume à stocker en fonction de debit de vidange pour les différentes périodes de retour	103
Figure 4.4.3	La manière dont est obtenu le volume maximum à stocker pour un temps de retour et un debit de fuite donné	104
Figure 4.4.4	Volume à stocker en fonction du débit de vidange pour les différentes périodes de retour	108
Figure 4.4.5	Comparaison des graphiques débits à stocker en fonction de débits de vidange pour t=20ans	108

Liste des tableaux

Chapitre 1		
Tableau 1.1	Impacts de l'augmentation de l'imperméabilité des surfaces urbaines sur les milieux aquatiques (débits, habitats, intégrité, érosion, qualité de l'eau) selon le Toronto and région conservation (2009)	9
Tableau 1.2	Comparaison des taux d'infiltration (cm/h) de différentes surfaces	14
Chapitre 2		
Tableau 2.1	Conditions d'utilisation, avantages et inconvénients des méthodes (Barraud & Alfakih, 1999)	32
Chapitre 3		
Tableau 3.1	Données nécessaires pour la construction de l'hydrogramme SCS	49
Chapitre 4		
Chapitre 4.1		
Tableau 4.1.1	Caractéristiques morphométriques du bassin versant (d'après Abdelkebir Brahim, 2021)	58
Tableau 4.1.2	Précipitations moyenne annuel en mm (A.N.R.H)	59
Tableau 4.1.3	Températures moyenne mensuelles (A.N.R.H)	60
Tableau 4.1.4	Paramètres du réseau de drainage (Abdelkebir brahim, 2021)	60
Tableau 4.1.5	Occupation du sol du bassin d'étude	61
Chapitre 4.2		
Tableau 4.2.1	Pluies pour différentes durées	64
Tableau 4.2.2	Réalisation du test d'homogénéité de WILCOXON	66
Tableau 4.2.3	Distribution empiriques	69
Tableau 4.2.4	Détermination des paramètres de loi de Gumbel pour la pluie d' 1 heures	70
Tableau 4.2.5	Détermination des paramètres de loi de Gumbel pour la pluie de 3h	71
Tableau 4.2.6	Détermination des paramètres de loi de Gumbel pour la pluie de 6h	72
Tableau 4.2.7	Détermination des paramètres de loi de Gumbel pour la pluie de 12h	73
Tableau 4.2.8	Détermination des paramètres de loi de Gumbel pour la pluie de 24h	74
Tableau 4.2.9	Valeur critique d tabulée par Kolmogorov-Smirnov	75
Tableau 4.2.10	Détermination des paramètres du test Kolmogorov Smirnov pour les hauteurs de pluies	76
Tableau 4.2.11	détermination des paramètres de test Kolmogorov-Smirnov pour les intensités de pluies	77
Tableau 4.2.12	Ajustement des probabilités théoriques par test Smirnov-Kolmogorov	78
Tableau 4.2.13	Comparaison de l'erreur maximale à la valeur d tabulée par Kolmogorov-Smirnov	79
Tableau 4.2.14	Estimation des lames précipitées	80
Tableau 4.2.15	Estimation des intensités pluviométriques	81

Tableau 4.2.16	Détermination des paramètres de Montana pour les différentes périodes de retour	82
Chapitre 4.3		
Tableau 4.3.1	Valeurs de CN dans les tables : pour AMCII ((conditions antécédentes d'humidité moyennes (II))	84
Tableau 4.3.2	valeurs de CN dans les tables : pour AMCII ((conditions antécédentes d'humidité moyennes (II), Ia = 0,2S	85
Tableau 4.3.3	valeur pondéré de CN II	86
Tableau 4.3.4	Variation des valeurs de CN en fonction de l'état du sol	87
Tableau 4.3.5	Données nécessaires pour la construction de l'hydrogramme SCS pour un sol sec	88
Tableau 4.3.6	Débit unitaire synthétique	89
Tableau 4.3.7	Coordonnées de l'hydrogramme adimensionnel	89
Tableau 4.3.8	Résultats de la simulation pour le cas actuel	91
Tableau 4.3.9	Valeur pondéré de CN II pour le cas hypothétique	93
Tableau 4.3.10	Variation des valeurs de CN en fonction de l'état du sol	94
Tableau 4.3.11	Résultats de la simulation pour le cas hypothétique	94
Chapitre 4.4		101
Tableau 4.4.1	Le volume à stocker pour un débit de vidange $Q_s = 9,178 \text{ m}^3/\text{s}$	
Tableau 4.4.2	Volume à stocker dans l'ouvrage en fonction du débit de vidange pour une période de retour $T=20$ ans	102
Tableau 4.4.3	Volume à stocker dans l'ouvrage en fonction du débit de vidange pour les différents périodes de retour	102
Tableau 4.4.4	le volume à stocker pour un débit de vidange $Q_s = 9,178 \text{ m}^3/\text{s}$	106
Tableau 4.4.5	Volume à stocker dans l'ouvrage en fonction du débit de vidange pour une période de retour $T=20$ ans	107
Tableau 4.4.6	Volume à stocker dans l'ouvrage en fonction du débit de vidange pour les différentes périodes de retour	107

Liste des abréviations et notations

A_c : Aire contributive

A_r : Surface réduite

$A_{ouvrage}$: Emprise au sol de l'ouvrage

BMP : Best Management Practices

C_{imp} : Coefficient d'imperméabilisation

CN : Curve Number

d_e : Temps d'excès

E : Hauteur de pluie effectif

$h(T, t)$: lame d'eau précipitée

$i(T, t)$: intensité moyenne maximale des précipitations

IDF : Intensité-Durée-Fréquence

LID : Low Impact Development

PGO : Pratiques de gestion optimales

Q_p : Débit de pointe

q_s : Débit de vidange spécifique

Q_s : Débit de vidange effectif

Q_{smax} : Débit de vidange maximum

t : Durée

T : Période de retour

t_c : Temps de concentration

t_p : Temps de pic

t_b : Temps de base

t_r : Temps de retard

S : Infiltration potentielle

SCS : Soil Conservation Service

V : Volume

V_e : Volume évacué

V_r : Volume ruisselé

V_{stock} : Volume stocké

V_{max} : Volume maximum

WSUD : Water Sensitive Urban Design

Listes des annexes

ANNEXE 1 : Les PGO structurales

ANNEXE 2 : La méthode SCS

Problématique et objectifs du travail

Problématique et objectifs du travail

L'urbanisation grandissante et l'étalement urbain viennent avec un accroissement des surfaces et des revêtements imperméables. Le réseau hydrographique naturel sinueux et peu pentu est remplacé par un réseau d'assainissement acheminant l'eau le plus directement et rapidement possible. Aussi, les aménagements urbains superposent un relief artificiel au relief naturel existant, augmentant d'autant plus le ruissellement de l'eau. Cette concentration des eaux de pluies intensifie les conséquences constatées d'un changement climatique global, avec des pluies de plus en plus variables et des extrêmes atteints de plus en plus fréquemment. Les épisodes de précipitations extrêmes deviendront très probablement plus intenses et fréquents sur les continents d'ici la fin de ce siècle.» Les villes se retrouvent face à des situations d'inondations. C'est aussi le cas de la ville de Guelma.

En effet, l'urbanisation cause des impacts significatifs sur la gestion des eaux pluviales. La proportion de superficies imperméables en zones urbaines est particulièrement importante en comparaison avec le milieu naturel. Les toits des bâtiments, les stationnements, les rues et les trottoirs, toutes les infrastructures bétonnées, asphaltées ou goudronnées limitent l'infiltration de l'eau dans le sol. Le cycle de l'eau est alors perturbé. Toutes les eaux ruisselantes sont dirigées vers le réseau de drainage menant parfois à des dépassements de leurs capacités de drainage et, conséquemment, à des problèmes de déversements, d'inondations et de refoulements d'égouts. Les impacts sur les milieux récepteurs peuvent aussi être importants.

En résumé, les principaux impacts hydrologiques causés par un développement urbain non contrôlé sont les suivants :

➡ **Augmentation des volumes de ruissellement**

L'imperméabilisation du territoire entraîne une augmentation des volumes ruisselés totaux, non seulement pour des événements pluvieux importants mais aussi pour de petites pluies, qui ne produisent pas ou peu de ruissellement en conditions naturelles.

➡ **Augmentation des vitesses de ruissellement**

Les surfaces imperméabilisées et les sols compactés, ainsi que l'efficacité des réseaux de conduites et de fossés, font augmenter la vitesse à laquelle se produit le ruissellement.

➡ **Temps d'écoulement écourté**

Avec l'augmentation des vitesses de ruissellement, le temps de réponse hydrologique est plus rapide.

➡ **Augmentation des débits de pointe**

Les débits dans un bassin urbain peuvent être de 2 à 5 fois plus élevés que pour un bassin non développé ; les différences varient avec la période de retour considérée.

La maîtrise des eaux de ruissellement dans les zones d'urbanisation nouvelles est maintenant indispensable. On sait parfaitement tous les dysfonctionnements que peuvent engendrer les développements des surfaces imperméabilisées ainsi que les débits et volumes qu'elles engendrent.

Il existe principalement deux manières de gérer l'eau pluviale pour limiter les inondations causées par des débordements de conduites en milieu urbain. La première consiste à changer le diamètre d'une ou d'un ensemble de conduites afin d'accroître la capacité de transport du réseau et donc de réduire la fréquence des surcharges et des débordements.

La seconde, nommée contrôle à la source, consiste à réduire la quantité d'eau collectée, ce qui peut être réalisé en ajoutant sur les divers sous-bassins des structures favorisant l'infiltration et/ou l'évapotranspiration de l'eau ruisselée. Parmi les solutions récemment développées on cite les pratiques de gestion optimale des eaux pluviales (PGO), aussi appelée *Low Impact Development*. Ces techniques cherchent à reproduire, de façon artificielle, le cheminement des eaux de pluie sur un site à l'état naturel, avant l'intervention humaine. Elles sont basées sur l'infiltration naturelle, de même que sur des techniques de rétention pour gérer les eaux de ruissellement localement. Leur utilisation réduirait le volume d'eau acheminé au réseau de drainage, diminuerait les débits de pointe ainsi que les quantités de polluants véhiculés avec les eaux de ruissellement.

Ces mesures comprennent entre autres des aires de biorétention, des puits drainants, des bandes de filtration, des fossés végétalisés, des collecteurs d'eaux de pluie, des bassins de rétention et autres marais filtrants. Elles englobent aussi l'aménagement de toitures vertes, et la valorisation des forêts urbaines. Toutes les techniques sont des solutions qui ont recours à l'infiltration ou au stockage ou à la combinaison des deux. A l'aide de ces solutions, on cherche à restituer un hydrogramme voisin de celui du terrain naturel avant aménagement.

A Guelma, au cours de ces dernières années, la récurrence des inondations urbaines amène à s'interroger sur les causes du dysfonctionnement des réseaux d'assainissement pluvial. En effet, les capacités d'évacuation d'un réseau sont généralement dépassées pour des événements pluvieux relativement sévères supérieurs à la pluie de projet. Une conception basée sur une étude approfondie des événements pluvieux extrêmes, et la considération de période de retour supérieure à 10 ans permettent aux aménagements pluviaux une meilleure prise en charge des averses violentes.

Avant de concevoir des systèmes d'infiltration, il est souvent nécessaire de réaliser ou de s'appuyer sur une étude de diagnostic des systèmes existants. Cette étude permet de donner des orientations quant aux solutions à installer et surtout quant à leur implantation. Il est dans ce cas utile de disposer de méthodes ou de modèles de simulation permettant de calculer les hydrogrammes issus des différents éléments

La modélisation hydrologique est une représentation simplifiée de la réponse hydrologique d'un territoire à un événement de précipitation. En hydrologie, cette réponse est représentée par un hydrogramme, un graphique du débit en fonction du temps. Typiquement, il est composé de quatre parties différentes:

- la courbe de tarissement, décroissance lente;
- la courbe de montée;
- le débit de pointe;
- la courbe de décrue, décroissance rapide.

Il existe plusieurs modèles hydrologiques pour simuler les débits de pointe dans les bassins versants. Ces modèles peuvent être déterministes (relation entre les données d'entrée et de sortie) ou stochastiques (dépendant du hasard). Ces modèles sont basés sur différentes équations mathématiques qui nécessitent plusieurs paramètres afin d'ajuster la simulation. Il existe trois grandes catégories de modèles déterministes en hydrologie pour simuler les hydrogrammes dans les bassins versants :

- ▶ Les modèles empiriques ou modèles à boîte noire sont basés sur des équations mathématiques établissant des relations entre des données observées et simulées. Aucune information n'est fournie sur l'équation que le modèle utilise d'où la notion de boîte noire.

- ▶ Les modèles conceptuels représentent les relations pluie-débit en utilisant des transferts entre des réservoirs, sans tenir compte des propriétés physiques du bassin versant. Ce type de modèle demande une quantité importante de données observées et mesurées.
- ▶ Les modèles basés sur des critères physiques reposent, le plus souvent, sur les propriétés physiques des bassins versants et des procédés hydrologiques. Ces modèles utilisent des équations de transfert de masse et d'énergie dans les bassins versants et sont calibrés en utilisant les caractéristiques mesurables de ces derniers (paramètres des modèles). Les modèles hydrologiques doivent aussi tenir compte de la représentation spatiale du bassin versant.
- ▶ Le modèle local ou global considère le bassin versant comme une entité spatiale homogène ne prenant pas en compte la variabilité spatiale des procédés hydrologiques. Il considère la moyenne de tous les paramètres et de toutes les variables sur l'ensemble du bassin.
- ▶ Le modèle semi-distribué divise le bassin versant en plusieurs entités selon des critères topographiques ou hydrologiques.
- ▶ Le modèle distribué considère la variation spatiale des paramètres d'entrées; le bassin versant est divisé en plusieurs sous-bassins versants ou encore sous forme de maillage pour intégrer une variation spatiale sur l'ensemble du bassin versant.

Dans le cadre de cette étude, nous nous sommes tournés vers le modèle dit « l'hydrogramme unitaire synthétique SCS ». La méthode retenue nécessite uniquement la connaissance des précipitations et des caractéristiques physiques du bassin urbain.

Pour atteindre ces objectifs, le premier chapitre du mémoire, la revue de littérature, traite du contexte général du ruissellement en milieu urbain en abordant ses impacts et ses causes.

Sur la base de la problématique exposée précédemment, le deuxième chapitre illustre avec détails la problématique de gestion des eaux pluviales, et présente les solutions envisagées. Le troisième chapitre présente l'évaluation quantitative du ruissellement.

Le quatrième chapitre est dédié à une étude de cas, portant sur un bassin versant situé dans la ville de Guelma. Ce dernier est composé de quatre sous chapitres qui sont succinctement présentées:

- Présentation de la zone d'études et des données
- Etablissement des courbes IDF

- ➡ La construction de l'hydrogramme de ruissellement (hydrogramme synthétique)
- ➡ Calcul des volumes de rétention

Le travail s'achève par une conclusion synthétisant l'essentiel des étapes réalisées dans le cadre de ce travail.

Chapitre 1

L'imperméabilisation des sols et le

Chapitre 1 : L'imperméabilisation des sols et le cycle de l'eau

Introduction

En milieu naturel, lors de précipitations, l'eau de pluie suit des cheminements variés au sol. Elle peut s'infiltrer ou être interceptée par la végétation, tout comme elle peut ruisseler en surface, vers les cours d'eau. L'eau infiltrée rejoint la nappe phréatique ou s'écoule sous la surface du sol, vers les cours d'eau. Une partie de la quantité d'eau interceptée par le couvert végétal et l'eau des plans d'eau peut retourner à l'atmosphère par évapotranspiration (figure 1.1).

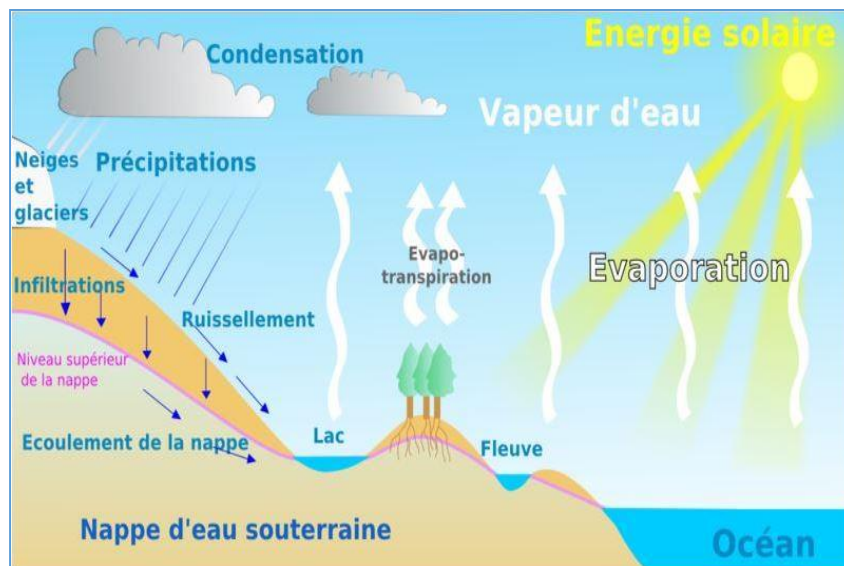


Figure 1. 1: Le cycle hydrologique (Source : <https://bit.ly/3kRc8U0>)

L'eau issue des précipitations doit être gérée adéquatement en milieu urbain. En effet, ces eaux de ruissellement sont souvent contaminées. Les milieux naturels permettent l'infiltration ainsi que l'évaporation des précipitations (figure 1.1).

En milieu urbain, la forte proportion de sols imperméabilisés ainsi que le faible couvert végétal modifie profondément le cheminement des précipitations comparativement aux milieux naturels. Par conséquent, à la suite du développement d'un territoire, les volumes d'eau de surface atteignant les cours d'eau peuvent augmenter de 3 à 5 fois par rapport à un milieu naturel de superficie équivalente.

Ceci s'explique par la proportion de surfaces recouvertes de matériaux imperméabilisants. La Figure (1.2) illustre comment l'imperméabilisation des sols augmente le ruissellement vers les cours d'eau. En fait, la destruction du couvert naturel ainsi que l'augmentation des surfaces imperméables (les maisons, les routes, les stationnements, etc.) font en sorte que l'eau de pluie ne peut plus s'infiltrer suffisamment dans le sol et s'écoule directement vers les cours d'eau.

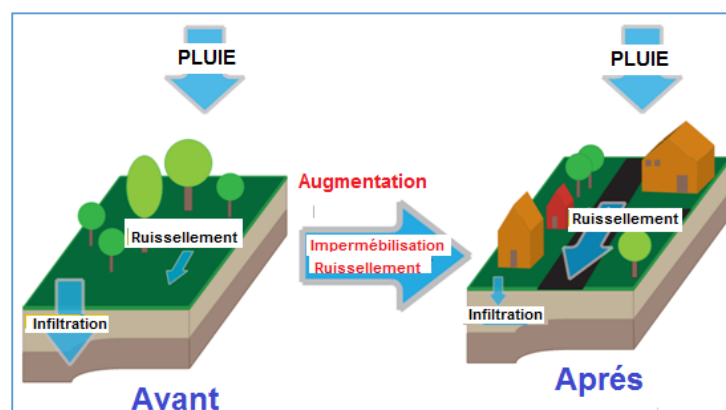


Figure 1. 2: Impact sur le cycle de l'eau avant et après développement

Source : <https://bit.ly/3thaHCZ>

En transformant les paysages, l'urbanisation a grandement modifié le cycle de l'eau. Le ruissellement, l'infiltration, l'évaporation et l'évapotranspiration sont drastiquement modifiés en milieu urbain, comparativement au milieu forestier (figures 1.3 et 1.4). Dans une ville, le ruissellement prédomine, alors que l'infiltration et l'évaporation sont significativement réduites. À mesure que les surfaces imperméables gagnent du terrain dans les villes, le ruissellement s'accroît. Une telle augmentation survenant dans les secteurs pourvus de réseaux unitaires fait gonfler les volumes d'eau à traiter aux stations d'assainissement. Cette surcharge entraîne une hausse significative des coûts de traitement et de pompage et occasionne des surverses. Dans les secteurs où le réseau de collecte des eaux usées est séparatif, les eaux de ruissellement sont recueillies dans de vastes bassins de rétention avant d'atteindre le cours d'eau. De cette façon, les débits de pointe sont réduits, mais les eaux libérées dans les milieux récepteurs demeurent polluées.

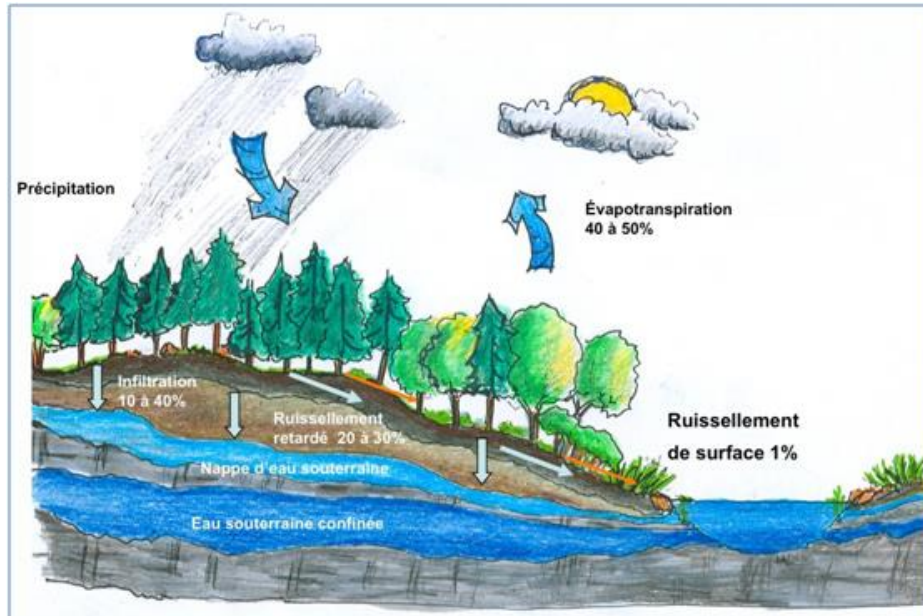


Figure 1. 3: Cycle de l'eau d'un milieu naturel forestier

Source : Nathalie Bédard. Union Saint-Laurent Grands Lacs (USGL) (2010)



Figure 1. 4: Cycle de l'eau d'un milieu urbain

Source : Nathalie Bédard. Union Saint-Laurent Grands Lacs (USGL) (2010)

L'augmentation des surfaces imperméables urbaines affecte les milieux aquatiques de plusieurs façons. À cause d'un ruissellement beaucoup plus important, les débits des cours d'eau sont perturbés et les inondations plus fréquentes. L'érosion des sols et l'accroissement

de la sédimentation détériorent les cours d'eau (lit et berges), réduisant la qualité de l'eau et des habitats (tableau 1.1)

Tableau 1. 1: Impacts de l'augmentation de l'imperméabilité des surfaces urbaines sur les milieux aquatiques (débits, habitats, intégrité, érosion, qualité de l'eau) selon le Toronto and Région Conservation (2009)

Augmentation de l'imperméabilité	Impacts					
	Inondation et perturbation des débits	Perte d'habitats	Érosion et sédimentation	Élargissement du chenal	Altération du lit du cours d'eau	Qualité de l'eau
<i>Augmentation du débit</i>	√	√	√	√	√	√
<i>Augmentation du débit de pointe</i>	√	√	√	√	√	√
<i>Augmentation de la durée du débit de pointe</i>	√	√	√	√	√	√
<i>Augmentation de la t° de l'eau</i>		√				√
<i>Diminution du débit de base</i>	√	√				√
<i>Modification de la charge en sédiments</i>	√	√	√	√	√	√

1.1 Le cycle de l'eau à l'échelle d'un bassin versant

Un bassin versant ou bassin hydrographique est une portion de territoire délimitée par des lignes de crête, dont les eaux alimentent un exutoire commun : un cours d'eau ou un lac (Figure 1.5). Chaque bassin versant est subdivisé en un certain nombre de bassins élémentaires qui correspondent à la surface d'alimentation des affluents se jetant dans le cours d'eau principal. Cette eau de surface qui en résulte s'écoule de l'amont vers l'aval en suivant la topographie du terrain, formant un réseau hydrographique dans le bassin versant.

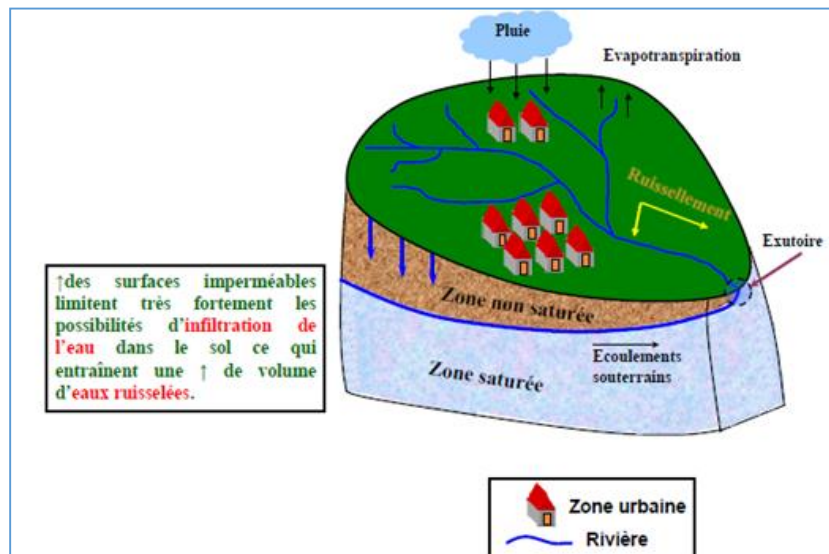


Figure 1. 5: Schématisation d'un bassin versant d'un cours d'eau avec ses affluents et son exutoire

Source : <http://www.ducks.ca/fr/ressources/general/milieuxhumides/fonct1.html>

Chaque bassin versant a un écosystème propre et toutes les activités anthropiques qui s'y déroulent ont une influence sur son environnement. L'occupation du territoire (régions naturelles vs agricoles, urbaines ou industrielles) du bassin versant est aussi source de pressions caractéristiques sur l'environnement du milieu. La qualité de l'environnement du bassin versant en entier a donc des conséquences directes sur l'état physique, chimique et biologique de l'eau qui y transite. Des exemples d'impacts anthropiques sur l'environnement sont le ruissellement d'une route du bassin versant (surface imperméable au pouvoir de filtration nul) chargé d'huiles, de sels de déglacage et de sable, ou encore le lessivage d'installations septiques déficientes ou de terres agricoles saturées de fertilisants.

De même, les caractéristiques naturelles du bassin (géomorphologie, forme, relief et présence de végétation) influencent grandement son système hydrographique. Par exemple, l'eau de pluie qui ruisselle se dirige vers les cours d'eau de façon plus ou moins rapide selon la pente et la présence de végétation pouvant ralentir sa course. Cette vitesse d'écoulement influence à son tour le transport de sédiments, de polluants, ainsi que le niveau de l'eau des plans d'eau.

1.2 L'urbanisation dans un bassin versant

L'urbanisation dans un bassin versant peut produire des changements importants dans le cycle naturel de l'eau, changements dus essentiellement au fait que les sols perméables ont été recouverts par des surfaces moins perméables. Les conséquences de cette urbanisation

peuvent être importantes et sont multiples. Les effets peuvent être purement quantitatifs (par exemple des quantités d'écoulement et des inondations accrues en aval), qualitatifs (par exemple une pollution accrue des milieux récepteurs) ou géomorphologiques (par exemple des modifications de la morphologie des cours d'eau). La Figure (1.6) représente un hydrogramme de crue et indique schématiquement les différents éléments qui peuvent être analysés :

- ➔ **Courbe de concentration** : partie d'un hydrogramme correspondant à un débit croissant vers un maximum et s'étendant du point où débute le ruissellement jusqu'au débit maximum, lequel correspond au premier point d'inflexion de l'hydrogramme ;
- ➔ **Courbe de décrue** : représente l'apport des zones d'emmagasinement suivant la fin de la pluie excédentaire. Cette partie de l'hydrogramme décrit la diminution naturelle du débit, produite par le drainage de surface.
- ➔ **Courbe de tarissement** : représente la décroissance plus lente du débit. Le débit est alors associé à la vidange des nappes d'eau souterraines lorsque le ruissellement de surface a cessé. La phase de tarissement résulte d'une absence de précipitations et elle intervient après la phase de décrue. La décroissance du débit se fait de manière exponentielle de plus en plus lentement.

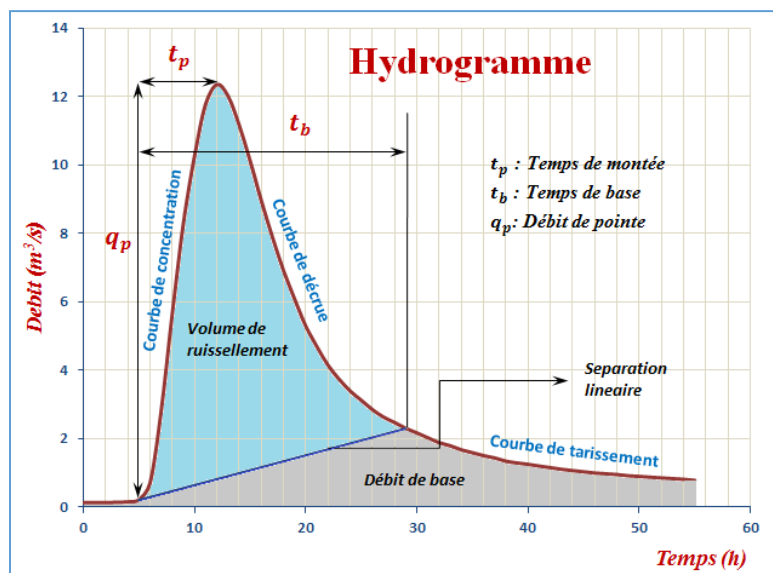


Figure 1. 6: Principales caractéristiques d'un hydrogramme

Source : <https://bit.ly/3zhAheC>

On nomme « eaux de ruissellement » le surplus d'eau n'ayant pas réussi à s'infiltrer dans le sol ou à s'évaporer, s'écoulant à la surface du sol. Ces eaux sont généralement constituées d'eaux pluviales, c'est-à-dire les eaux de pluies et de fonte des neiges, qui ruissellent à la surface du sol et se jettent dans des cours d'eau. L'eau doit normalement s'infiltrer dans le sol, où elle sera absorbée par les arbres et plantes, ou encore ira recharger les nappes phréatiques d'eau souterraine. Or, lorsque le sol est saturé d'eau et qu'il ne peut pas en absorber plus (suite à une très forte pluie par exemple), l'eau reste à la surface du sol et n'est pas filtrée. De même, lorsque le sol est imperméable (ex : béton, asphalté, toiture, cap de roc, sol argileux, forte pente, etc.), l'eau ne pourra pas pénétrer le sol. Cela provoque le ruissellement d'eau pouvant encore contenir des polluants. Les eaux de ruissellement entraîneront ces polluants dans les rivières et les cours d'eau où elles termineront leur course. Le ruissellement des eaux a, par le fait même, des impacts négatifs sur la qualité de l'eau, l'érosion et la recharge de la nappe phréatique.

1.3 Aspect quantitatif de l'imperméabilisation

Les études sur les impacts de l'urbanisation sur l'hydrologie des bassins versants sont nombreuses depuis les années 1960, lorsque les zones urbaines dans les villes américaines et européennes se sont fortement développées après la seconde guerre mondiale. L'importance de l'urbanisation sur le cycle de l'eau et son impact sur l'environnement sont directement liés à la présence de surfaces imperméabilisées et/ou drainées. Ces modifications anthropiques font du milieu urbain un milieu spécifique où le cycle de l'eau naturel est modifié. La Figure (1.7) représente les spécificités du cycle de l'eau en milieu urbain. Cette figure montre également la diversité et la complexité de l'impact des aménagements urbains d'un point de vue hydrologique, avec des compensations potentielles entre certains de ces aménagements vis-à-vis de la production et du transfert des écoulements.

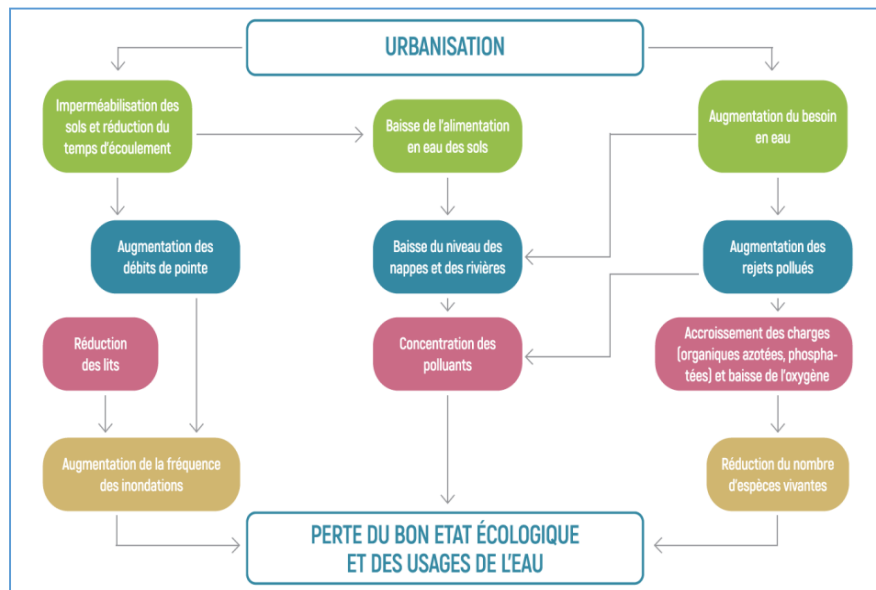


Figure 1. 7: Schéma du cycle de l'eau en milieu urbain

Source : <https://bit.ly/3887oXo>

La **perméabilité** est une aptitude d'un milieu à se laisser traverser par un **fluide** de forme liquide ou gazeuse. Elle est une propriété matérielle qui décrit la mesure dans laquelle un solide passe à travers une autre substance. La loi Darcy décrit le **flux** de substances et la perméabilité en découle. Différentes substances telles que le sol, le **gravier**, le **sable** et l'asphalte ont des niveaux de perméabilité variables (Figure 1.8). La **porosité** du matériau permet la perméabilité. Le matériau à haute perméabilité a des espaces poreux (**granulométrie** importante) qui sont reliés les uns aux autres, ce qui permet à l'eau de s'écouler facilement à travers le matériau. Cependant, s'il y a une faible perméabilité, les espaces poreux sont isolés ou s'emboîtent étroitement, et l'eau ne s'écoulera pas aussi facilement ou peut même s'y emprisonner. La perméabilité d'un matériau diffère selon la substance à laisser passer. Si un matériau ne laisse pas passer une autre substance, le matériau est appelé **imperméable** à cette substance (pas d'**infiltration**, ou **capacités d'infiltration** faibles) (tableau 1.2)

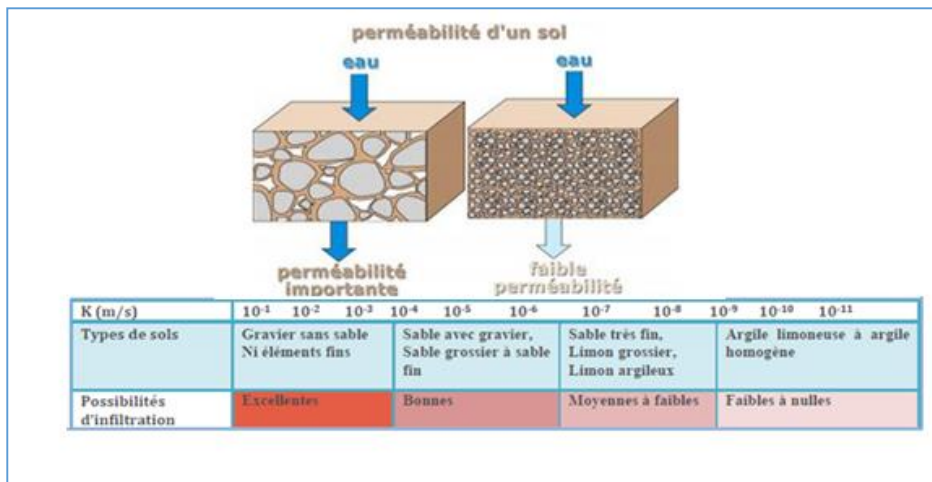


Figure 1. 8 : La perméabilité des différents sols

Source : <https://www.aquaportal.com/definition-4977-permeabilite.html>

Tableau 1. 2: Comparaison des taux d'infiltration (cm/h) de différentes surfaces

(Adapté de Claussen, 2004 dans EPA, 1999a)

Comparaison des taux d'infiltration (cm/h) dans le sol		
Matériel	Coefficient d'infiltration	Degré d'infiltration
Sable non compacté	38,1	Très rapide
Argile sèche non compactée	22,4	Rapide
Eco-stone	20,7	Rapide
Sable compacté	7,62	Modérément rapide
Forêt de chênes	7,6	Modérément rapide
Sol d'une forêt non altérée	6	Modéré
Pierres concassées	6	Modéré
Champs	2,4	Modéré
Tous les autres sols argileux	1,8	Modérément lent

La diminution de la quantité d'eau de pluie infiltrée et l'augmentation du ruissellement ont des répercussions non seulement en milieu urbain mais également sur les écosystèmes. Il est d'ailleurs admis qu'à partir de 10 % de surface imperméabilisée sur le territoire d'un bassin versant, la dégradation des écosystèmes s'amorce (British Columbia Ministry of Water, Land and Air Protection, 2002). Dans le contexte d'un développement plus durable, il y a donc lieu

de revoir nos façons de développer le territoire de manière à créer des milieux urbains à la fois denses, moins imperméables et plus verts.

Le recensement du *Department of Economic and Social Affairs* (2014) a constaté une croissance de la population urbaine mondiale à partir de 1950 et, depuis 2010, la population urbaine mondiale dépasse la population rurale. Une augmentation de la population urbaine est observée à partir de 2005 alors que la population rurale reste stable. Cette augmentation sans précédent de l'urbanisation qui devrait se poursuivre au 21^{ème} siècle rend primordial la quantification des impacts de l'urbanisation sur l'environnement, ceci afin de déterminer des schémas d'aménagement impactant le moins possible l'environnement dans des villes qui connaissent ou connaîtront un développement fort et rapide. L'anthropisation, et en particulier l'urbanisation ont de multiples impacts sur les écoulements des versants et dans les réseaux hydrographiques. Ces impacts touchent autant la quantité moyenne d'eau écoulée que la dynamique temporelle du débit dans les rivières.

Une fois tombée du ciel, il convient de s'intéresser au devenir de l'eau. Elle peut prendre trois directions distinctes :

- Elle retourne dans l'atmosphère par les processus d'évaporation et d'évapotranspiration par les végétaux ;
- Elle s'infiltré dans le sol et le sous-sol ;
- Elle ruisselle sur le sol, et s'écoule naturellement vers le point bas. C'est ce dernier phénomène qui est à la base de la nécessité d'un système de gestion des eaux pluviales.

Selon (Schueler 1987), plusieurs modifications se produisent aux niveaux des conditions hydrologiques suite à l'urbanisation. Les plus importantes sont :

- ▶ l'augmentation du volume des eaux de ruissellement accompagnée d'un débit de pointe pouvant atteindre cinq fois celui d'avant urbanisation, non seulement pour des événements pluvieux importants mais aussi pour des petites pluies ;
- ▶ l'augmentation de la vitesse de l'écoulement suite à l'imperméabilisation et la compaction des sols ;
- ▶ la diminution du temps de concentration qui est une conséquence directe de l'augmentation de la vitesse d'écoulement ;

- ▶ la baisse du débit de base des cours d'eau en temps sec causée par la réduction importante de l'infiltration des eaux de pluie ;
- ▶ l'augmentation de la fréquence des inondations.

Les figures (1.9) et (1.10) illustrent ces différentes modifications.

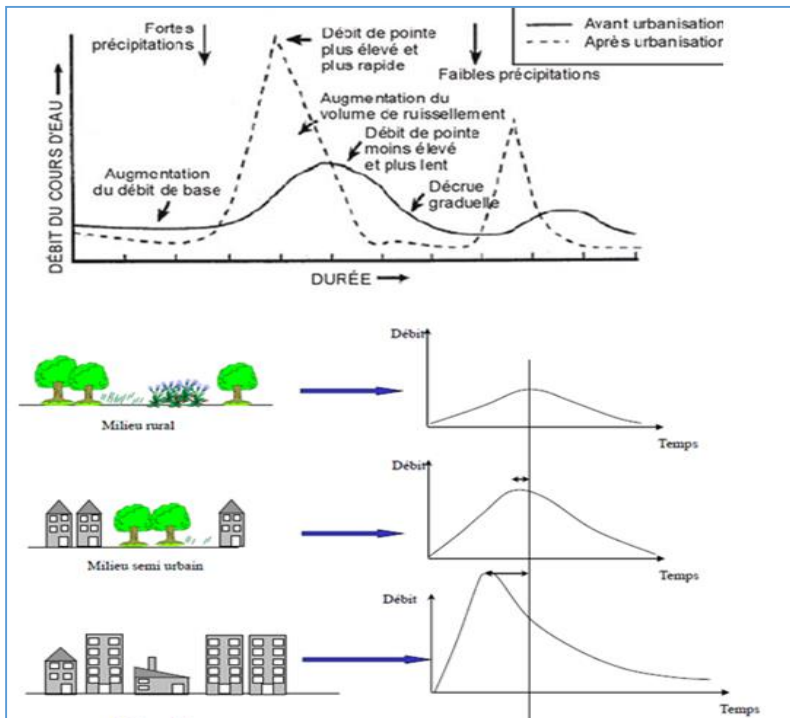


Figure 1. 9: Effet sur les hydrogrammes (Tirée de Schueler (1987))

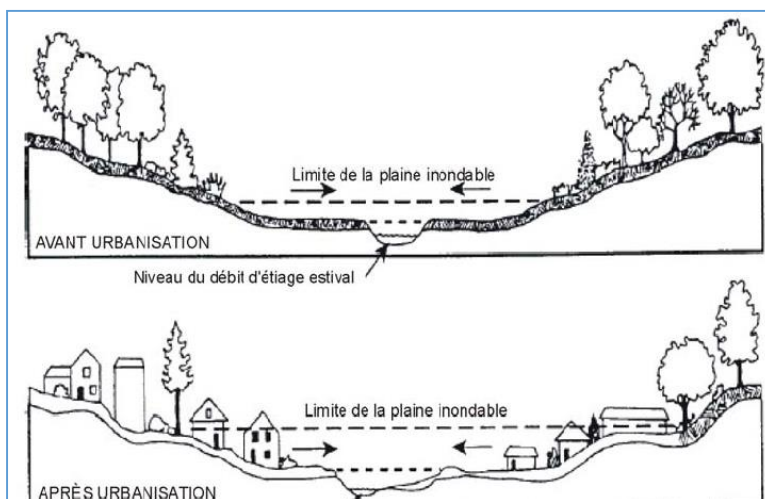


Figure 1. 10: Modifications de l'hydrologie du bassin versant causées par l'urbanisation (Tirée de Schueler (1987, p. 1-3))

La physique et notamment la gravitation universelle conduit l'eau à emprunter systématiquement le chemin le plus pentu pour rejoindre le point bas. Cette situation triviale

révèle néanmoins deux notions importantes qui prévalent à la gestion des eaux de pluie : l'eau coule par des **chemins préférentiels**, et s'ils sont obstrués, elle trouvera toujours à s'écouler, même si ce n'était pas prévu à l'origine. Par ailleurs, l'eau s'accumule systématiquement dans les points bas, provoquant inondations et stagnations. « Chemins de pluie » et « **zones de concentration** » sont les deux principes géographiques à surveiller pour aménager un territoire.

Nos milieux urbanisés, tels que nous les avons conçus depuis nombre d'années, sont occupés par les grandes surfaces pavées des rues et des espaces de stationnement de même que par les bâtiments. Les boisés, les espaces verts, la végétation, les milieux humides ont fait place à des surfaces imperméables. Dans ces milieux, l'imperméabilisation du sol et la réduction du couvert végétal réduisent l'évaporation de même que l'infiltration des eaux de pluie dans le sol, accroissant d'autant la quantité d'eau de ruissellement. L'équilibre hydro - logique du milieu se trouve ainsi modifié de façon plus ou moins importante.

En 1977, les États-Unis ont instauré le **CLEAN WATER ACT** (États-Unis, 1977) visant entre autres à restaurer et maintenir l'intégrité chimique, physique et biologique de leur système d'eau naturelle. Ils protègent la qualité de leurs cours d'eau par un contrôle des quantités d'eau entrant dans le milieu naturel, afin d'assurer la qualité de celle-ci lors des constructions de tout genre.

Durant les années suivantes, l'urbanisation des villes et des banlieues a été identifiée comme étant responsable des modifications du cycle hydrologique et d'impacts majeurs sur les cours d'eau (Boucher, 2010 ; Mailhot *et al.*, 2007 ; Rivard, 2005 ; Schueler, 1987). Avec l'imperméabilisation des surfaces dans les grandes villes et les régions adjacentes, le développement urbain modifie l'équilibre hydrologique en augmentant le ruissellement de surface et réduisant l'infiltration et l'évapotranspiration (voir figure 1.11).

Comme le démontre la figure (1.11), dans un milieu naturel, de 10 à 40 % de l'eau de pluie s'infiltré profondément dans le sol pour rejoindre la nappe d'eau souterraine, de 20 à 30 % de l'eau de pluie s'infiltré mais de façon moins profonde (ruissellement divergent), 40 à 50 % retourne à l'atmosphère et seulement 10% de l'eau de pluie ruisselle en surface.

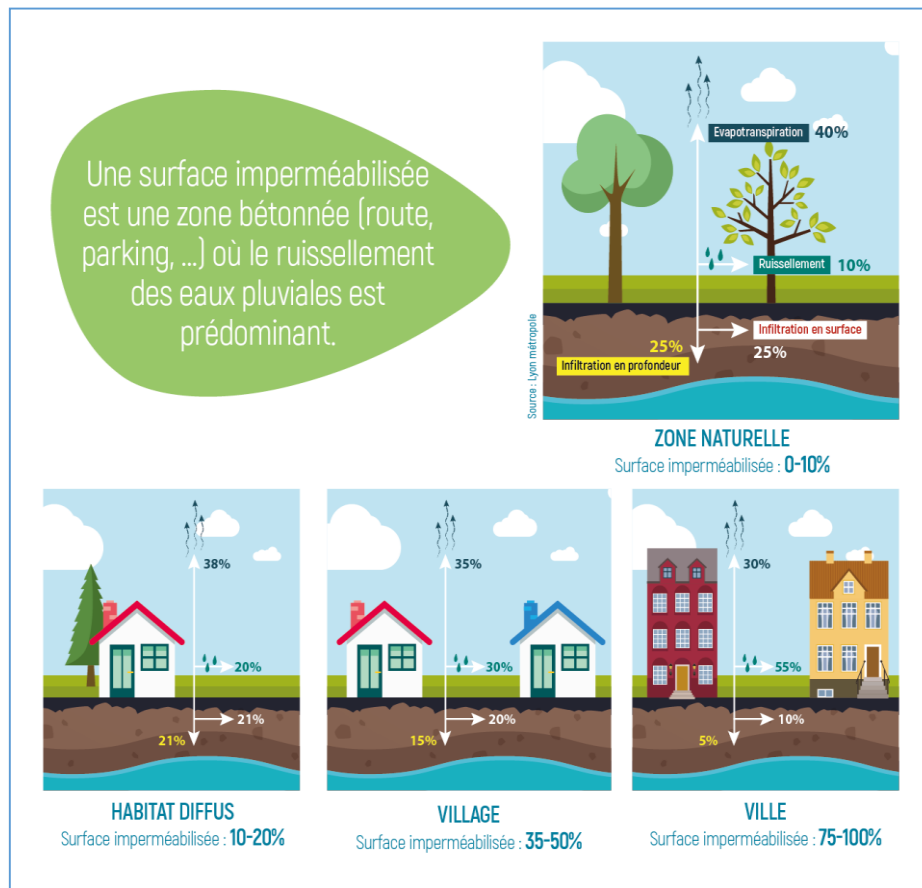


Figure 1. 11 : Les paramètres hydrologiques d'un site non développé et un site développé

Source : <https://bit.ly/3887oXo>

Le rôle de la gestion de l'eau de pluie dans le contexte de l'urbanisation du dernier siècle était de contrôler les volumes d'eau pour éviter des problèmes d'inondation sur les surfaces publiques et dans les bâtiments. À la base il s'agissait d'évaluer les zones inondables des cours d'eau et le système de drainage urbain pour minimiser les impacts sur le cadre construit (Rivard, 2005). En utilisant le concept de drainage majeur (la surface des voies de circulation) et mineur (les infrastructures souterraines) cette approche représente un contrôle de débit des eaux de ruissellement et ne favorise pas l'infiltration, ou même le contrôle de la qualité de l'eau.

1.4 Indicateurs quantitatifs pour caractériser l'urbanisation

Selon Salavati (2015) Il ne semble pas y avoir de consensus sur l'impact de l'urbanisation sur les différents éléments de la réponse hydrologique à l'échelle des bassins versants. Par exemple plusieurs études ont montré que l'urbanisation diminue la recharge des nappes (Rose et Peters, 2001 ; Meyer et Wilson, 2002 ; Kauffman *et al*, 2009 ; Rozell, 2010), d'autres ont montré une augmentation des débits de base des rivières de bassins urbanisés (Konrad et

Booth, 2002 ; Meyer et Wilson, 2002 ; Konrad et Booth, 2005). Ces résultats disparates obtenus dans la littérature peuvent l'être soit parce que l'impact de l'urbanisation est très variable selon le cas d'étude, soit aussi en raison des différentes façons de quantifier l'urbanisation.

Il existe deux moyens de quantifier l'urbanisation (Pomeroy, 2007) : idéalement, le taux de surface imperméabilisée est utilisée (Schueler, 1994 ; Bosch *et al.*, 2003) ou à défaut, la densité de population peut constituer une donnée alternative plus accessible pour étudier l'effet de l'urbanisation sur la réponse hydrologique des bassins versants (e.g. DeWalle *et al.*, 2000).

Deux caractérisations sont généralement utilisées car elles sont assez facilement accessibles :

1. La densité de population est un proxy de l'urbanisation largement utilisé puisque cette information est généralement disponible pour une période assez longue au contraire de l'information précise de l'occupation du sol. Mais la densité de population, comme d'ailleurs la surface imperméabilisée totale, n'est pas toujours un bon indicateur de l'urbanisation pour analyser les impacts sur l'hydrologie du fait de l'agencement spatial des zones urbaines peu perméables et des zones « naturelles » en général plus perméables.

2. Le pourcentage de zones urbanisées sur le bassin est la caractéristique utilisée dans la grande majorité des études car cette variable est aujourd'hui couramment disponible pour la période actuelle. Cette variable est en effet assez explicitement liée à la notion de surfaces imperméabilisées, une notion spécifiquement hydrologique. La difficulté est souvent de reconstituer un historique viable de cette mesure, ce qui peut être fait à partir de photographies aériennes, d'images satellitaires ou de recensements de population.

Le pourcentage de surfaces imperméabilisées est directement lié au pourcentage de zones urbaines. En général, des pourcentages d'imperméabilité sont utilisés par typologie de zones construites (voir par exemple la typologie des cartes National Land Cover Database aux Etats-Unis (Homer *et al.*, 2007), qui décrit les zones urbaines en quatre catégories dépendant de leur imperméabilité de surface : 0-20%, 20%-40%, 40%-60% et supérieur à 60%). Ceci permet notamment de donner un poids plus important aux bâtis et de déterminer une moyenne spatiale d'imperméabilité qui tienne compte de cette pondération. En revanche, la diversité des propositions sur ces valeurs d'imperméabilité par typologie des aménagements urbains rend les valeurs difficilement comparables d'une étude à l'autre. Lors de l'évaluation de

l'impact de l'urbanisation sur l'écoulement, un seuil de détection de l'impact hydrologique est souvent avancé : Schueler (1994) a proposé un seuil de 10% de la surface imperméabilisée totale pour définir la zone urbaine. D'autres seuils ont été proposés : surface imperméabilisée de 25% (Department of Natural Resources, 2005), de 20% (Brun et Band, 2000) de 3-5% (Yang *et al.*, 2010). Roesner et Bledsoe (2003) ont indiqué que l'imperméabilité totale ne donne pas assez d'information sur les détails de l'urbanisation.

Conclusion

On constate qu'il se produit avec l'urbanisation une modification des paramètres de ruissellement qui se traduit finalement par une augmentation de la fréquence et de l'ampleur des débits dans les cours d'eau.

Pour minimiser les impacts de l'urbanisation sur le ruissellement on devra utiliser les approches et tendances plus récentes en gestion des eaux pluviales.

Chapitre 2

La gestion des eaux pluviales

Chapitre 2 : La gestion des eaux pluviales

2.1 Généralité

L'urbanisation massive et mal maîtrisée, et l'application du concept qui prévalait alors, le « tout-à-l'égout » et le « tout béton » ont favorisé l'apparition d'inondations. Le but étant d'évacuer les « eaux de toute nature le plus loin des villes et le plus vite possible. Actuellement, le principe du réseau séparatif tend à se modifier en ce qui concerne les eaux pluviales. Le but de l'assainissement urbain était avant tout de maîtriser ou du moins de limiter le risque inondation en évacuant rapidement de grandes quantités d'eau vers l'aval des villes. Non seulement les limites de capacité du réseau d'assainissement ont été atteintes, mais les études de la qualité de l'eau montrent que les eaux de ruissellement sont polluées. Il devient donc nécessaire de repenser le système de gestion, en intégrant les eaux pluviales directement, voir en amont des projets d'urbanisme. La réalisation de réseaux séparatifs et de grands bassins de retenue depuis les années 1970 répond un peu mieux à cette gestion des eaux de la ville mais n'est pas suffisante pour maîtriser pleinement les phénomènes d'inondation et de pollution sur l'ensemble de notre agglomération.

De nouvelles techniques de gestion des eaux pluviales en milieu urbain voient le jour dans les années 1970, en adéquation avec le concept de développement durable alors naissant. Le but n'est plus de se « débarrasser » au plus vite des eaux pluviales, mais au contraire de les retarder et/ou de les infiltrer. La mise en œuvre de cette nouvelle gestion des eaux pluviales peut se faire par :

- ➡ le contrôle à la source : sensibilisation, éducation, contrôle des rejets et des raccordements, entretien des ouvrages,...
- ➡ les techniques alternatives elles-mêmes : ouvrages de rétention, stockage, filtration des eaux pluviales,...

Les techniques alternatives sont des techniques d'assainissement dont le concept s'oppose à celui du tout au réseau (ou « tout tuyau »). Ce principe a permis de redonner de l'aplomb à d'anciens procédés comme le puits d'infiltration, le fossé ou la tranchée drainante, le bassin de retenue ou d'infiltration, le stockage en pied d'habitation. Plus récemment, ce sont également les chaussées à structure réservoir et la toiture stockante qui se sont développées. On parle aussi de solutions ou techniques compensatoire ; ce qui sous-entend une compensation des effets de l'urbanisation sur le cycle de l'eau.

Les techniques alternatives reposent sur deux principes : la rétention d'eau pour réguler les débits et limiter la pollution des milieux naturels et l'infiltration dans le sol (quand elle est possible) pour réduire les volumes s'écoulant vers l'aval. Elles respectent les 3 phases suivantes :

- ➡ La collecte de l'eau par infiltration directe, sans ruissellement, à travers un matériau perméable pour rejoindre l'ouvrage de stockage,
- ➡ Le stockage de l'eau dans des compartiments vides, ou dans des réservoirs remplis par un matériau présentant des vides,
- ➡ La restitution régulée par l'intermédiaire d'un drain ou par infiltration directe dans le sol.

Ces techniques présentent aussi d'autres avantages, comme l'alimentation des nappes ou la création d'espaces verts. Elles ne sont pas purement figuratives, elles peuvent être le support d'autres fonctions : la circulation pour une chaussée à structure réservoir, loisir pour la baignade,

Correctement conçues et adaptées au régime pluvial qui les concerne, elles contribuent à valoriser les espaces urbains où elles sont implantées, réintégrant une partie du cycle de l'eau en ville.

2.2 Système d'assainissement classique

Jusqu'à ces dernières années (1980), les réseaux d'égouts étaient de type unitaire ou combiné. Les critères de conception étaient plus sévères pour les réseaux de type combiné (période de retour 10 ans) que pour les réseaux de type séparatif (période de retour 5 ans). Malgré ce critère de conception plus contraignant, les réseaux de type combiné sont plus vénérables face aux inondations que les réseaux de type séparatif.

Il donne lieu à plusieurs systèmes d'assainissement tels que (Figure 2.1) :

- ➡ Le système unitaire
- ➡ Le système séparatif
- ➡ Le système pseudo-séparatif

On dit qu'un réseau d'assainissement est **unitaire** lorsque les eaux usées et les eaux pluviales sont collectées et transportées dans une seule canalisation. Ce type de réseau est généralement

doté de réservoirs permettant, en cas d'orage, le rejet d'une partie des eaux directement dans le milieu naturel.

Dans un système **séparatif**, les eaux usées et pluviales sont récupérées dans des ouvrages distincts :

- ▶ Les canalisations et les collecteurs acheminent les eaux usées jusqu'à la station d'épuration.
- ▶ Les collecteurs pluviaux entraînent les eaux de pluie vers leurs exutoires naturels.

Le système **pseudo-séparatif** reçoit les eaux usées et une partie des eaux de ruissellement en provenance directe des habitations, ce système n'est actuellement plus préconisé dans la conception d'un nouvel équipement, c'est un système dans lequel on divise les apports des eaux pluviales en deux parties :

- ▶ Les apports des eaux pluviales provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement, à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.
- ▶ Les apports des eaux pluviales provenant des surfaces de voirie, qui s'écoule par des ouvrages particuliers déjà reçus pour cet objet par les services de la voirie municipale (caniveaux, aqueducs, fossés avec évacuations directes dans la nature...)

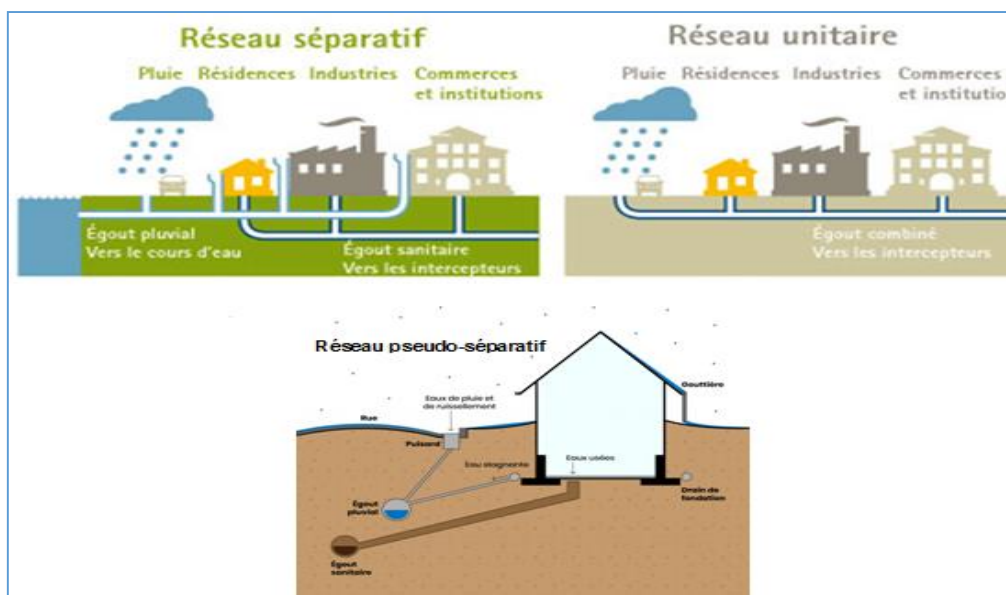


Figure 2. 1: les différents systèmes d'assainissement

Source : <https://bit.ly/3x8T3T1>

Sur le réseau de collecte séparatif pluvial, la mise en place de bassins tampons permet de stocker les volumes excédentaires avant de les évacuer vers l'aval du réseau d'assainissement. Cela permet la décantation des eaux pluviales, la limitation des débordements du réseau et la rétention des déversements de flux polluants. Dans un réseau unitaire, les eaux pluviales arrivent à la STEP avec les eaux usées où elles y sont traitées par différents procédés : prétraitement (dégrillage, dessablage,...), traitement primaire (décantation,...) et traitements biologiques secondaires (boues activées, ...). Les stations d'épuration à la sortie du réseau unitaire ont principalement été conçues pour traiter les effluents chargés en matière organique présentes dans les eaux usées domestiques. Elles traitent difficilement les métaux lourds, les huiles et les hydrocarbures lessivés par les eaux de ruissellement sur les routes. De plus, certaines ne sont pas dimensionnées pour recevoir de grosses quantités d'eau.

2.3 La nouvelle Vision de la gestion des eaux pluviales

Captée et canalisée, l'eau de pluie n'accomplit plus son cycle naturel en milieu urbain. Le « tout tuyau » concentre les flux et accélère la vitesse d'écoulement des eaux. En cas de pluies torrentielles, les sols perméables sont lessivés et les inondations parfois brutales. Les réseaux sont régulièrement saturés par ces fortes pluies. Le réseau unitaire du Guelma se trouve fréquemment dans cette situation.

Lorsque les méthodes usuelles en assainissement ne permettent pas la réalisation des ouvrages dans des conditions satisfaisantes, on est amené à envisager d'autres solutions que l'on nomme « techniques alternatives » en assainissement liquide. Ces techniques dont l'utilisation est courante dans certaines localités, ne sont appliquées que lorsque certaines méthodes plus répandues ne peuvent pas s'appliquer ; d'où leur qualificatif d'alternatives.

Devant cette impasse il s'avéra nécessaire de revoir en profondeur notre façon de penser et de faire pour mieux contrôler les risques de pollution et d'inondation. Ainsi au début des années 90, simultanément en Amérique et en Europe, on commença à remplacer le principe du tout à l'égout le plus vite et le plus loin possible par le principe de la rétention le plus en amont et le plus longtemps possible (Burian, 2002).

Ce fût la naissance des techniques alternatives ou pratiques de gestion optimale (PGO) chez les francophones.

Cette évolution se traduit par l'apparition de notions telles que la gestion durable ou intégrée des eaux pluviales urbaines, dont les enjeux sont supposés ne pas se limiter à la maîtrise des flux d'eau et de polluants vers les réseaux ou les milieux et participer d'une vision plus large des rapports entre aménagement et environnement (Figure 2.2).

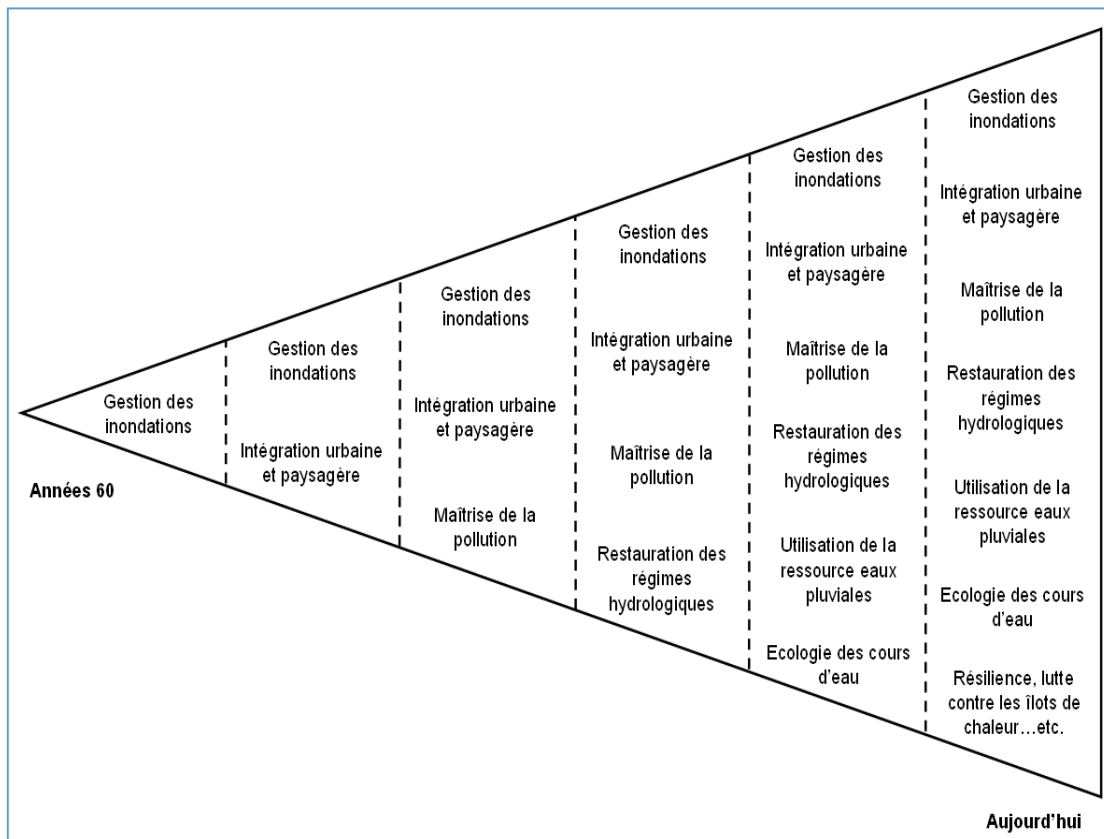


Figure 2. 2 : Evolutions des enjeux rattachés à la gestion des eaux pluviales urbaines (D'après Fletcher *et al.* 2014)

Dans le monde, la gestion alternative des eaux pluviales prend des noms différents, mais une forme similaire même si des spécificités locales existent (Petrucci, 2012, p. 65-70). Ces spécificités sont liées à des particularités géographiques, géologiques, structurelles, etc. Il existe ainsi de nombreuses appellations, recouvrant des significations, des trajectoires et des intentions différentes (Fletcher *et al.*, 2015, p. 526, voir Figure 2.3).

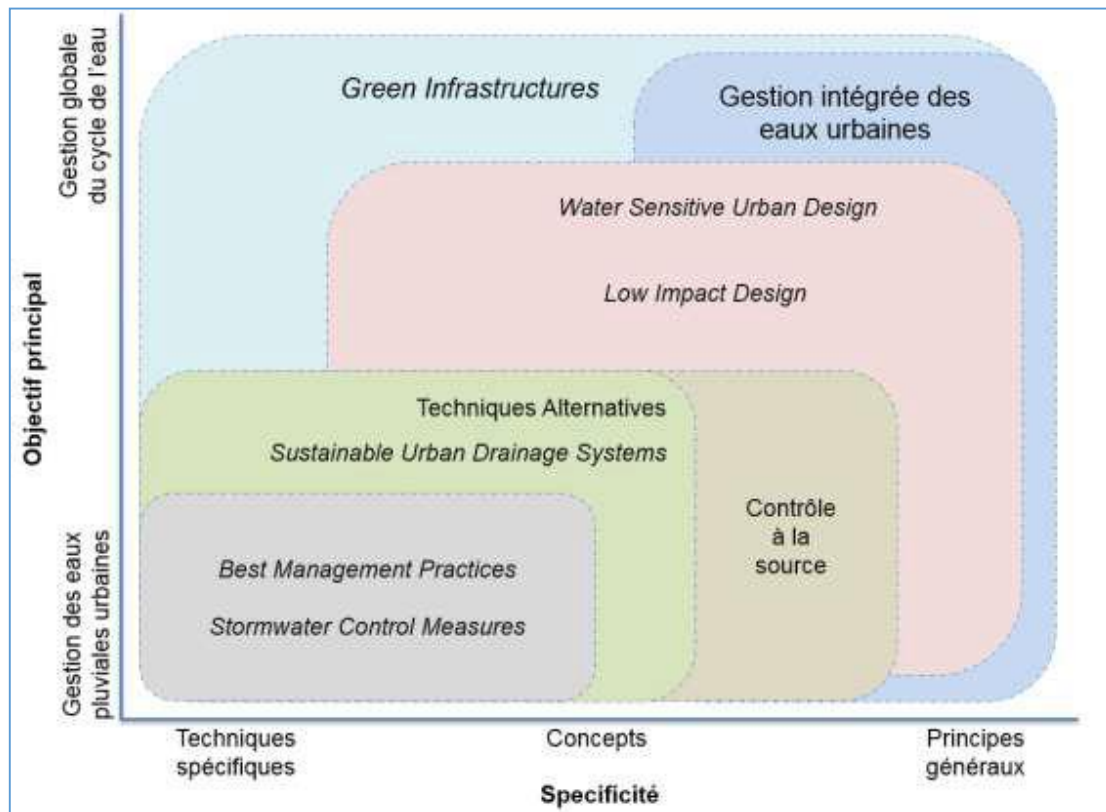


Figure 2. 3 : Classification d'une partie de la terminologie relative à l'assainissement urbain selon la spécificité des termes et leur objectif principal (à partir de Fletcher *et al.*, 2015).

Dans les pays anglo-saxons, les différents termes employés, tels que le Low Impact Development (LID), le Water Sensitive Urban Design (WSUD), les Green- Infrastructures, ou les Best Management Practices (BMP), quoique recouvrant parfois des réalités légèrement différentes (Fletcher *et al.*, 2014), désignent finalement des principes très analogues à ceux de cette gestion intégrée ou « durable » des eaux pluviales, avec une forte emphase sur l'intégration urbaine et le caractère plurifonctionnel des solutions techniques mises en œuvre.

Sur le plan hydrologique, les notions de durabilité et d'intégration se traduisent essentiellement par les principes de contrôle à la source et d'hydrologie naturelle ou pré-développement (Fletcher *et al.* 2014).

L'approche dite d'hydrologie pré-développement consiste à identifier les composantes du fonctionnement d'un bassin versant urbanisé susceptibles d'affecter les conditions écologiques ou physiques en aval et de les maintenir aussi proches que possible de leurs conditions naturelles (Burns *et al.* 2012). Le rétablissement du bilan hydrologique entre volumes ruisselés, infiltrés et évapotranspirés est alors envisagé comme une stratégie multi-objectifs permettant de maîtriser les rejets de contaminants vers l'aval (en limitant le

ruissellement pour les pluies courantes), mais également d'assurer la recharge des nappes phréatiques et le maintien des débits d'étiage ou encore d'atténuer les débits de pointe en aval et l'érosion dans les cours d'eau récepteurs. Ce principe repose idéalement sur la mise en œuvre d'ouvrages simples, le plus souvent végétalisés, destinés à gérer à l'amont des volumes réduits et modérément contaminés (Ahiablame *et al.*, 2012).

Si le contrôle à la source est généralement perçu comme une condition nécessaire au maintien de conditions hydrologiques pré-développement (Burns *et al.* 2012), les deux notions ne sont cependant pas indissociables. Ce terme peut ainsi être employé pour désigner des ouvrages de stockage-restitution ne contribuant pas systématiquement au rétablissement du bilan hydrologique du bassin versant (Petrucci *et al.* 2013).

La notion de contrôle à la source des eaux pluviales urbaines désigne de manière générale la mise en œuvre à l'amont (c'est-à-dire à proximité du point où se forme le ruissellement) de solutions, structurelles ou non, bien que faisant initialement référence à des ouvrages destinés à la maîtrise des débits de pointe, la notion de technique alternative s'apparente aujourd'hui à celles de Best Management Practices ou de Sustainable Urban Drainage Systems (Fletcher *et al.*, 2014), et peut aussi bien désigner

- ➡ Des pratiques non-structurelles visant à limiter la formation du ruissellement (et correspondant donc à un contrôle à la source au sens strict),
- ➡ Des solutions de stockage restitution (assurant ou non le traitement des eaux de ruissellement)

2.3.1 Les pratiques non-structurelles

Si dans son acception usuelle le terme technique alternative revêt le sens d'ouvrage de gestion (Petrucci, 2012), celui-ci pourrait aisément être élargi à des pratiques d'aménagement visant à limiter la formation du ruissellement.

Envisagées comme mode d'aménagements à moindre impact, les pratiques non structurelles traduisent directement le principe de PGO et s'appuient principalement sur la réduction de l'emprise des surfaces artificielles (notamment des voiries), la préservation du réseau hydrographique naturel pour ne pas aggraver les écoulements ou encore la déconnexion de certaines surfaces imperméables vers des espaces végétalisés ne constituant pas des ouvrages à part entière.

2.3.2 Les ouvrages de stockage-restitution

Les solutions de stockage-restitution désignent ici des techniques alternatives dont le fonctionnement hydrologique attendu (vis-à-vis de l'ensemble des événements pluvieux) consiste en l'interception d'une partie ou de la totalité des volumes ruisselés suivie d'une restitution totale ou partielle vers le réseau ou le milieu récepteur. En pratique, la mise en œuvre de tels ouvrages peut correspondre à un objectif de réduction des débits de pointe, de dépollution ou de maîtrise conjointe des flux de polluants et des débits ruisselés. La maîtrise des débits de pointe impose uniquement que l'ouvrage dispose d'une capacité de stockage suffisante pour assurer une rétention temporaire des volumes ruisselés avant leur restitution à débit limité vers l'aval. Le stockage peut alors dans certains cas s'accompagner de pertes par infiltration ou évaporation.

2.4 Les pratiques de gestion optimales des eaux pluviales

Il existe différentes mesures et techniques de gestion qui sont proposées par ces approches et elles possèdent toutes leurs avantages et leurs inconvénients. Certaines techniques misent plus particulièrement sur la rétention, d'autres sur l'infiltration de l'eau et certaines sur l'utilisation sur place de l'eau. Les PGO structurales comprennent des mesures ou structures implantées de façon permanente sur le territoire afin de réduire et de traiter les eaux de ruissellement, à la source ou en fin de traitement.

Voici des exemples de ces mesures et systèmes (Figure 2.4) :

- ▶ Les contenants pour récolter l'eau de pluie
- ▶ Les toits verts
- ▶ Le débranchement des gouttières
- ▶ Le verdissement
- ▶ Le nivellement contrôlé des surfaces afin d'y retenir les eaux pluviales
- ▶ Les puits et tranchées d'infiltration
- ▶ Les tuyaux perforés
- ▶ Les pavés poreux
- ▶ Les filtres à sable
- ▶ Les noues
- ▶ Les bandes filtrantes
- ▶ Les zones de Biorétention (jardins de pluie)

- ▶ Les bassins d'infiltration, végétalisés ou non
- ▶ Les bassins de rétention secs, végétalisés ou non
- ▶ Les bassins avec retenue permanente, végétalisés ou non
- ▶ Les marais filtrants

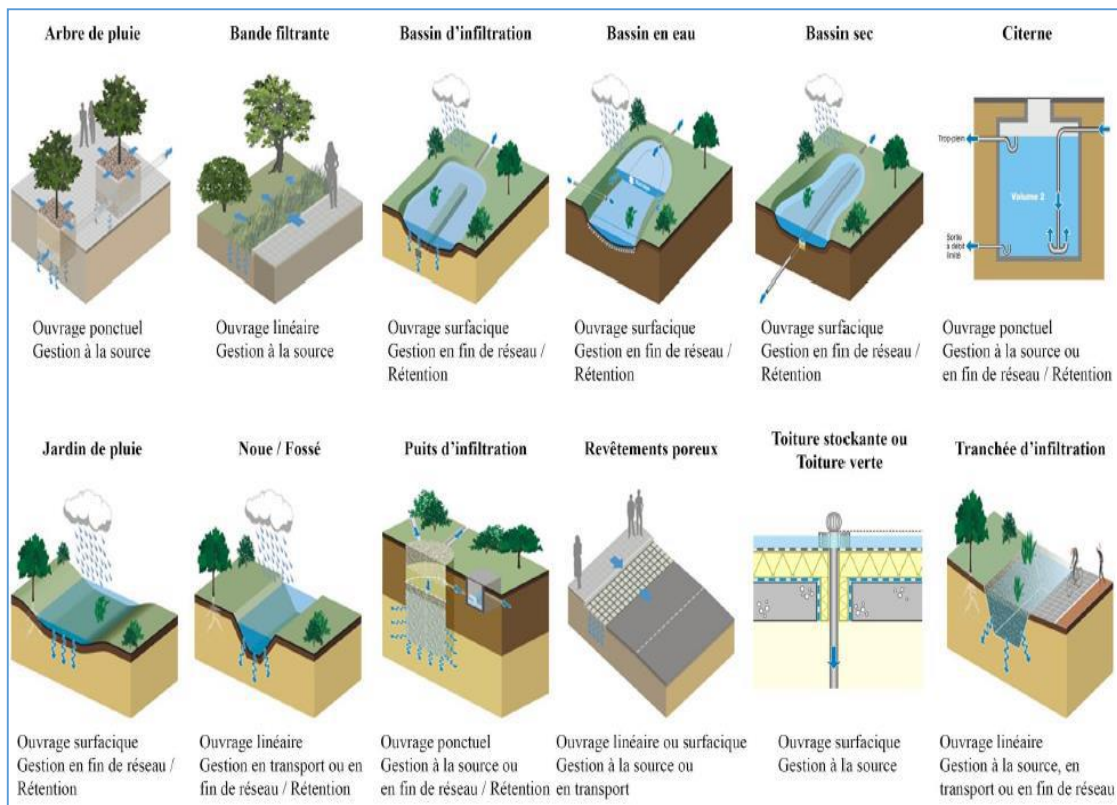


Figure 2. 4: les différentes PGO (Source : <https://bit.ly/3GQmsFZ>)

Pour plus de détails quant aux PGO le lecteur est invité de référer à l'annexe .1

Dans la suite cette étude se limitant au dimensionnement des ouvrages de rétention (ou pratiques structurales) de gestion des eaux pluviales.

Le bassin d'infiltration est un type particulier de bassin de rétention qui permet le stockage temporaire des eaux de toute nature et qui assure la fonction d'infiltration dans le sol tout en permettant de restituer au milieu naturel un débit compatible avec sa capacité d'absorption (Voir Figure 2.5). Il est généralement placé à l'exutoire du réseau d'assainissement ou disposé en parallèle au réseau où il sera alimenté par des surverses et pour des évènements de fréquence faible produisant des débits trop importants pour être évacués par le réseau (Chocat, 1997).

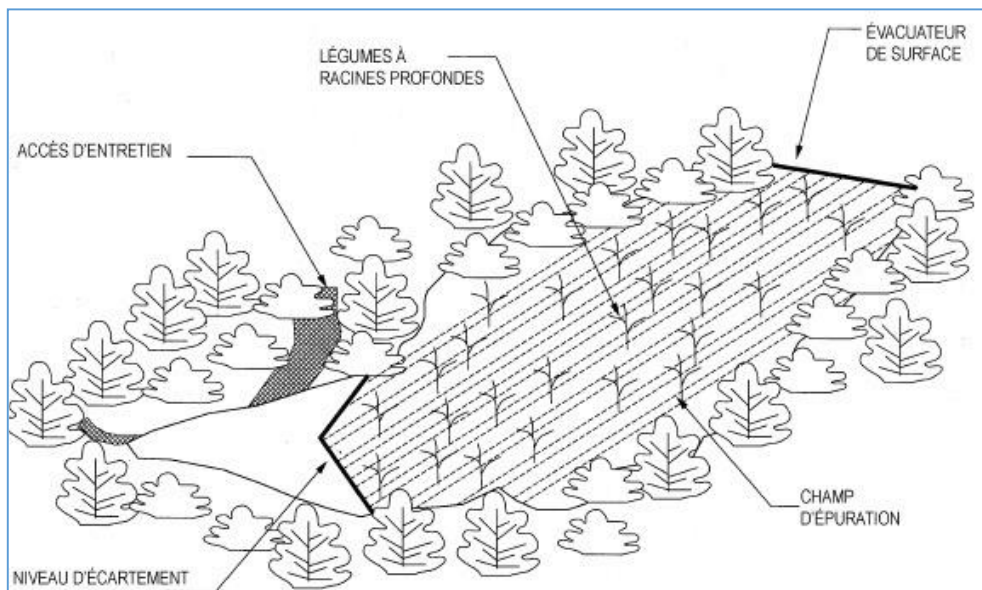


Figure 2. 5 : Bassin d'infiltration type.

Les bassins d'infiltration permettent entre autre de conserver des zones vertes à l'intérieur des villes, de créer des zones humides qui favorisent l'apparition de faune et de flore pouvant contribuer à la diversification sur le plan écologique. Ce type d'ouvrage ne nécessite pas de collecteurs à l'aval ce qui le rend opportuniste pour les zones dépourvues d'exutoire naturel. Le coût d'investissement de ces ouvrages, ainsi que les coûts d'exploitation et d'entretien sont peu élevés.

Les bassins de stockage sur réseaux d'assainissement unitaires, ou à l'exutoire des réseaux d'assainissement pluviaux, ont été les premiers ouvrages développés.

2.5 Méthodes de dimensionnement des ouvrages d'infiltration

Les méthodes qui peuvent être proposées pour la conception des ouvrages d'infiltration sont similaires à celles utilisées plus généralement pour les ouvrages de stockage des eaux pluviales et sont relatives au dimensionnement hydraulique uniquement. Les méthodes existantes différentes les unes des autres en fonction des objectifs d'utilisation (planification, diagnostic, dimensionnement d'ouvrages dont l'agencement est plus ou moins complexes). Généralement deux grandes familles de méthodes sont utilisées : les méthodes simplifiées qui

postulent un débit de fuite constant et les méthodes conceptuelles comme la méthode des débits.

Le Tableau (2.1) récapitule les principales données nécessaires, les hypothèses et les résultats fournis pour ces méthodes usuelles. Il existe également d'autres modèles plus sophistiqués mais dont les données ne sont généralement pas accessibles en phase de conception (Modèle de Richards par exemple). Les méthodes sont simplifiées dans la mesure où elles permettent uniquement de faire un dimensionnement. Les deux méthodes présentées (méthode des pluies et méthode des débits) sont basées sur 2 hypothèses : le débit de fuite de l'ouvrage de stockage est constant, il y a transfert instantané de la pluie à l'ouvrage de retenue. Les phénomènes d'amortissement dus au ruissellement sur le bassin versant sont donc négligés. Cela veut dire que ces méthodes ne seront applicables que pour des bassins versants relativement petits. L'utilisation de ces méthodes demande des statistiques de pluies comme nous le verrons dans la présentation des méthodes ainsi que la définition d'un coefficient d'apport C_a et d'un débit de fuite constant. Le temps de vidange ou de fonctionnement sera également un élément de conception important qu'il est utile d'évaluer.

Avant de concevoir des systèmes d'infiltration, il est souvent nécessaire de réaliser ou de s'appuyer sur une étude de diagnostic des systèmes existants. Cette étude permet de donner des orientations quant aux solutions à installer et surtout quant à leur implantation. Il est dans ce cas utile de disposer de méthodes de simulation permettant de calculer les hydrogrammes issus des différents éléments et de gérer la dynamique des différents flux au sein des bassins versants.

Les ouvrages peuvent alors être dimensionnés avec des méthodes simplifiées qui permettent de donner des valeurs de capacités à stocker et une idée des temps de vidange pour une période de retour donnée. Les capacités d'un ouvrage nécessitent donc de définir un risque hydrologique et un débit de fuite à ne pas dépasser et les caractéristiques du bassin versant drainé (surface, coefficient d'apport, ...).

Tableau 2. 1: Conditions d'utilisation, avantages et inconvénients des méthodes (Barraud & Alfakih, 1999)

Méthode	Type de résultats fournis/Conditions d'utilisation privilégiées	Hypothèses/ données nécessaires	Avantages/limites
Méthodes des pluies	Fournit : - Un volume maximum de stockage - Une estimation de temps de vidange Permet : Dimensionnement d'ouvrage ponctuel ou d'enchaînement simple d'ouvrage	- Débit de fuite constant - Coefficient d'apport constant - Transfert instantané de la pluie à l'ouvrage de retenue - Nécessité des courbes IDF/HDF pour des durées longues	- Simple à utiliser (méthode manuelle) - Donne des volumes généralement < à ceux calculés à partir de la méthode des volumes pour la même série de mesures
Méthodes des volumes	Fournit : - Un volume maximum de stockage - Une estimation de temps de vidange Permet : Dimensionnement d'ouvrages ponctuels	- Débit de fuite constant - Coefficient d'apport constant - Transfère instantanée de la pluie à l'ouvrage de retenue - Nécessite des données pluviométriques sur des longues durées et leur dépouillement	- Simple à utiliser (méthode manuelle) - Données des volumes plus justes que la méthode des pluies pour la même série de mesures difficilement utilisable pour des enchaînements d'ouvrages
Méthode de simulation de type réservoir (Méthode des débits)	Fournit : - Un ou des hydrogramme (s) de sortie des ouvrages - L'évolution des volumes et des hauteurs d'eau au sein des ouvrages - Un volume maximum de stockage et un temps de vidange si besoin Permet : - Planification d'un état existant - Diagnostic d'un état existant - Dimensionnement d'ouvrages ponctuels quelconques et d'enchaînement quelconque d'ouvrages	- Débits de fuite variables quelconques nécessitant de définir des lois de vidange des organes de sortie - Gagne à être couplée avec des modèles de production et de transfert sur les bassins versants alimentant les ouvrages ou des hydrogrammes d'entrée - Nécessite de définir des pluies de projet ou de disposer de pluie historiques	- Adaptée à une gamme importante de problèmes - Permet de simuler correctement les dynamiques de remplissage des ouvrages et de fonctionnement des bassins versants régulés par des dispositifs de stockage - Difficulté de modéliser une structure non régulée par des organes spécifiques (infiltration par exemple) - Difficulté dans le choix de la pluie

➤ **Commentaire sur les débits de fuite**

Le débit de fuite d'un ouvrage va dépendre essentiellement de son mode de vidange. Il peut être constant, du moins considéré comme tel ou, bien plus généralement, variable.

➡ **Débit de fuite constant**

Dans le cas d'infiltration sur place et pour des besoins d'étude préalable, le débit Q_s peut être estimé par le produit de la surface d'infiltration S_{inf} et de la capacité d'absorption (d'infiltration) q_{as} . Un éventuel colmatage peut être pris en compte en introduisant un coefficient de sécurité qui va dépendre de l'environnement de l'ouvrage (apports de fines) et du type d'entretien.

Le débit de fuite est alors donné par l'expression :

$$Q_s = \alpha q_{as} S_{inf} \quad (2.1)$$

Avec

α : coefficient minorateur

q_{as} : capacité d'absorption par unité de surface infiltrante en $m^3/s/m^2$

S_{inf} : surface d'infiltration en m^2 .

En phase de faisabilité, dans la mesure où la hauteur d'eau stockée est faible et la nappe profonde, la capacité d'absorption q_{as} peut-être approximée par la conductivité hydraulique.

➡ **Débit de fuite variable**

Des essais in situ sont de toute façon indispensables lors de la phase d'étude détaillée. Les essais préconisés sont semblables aux essais pratiqués dans le cadre de l'assainissement autonome (essai Porchet, Méthode Muntz, « Standard Percolation Test", Essai anglais).

Dans le cas d'essai in situ, il sera possible de considérer la courbe obtenue du débit en fonction de la charge h comme relation à utiliser dans la méthode des débits. On pourra assortir cette loi de vidange $Q_s=g(h)$ d'un coefficient minorateur tenant compte du colmatage.

2.5.1 Méthode des débits

La méthode des débits est basée sur un modèle conceptuel de représentation des ouvrages de stockage-infiltration. Les modèles conceptuels sont généralement issus de l'analyse des systèmes. Leur principale caractéristique est de chercher à représenter globalement certains aspects du comportement du système étudié, sans pour autant prétendre représenter les processus physiques régissant le fonctionnement du système lui-même, ni même le décrire de façon précise. Ils sont très souvent utilisés en hydrologie urbaine du fait de leur robustesse, de leur aptitude à bien reproduire le comportement des systèmes complexes, et de leur nombre de paramètres limités (Eurydice 92, 1997). Parmi les modèles les plus connus figurent les modèles basés sur la notion de réservoir dont est la méthode des débits. Ce type de modèle prend les hypothèses de l'hydrostatique et suppose implicitement qu'il ne se produit aucun écoulement au sein de l'ouvrage de retenue. La méthode repose sur la définition de 3 équations :

- ➔ Une équation de continuité (conservation de la masse volumes, fluide incompressible)

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (2.2)$$

$Q_e(t)$: débit entrant dans l'ouvrage de stockage déterminé par simulation du ruissellement sur les bassins versants et éventuellement la simulation des écoulements en conduites alimentant l'ouvrage de stockage ;

$Q_s(t)$: débit sortant ;

$V_s(t)$: volume stocké dans l'ouvrage

- ➔ Une équation de stockage décrivant l'évolution du volume stocké $V_s(t)$ en fonction de la hauteur dans le bassin $h(t)$: $V_s = f(h)$

- ➔ Une équation de vidange décrivant l'évolution du débit de sortie $Q_s(t)$ du bassin en fonction de la hauteur dans le bassin : $Q_s = g(h)$

Cette équation dépend évidemment des organes de vidange. On pourra alors utiliser les lois hydrauliques connues pour des organes standard (orifice, pompes, déversoir, ...).

On détermine alors la hauteur d'eau stockée dans le bassin en fonction du temps, en résolvant l'équation de continuité (résolution numérique) en $h(t)$

$$\frac{df(h(t))}{dt} = Q_e(t) - g(h(t)) \quad (2.3)$$

La loi de stockage est généralement définie sur des considérations géométriques. Lorsque l'ouvrage est comblé, il est nécessaire de prendre en compte la porosité utile du matériau de manière à ne considérer que le stockage possible dans les vides. Si l'ouvrage présente une forme compliquée, on peut par tranche de hauteur calculer le volume, puis approximer les points ainsi obtenu.

2.5.2 La méthode des pluies

La méthode des pluies est une méthode ancienne et pratique de dimensionnement des techniques alternatives de gestion des eaux pluviales. Malgré ses limites, elle peut être utile dans deux situations : pour prédimensionner les ouvrages avant de vérifier leur fonctionnement avec une méthode plus complète ou pour dimensionner des ouvrages de toute petite dimension dans le cadre d'une gestion des eaux pluviales à la parcelle.

Ses limites sont bien connues : hypothèse d'un débit de fuite constant, pas de prise en compte de la variabilité des intensités au cours du temps ni des successions de pluies, pas de prise en compte des effets de lissage ou de retard dus au bassin versant alimentant l'ouvrage, etc.

Elle a donc été critiquée à juste titre et, dès 1977, l'instruction technique proposait de lui préférer la méthode des volumes [MINISTÈRES, 1977]. Depuis la généralisation des modèles de simulation, la plupart des experts préconisent même de mettre en œuvre la méthode des débits en utilisant en entrée des chroniques de pluies observées [CHOCAT et EURYDICE 92, 1997 ; CERTU, 2003]. Malgré ses limites, son extrême simplicité la rend très utile dans deux cas spécifiques :

- ▶ pour le dimensionnement des ouvrages de gestion des eaux pluviales à la parcelle qui se développent de plus en plus et peuvent se satisfaire d'une méthode très simple du fait des faibles volumes en jeu et des incertitudes pesant sur d'autres paramètres (en particulier sur la capacité d'infiltration des sols) ;
- ▶ pour le prédimensionnement des ouvrages qui pourront ensuite être vérifiés par une méthode plus complète, comme la méthode des débits.

Conclusion

Ce chapitre illustre avec détails la problématique de gestion des eaux pluviales, et présente les solutions envisagées ainsi que les méthodes de dimensionnement des ouvrages de rétention (ou pratiques structurelles) de gestion des eaux pluviales.

Chapitre 3

Evaluation quantitative du ruissellement

Chapitre 3 : Evaluation quantitative du ruissellement

3.1 Analyse du ruissellement urbain

La quantité et la répartition dans le temps du ruissellement généré sur un bassin de drainage urbain sont fonction de plusieurs phénomènes dont les importances relatives dépendent de la nature du bassin à analyser. La réponse hydrologique d'un bassin en particulier est en effet fonction de variables météorologiques (caractéristiques de la pluie) et de variables physiographiques (dimensions, pente et forme du bassin, type de canalisation, type de sol et pourcentage imperméable).

Comme elle est bien intégrée à la pratique du génie municipal et demeure relativement facile à appliquer, la méthode rationnelle peut souvent servir de vérification à des résultats obtenus avec des approches plus sophistiquées. Les modèles rendent simplement possible d'analyser le ruissellement en plus grand détail et avec moins d'effort.

Un des problèmes majeurs qui peut être identifié dans le cadre des analyses pour la gestion des eaux pluviales est la différence entre les résultats qui peuvent être obtenus par différents logiciels ou différentes techniques de calculs. Les divergences peuvent également être causées avec un même logiciel par des données d'entrée différentes pour la pluie de conception ou encore pour les autres paramètres de base comme les pourcentages d'imperméabilité pour les différents types d'occupation du sol.

On constate donc que le recours à une modélisation devient dans bien des cas nécessaire pour l'application de principes de gestion des eaux pluviales. La méthode rationnelle demeure toutefois toujours valable pour le dimensionnement simple de réseaux d'égout pluvial. Le terme « modèle » est habituellement utilisé pour décrire un ensemble de formules mathématiques et d'algorithmes représentant l'état d'un système et son évolution sous l'influence de certaines variables. Un modèle hydrologique du bassin versant est une représentation simplifiée sous une forme compréhensible du système complexe de cycle de l'eau à l'échelle du bassin versant dans le but d'expliquer ou de déterminer la réponse du bassin aux différentes conditions ou sollicitations auxquelles il est soumis. Les modèles hydrologiques sont généralement utilisés pour l'évaluation, la valorisation ou la gestion des ressources en eau. Les modèles mis au point par les hydrologues permettent de mieux comprendre et prévoir les variations de débit à l'exutoire d'un bassin versant. Un modèle est caractérisé par cinq éléments constitutifs : la géométrie du système (bassin versant), les

entrées dans le système, les lois de formalisation des processus, l'état initial et les conditions aux limites du système et enfin les sorties (Figure 3.1).

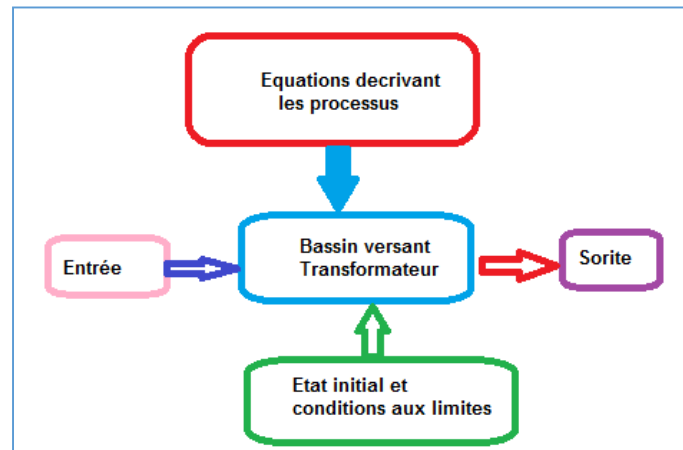


Figure 3. 1: Composants d'un modèle

L'utilisation des modèles en hydrologie a essentiellement pour objectif d'effectuer des prévisions en fonction des différents scénarios météorologiques, de simuler des débits sur des cours d'eau où les mesures sont insuffisantes, dimensionner des ouvrages d'art, délimiter des zones inondables, ou de contrôle et la gestion de la ressource en eau.

3.2 Les processus de ruissellement et d'écoulement des eaux pluviales

Les processus hydrologiques en milieu urbain comprennent différentes composantes qui peuvent être mises à contribution pour la génération du ruissellement. Pour tout système hydrologique, un bilan hydrique peut être défini pour tenir compte des différents chemins que peut emprunter l'eau et des composantes pouvant emmagasiner cette eau. L'équation de continuité exprimée pour un tel système s'écrit :

$$Q_e - Q_s = \frac{dS}{dt} \quad (3.1)$$

Où

Q_e est le débit entrant,

Q_s est le débit sortant et

dS/dt est la variation du volume de stockage durant la période de temps considérée.

Cette équation est la base permettant d'effectuer des calculs pour le dimensionnement des bassins de rétention. On peut également établir le bilan en tenant compte des pertes qui sont appliquées à la précipitation. Le ruissellement généré par la précipitation comprend trois composantes :

- ➡ Le ruissellement de surface, qui est la résultante observable après que toutes les pertes aient été soustraites ;
- ➡ L'écoulement hypodermique rapide, dans la couche de sol saturée située près de la surface, pendant et après la précipitation. Dans les forêts (où on retrouve de nombreux petits canaux souterrains produits par la végétation ou les insectes) ou pour des secteurs avec pentes moyennes à fortes, ce processus peut être responsable d'une partie importante des apports à un cours d'eau ;
- ➡ L'écoulement souterrain, qui s'alimente de la quantité d'eau infiltrée qui a pu percoler jusqu'à la nappe phréatique.

Chacune de ces composantes pourra devenir dominante pour différents types de bassins versants, selon le type de sol en place (épaisseur, perméabilité), le climat ainsi que la végétation en place. En milieu urbain, avec beaucoup de surfaces imperméabilisées, les apports aux écoulements hypodermique et souterrain seront évidemment réduits, alors que la recharge de la nappe sera plus accentuée dans le cas d'une forêt sur un terrain de faible pente. Historiquement, les composantes d'écoulement hypodermique et souterrain n'ont pas été considérées en hydrologie urbaine, alors qu'on s'est plus intéressé au ruissellement de surface pour la conception des réseaux. Avec la prise en compte de pratiques de gestion qui impliquent des mécanismes d'infiltration, on doit toutefois être en mesure de considérer de façon plus approfondie le parcours des eaux ruisselées dans le sol. Le bilan hydrique simplifié, tenant compte également de la composante pour les eaux souterraines, peut s'écrire :

$$P = Q + ET - \Delta S_{surface} - \Delta S_{souterraine} \quad (3.2)$$

Où

P = précipitation

Q = ruissellement de surface

ET = Évapotranspiration

$\Delta S_{\text{surface}}$ = changement de stockage en surface

$\Delta S_{\text{souterraine}}$ = changement de stockage souterrain

Le début du développement de modèles hydrologiques remonte à la moitié du 19^{ém} siècle. MLTLVANEY, tel qu'il a été rapporté par MAIDMENT (1992), a été le premier à établir les concepts de temps de concentration et à mesurer des événements hydrologiques. Ces travaux ont servi d'épine dorsale à la très populaire méthode rationnelle établie par KUICHLING (1889). Différents modèles d'infiltration tels GREEN-AMPT (1911)' RICHARD (1931) et HORTON (1933) ont été élaborés suite aux travaux de Darcy concernant l'écoulement des eaux dans le sol. Les modèles de ruissellement ont suivi vers le milieu des années 60. Le développement des modèles du Road Research Lab et du modèle HEC-1 ont faits leurs apparitions. Puis le début des années 70 a vu le développement des modèles ILLUDAS, SWMM et autres. La venue de la micro-informatique a permis l'adaptation de ces modèles sur des PC, ce qui a favorisé une plus grande diffusion de ces logiciels. À la fin des années quatre-vingts, des nouvelles techniques combinant les systèmes de SIG (Système d'Information Graphique) ainsi que les données radars et satellites ont commencé à apparaître. La pratique courante de l'hydrologie urbaine a beaucoup évolué elle aussi. La rétention et la détention des eaux de ruissellement sont maintenant des techniques couramment utilisées.

Le principe d'une modélisation est de traduire la réponse hydrologique d'un bassin versant en transformant un hyétogramme de pluie brute (variation de l'intensité au cours du temps) en un hydrogramme (variation du débit au cours du temps).

Pour des bassins versants élémentaires et de petites tailles, les débits transitant dans les réseaux d'assainissement seront déterminés par une approche hydrologique globale. Cette approche comporte traditionnellement deux étapes (Figure 3.2) :

- ➡ Une fonction de production qui a pour but de modéliser le passage d'une hauteur de pluie qui tombe en hauteur de pluie qui ruisselle ;
- ➡ Une fonction de transfert qui a pour objet de modéliser l'évolution des débits en fonction du temps.

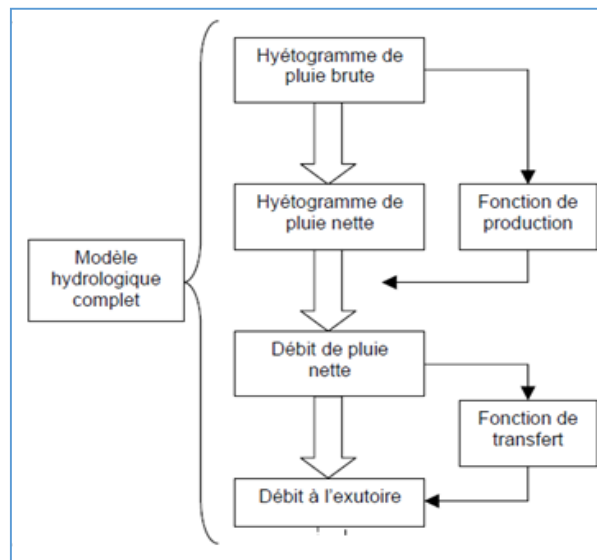


Figure 3. 2: Schéma général du processus de transformation de la pluie brute en débit

3.2.1 Fonction de production

En règle générale, l'étude des processus de ruissellement en hydrologie urbaine s'appuie sur le concept défini par Horton pour sa théorie de l'infiltration : le ruissellement de surface est généré après déduction des pertes initiales et lorsque l'intensité de la pluie excède la capacité d'infiltration du sol. La figure (3.3) illustre les différents paramètres en jeu et fait clairement ressortir trois composantes : les pertes initiales, une fonction de perte par infiltration qui varie dans le temps et finalement la partie de pluie nette qui contribuera directement au ruissellement.

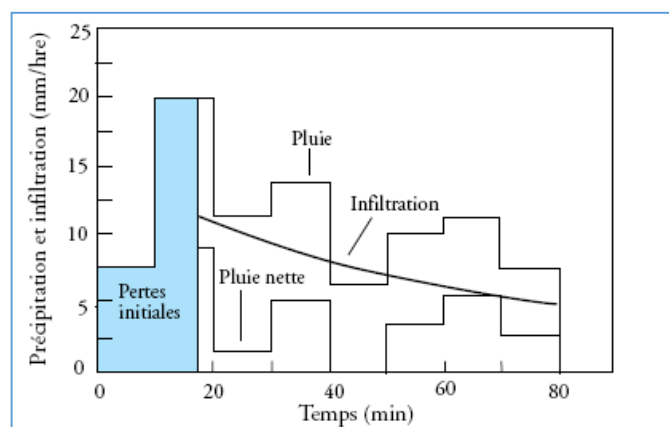


Figure 3. 3: Schématisation – Hyéogrammes de pluie et de pluie nette.

Source : <https://bit.ly/3avmve3>

Les pertes initiales et les pertes par infiltration constituent la partie de la pluie qui ne participe pas au ruissellement de surface. Les pertes initiales varient en fonction des caractéristiques du bassin et incluent les pertes engendrées par l'interception et les dépressions de surface. Les pertes par infiltration varient quant à elles dans le temps et sont fonction entre autres des caractéristiques de la pluie considérée, de la porosité et de la perméabilité du sol, des conditions antécédentes d'humidité du sol et de la présence de végétation. Une fois ces pertes considérées, il reste finalement une quantité de pluie nette qui doit alors être transformée en débit de ruissellement par une fonction de transformation appropriée.

La modélisation des fonctions de production en milieux urbain et rural fait trop souvent l'objet d'approches distinctes. En effet, la création de surfaces imperméabilisées et directement raccordées aux réseaux d'eaux pluviales amène parfois les aménageurs à négliger la contribution des surfaces dites naturelles, c'est-à-dire encore perméables. La mixité des surfaces contributives au ruissellement rend délicate l'utilisation des modèles d'infiltrations, notamment celui de l'agronome Horton (prédominant jusqu'au début des années 1970). Ces simplifications engendrent peu d'erreurs lorsque les bassins versants sont fortement urbanisés. Cependant, la qualification de bassin versant urbanisé englobe de très nombreux systèmes hydrologiques où les constructions et les axes routiers ne représentent qu'une partie des surfaces. Les fonctions de production ont pour objet d'assurer le passage de la pluie brute à la pluie nette (Figure (3.4)).

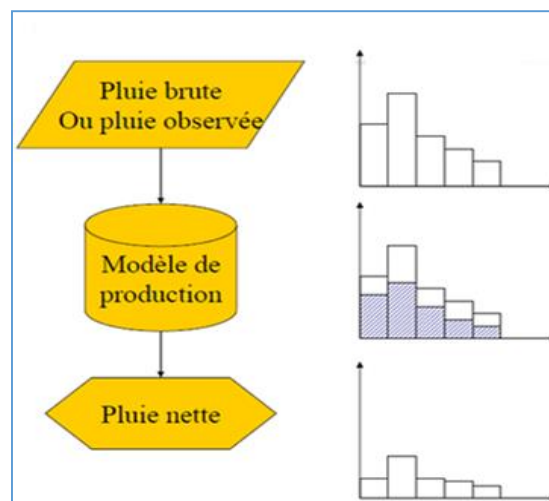


Figure 3. 4: la fonction de production

Les interceptions initiales représentent la hauteur de pluie brute minimale pour qu'apparaisse un ruissellement. En effet, l'irrégularité des sols ainsi que la nature de leur couverture sont à l'origine de phénomènes de stockage ou bien d'interceptions. Ces pertes nettes soustraient une quantité parfois non négligeable de la pluie au processus de ruissellement et sont indépendantes des capacités d'infiltration des sols. Les interceptions initiales peuvent être de deux ordres en milieu urbain :

- Interception par la végétation : il s'agit de la part des précipitations arrêtées par la couverture végétale qui sera évapotranspirée et qui, de ce fait, ne contribue pas au processus de ruissellement ;
- Interception dans les micro-dépressions : il s'agit de la part de l'eau qui reste stockée dans les micro-dépressions des sols. Leur part n'est pas négligeable en milieu urbain, mais elle diminue en fonction de la pente.

La végétation a un effet retardant sur la formation du ruissellement, son absence en milieu urbain dense contribue à accélérer le phénomène de ruissellement. Les micro-dépressions permettent l'interception d'une lame d'eau plus ou moins grande, mais elles n'ont plus d'action limitatrice sur le ruissellement lorsqu'elles sont comblées.

3.2.1.1 Choix de la fonction de production

La fonction de production utilisée se basera sur le modèle du NRCS (National Resources Conservation Service, ex-Soil Conservation Service) qui permet de rendre compte des pertes initiales et est particulièrement adaptée dans les cas où les données relatives au sol sont inexistantes. Un autre avantage de cette méthode réside dans le fait que le paramètre clé, à savoir CN, peut être obtenu à partir des images satellitaires. Les surfaces considérées sont définies par un coefficient CN (Curve Number) qui est fonction de plusieurs facteurs dont le type et l'occupation du sol, la végétation, les conditions antécédentes d'humidité, la pente et les aménagements effectués. Dans le détail, on distingue :

- ➡ 4 types de sol A, B, C et D définis en fonction des caractéristiques géologiques des sols et notamment de leur perméabilité (respectivement forte, moyenne, faible et très faible) ;
- ➡ 3 hypothèses de conditions pluvieuses antécédentes :
 - ▶ I: conditions sèches ;
 - ▶ II: conditions normales ;

▶ III: conditions très humides

Pour plus de détails quant à cette méthode voir annexe 2

3.2.2 La fonction de transfert

La fonction de transfert caractérise le passage de la lame de pluie nette résultant de la fonction de production en débit (Figure 3.5). Les variations des débits dans le temps sont synthétisées graphiquement par un hydrogramme. Estimé à l'exutoire, l'hydrogramme correspond au signal de sortie du système (bassin versant) et donc à la déformation du signal d'entrée (la pluie). L'allure de l'hydrogramme traduit les conditions du ruissellement en surface et ses phases de concentration. La dynamique de ce système repose sur un certain nombre de paramètres :

- ▶ Surface ;
- ▶ Périmètre ;
- ▶ Plus grande longueur de talweg ;
- ▶ Pente.

Chaque bassin versant est unique et possède sa propre forme, mais la connaissance des paramètres précédemment cités permet d'opérer une classification.

L'hydrogramme est la fonction qui représente l'évolution du débit en fonction du temps. De manière expérimentale, ce type de courbe est obtenu après enregistrement des débits par un appareil de mesure (limnigraphe qui enregistre les hauteurs en fonction du temps, courbe de tarage qui lie les hauteurs aux débits, etc.).

Pendant une crue, les débits sont classiquement considérés de deux origines :

- Le débit de base qui est la part du débit provenant de la vidange des nappes ;
- Le débit de ruissellement pur qui est le résultat d'une ou plusieurs averses

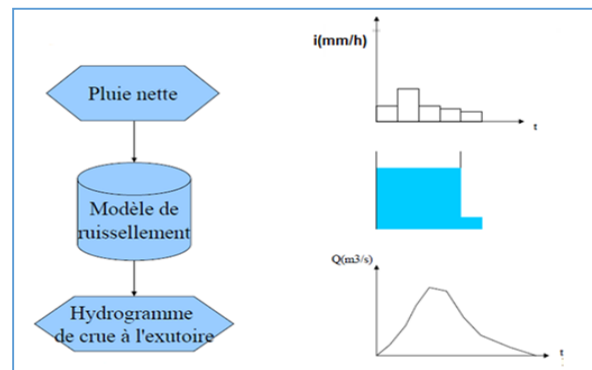


Figure 3. 5 : La fonction de transfert

Les premières approches introduites en hydrologie pour rendre compte du phénomène de transfert (courbes isochrones, réservoirs linéaire, cascade de Nash...) correspondent à des modèles linéaires, pouvant être envisagés à travers le formalisme de l'hydrogramme unitaire. La méthode de l'hydrogramme unitaire repose sur l'hypothèse d'une réponse linéaire du bassin versant à la pluie nette (excès de précipitation au-delà des pertes initiales, n'ayant pas été infiltré ou évapotranspiré). L'hydrogramme unitaire désigne alors l'hydrogramme de réponse du bassin versant à un signal de pluie nette (dit unitaire) pour une durée de référence (Musy *et al.*, 2014). La réponse d'un bassin versant à un hyétoGRAMME de pluie nette quelconque peut alors être obtenue en envisageant ce dernier comme une somme de signaux de pluie nette unitaires.

L'hydrogramme de réponse correspond alors à la somme des réponses aux hyétoGRAMMES unitaires constitutifs du hyétoGRAMME de pluie nette.

Le modèle de l'hydrogramme unitaire, conceptualisé par SHERMAN en 1932, repose sur l'observation de la réponse d'un système hydrologique à une pluie de durée très courte (impulsion) par rapport à son temps de concentration [CHOCAT & al. 1997]. Le signal d'entrée dans le système « hydrologique » est donc une averse unitaire, le signal de sortie correspond à un hydrogramme unitaire. Sur ce principe, la réponse à un signal d'entrée complexe peut être obtenue en décomposant l'entrée en un ensemble de formes simples, puis en calculant la réponse du système à chacune de ces formes simples et enfin en sommant ces réponses. Une averse unitaire peut donc être définie comme une averse de pluie nette de durée très courte (en général inférieure à $t_c/10$). La crue qui en résulte est dite crue unitaire.

La forme de l'hydrogramme ne change pas d'une crue unitaire à une autre.

L'hydrogramme unitaire est une caractéristique intrinsèque du bassin, indépendant de l'intensité des précipitations, de l'état initial du réseau et du sol...

Selon cette hypothèse, l'hydrogramme d'une crue complexe (non unitaire) peut être recomposé en découpant la pluie nette suivant des intervalles de temps assez petits pour l'assimiler à une succession de pluies unitaires. Dans un vocabulaire d'ordre plus général, une averse unitaire donnant 1 m³ de ruissellement est une impulsion et l'hydrogramme unitaire $q(t)$ est la réponse impulsionnelle. La fonction de transfert « hydrogramme unitaire » est donc un produit de convolution avec pour signal d'entrée l'intensité de la pluie nette $r(t)$ et pour noyau de convolution l'H.U. $q(t)$ (Figure 3.6).

$$Q(t) = S * \int_0^{T_c} q(\tau) * p(t - \tau) d\tau \quad (3.3)$$

$p(t-\tau)$: intensité de la pluie nette à l'instant $(t-\tau)$;

S : surface du bassin versant.

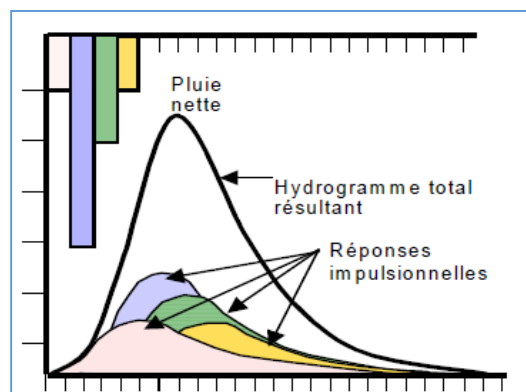


Figure 3. 6:l'hydrogramme unitaire

Malheureusement la méthode de l'hydrogramme unitaire ne peut s'appliquer que sur des bassins où il existe un réseau de pluviographes et de station de jaugeage fonctionnant déjà depuis longtemps. De plus la détermination de la fraction de la pluie qui contribue au ruissellement demeure difficile. L'utilisation de la méthode est donc limitée.

La valeur des résultats obtenus par les modèles de type hydrogramme unitaire n'est que, d'ordre prévisionnel. En effet, ce type de modèle ne permet pas de prendre en compte les modifications structurelles pouvant intervenir sur le bassin versant. De ce fait, en milieu

urbain où les évolutions sont permanentes, le modèle de l'hydrogramme unitaire peut apparaître plus limité qu'en milieu rural où les évolutions sont beaucoup plus lentes.

Ses conditions d'utilisation doivent être restreintes à des bassins versants de faible dimension, car son utilisation suppose que :

- Les pluies sont homogènes sur la surface du bassin versant ;
- La nature des sols du bassin versant est homogène.

Les méthodes superficielles, rationnelles et des réservoirs linéaires constituent les trois principales approches des fonctions de transfert.

Le domaine d'application de la méthode rationnelle reste cependant tout aussi limité puisque son schéma numérique n'est pas en mesure de prendre en compte l'incidence des réseaux existants, notamment sur les volumes stockés.

Etant donné que dans le cas du bassin objet de notre étude on ne dispose pas de stations de mesures du débit, il n'est donc pas possible d'utiliser la méthode de l'hydrogramme unitaire qui nécessite la connaissance l'hydrogramme de crue mesurée correspondant à une pluie réelle. Dans de telles circonstances, on peut utiliser l'hydrogramme unitaire synthétique dérivé à partir des propriétés du bassin. Plusieurs méthodes existent pour trouver l'hydrogramme unitaire synthétique.

Autrement dit, dans les cas où les données sont insuffisantes ou inexistantes, les hydrologues ont recours à des hydrogrammes synthétiques pour simuler l'écoulement. Il s'agit, à partir des caractéristiques physiques et géographiques du bassin de déterminer les éléments principaux de l'hydrogramme unitaire.

3.2.2.1 Méthode de l'hydrogramme triangulaire SCS

Le SCS (1957) a développé un système basé sur un hydrogramme triangulaire adimensionnel. Cet hydrogramme résulte de l'observation du comportement d'un grand nombre de bassins versants. La figure (3.7) illustre ce type d'hydrogramme.

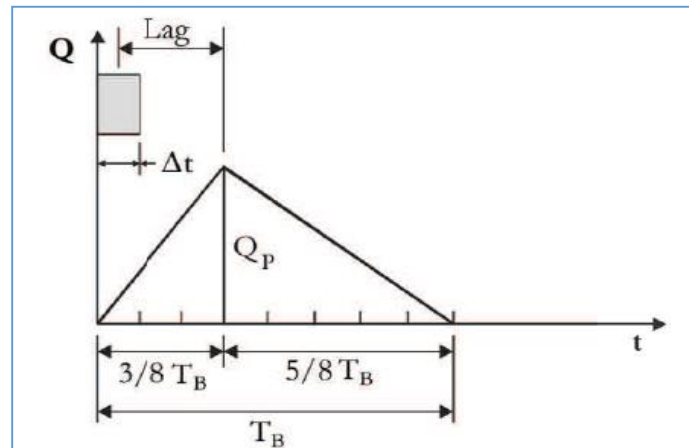


Figure 3. 7: Hydrogramme triangulaire (adapté du NRSC, 2007).

Dans cette méthode, la durée de la pluie Δt qui génère l'hydrogramme unitaire doit être inférieure à $(Lag/4)$, Lag étant le retard de la pointe du débit par rapport à la pluie. Ce retard est estimé par la formule suivante :

$$Lag = 0,6t_c \quad (3.4)$$

Avec : t_c le temps de concentration

La durée de la pluie est liée au temps de concentration par la relation empirique suivante :

$$\Delta t = 1,33t_c \quad (3.5)$$

En combinant les relations (3.4) et (3.5), on trouve la relation suivante pour le temps de montée :

$$T_M = 0,67t_c \quad (3.6)$$

En écrivant que le volume en dessous de l'hydrogramme correspond à une lame d'eau de 1 millimètre, on trouve la relation :

$$Q_p = 0,208 \frac{A}{T_M} \quad (3.7)$$

Où

A : est la surface du bassin exprimée en km²

T_M : est le temps de montée exprimé en heures

La procédure préconisée par le NCRS (anciennement le SCS) pour générer les hydrogrammes dans le cas de petits bassins urbains est détaillée au rapport TR-55 (SCS, 1986). Les deux hydrogrammes unitaires adimensionnels sont montrés à la figure. Pour convertir les hydrogrammes adimensionnels en une forme dimensionnelle, on doit établir des valeurs pour le débit de pointe Q_p et le temps requis pour atteindre cette pointe (t_p). Le paramètre t_p est donné par l'équation suivante :

$$t_p = 0,5t_r + 0,6t_c \quad (3.8)$$

Où t_r est la durée de pluie excédentaire et t_c est le temps de concentration du bassin, qu'on peut obtenir avec les méthodes déjà décrites. Le SCS recommande que la valeur de t_r n'excède pas 2/10 du temps de concentration. Le temps de base, t_b , est $2.67t_p$ pour l'hydrogramme triangulaire et $5t_p$ pour l'hydrogramme curvilinéaire. Le débit de pointe (utilisable pour les deux hydrogrammes unitaires) est quant à lui estimé par la relation suivante :

$$Q_p = \frac{2CDA}{t_b} \quad (3.9)$$

Où

A est la superficie de drainage, D est la hauteur d'eau unitaire de précipitation excédentaire et C'est une constante pour conversion d'unité (1,67 si le débit est en m^3/s , A en ha et t_b en minutes).

L'hydrogramme triangulaire a une pente ascendante et descendante constante, alors que la courbe d'un hydrogramme est généralement parabolique (Figure 3.8).

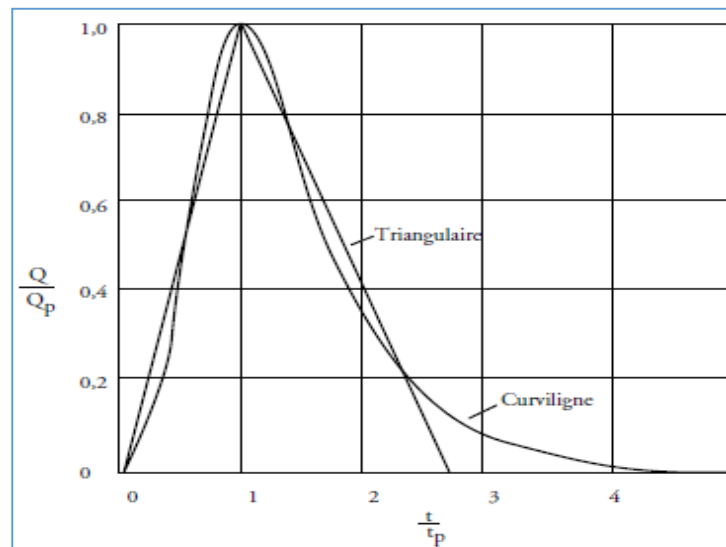


Figure 3. 8 : Hydrogrammes unitaires synthétiques du NRCS (anciennement SCS).

Ce modèle simplifié est couramment utilisé pour des applications urbaines ou sur de petits bassins versants. Le calcul des différentes composantes repose sur le temps auquel le débit de pointe est atteint, représenté par une unité de temps (T_p) et le débit maximal à ce point, représenté par une unité de décharge (q_p).

Les données nécessaires pour la construction de l'hydrogramme unitaire triangulaire SCS sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 3. 1: Données nécessaires pour la construction de l'hydrogramme SCS

Temps de concentration	t_c : Obtenu à partir des formules empiriques	H
Temps d'excès	$d_e = 2 (t_c^{0.5})$	H
Temps de Pic	$t_p = 1.1 * t_c$	H
Temps de base	$t_b = 2.67 * t_p$	H
Valeur de CN	(Tableau SCS)	adimensionnel
Infiltration potentielle	$S = (25400/CN) - 254$	Mm
Hauteur de pluie effective	$H = (P - 0.2S)^2 / (P + 0.8S)$	Mm
Débit de pointe	$Q_p = (0.208 * ((H * A) / t_p))$	m ³ /s

temps de retard (lag)	$tr = 0.6 * tc$	H
Intensité de pluie	IDF	mm/h

3.3 Etablissement des courbes IDF

Pour des systèmes hydrologiques urbains, la précipitation est sans conteste le paramètre le plus important puisqu'elle constitue l'élément moteur générant les débits et volumes de ruissellement devant être pris en compte dans un milieu urbanisé.

Par ailleurs, un système de drainage urbain est constitué de différentes composantes qui réagissent chacune à certaines caractéristiques des événements pluvieux : les éléments de transport comme les conduites et les canalisations sont généralement plus sensibles à l'intensité et la durée puisque ces caractéristiques influencent fortement l'ampleur des débits de pointe. D'un autre côté, la conception des éléments d'emmagasinement comme les bassins de rétention est plutôt influencée par la quantité de pluie, la durée entre les événements (qui peut être importante pour de grands bassins se vidant lentement). Les caractéristiques pluviométriques sont souvent présentées sous la forme de courbes intensité-durée fréquences (IDF), qui sont établies pour chaque station météorologique.

Les courbes IDF (Intensité –Durée- Fréquence) représentent l'évolution de l'intensité de la pluie $i(T, d)$ en fonction de la durée d de la pluie (généralement de quelques minutes à quelques heures) et de la fréquence de la pluie exprimée en période de retour T (souvent quelques valeurs échantillonnées entre 2 et 100 ans). Leur élaboration repose sur l'analyse statistique des intensités de pluie extrêmes à partir de séries de mesures pluviométriques.

Généralement les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse fréquentielle des précipitations enregistrées à une station au cours d'une longue période. Elles sont estimées en utilisant les maxima annuels de la série pour les différentes durées étudiées séparément. Une loi de distribution statistique théorique est ajustée à la loi de distribution empirique déduite de la série d'observations. La procédure repose sur 3 étapes. Pour chaque durée de référence on détermine :

- la série des valeurs de la variable à analyser (analyse d'homogénéité),
- le modèle fréquentiel pour modéliser les valeurs obtenues (test d'adéquation),

- les paramètres du modèle (estimés par maximum par vraisemblance, méthode des moments ou autres)

Les courbes IDF sont ensuite élaborées en déterminant les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour pour chacune des durées de référence et en synthétisant ces résultats. En l'absence de données des pluies de courtes durées, on effectue une transformation. Le calcul de pluies de courte durée pour différentes fréquences s'effectue par la formule de K.Body

$$P_D = P_{24} \left(\frac{D}{1440} \right)^{0.25} \quad (3.10)$$

Les courbes IDF peuvent être décrites par des formules de calcul plus simples particulièrement la formule de Montana .La forme la plus courante qui est utilisée pour cette équation est celle de MONTANA :

$$i(T) = a(T) * D^{b(T)} \quad (3.11)$$

Où

a et **b** sont des coefficients locaux (dépendant du site d'observation), établies pour chaque région et **T** de la période de retour considérée. D'après Arnaud et Lavabre(2010), le coefficient **a** est 'absolu', il permet de situer les lois de Montana en valeurs absolues ; **b** est un paramètre de pente. D'après Zahar, (1997), **b** décrit la variation des averse en fonction des durées et il est faible pour les brèves averse. La formule de Montana (à ne pas utiliser pour $D < 5$ ou 6 minutes car $I \rightarrow \infty$ lorsque $D \rightarrow 0$)

Le principe d'établissement des courbes IDF ou HDF est le suivant (pour plus de détails, voir par exemple (Chocat *et al.*, 1997) :

- ▶ on considère un échantillon de N événements pluvieux mesurés pendant P années ;
- ▶ on choisit une durée de pluie D, par exemple 10 minutes. Pour simplifier les calculs, D doit être un multiple entier du pas de temps Δt de discrétisation de la pluie. Il faut bien évidemment que Δt soit inférieur ou égal à D, ce qui montre à nouveau l'intérêt de travailler avec des pas de temps fins de l'ordre de 1 ou 2 minutes en hydrologie urbaine ;
- ▶ pour chaque événement pluvieux, en parcourant l'ensemble de l'hyéogramme par pas de temps Δt , on cherche la valeur de l'intensité I ou de la hauteur H qui est maximale sur la période de durée D ;

- ▶ on dispose alors de N valeurs d'intensité moyenne maximale ou de hauteur maximale sur la durée D ;
- ▶ on range ensuite ces N valeurs dans un ordre décroissant ;
- ▶ on attribue aux N valeurs décroissantes les fréquences empiriques de dépassement F calculées.

Pour un objectif de dimensionnement hydraulique des réseaux, on s'intéresse généralement aux événements dits « fréquents », c'est à dire de périodes de retour égales à 1, 2, 5 et 10 ans, voire plus pour certains ouvrages structurants. Dans une logique de gestion du risque, des événements « exceptionnels » de périodes de retour de l'ordre de 50 à 100 ans sont étudiés, ce qui impose la plupart du temps l'utilisation de méthodes d'extrapolation des observations, méthodes fondées sur des lois statistiques applicables aux valeurs extrêmes. Il faut néanmoins rappeler que la détermination des courbes de type IDF revient à décrire un phénomène complexe, la pluie, par une seule variable aléatoire qui est l'intensité moyenne sur une durée donnée. Le détail de calcul sera illustré dans le chapitre étude de cas

3.4 Temps de concentration t_c

On peut estimer T_c en mesurant la durée comprise entre la fin de la pluie effective et la fin du ruissellement direct (figure (3.9)).

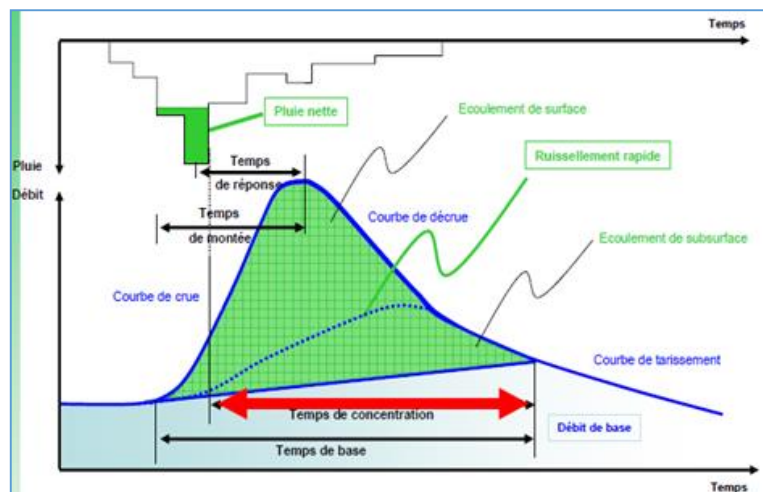


Figure 3. 9 : Le temps de concentration

Le temps de concentration est le temps requis par le ruissellement pour se déplacer du point hydrauliquement le plus éloigné du bassin versant jusqu'à l'exutoire de celui-ci. Ce paramètre est utilisé dans la plupart des méthodes de détermination des débits de pointe. Il est estimé comme étant la somme des termes suivants :

- T_h , temps d'humectation : c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau précipitée avant qu'elle ne ruisselle.
- T_r , temps de ruissellement ou d'écoulement : c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons du sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturelle, collecteur...)
- T_a , temps d'acheminement : c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration T_c est donc égal à la somme de ces trois termes, soit :

$$T_c = \max[\sum(T_h + T_r + T_a)] \quad (3.12)$$

Le temps de concentration c'est le temps le plus long que peut mettre l'eau qui ruisselle sur un bassin versant à atteindre la décharge. En milieu urbain, le plus petit bassin versant (sous-bassin versant urbain) a une faible surface et sa décharge est une bouche d'égout. On appelle temps d'entrée, t_e , le temps de concentration relatif à un tel sous-bassin. Un bassin versant urbain plus grand est formé de plusieurs sous-bassins versants urbains ; son temps de concentration, T_c , correspond à l'équation suivante (figure 2.5):

$$T_c = T_e + T_f \quad (3.13)$$

T_e = le temps le plus long d'écoulement superficelle des eaux de ruissellement dans l'égout du premier sous-bassin versant urbain (celui qui est plus en amont sur le plan hydraulique),

T_f = le temps d'écoulement de l'eau dans les conduites d'égout depuis ce sous-bassin versant.

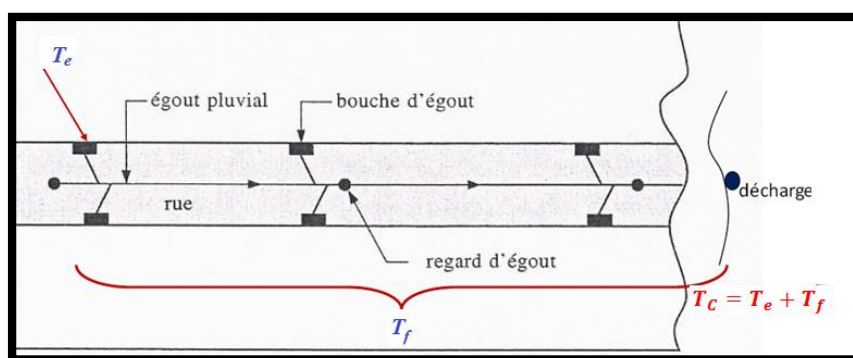


Figure 3. 10: Le temps de concentration dans une conduite

Il existe plusieurs modèles de prédiction pour calculer le temps (tc) de concentration des hydrogrammes de crue. La méthode utilisée dans le cadre de ce travail est l'équation *SCS lag time*.

L'équation *SCS lag time* provient d'un ajustement de l'équation de Mockus.

Rocha (2014) et Gericke et Smithers (2014) proposent quant à eux des équations estimant directement le T_c à partir d'un facteur de correction de 1,67 par rapport au T_L .

$$T_c = \frac{L^{0.8} \cdot [(1000/CN) - 9]^{0.7}}{4407 \cdot I^{0.5}} \quad (3.14)$$

Où

- tc = temps de concentration (h)
- L = longueur maximale du parcours de l'eau dans le bassin versant (m)
- S = pente moyenne de l'écoulement (m/m)
- CN = numéro de courbe moyen.

Conclusion

L'évaluation quantitative du ruissellement est une étape importante pour une meilleure compréhension de l'écoulement en zone urbain et le développement de techniques de simulation et de prévision des débits en milieu naturelle. Elle est incontournable pour tout projet de dimensionnement d'ouvrage de stockage.

Chapitre 4

Etude de cas

Chapitre 4.1

Présentation de la zone d'étude

Chapitre 4.1 : Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet de gestion des eaux de ruissellement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent la réalisation de ce projet.

Le bassin de la ville de Guelma a été choisi comme cas d'étude pour notre recherche.

4.1.1 Situation géographique de la zone d'étude

La zone d'étude est située à 60 km au sud-ouest d'Annaba et de la mer Méditerranée, à 110 km à l'est de Constantine, à 77 km à l'ouest de Souk Ahras et à 150 km de la frontière tunisienne.

C'est une partie intégrante du grand bassin versant de l'Oued Seybouse, second oued d'Algérie après l'Oued Chélif du point de vue de l'importance de son réseau hydrographique et de sa forte anthropisation.

Le bassin de Guelma a une superficie de 17.16 km². Il reçoit les apports des deux grands bassins constituant la Seybouse.

- l'oued Cherif 2900 km² (Station de Medjez Amar 1)
- l'oued BouHamdane 1100km² (Station M.Am.ar 2) Vers l'aval la Seybouse reçoit en rive droite l'oued Melah dont le bassin a une superficie de 550 km² à la station de Bouchegouf.

L'élévation du bassin versant varie de 0 à 500 m. Il est caractérisée par un climat semi-humide avec des précipitations annuelles moyennes d'environ 40 mm/an et des températures moyennes allant de 34,9 °C en été à moins de 10,1 °C en hiver. Le type de sol est un loam argileux avec une pente de terrain variant de 3,6 % à 17,5 %.

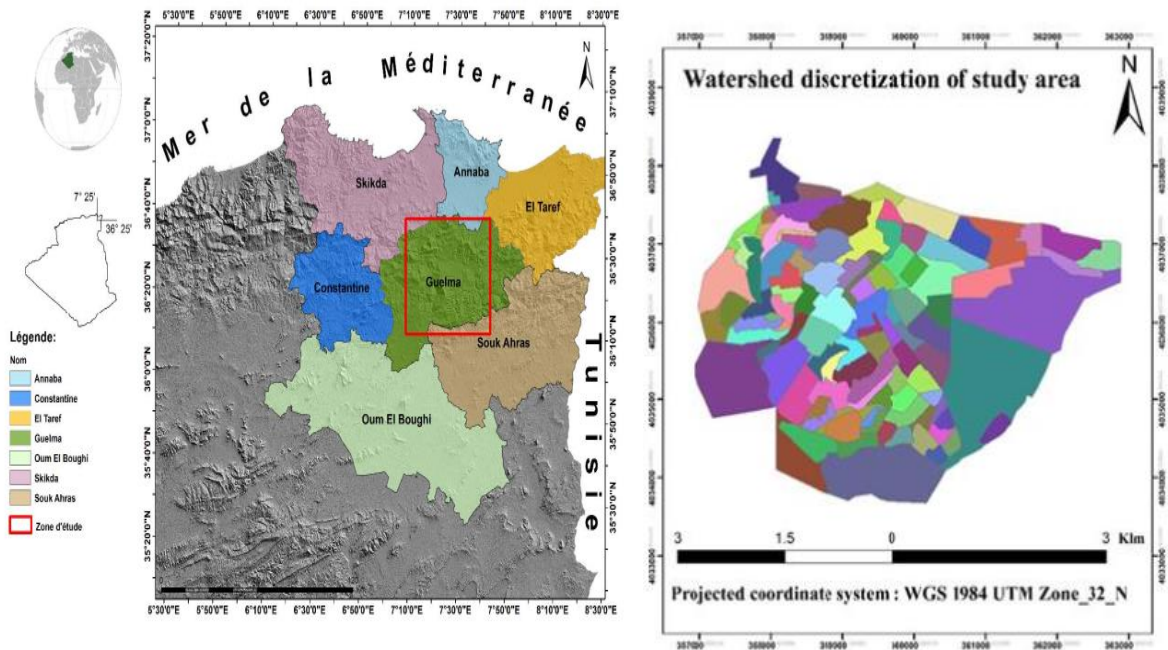


Figure 4.1. 1: Carte de localisation de la zone d'étude Bassin versant de Guelma (les polygones colorés représentent les sous-bassins versants). (D'après Abdelkebir Brahim, 2021)

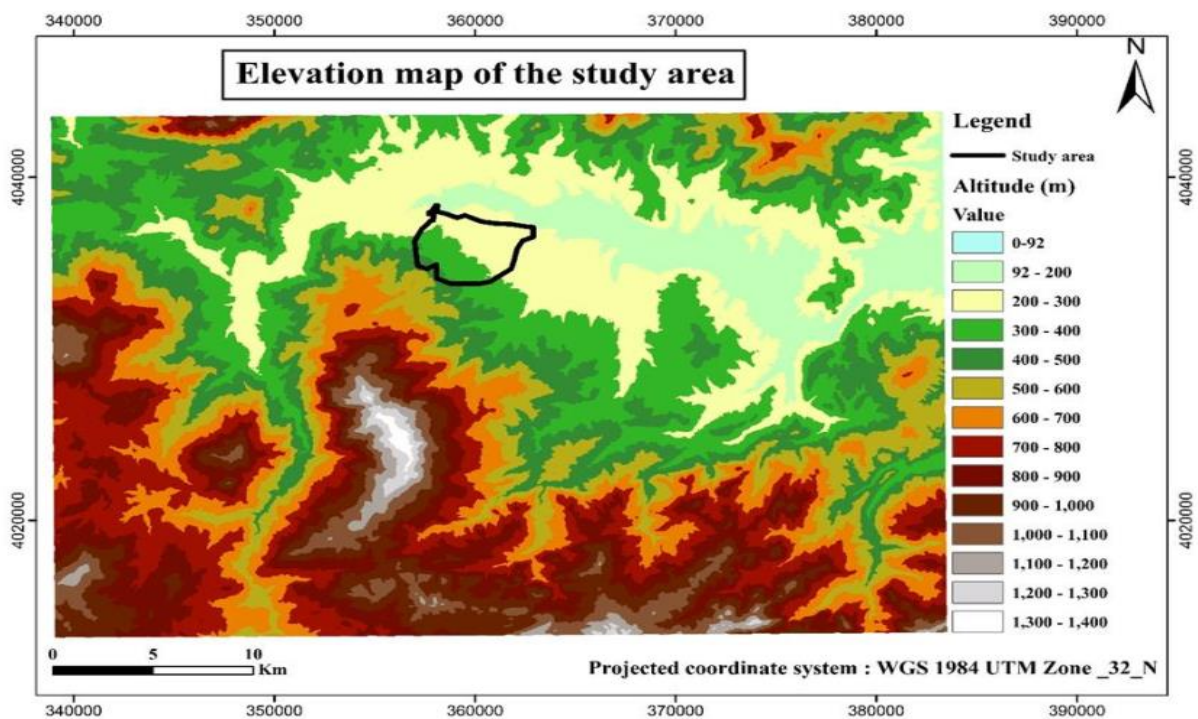


Figure 4.1.2: Carte d'élévation de la zone d'étude (d'après Abdelkebir Brahim, 2021)

4.1.2 Géomorphologie générale

L'orographie de la région d'étude (Bechiri, 2011) est formée en ligne générale des reliefs montagneux et collinaires constituant l'extrémité orientale de la chaîne des monts de Constantine et des contreforts occidentaux de la chaîne de la Medjerda. Ces deux contreforts sont traversés par des vallées profondes où courent les affluents droits et gauches de la Seybouse. Tous les cours d'eau ont un caractère torrentiel. Les altitudes les plus élevées que l'on rencontre dans la région de Guelma sont Djebel Mahouna (1411 m) et Ras El Alia (1317 m). Dans la partie Sud, les altitudes varient de 100 à 1400 m. C'est dans le cycle d'érosion que s'inscrit la région de Guelma qui présente toutes les caractéristiques morphologiques d'une région où les eaux ont été le principal agent modificateur. La plaine creusée par la Seybouse offre des pentes généralement peu accentuées, plus douces pour les versants exposés au Sud. Son fond est plat et présente une faible pente longitudinale et transversale. Elle est surmontée de terrasses qui s'élèvent à des altitudes diverses. Les reliefs qui surplombent immédiatement la plaine sont dans leur ensemble des pentes moyennes à sommets arrondis à l'exception des affleurements calcaires qui donnent lieu, étant donné leur plus grande résistance à l'érosion, à des pentes plus raides et escarpées.

4.1.3 Caractéristiques hydrogéologiques du bassin de Guelma

Le bassin de Guelma présente plusieurs ensembles lithologiques qui impliquent des zones hydrogéologiques différentes (Fig.4.1.3). Au sud, un matériel permettant une importante accumulation en eau souterraine mais fracturé par l'infiltration et défavorise la formation de nappes aquifères. Sur la rive gauche de la Seybouse, on rencontre des formations pour lesquelles l'infiltration se fait très difficilement.

Enfin, au niveau du centre, les alluvions quaternaires (poudingues, graviers, galets, limons...) à forte perméabilité reforment une nappe très importante.

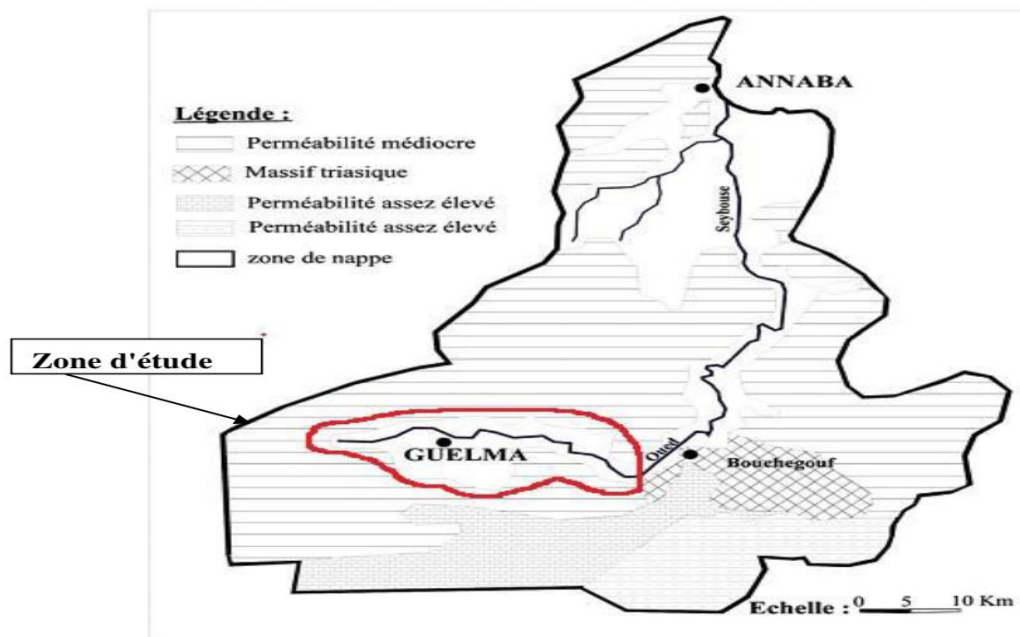


Figure 4.1 3: Les zones hydrogéologiques du bassin versant de la Seybouse à partir de Guelma (Hocine et Hamouda, 2016)

4.1.4 Caractéristiques morphométriques du bassin versant

La forme du bassin est un des paramètres de caractérisation qui permet de définir si le bassin possède ou non une tendance à concentrer ou à atténuer l'intensité de l'écoulement.

L'indice retenu par les hydrologues pour caractériser cette forme est l'indice de GRAVELIUS Kc , qui est le rapport entre le périmètre, P , du bassin versant et le périmètre d'un cercle, Pc , de même aire que celle du bassin, A

$$Kc = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (4.1)$$

Kc : Indice de compacité de Gravelius

P : périmètre du bassin versant en Km

A : surface du bassin versant en Km²

Plus sa valeur est proche de l'unité, plus le bassin est de forme arrondie et de forme allongée dans le cas contraire.

Un bassin allongé comparativement à un plus arrondie possède une probabilité plus petite qu'un événement pluvieux intense couvre simultanément toute son extension. Il faut également noter que la contribution des affluents touche le cours d'eau principal en différentes sections,

contrairement à celui de la forme arrondie, sur lequel l'écoulement provenant des différents affluents arrive à la ligne d'eau principale avec de plus petits décalages dans le temps et l'espace. Le bassin versant allongé s'éloigne de la condition limite du bassin versant circulaire où les crues sont plus intenses et rapides.

Dans notre étude de cas, le coefficient de compacité de Gravelius est de **2,1** ce qui reflète un bassin versant plutôt allongé

Le tableau 1 résume les paramètres les plus importants qui ont été calculés par l'analyse temporelle et spatiale du modèle numérique d'élévation.

Tableau 4.1. 1: Caractéristiques morphométriques du Bassin Versant (d'après Abdelkebir Brahim, 2021)

Paramètres	Code	Unité	Valeur
Surface	A	Km ²	17,259222
Périmètre	P	Km	31,190961
Indice de Gravelius	Kc	/	
Classification	/	/	Sous pression
Longueur du rectangle équivalente		Km	14,3787544
Largeur du rectangle équivalente	L	Km	1,2
Indice de pente de Roche	Ip	%	17,17
Indice de pente global	Ig	%	6,05
Altitude moyenne	Hmoy	m	198
Altitude maximum	Hmax	m	486
Altitude minimum	Hmin	m	184
Coefficient de torrentialité	Ct	/	799.05

4.1.5 Les caractéristiques climatiques

Les **facteurs climatiques** sont des facteurs écologiques liés aux circonstances atmosphériques et météorologiques et ont un impact permanent sur la vie sociale et économique d'une région.

Le bassin versant de Guelma est dominé par un climat sub-humide.

4.1.5.1 Précipitations

Précipitations moyennes annuelles : La carte pluviométrique de l'Agence Nationale de ressources Hydraulique (A.N.R.H) montre une distribution globale décroissante des précipitations du Nord au Sud, et d'Ouest en Est.

En effet, dans la région de Guelma les précipitations varient entre 28,07 et 77,40 mm.

Le tableau suivant mentionne les variations annuelles de précipitations des stations de Guelma pendant une période (1990-2012) :

Tableau 4.1. 2 : Précipitations moyenne annuel en mm (A.N.R.H)

Années	Précipitation (mm)
1990	44.17
1991	47.73
1992	73.13
1993	40.50
1994	39.18
1995	50.29
1996	54.35
1997	46.33
1998	52.12
1999	43.08
2000	35.64
2001	33.97
2002	43.64
2003	77.40
2004	64.83
2005	44.35
2006	40.34
2007	57.67
2008	31.38
2009	60.78
2010	54.48
2011	37.63
2012	28.07

4.1.5.2 Température

Le changement de phase de l'eau dépend essentiellement de la température

La température a un grand effet sur le bilan hydrique car elle conditionne l'évaporation et évapotranspiration réelle. Les données traitées concernent la seule station de Guelma d'une durée de 23 ans.

Tableau 4.1. 3 : Températures moyenne mensuelles (A.N.R.H)

Années	Température (C°)
1990	25.7
1991	24.1
1992	24.2
1993	24.1
1994	25.8
1995	24.2
1996	23.1
1997	23.4
1998	23.3
1999	24.1
2000	24
2001	24.4
2002	23
2003	21.5
2004	25.5
2005	24.7
2006	24.6
2007	22.3
2008	22.9
2009	22.7
2010	23.4
2011	24.3
2012	24

4.1.6 Réseau de drainage

Le bassin versant de Guelma a une superficie de 1726 ha, il draine 03 sous-bassins majeurs « Sous-bassin versant de Wadi Skhoun, le sous-bassin de Maiz Wadi et le sous-bassin de Constantine Road. Le réseau de drainage est de type unitaire à écoulement gravitaire et répression. Il se compose de tuyaux dont le diamètre varie de 200 mm à 2000 mm et d'une longueur d'environ 185 km, une galerie romaine en pierre sur 2,0 km et une rivière Skhoun canalisée sur 3,2 km longue.

Tableau 4.1. 4: Paramètres du réseau de drainage (Abdelkebir Brahim, 2021)

Paramètres	Valeurs
linéaire du réseau de drainage	185 Km
Nombre de regards	4890
Nombre de déversoirs d'orage	4
Rejets directs dans la nature	9
Nombre de stations de relevage	2
Station de traitement des eaux usées	1
Coefficient moyen d'imperméabilisation	75%

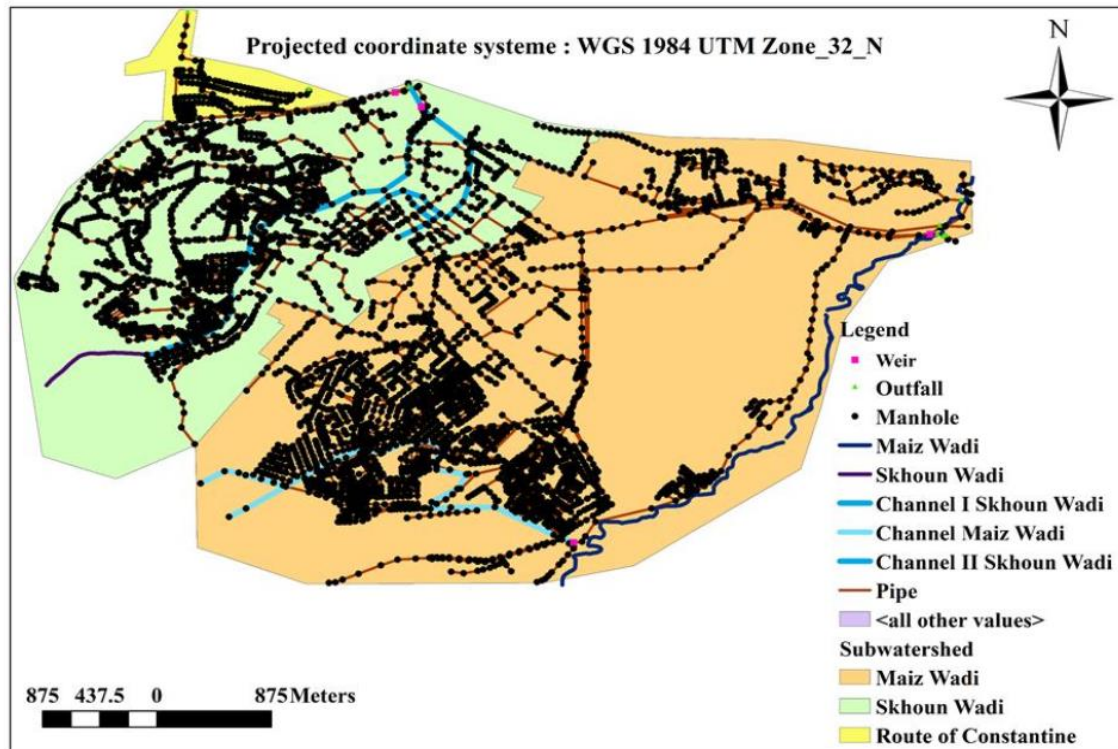


Figure 4.1.4: le réseau de drainage du bassin versant de Guelma (d'après Abdelkebir Brahim, 2021)

4.1.7 Occupation du sol du bassin d'étude

Tableau 4.1.5 : Occupation du sol du bassin d'étude (d'après Abdelkebir Brahim, 2021)

Occupation du sol	Surface	
	Km ²	%
Bâtiment	6,558	38
Espace vert	3,279	19
Route	3,107	18
Culture	4,315	25

Chapitre 4.2

Établissement des courbes IDF

Chapitre 4. 2 : Établissement des courbes IDF

Introduction

Les courbes IDF sont des courbes donnant la probabilité de diverses intensités de pluie de courte durée pour diverse durées en lieu donné. Il s'agit souvent d'une famille de courbes, dont chacune représente une certaine fréquence d'occurrence ou une certaine période de retour exprime en années.

Les courbes IDF sont des courbes illustrant graphiquement et de manière synthétique le régime pluviométrique en un point donné en établissant les relations entre les intensités, les durées et les fréquences des pluies. Elles sont utilisées en particulier pour estimer des ruissellements pour un type de pluie donné, et pour dimensionner des ouvrages.

L'idée sommaire pour la construction des courbes IDF a été présentée dans le chapitre3. Comme il a été précité, généralement les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse fréquentielle des précipitations enregistrées à une station au cours d'une longue période. Elles sont estimées en utilisant les maxima annuels de la série ou les valeurs excédant un seuil suffisamment haut pour les différentes durées étudiées séparément. Une loi de distribution statistique théorique est ajustée à la loi de distribution empirique déduite de la série d'observations. La procédure repose sur 3 étapes. Pour chaque durée de référence on détermine :

- la série des valeurs de la variable à analyser,
- le modèle fréquentiel (loi GEV, ...) le plus approprié pour modéliser les valeurs obtenues,
- les paramètres du modèle (estimés par maximum par vraisemblance, méthode des moments ou autres)

Les courbes IDF peuvent être décrites par des formules de calcul simples particulièrement la formule de Montana, que nous utiliserons ultérieurement. Elle est de la forme :

$$i = \frac{a}{D^b} \quad (4.2)$$

L'estimation des paramètres a et b de Montana est encore simplifiée en prenant le logarithme de cette formule de manière à obtenir une relation linéaire : $\ln(i(D)) = \ln(a) - b \ln(D)$. Pour

chaque temps de retour T , la droite de régression passant par les couples $(\ln(D), \ln(i_T(D)))$ permet d'estimer les paramètres de Montana.

4.2.1 Données disponibles

Les données utilisées dans le cadre de ce travail sont regroupées dans le graphique suivant (Figure 4.2.1). Il s'agit des de pluie de durée 24 heures.

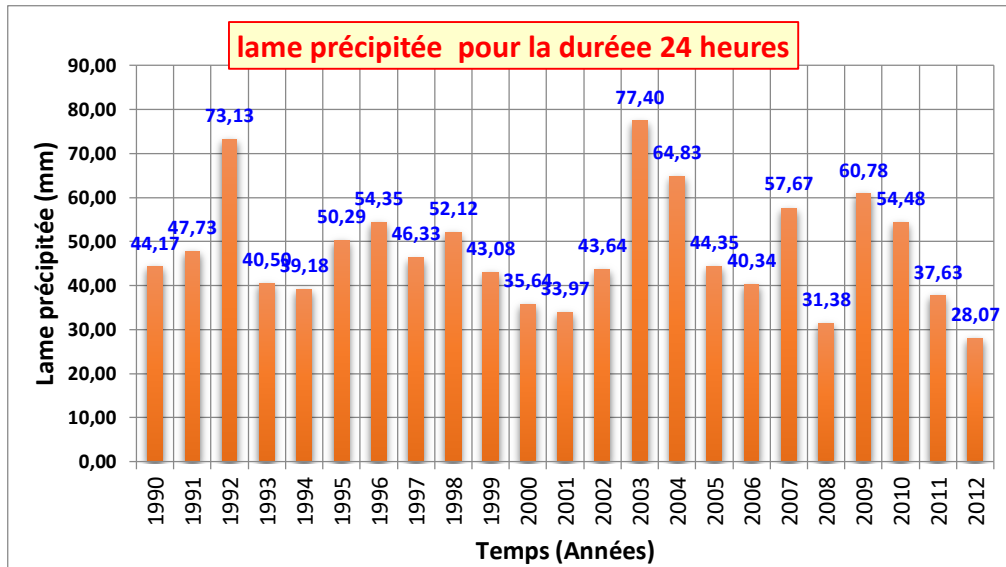


Figure 4.2.1: Pluies annuelles maximales de 24 heures

Nous disposons ainsi d'une série de données pluviométriques qui s'étend de 1990 à 2012.

Les données de la figure précédente ont été utilisées pour l'obtention des pluies de courtes durées. Il s'agit des pluies ayant respectivement les durées : 1 heure, 3 heures, 6 heures et 12 heures.

La transformation a été réalisée moyennant l'équation (4.3). Les résultats de cette démarche sont présentés dans le tableau (4.1)

$$P_D = P_{24} \left(\frac{D}{1440} \right)^{0.25} \quad (4.3)$$

Où : P_D : [En mm Pour des durées $15 < D < 1440$ (D en min)]

Tableau 4.2. 1: Pluies pour différentes durées

<i>Hauteurs des Pluies</i>		<i>Durée</i>				
		<i>[h]</i>				
		<i>1</i>	<i>3</i>	<i>6</i>	<i>12</i>	<i>24</i>
<i>maximales [mm]</i>						
<i>Année</i>	1990	19,95	26,26	31,23	37,14	44,17
	1991	21,56	28,38	33,75	40,13	47,73
	1992	33,04	43,49	51,71	61,50	73,13
	1993	18,30	24,08	28,64	34,06	40,50
	1994	17,70	23,30	27,71	32,95	39,18
	1995	22,72	29,90	35,56	42,29	50,29
	1996	24,56	32,32	38,43	45,70	54,35
	1997	20,93	27,55	32,76	38,96	46,33
	1998	23,55	30,99	36,85	43,82	52,12
	1999	19,47	25,62	30,46	36,23	43,08
	2000	16,10	21,19	25,20	29,97	35,64
	2001	15,35	20,20	24,02	28,56	33,97
	2002	19,72	25,95	30,86	36,70	43,64
	2003	34,97	46,02	54,73	65,09	77,40
	2004	29,29	38,55	45,84	54,52	64,83
	2005	20,04	26,37	31,36	37,29	44,35
	2006	18,23	23,99	28,53	33,92	40,34
	2007	26,05	34,29	40,78	48,49	57,67
	2008	14,18	18,66	22,19	26,38	31,38
2009	27,46	36,14	42,97	51,11	60,78	
2010	24,61	32,39	38,52	45,81	54,48	
2011	17,00	22,38	26,61	31,65	37,63	
2012	12,68	16,69	19,85	23,60	28,07	

4.2.2 Traitement statistique des données

Après avoir analysé et critiqué les données recueillies, il est indispensable de vérifier leur homogénéité.

4.2.2.1 Test d'homogénéité

Les échantillons sont dits homogènes, s'ils sont caractérisés par une même loi de probabilité et par les mêmes paramètres, les données recueillies sont alors considérées comme extraites d'une même population (Lamas, 1993).

Il existe plusieurs tests pour vérifier l'homogénéité des séries de données, nous avons utilisé dans ce cas celui de WILCOXON.

La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé ci-dessous :

- On divise la série complète en deux sous séries : x et y, tel que :

N_1 et N_2 : représentent respectivement les tailles de ces deux sous-séries en considérant généralement $N_2 > N_1$.

On constitue par la suite, la série x unions, après-y avoir classé la série de pluie

D'origine par ordre décroissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quelle sous-série appartient-elle.

D'après Wilcoxon, la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée. Avec :

$$W_{min} < WX < W_{max}$$

W_X : Somme des rangs de l'échantillon x ;

$$W_{min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1) - N_1 - 1}{2} \right) - Z_{1-\frac{\alpha}{2}} * \left(\frac{N_1 * N_2 * (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0,5} \right] \quad (4.4)$$

$$W_{max} = [(N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{min}] \quad (4.5)$$

$Z_{1-\frac{\alpha}{2}}$ est la valeur de la variable centrée réduite de la loi normale correspondant à $(1 - \frac{\alpha}{2})$ (α seuil de confiance de 95%.) $Z_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1,96$.

Etant donné que les séries de courte durée sont obtenues par transformation il suffit de tester la série mère, à savoir celle de 24 heures.

Les résultats de ce test, appliqué sur les données de la série 24 heures sont présentés dans le tableau (4.2.2)

Tableau 4.2. 2: Réalisation du test d'homogénéité de WILCOXON

pluie de durée 24 heures		
date début précipitation	lame précipitée	rang
[an]	[mm]	[-]
1990	44,17	11
1991	47,73	14
1992	73,13	22
1993	40,50	8
1994	39,18	6
1995	50,29	15
1996	54,35	17
1997	46,33	13
1998	52,12	16
1999	43,08	9
2000	35,64	4
2001	33,97	3
2002	43,64	10
2003	77,40	23
2004	64,83	21
2005	44,35	12
2006	40,34	7
2007	57,67	19
2008	31,38	2
2009	60,78	20
2010	54,48	18
2011	37,63	5
2012	28,07	1
	nb valeurs échantillon A $n_A =$	11
	nb valeurs échantillon B $n_B =$	12
	moyenne estimée échantillon A =	132
	écart type estimée de l'échantillon A =	16,2
	seuil de confiance =	0,50
	variable normale centrée-réduite =	1,645
	$W_{\min} =$	105,3
	$W_{\max} =$	158,7
	somme des rangs échantillon A (statistique de Wilcoxon) $W_x =$	126

L'inégalité $W_{\min} < W_x < W_{\max}$ est vérifiée, et par voie de conséquence la série est homogène. Cette conclusion est valable pour les autres séries dérivées à partir de cette série pour de différentes durées.

4.2.3 Ajustement des pluies maximales

L'étude des pluies maximales est importante, puisqu'elle intervient dans l'estimation des débits de crue. En hydrologie fréquentielle, pluviométriques, l'efficacité de l'ajustement des séries est liée à la loi de probabilité choisie. Les lois utilisées en hydrologie statistiques sont en effet nombreuses et notoires telles que :

- ➔ La loi normale (de Gauss) ;
- ➔ La loi exponentielle ;
- ➔ Loi des extrêmes généralisée (GEV) ;
- ➔ Loi de Pareto généralisée (GP) ;
- ➔ Loi log- normale (Galton) ;
- ➔ Loi de Gumbel ;
- ➔ Loi de Halphen

Cependant il faut savoir choisir la loi qui modélise au mieux le phénomène étudié. En parcourant la littérature la loi de Gumbel semble être la plus utilisée pour l'étude des événements extrêmes. On essaie d'ajuster une loi de Gumbel. On trace alors les intensités moyennes maximales en fonction de $[-\ln(-\ln(F(x)))]$. Si le nuage de point est aligné, on peut dire que la loi de Gumbel est adaptée. L'analyse dans ce cas est visuelle. Il existe des tests qui permettent de vérifier l'adéquation de la loi et qui ne se basent pas sur le visuel. De plus, pour le dimensionnement de conduite, nous sommes intéressés par les fortes valeurs et celles-ci sont sous-estimées par la droite de régression. La fonction de répartition de la loi de Gumbel est donnée par l'expression suivante :

$$F_x(x) = \exp \left[- \exp \left(- \frac{x-u}{\alpha} \right) \right] \quad (4.6)$$

Cette loi de distribution possède 2 paramètres à estimer : un paramètre de localisation μ ainsi qu'un paramètre d'échelle. Ces deux paramètres peuvent être estimés au moyen de nombreux estimateurs. Citons, entre autres, les estimateurs des moments ou l'estimateur du maximum de vraisemblance. Nous avons opté pour des estimateurs robustes, les estimateurs des moments. Les moments de l'échantillon à savoir la moyenne et l'écart-type sont reliés aux deux paramètres de loi de Gumbel α et u par les relations suivantes :

- ➔ **La moyenne :**

$$\mu = u + 0.5772 \cdot \alpha \quad (4.7)$$

➔ **Écart-type:**

$$\sigma = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \cdot \alpha \quad (4.8)$$

Où u est la moyenne et σ est l'écart-type

$$h_{i,theo} = \alpha \cdot y_i + u \quad (4.9)$$

Avec :

$$y_i = -\ln \left(\ln \left(\frac{1}{F_x(x_i)} \right) \right) \quad (4.10)$$

$$h_{i,theo} = x_{i,theo} = \alpha \cdot y_i + u \quad (4.11)$$

Avec :

$$y_i = -\ln \left(\ln \left(\frac{1}{F_{emp}(x_i)} \right) \right) \quad (4.12)$$

Le temps de retour T d'un événement est défini comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition de l'événement. Soit :

$$F = \frac{T-1}{T} \quad (4.13)$$

T : temps de retour, en [an],

F : fréquence empirique de non-dépassement, adimensionnelle

Les hydrologues utilisent souvent la notion de période de retour. Celle-ci est étroitement liée à celle de probabilité au dépassement (ou au non-dépassement). Soit une variable aléatoire quelconque X qui prend ses valeurs avec le pas de temps annuel (par ex. débits moyens annuels, débits maximum annuels, totaux pluviométriques annuels,...etc.) et soit x une valeur quelconque choisie arbitrairement (ou simplement connue) , la période de retour de T années d' un évènement X est définie comme

$$T = \frac{1}{1-F(x)}, \text{ où } F(x) = \text{Prob}(X \leq x). \quad (4.14)$$

Ainsi donc on peut définir un débit annuel Q_T de période de retour T comme le débit dont la probabilité de dépassement au cours d'une année est de 1 chance sur T , soit $\text{Prob}(Q \geq Q_T) = 1 - F(Q_T) = \frac{1}{T}$. Et la $\text{Prob}(Q \leq Q_T) = F(Q_T) = 1 - \frac{1}{T}$.

Dans le cadre de ce travail, L'ajustement par la loi de GUMBEL sera effectué à l'aide d'EXCEL selon les étapes suivantes ;

- ✿ On range ensuite ces N valeurs dans un ordre décroissant ;
- ✿ On attribue aux N valeurs décroissantes les fréquences empiriques de dépassement F calculée. Plusieurs méthodes d'estimation de la fonction de répartition existent. Le principe commun à toutes ces formules d'estimation est le tri de la série par valeur croissantes et d'attribuer le rang à chaque valeur. Ces formules sont résumées dans la formule générale suivant (tableau 4.3):

$$F_{emp} = \frac{m - \theta}{N + 1 - 2\theta} \quad (4.15)$$

Avec

M : rang

θ : Coefficient compris entre 0 et 0,5

Tableau 4.2. 3 : distribution empiriques

Appellation	θ	Formule
Weibull	0	$\frac{m}{N + 1}$
Cunnane	0,4	$\frac{m - 0,4}{N + 0,2}$
Gringorton	0,44	$\frac{m - 0,44}{N + 12}$
Hazen	0,5	$\frac{m - 0,5}{N}$

Nous allons utiliser la distribution empirique de Hazen pour l'ajustement de la loi Gumbel.

- ✿ On l'ajuste la loi de probabilité, à savoir la loi de Gumbel, à ces séries de valeurs extrêmes. Cette dernière étape a un impact majeur sur la validité des estimations des occurrences des extrêmes.

- On trace les intensités de la série en fonction de la fréquence au non-dépassement ainsi calculée. Les intensités moyennes maximales sont tracées en fonction des fréquences au non-dépassement (on choisit toujours le type nuage de points pour visualiser la relation entre deux variables étudiées).

Réalisation de la procédure d'établissement des courbes IDF conformément aux étapes précitées.

Tableau 4.2. 4 : Détermination des paramètres de loi de Gumbel pour la pluie d' 1 heures

Rang	prob. cumulée de non-dépassement (Hazen)	variable réduite de Gumbel	lame précipitée	lame précipitée estimée	
11	0,457	0,24	19,95	20	
14	0,587	0,63	21,56	22	
22	0,935	2,70	33,04	31	
8	0,326	-0,11	18,30	19	
6	0,239	-0,36	17,70	17	
15	0,630	0,77	22,72	23	
17	0,717	1,10	24,56	24	
13	0,543	0,49	20,93	21	
16	0,674	0,93	23,55	23	
9	0,370	0,00	19,47	19	
4	0,152	-0,63	16,10	16	
3	0,109	-0,80	15,35	15	
10	0,413	0,12	19,72	20	
23	0,978	3,82	34,97	36	
21	0,891	2,16	29,29	29	
12	0,500	0,37	20,04	21	
7	0,283	-0,23	18,23	18	
19	0,804	1,52	26,05	26	
2	0,065	-1,00	14,18	15	
20	0,848	1,80	27,46	27	
18	0,761	1,30	24,61	25	
5	0,196	-0,49	17,00	17	
1	0,022	-1,34	12,68	13	
Méthode des Moments			moyenne =	21,6	[mm]
			variance =	32,8	[mm]
			paramètre u =	4	[mm]
			paramètre α =	19,1	[mm]

Tableau 4.2. 5 : Détermination des paramètres de loi de Gumbel pour la pluie de 3h

prob. cumulée de non-dépassement (Hazen)	variable réduite de Gumbel	lame précipitée	lame précipitée estimée
0,457	0,24	26,26	27
0,587	0,63	28,38	29
0,935	2,70	43,49	41
0,326	-0,11	24,08	24
0,239	-0,36	23,30	23
0,630	0,77	29,90	30
0,717	1,10	32,32	32
0,543	0,49	27,55	28
0,674	0,93	30,99	31
0,370	0,00	25,62	25
0,152	-0,63	21,19	21
0,109	-0,80	20,20	20
0,413	0,12	25,95	26
0,978	3,82	46,02	48
0,891	2,16	38,55	38
0,500	0,37	26,37	27
0,283	-0,23	23,99	24
0,804	1,52	34,29	34
0,065	-1,00	18,66	19
0,848	1,80	36,14	36
0,761	1,30	32,39	33
0,196	-0,49	22,38	22
0,022	-1,34	16,69	17
Méthode des Moments	moyenne =	28,5	[mm]
	variance =	56,9	[mm]
	paramètre u =	5,9	[mm]
	paramètre α =	25,1	[mm]

Tableau 4.2. 6 : Détermination des paramètres de loi de Gumbel pour la pluie de 6h

Rang	prob. cumulée de non-dépassement (Hazen)	variable réduite de Gumbel	lame précipitée	lame précipitée estimée
11	0,457	0,24	31,23	32
14	0,587	0,63	33,75	34
22	0,935	2,70	51,71	49
8	0,326	-0,11	28,64	29
6	0,239	-0,36	27,71	27
15	0,630	0,77	35,56	35
17	0,717	1,10	38,43	38
13	0,543	0,49	32,76	33
16	0,674	0,93	36,85	36
9	0,370	0,00	30,46	30
4	0,152	-0,63	25,20	25
3	0,109	-0,80	24,02	24
10	0,413	0,12	30,86	31
23	0,978	3,82	54,73	57
21	0,891	2,16	45,84	45
12	0,500	0,37	31,36	32
7	0,283	-0,23	28,53	28
19	0,804	1,52	40,78	40
2	0,065	-1,00	22,19	23
20	0,848	1,80	42,97	42
18	0,761	1,30	38,52	39
5	0,196	-0,49	26,61	26
1	0,022	-1,34	19,85	20
Méthode des Moments	moyenne =		33,9	[mm]
	variance =		80,4	[mm]
	paramètre u =		7,0	[mm]
	paramètre α =		29,8	[mm]

Tableau 4.2. 7 : Détermination des paramètres de loi de Gumbel pour la pluie de 12h

Rang	prob. cumulée de non-dépassement (Hazen)	variable réduite de Gumbel	lame précipitée	lame précipitée estimée
11	0,457	0,24	37,14	37
14	0,587	0,63	40,13	41
22	0,935	2,70	61,50	58
8	0,326	-0,11	34,06	35
6	0,239	-0,36	32,95	32
15	0,630	0,77	42,29	42
17	0,717	1,10	45,70	45
13	0,543	0,49	38,96	40
16	0,674	0,93	43,82	43
9	0,370	0,00	36,23	35
4	0,152	-0,63	29,97	30
3	0,109	-0,80	28,56	29
10	0,413	0,12	36,70	36
23	0,978	3,82	65,09	67
21	0,891	2,16	54,52	53
12	0,500	0,37	37,29	39
7	0,283	-0,23	33,92	34
19	0,804	1,52	48,49	48
2	0,065	-1,00	26,38	27
20	0,848	1,80	51,11	50
18	0,761	1,30	45,81	46
5	0,196	-0,49	31,65	31
1	0,022	-1,34	23,60	24
Méthode des Moments	moyenne =		40,3	[mm]
	variance =		113,7	[mm]
	paramètre u =		8,3	[mm]
	paramètre α =		35,5	[mm]

Tableau 4.2 8 : Détermination des paramètres de loi de Gumbel pour la pluie de 24h

Rang	prob. cumulée de non-dépassement (Hazen)	variable réduite de Gumbel	lame précipitée	lame précipitée estimée
11	0,457	0,24	44,17	45
14	0,587	0,63	47,73	48
22	0,935	2,70	73,13	69
8	0,326	-0,11	40,50	41
6	0,239	-0,36	39,18	39
15	0,630	0,77	50,29	50
17	0,717	1,10	54,35	53
13	0,543	0,49	46,33	47
16	0,674	0,93	52,12	51
9	0,370	0,00	43,08	42
4	0,152	-0,63	35,64	36
3	0,109	-0,80	33,97	34
10	0,413	0,12	43,64	43
23	0,978	3,82	77,40	80
21	0,891	2,16	64,83	64
12	0,500	0,37	44,35	46
7	0,283	-0,23	40,34	40
19	0,804	1,52	57,67	57
2	0,065	-1,00	31,38	32
20	0,848	1,80	60,78	60
18	0,761	1,30	54,48	55
5	0,196	-0,49	37,63	37
1	0,022	-1,34	28,07	29
Méthode des Moments		moyenne =	47,9	[mm]
		variance =	160,8	[mm]
		paramètre u =	9,9	[mm]
		paramètre α =	42,2	[mm]

4.2.3.1 Tests d'adéquation (d'ajustement)

Les techniques appropriées sont appelées des tests d'ajustement ou tests d'adéquation (fit tests en anglais) : étant donnée une loi de probabilité théorique, il s'agit de savoir, à partir d'un n-échantillon, c'est à dire de n observations indépendantes, d'une variable aléatoire X, si cette variable obéit bien à la loi spécifiée. Les tests les plus utilisés sont le test χ^2 et le texte de Kolmogorov Smirnov.

Le test de Kolmogorov a plusieurs avantages sur le test du chi 2 :

- Il ne perd pas d'information comme c'est le cas parfois lorsqu'on est obligé de regrouper des classes pour avoir des effectifs suffisants dans chacune d'entre elles.
- Lorsque le nombre d'observations est petit, le test du χ^2 ne peut pas s'appliquer du tout.

A l'aide du test **Kolmogorov-Smirnov** on cherche à vérifier s'il existe une concordance entre une distribution de notes « observées », et une distribution « théorique ». Si la distribution théorique est appelée $F_n(x)$, et si $F(x)$ est la distribution observée, le test calcule la plus grande des déviations. Si les différences sont faibles entre $F_n(x)$ et $F(x)$, on suppose que les variations sont aléatoires et l'hypothèse nulle est acceptée.

$$\text{Formule : } D = \text{maximum } | F_n(x) - F(x) |$$

La distribution D est comparée à une table (notons que la signification d'une valeur de D dépend de la taille N de l'échantillon (Voir tableau 4.2.9).

Tableau 4.2.9 : Valeur critique D tabulée par Kolmogorov-Smirnov.

Taille de l'échantillon	Niveau de signification				
	α				
N	0,20	0,15	0,10	0,05	0,01
1	0,900	0,925	0,950	0,975	0,995
2	0,684	0,726	0,776	0,842	0,929
3	0,565	0,597	0,642	0,708	0,829
4	0,494	0,525	0,564	0,624	0,734
5	0,446	0,474	0,510	0,563	0,669
6	0,410	0,436	0,470	0,521	0,618
7	0,381	0,405	0,438	0,486	0,577
8	0,358	0,381	0,411	0,457	0,543
9	0,339	0,360	0,388	0,432	0,514
10	0,322	0,342	0,369	0,409	0,489
11	0,307	0,326	0,352	0,391	0,468
12	0,295	0,313	0,338	0,375	0,449
13	0,284	0,302	0,325	0,361	0,432
14	0,274	0,292	0,314	0,349	0,418
15	0,266	0,283	0,304	0,338	0,404
16	0,258	0,274	0,295	0,327	0,392
17	0,250	0,266	0,286	0,318	0,381
18	0,244	0,259	0,279	0,309	0,371
19	0,237	0,252	0,271	0,301	0,361
20	0,231	0,246	0,265	0,294	0,352
25	0,210	0,220	0,238	0,264	0,317
30	0,190	0,200	0,218	0,242	0,290
35	0,180	0,190	0,202	0,224	0,269
40	0,170	0,180	0,189	0,210	0,252
> 40	$1.07/\sqrt{N}$	$1.14/\sqrt{N}$	$1.22/\sqrt{N}$	$1.36/\sqrt{N}$	$1.63/\sqrt{N}$

➤ **Application du Test de Kolmogorov-Smirnov**

Le Test de Kolmogorov-Smirnov est un test non paramétré, sa réalisation « sous Excel Microsoft Office » passe par les étapes suivantes

1ère étape : Ordonner la série (du plus petit au plus grand ou l'inverse)

2ème étape : A chaque valeur associer la probabilité fréquentielle $F_i = (N+1)/m$

Tableau 4. 2.10 : Détermination des paramètres du test Kolmogorov-Smirnov pour les hauteurs de pluies

Année	Hauteurs des pluies maximales (mm)				
	1H	3H	6H	12H	24H
1990	20,0	26,3	31,2	37,1	44,17
1991	21,6	28,4	33,7	40,1	47,73
1992	33,0	43,5	51,7	61,5	73,13
1993	18,3	24,1	28,6	34,1	40,50
1994	17,7	23,3	27,7	32,9	39,18
1995	22,7	29,9	35,6	42,3	50,29
1996	24,6	32,3	38,4	45,7	54,35
1997	20,9	27,5	32,8	39,0	46,33
1998	23,5	31,0	36,9	43,8	52,12
1999	19,5	25,6	30,5	36,2	43,08
2000	16,1	21,2	25,2	30,0	35,64
2001	15,3	20,2	24,0	28,6	33,97
2002	19,7	25,9	30,9	36,7	43,64
2003	35,0	46,0	54,7	65,1	77,40
2004	29,3	38,6	45,8	54,5	64,83
2005	20,0	26,4	31,4	37,3	44,35
2006	18,2	24,0	28,5	33,9	40,34
2007	26,1	34,3	40,8	48,5	57,67
2008	14,2	18,7	22,2	26,4	31,38
2009	27,5	36,1	43,0	51,1	60,78
2010	24,6	32,4	38,5	45,8	54,48
2011	17,0	22,4	26,6	31,6	37,63
2012	12,7	16,7	19,8	23,6	28,07
N	23,0	23,0	23,0	23,0	23,0
Moyenne	21,6	28,5	33,9	40,3	47,9
Ecart-type	5,73	7,54	8,97	10,66	12,68

Tableau 4. 2. 11 : Détermination des paramètres de test Kolmogorov-Smirnov pour les intensités de pluies

Année	Intensité max (mm/h)				
	1H	3H	6H	12H	24H
1990	20,0	8,8	5,2	3,1	1,8
1991	21,6	9,5	5,6	3,3	2,0
1992	33,0	14,5	8,6	5,1	3,0
1993	18,3	8,0	4,8	2,8	1,7
1994	17,7	7,8	4,6	2,7	1,6
1995	22,7	10,0	5,9	3,5	2,1
1996	24,6	10,8	6,4	3,8	2,3
1997	20,9	9,2	5,5	3,2	1,9
1998	23,5	10,3	6,1	3,7	2,2
1999	19,5	8,5	5,1	3,0	1,8
2000	16,1	7,1	4,2	2,5	1,5
2001	15,3	6,7	4,0	2,4	1,4
2002	19,7	8,6	5,1	3,1	1,8
2003	35,0	15,3	9,1	5,4	3,2
2004	29,3	12,9	7,6	4,5	2,7
2005	20,0	8,8	5,2	3,1	1,8
2006	18,2	8,0	4,8	2,8	1,7
2007	26,1	11,4	6,8	4,0	2,4
2008	14,2	6,2	3,7	2,2	1,3
2009	27,5	12,0	7,2	4,3	2,5
2010	24,6	10,8	6,4	3,8	2,3
2011	17,0	7,5	4,4	2,6	1,6
2012	12,7	5,6	3,3	2,0	1,2
N	23,0	23,0	23,0	23,0	23,0
Moyenne	21,6	9,5	5,6	3,4	2,0
Ecart-type	5,73	2,51	1,49	0,89	0,53

3ème étape : On calcul les probabilités théoriques (probabilités au nom dépassement). Dans l'icône fonction, on choisit la fonction de répartition de la loi de probabilité utilisée

Tableau 4.2 .12: Ajustement des probabilités théoriques par test Smirnov-Kolmogorov

Test AJUSTE SMIRNOV - KOLMOGOROV ($P_{\text{Théorique}}$)				
1H	3H	6H	12H	24H
0,028	0,028	0,028	0,028	0,028
0,043	0,043	0,043	0,043	0,043
0,096	0,096	0,096	0,096	0,096
0,142	0,142	0,142	0,142	0,142
0,189	0,189	0,189	0,189	0,189
0,251	0,251	0,251	0,251	0,251
0,253	0,253	0,253	0,253	0,253
0,306	0,306	0,306	0,306	0,306
0,356	0,356	0,356	0,356	0,356
0,435	0,435	0,435	0,435	0,435
0,481	0,481	0,481	0,481	0,481
0,552	0,552	0,552	0,552	0,552
0,558	0,558	0,558	0,558	0,558
0,577	0,577	0,577	0,577	0,577
0,598	0,598	0,598	0,598	0,598
0,694	0,694	0,694	0,694	0,694
0,699	0,699	0,699	0,699	0,699
0,741	0,741	0,741	0,741	0,741
0,794	0,794	0,794	0,794	0,794
0,855	0,855	0,855	0,855	0,855
0,899	0,899	0,899	0,899	0,899
0,949	0,949	0,949	0,949	0,949
0,984	0,984	0,984	0,984	0,984

4ème étape : On calcul l'erreur correspondante à chaque valeur de la variable étudiée.

5ème étape : On choisit un seuil de confiance (ou le risque d'erreur toléré). Exemple on choisit le seuil de confiance de 95%, c'est-à-dire il y-a un risque d'erreur de 5% de rejeter à tort la loi de probabilité ajustée à la série.

6ème étape : On compare l'erreur maximale à la valeur critique tabulée par Kolmogorov-Smirnov.

Tableau 4. 13 : Comparaison de l'erreur maximale à la valeur D tabulée par Kolmogorov-Smirnov

M	Test d'ajustement SMIRNOV - KOLMOGOROV			(D)				
	N=17	N=15	N=22	1H	3H	6H	12H	24H
1	0,056	0,063	0,042	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014
2	0,111	0,125	0,083	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040
3	0,167	0,188	0,125	0,029	0,029	0,029	0,029	0,029
4	0,222	0,250	0,167	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025
5	0,278	0,313	0,208	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020
6	0,333	0,375	0,250	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
7	0,389	0,438	0,292	0,038	0,038	0,038	0,038	0,038
8	0,444	0,500	0,333	0,027	0,027	0,027	0,027	0,027
9	0,500	0,563	0,375	0,019	0,019	0,019	0,019	0,019
10	0,556	0,625	0,417	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018
11	0,611	0,688	0,458	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023
12	0,667	0,750	0,500	0,052	0,052	0,052	0,052	0,052
13	0,722	0,813	0,542	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
14	0,778	0,875	0,583	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006
15	0,833	0,938	0,625	0,027	0,027	0,027	0,027	0,027
16	0,889		0,667	0,027	0,027	0,027	0,027	0,027
17	0,944		0,708	0,009	0,009	0,009	0,009	0,009
18			0,750	0,009	0,009	0,009	0,009	0,009
19			0,792	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002
20			0,833	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022
21			0,875	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024
22			0,917	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032
23			0,958	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
			Δ_{maximum}	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
			$\Delta_{\text{tolerable}}$	0,28		0,282		
				L'ajustement est accepté	L'ajustement est accepté	L'ajustement est accepté	L'ajustement est accepté	L'ajustement est accepté

La figure (4.2.2) illustre l'ajustement de la loi de Gumbel aux différents échantillons. Il en ressort que la loi de Gumbel s'ajuste bien, et que la majorité des points s'alignent sur la droite.

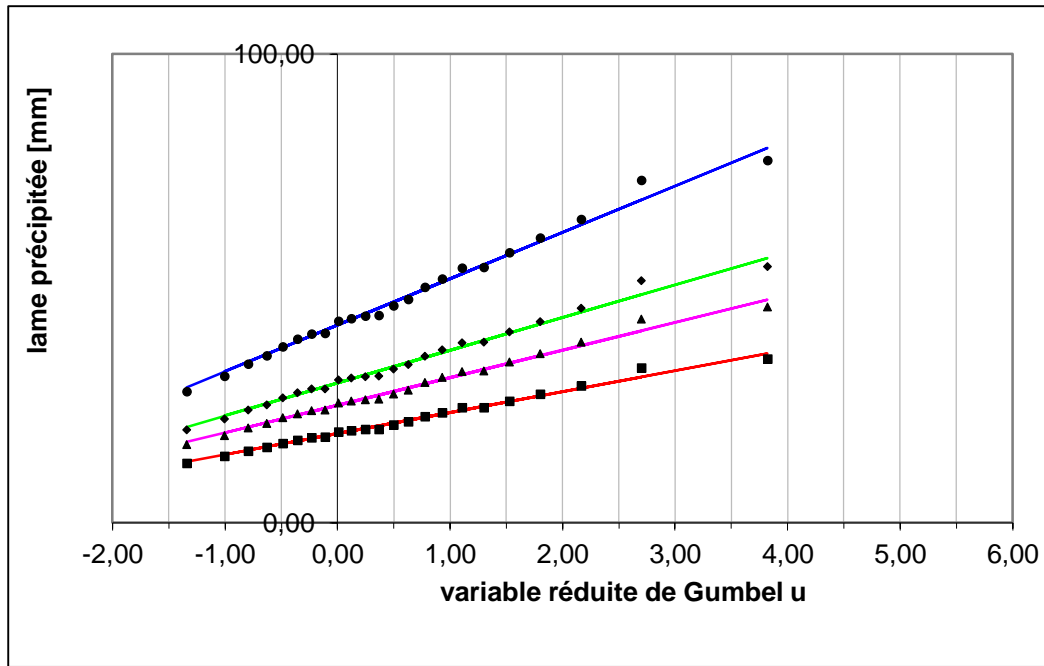


Figure 4.2. 2: Ajustement à la loi de GUMBEL des pluies journalières maximales

Tableau 4.2. 14 : Estimation des lames précipitées

Durée de la pluie [h]	Lame précipitée [mm]	Lame précipitée [mm]	Lame précipitée [mm]	Lame précipitée [mm]	Lame précipitée [mm]	Lame précipitée [mm]
1	21	26	29	32	36	40
3	27	34	38	43	48	52
6	32	40	46	51	57	62
12	39	48	54	60	68	74
24	46	57	64	72	81	88

4.2.4 Estimation des intensités pluviométriques en fonction de la période de retour

Intensité : c'est la hauteur de pluie tombée dans l'unité de temps, comme l'intensité d'une pluie n'est pas constante pendant toute sa durée, on peut ainsi définir l'intensité instantanées, l'intensité maximale et l'intensité moyenne.

$$i = \frac{\Delta P}{\Delta t} \tag{4.16}$$

Tableau 4.2. 15 : Estimation des intensités pluviométriques

Durée de la pluie	intensité moyenne T=2 ans	intensité moyenne T=5 [an]	intensité moyenne T=10 [an]	intensité moyenne T=20 [an]	intensité moyenne T=50 [an]	intensité moyenne T=100 [an]
[h]	[mm/h]	[mm/h]	[mm/h]	[mm/h]	[mm/h]	[mm/h]
1	2,1	2,6	2,9	3,2	3,6	4,0
3	0,9	1,1	1,3	1,4	1,6	1,7
6	0,5	0,7	0,8	0,8	1,0	1,0
12	0,3	0,4	0,5	0,5	0,6	0,6
24	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	0,4

4.2.5 Détermination des exposants climatiques

La modélisation mathématique des courbes IDF a permis de déterminer l'exposant climatique de chaque station ou zone d'étude, par la recherche d'un modèle régressif entre l'intensité moyenne maximale et la durée de l'intervalle de référence pour chacune des périodes de retour. Pour notre cas la modélisation a été faite par le modèle de Montana (équation exponentielle).

$$i = aD^{-b} \quad (4.17)$$

Avec :

i : intensité maximale de la pluie [mm/h],

t : durée de la pluie [minutes ou heures],

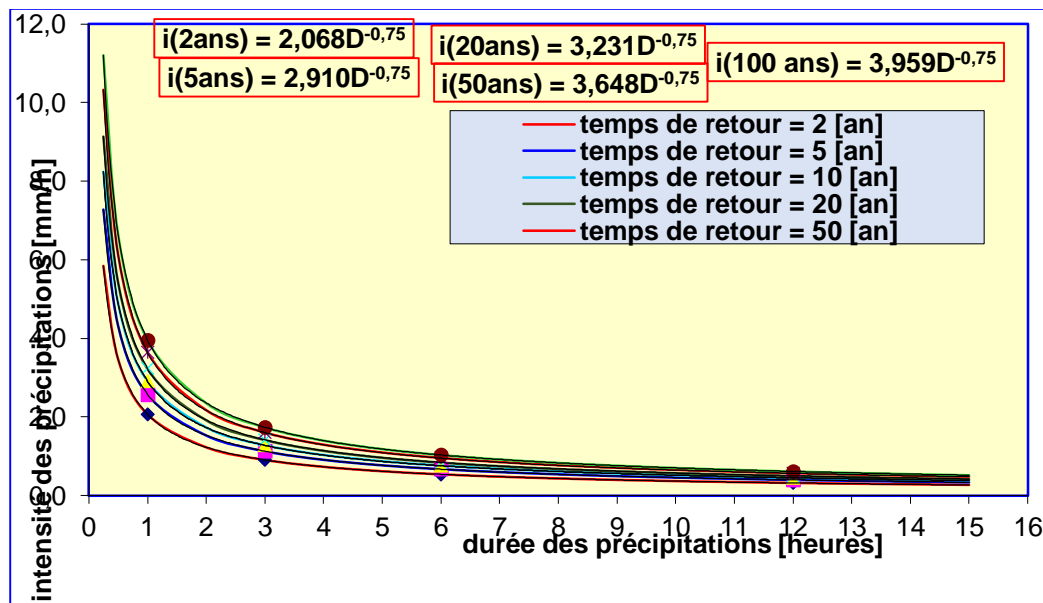
a, b : constantes locales.

Les résultats obtenus sont récapitulés sous forme de tableaux dans le chapitre suivant

Tableau 4.2. 16 : Détermination des paramètres de Montana pour les différentes périodes de retour

Ln (durée)	temps de retour					
	temps de retour = 2 [an]	temps de retour = 5 [an]	temps de retour = 10 [an]	temps de retour = 20 [an]	temps de retour = 50 [an]	temps de retour = 100 [an]
0,00	0,73	0,95	1,07	1,17	1,29	1,38
1,10	-0,10	0,12	0,24	0,35	0,47	0,55
1,79	-0,62	-0,40	-0,28	-0,17	-0,05	0,03
2,48	-1,14	-0,92	-0,80	-0,69	-0,57	-0,49
3,18	-1,66	-1,44	-1,32	-1,21	-1,09	-1,01
penste de la droite de régression (b) =	-0,75	-0,75	-0,75	-0,75	-0,75	-0,75
ordonnées de la droite de régression (ln(a))	0,73	0,95	1,07	1,17	1,29	1,38
paramètre b Montana=	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
paramètre a Montana=	2,07	2,58	2,91	3,23	3,65	3,96

Les courbes IDF établies sont illustrées par la figure suivante :

**Figure 4.2. 3**: courbes IDF établies

Chapitre 4.3

Construction de l'hydrogramme de ruissellement

Chapitre 4.3 : Construction de l' hydrogramme de ruissellement

Introduction

L'hydrogramme de ruissellement décrit la quantité de ruissellement émise par la zone contributive au cours du temps suite à un épisode pluvieux. La forme de l'hydrogramme de crue a une grande importance dans les simulations hydraulique, la reconstitution de se dernier repose sur la définition du temps de concentration et du débit de pointe. Il existe plusieurs formes d'hydrogramme crues qui diffèrent des uns aux autres en termes d'existence de données hydrologiques :

- Hydrogramme naturel : obtenu directement à partir des enregistrements de débits au niveau d'une rivière jaugée.
- Hydrogramme synthétique : obtenu en utilisant les paramètres de bassin versant et les caractéristiques des averses pour simuler un hydrogramme naturel.

L'Hydrogramme unitaire sans dimension SCS est basé sur un hydrogramme triangulaire simple. L'élaboration de l'hydrogramme de crue repose sur des rapports Q/Q_p et t/t_p . Ce hydrogramme normalisé représente le débit d'écoulement, U_t , comme une fraction du débit maximal, U_p , et, T_p , l'instant du pic. Ainsi, il suffit de connaître le temps de concentration pour remonter à T_p et U_p et d'obtenir l'hydrogramme unitaire désiré par simple multiplication de l'hydrographe unitaire normalisé. Ces différentes étapes (Figure 4.1) s'appuient sur plusieurs paramètres descriptifs de la surface contributive, dont sa géométrie (longueur et pente) et surtout le « Curve Number ».

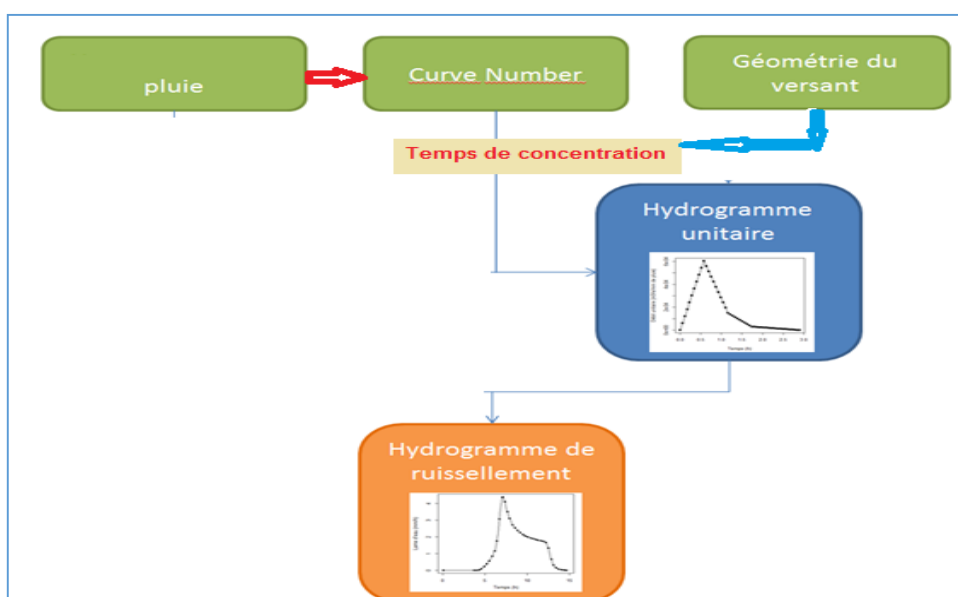


Figure 4.3. 1: Etapes nécessaires pour l'établissement de l'hydrogramme

4.3.1 Calcul de CN

La méthode du Soil Conservative Service Curve-Number (SCS, 1972) permet de représenter la relation pluie-débit à l'échelle du bassin versant. Le paramètre clé de cette fonction de production est le Curve Number, ou CN.

Le CN correspond au pouvoir ruisselant d'un couple « sol - occupation du sol ». Il est compris entre 0 et 100. Plus la valeur de CN est élevée plus le ruissellement de surface est important. L'attribution des valeurs de CN constitue le point clé de la mise en œuvre de la méthode.

La détermination du CN dépend du type et de l'occupation du sol. Le Soil Conservation Service a identifié quatre groupes hydrologiques des sols A, B, C et D sur la base de la texture, la capacité d'infiltration et le taux de transmission, partant du potentiel de ruissellement le plus faible vers le plus élevé. , Chaque numéro de courbe est associé à une utilisation du sol différente. Pour calculer le numéro de courbe, la classe de potentiel d'infiltration du sol, divisée en quatre groupes, a été associée à une utilisation du sol.

L'effet de l'occupation des sols sur l'hydrologie a été un important domaine de recherche au cours de la dernière décennie, particulièrement, sur la genèse du ruissellement. Pour un même groupe hydrologique, la susceptibilité d'un sol au ruissellement est également déterminée par le type de couverture, selon la nature et la densité de végétation.

L'application de la méthode hydrologique du SCS-CN nécessite le croisement spatial des bases de données décrivant les unités hydrologiques du sol (SCS, 1972) et l'occupation du sol (tableau 4.3.1).

Tableau 4.3. 1 : Valeurs de CN dans les tables : pour AMCII ((Conditions antécédentes d'humidité moyennes (II))

Occupation du sol			Classe de sol			
	Km ²	%	A	B	C	D
Bâtiment	6,558	38	77	85	90	92
Espace vert	3,279	19	67	78	85	89
Route	3,107	18	98	98	98	98
Culture	4,315	25	64	75	82	85

Le tableau ci-dessous fournit les différentes valeurs de Curve Number suggérées par l'USDA en fonction des éléments précédemment décrits.

Tableau 4.3. 2 : Valeurs de CN dans les tables : pour AMCII ((Conditions antécédentes d'humidité moyennes (II), Ia = 0,2S

Occupation du sol	Classes de sol			
	A	B	C	D
Sols cultivés bien entretenus	72	81	88	91
Sols cultivés mal entretenus	62	71	78	81
Pâturage dans de bonnes conditions	68	79	86	89
Pâturage dans de mauvaises conditions	39	61	74	80
Prés	30	58	71	78
Forêts à faible taux de couverture	30	58	71	78
Forêts à taux de couverture élevé	25	55	70	77
Place de jeux, parcs, golfs, cimetières :				
-plus de 75% de la surface est enherbée,	39	61	74	80
-50 à 75% de la surface est enherbée	49	69	79	84
Zones commerciales (85% de la surface imperméable)	89	92	94	95
Zones industrielles (72% de la surface imperméable)	81	88	91	92
Zones résidentielles :				
Taux de surface imperméable				
65%	77	85	90	91
38%	61	75	83	87
30%	57	72	81	86
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parkings, toit,	98	98	98	98
Routes et chemins :				
Revêtement bitumineux	98	98	98	98
Revêtement gravelé	76	85	89	91
Revêtement en mauvais état	71	82	87	89

À partir du tableau, il est également possible de déterminer le CN correspondant à une occupation des sols composite. Il sera simplement fait une moyenne pondérée des CN de chaque couvert, en fonction de la proportion de surface occupée par chacun d'entre eux, et ce en utilisant l'expression suivante :

$$\overline{CN} = \frac{\sum CN_i * A_i}{A_i} \quad (4.18)$$

A_i : superficie du bassin versant ou du sous bassin correspondant à un type et à une couverture du sol (forêt, agricole, urbain)

CN_i : Coefficient de ruissellement CN correspondant à A_i .

Les résultats obtenus pour la zone d'études sont regroupés dans le tableau (4.3.3)

Tableau 4.3. 3: Valeur pondéré de CN II

Occupation du sol			A		B		C		D	
	Km ²	%	CN	CN- pondérée	CN	CN- pondérée	CN	CN- pondérée	CN	CN- pondérée
Bâtiment	6,558	38	77	29,26	85	32,3	90	34,2	92	34,96
Espace vert	3,279	19	67	12,73	78	14,82	85	16,15	89	16,91
Route	3,107	18	98	17,64	98	17,64	98	17,64	98	17,64
Culture	4,315	25	64	16	75	18,75	82	20,5	85	21,25
Surface totale	17,26	100		75,63		83,51		88,49		90,76

Soulignons que les valeurs présentées au tableau ci-dessus sont valides pour des conditions antécédentes d'humidité moyennes (AMC II). Pour les extrapoler aux conditions I (sèches) et III (humides, saturées) on utilise les relations suivantes.

$$CN(I) = \frac{4,2 * CN(II)}{10 - 0,058 * CN(II)} \quad \text{Et} \quad CN(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 + 0,13 * CN(II)} \quad (4.19)$$

Les différentes valeurs de ce paramètre peuvent être traitées comme autant de scénarios à tester pour réaliser le dimensionnement dans différentes situations d'humidité des sols. Comme notre sol est composé de : 25% groupe A, 25% groupe B, 25% groupe C et 25 % groupe D, on obtient :

$$CN_{II} = 0,25A + 0,25B + 0,25C + 0,25D$$

$$CN_{II} = 0,25(75,63) + 0,25(83,51) + 0,25(88,49) + 0,25(90,96) = 85$$

Les résultats pour les différents états du sol sont illustrés par le tableau (4.3.4)

Tableau 4.3. 4: variation des valeurs de CN en fonction de l'état du sol

Conditions initiales	CN- Corrigé	CN-valeur finale
Sec	$CN_I = \frac{4.2 CN_{II}}{10 - 0.058 CN_{II}}$	70
Normal	CN_{II}	85
Humide	$CN_{III} = \frac{23 CN_{II}}{10 + 0.13 CN_{II}}$	93

4.3.2 Calcul du temps de concentration

Le temps de concentration d'un bassin versant est défini comme le temps mis par l'eau pour parcourir la distance entre le point le plus éloigné hydrauliquement de l'exutoire et ce dernier. Le temps de concentration correspond également au délai entre la fin de la pluie excédentaire (qui provoque du ruissellement) et le premier point d'inflexion de la phase de décroissance de débit de l'hydrogramme. La fin de la pluie excédentaire correspond à la fin de la pluie, car le ruissellement se prolonge généralement au-delà de cet instant. Le point d'inflexion représente le moment où tout le ruissellement de surface généré par la pluie a quitté le bassin versant par l'exutoire. Le débit résiduel est alors constitué par l'écoulement hypodermique, le drainage souterrain et les résurgences de nappe.

Lors de la conception d'aménagements hydrauliques, la durée de la pluie est présumée équivalente au temps de concentration. La pluie est également supposée avoir une intensité constante au cours du temps et une répartition uniforme sur l'ensemble du bassin versant. En réalité, la durée du temps de concentration d'un bassin versant n'est pas une valeur fixe : elle varie selon la durée et l'intensité de la pluie.

Le lien entre le temps de décalage (Lag time) et le temps de concentration n'est pas identique selon les définitions. Si le temps de décalage est le délai entre le centre de masse de la pluie excédentaire et le débit de pointe, $T_L = 0.6 * T_c$. Par contre, si le temps de décalage est le délai entre les centres de masse de la pluie excédentaire et de l'hydrogramme, $T_L = T_c / 1.417 = 0.7 * T_c$, car le centre de masse d'un hydrogramme survient généralement après son pic théoriquement, t_c est estimé comme la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Il existe dans la littérature technique plusieurs formules pour estimer le temps de concentration t_c . Dans le cadre de ce travail la formule **de Mockus**, qui tient compte du paramètre CN :

$$tc = \frac{(L^{0,8}((\frac{1000}{NC})-9)^{1,67})}{(2083*(100*P)^{0,5})} \quad (4.20)$$

Avec :

tc : temps de concentration (h)

L : la longueur maximale du chemin d'écoulement (m)

NC : Nombre de courbe (ruissellement)

P : Pente globale du bassin versant

Conformément au chapitre 3 et des notions précitées, on procédé à l'établissement des hydrogrammes les résultats obtenus pour une période de retour de 20 ans et pour les différents états du sol sont présentés ci-dessous

4.3.3 Résultats de la simulation pour le cas actuel

4.3.3.1 Etat du sol sec

Tableau 4.3. 5: Données nécessaires pour la construction de l'hydrogramme SCS pour un sol sec

Période de retour		20 Ans	
Temps de concentration (Mockus)	$Tc = (L^{0,8}((\frac{1000}{NC})-9)^{1,67}) / (2083*(100*P)^{0,5})$	51,49	h
Temps d'excès	$de = 2 (tc^{0.5})$	14,35	h
Temps de Pic	$tp = 1.1 * tc$	56,64	h
Temps de base	$tb = 2.67 * tp$	151,24	h
Valeur de CN	(Tableau : calcul de CN)	70	adimensionnel
Infiltration potentielle	$S = (25400/NC) - 254$	108,86	mm
Hauteur de pluie effective	$E = (P - 0.2S) / (P + 0.8S)$	20,77	mm
Débit de pointe	$Qp = (0.208 * ((E * A) / tp))$	0,37	m3/s
temps de retard (lag)	$tr = 0.6 * tc$	30,90	h

Tableau 4.3. 6 : Débit unitaire synthétique

Temps		Q(US)
Ini (tb)	0	0
Tp	56,64	0,37
Final (tb)	151,24	0

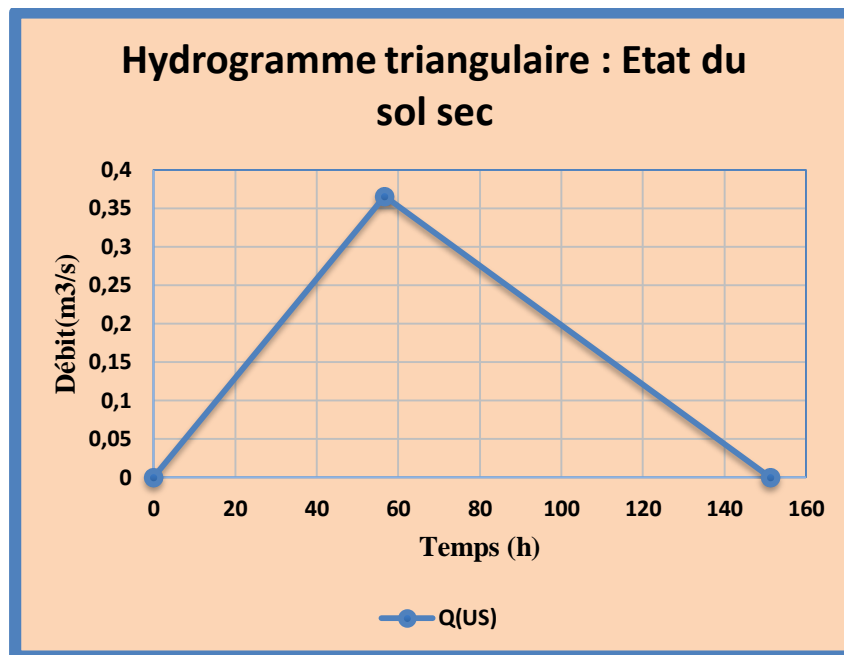


Figure 4.3. 2 : Hydrogramme triangulaire pour l'état du sol sec

Tableau 4.3. 7 : coordonnées de l'hydrogramme adimensionnel

Coordonnées de l'hydrogramme adimensionnel			
t/tp	Q/Qp	t	Q (A)
0	0	0,00	0,00
0,1	0,015	5,66	0,01
0,2	0,075	11,33	0,03
0,3	0,16	16,99	0,06
0,4	0,28	22,66	0,10
0,5	0,43	28,32	0,16
0,6	0,6	33,99	0,22

0,7	0,77	39,65	0,28
0,8	0,89	45,31	0,33
0,9	0,97	50,98	0,35
1	1	56,64	0,37
1,1	0,98	62,31	0,36
1,2	0,92	67,97	0,34
1,3	0,84	73,64	0,31
1,4	0,75	79,30	0,27
1,5	0,65	84,96	0,24
1,6	0,57	90,63	0,21
1,8	0,43	101,96	0,16
2	0,32	113,29	0,12
2,2	0,24	124,61	0,09
2,4	0,18	135,94	0,07
2,6	0,13	147,27	0,05
2,8	0,098	158,60	0,04
3	0,075	169,93	0,03
3,5	0,036	198,25	0,01
4	0,018	226,57	0,01
4,5	0,009	254,89	0,00
5	0,004	283,22	0,00

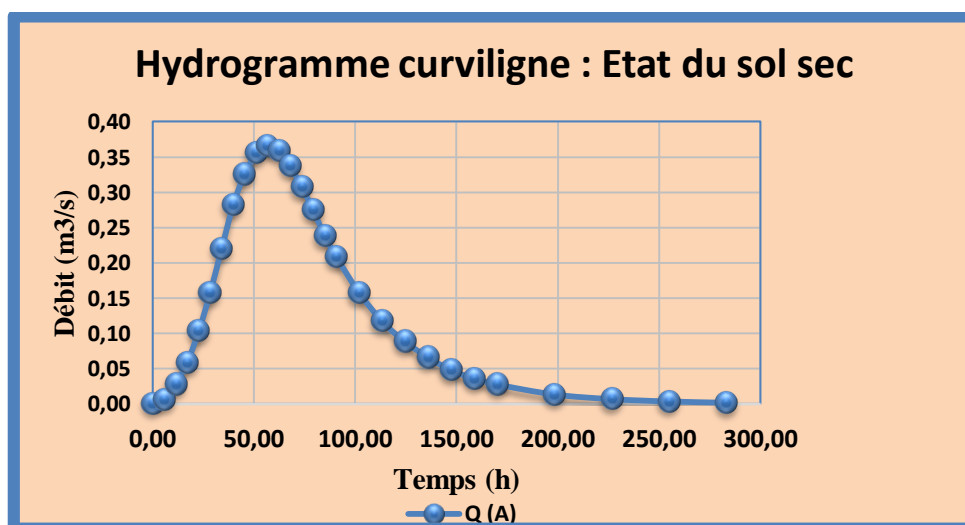


Figure 4.3. 3: Hydrogramme curviligne pour l'état du sol sec

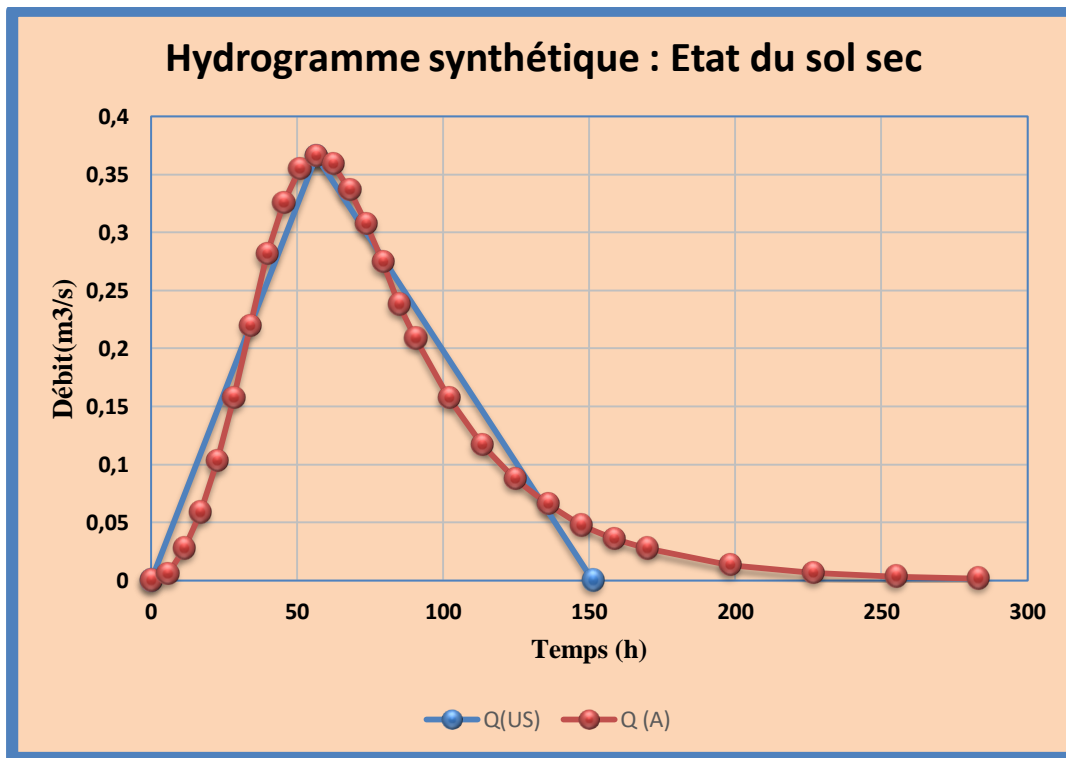


Figure 4.3. 4: Hydrogramme unitaire synthétique pour l'état du sol sec

4.3.3.2 Etat des deux autres conditions initiales du sol

En suivant la même procédure de calcul les hydrogrammes, pour les deux autres conditions initiales du sol, ont été simulés, les résultats sont illustrés par les figures suivantes :

Tableau 4.3. 8 : Résultats de la simulation pour le cas actuel

Etat du sol	Sec	Moyen	Humide
Valeur de CN	70	85	93
Temps de concentration (Mockus)	51,49	17,45	8,15
Temps d'excès	14,35	8,35	5,71
Temps de Pic	56,64	19,19	8,96
Temps de base	151,24	51,24	23,94
Infiltration potentielle	108,86	44,82	19,12
Hauteur de pluie effective	20,77	44,26	61,69
Débit de pointe	0,37	2,30	6,86
temps de retard (lag)	30,90	10,47	4,89

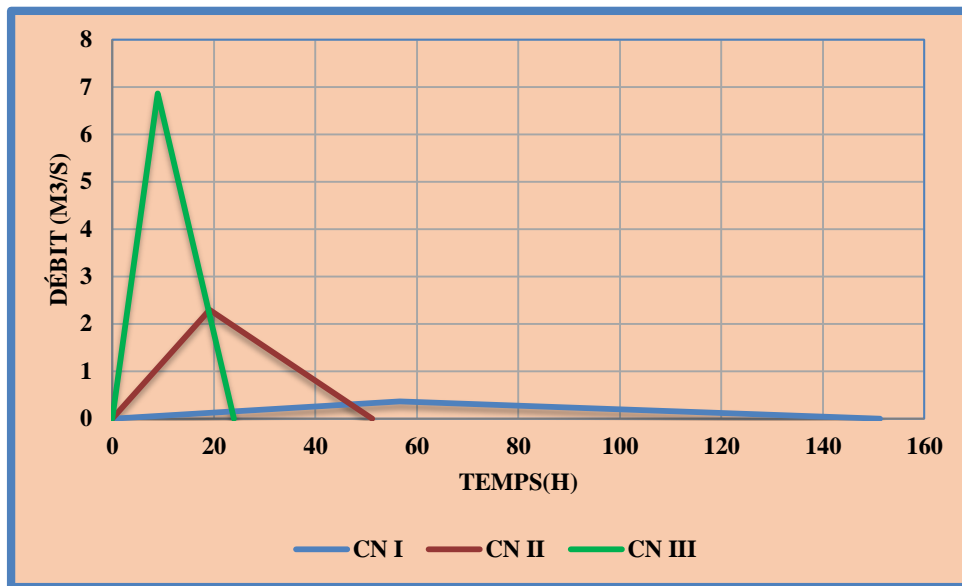


Figure 4.3. 5: Hydrogrammes triangulaires pour les différents états du sol

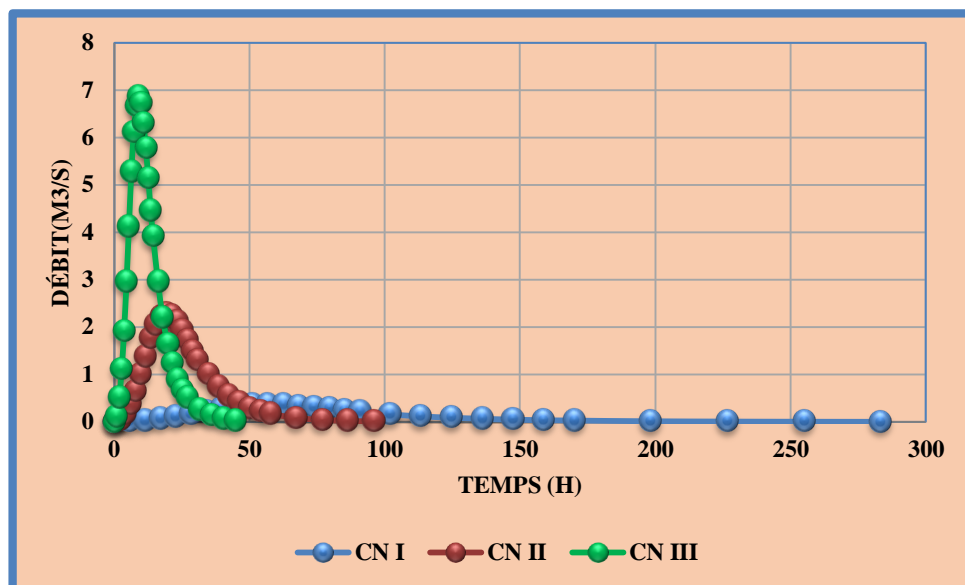


Figure 4.3. 6 : Hydrogrammes curvilignes pour les différents états du sol

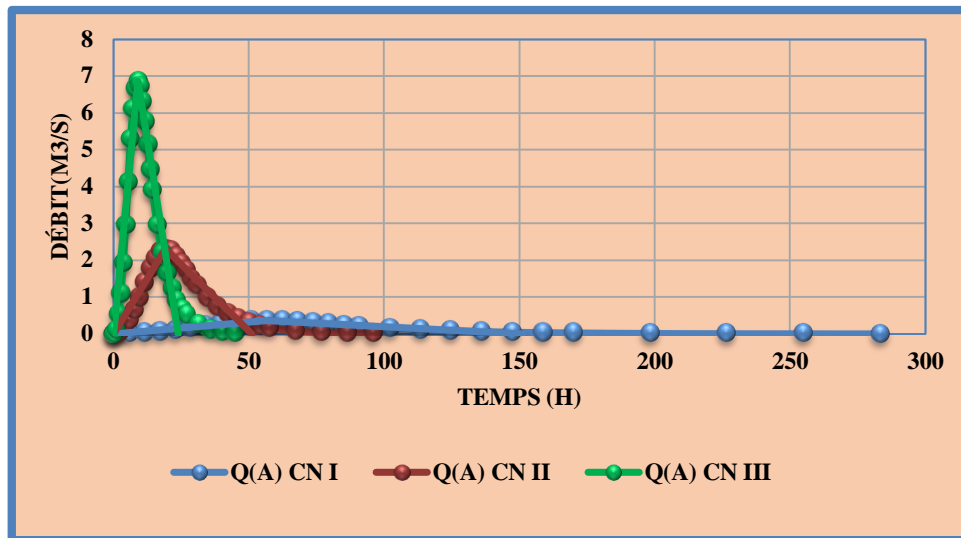


Figure 4.3. 7: Hydrogrammes synthétiques pour les différents états de sols

4.3.4 Résultats de la simulation pour un état hypothétique !

Cette situation hypothétique projetée consiste à l'augmentation de la surface bâties de 60% et celle des routes de 50%. Dans un premier temps le CN_{II} a été calculé. Le résultat est donné par le tableau (4.3.8)

Tableau 4.3. 9 : Valeur pondéré de CN_{II} pour le cas hypothétique

Occupation du sol			A		B		C		D	
	Km ²	%	CN	CN-pondérée	CN	CN-pondérée	CN	CN-pondérée	CN	CN-pondérée
Bâtiment	10,529	61	77	46,97	85	51,85	90	54,9	92	56,12
Espace vert	0,518	3	67	2,01	78	2,34	85	2,55	89	2,67
Route	5,178	30	98	29,4	98	29,4	98	29,4	98	29,4
Culture	1,036	6	64	3,84	75	4,5	82	4,92	85	5,1
Surface totale	17,259	100		82,22		88,09		91,77		93,29

$$CN_{II} = (0,25 \cdot 82,22) + (0,25 \cdot 88,09) + (0,25 \cdot 91,77) + (0,25 \cdot 93,29) = 89$$

Pour les états I et III, les résultats sont regroupés dans le tableau (4.3.10)

Tableau 4.3. 10: variation des valeurs de CN en fonction de l'état du sol

Conditions initiales	CN- Corrigé	CN-valeur finale
Sec	$CN_I = \frac{4.2 CN_{II}}{10 - 0.058 CN_{II}}$	77
Normal	CN_{II}	89
Humide	$CN_{III} = \frac{23 CN_{II}}{10 + 0.13 CN_{II}}$	95

En se basant sur ces résultats et de la procédure de simulation précitée ultérieurement les hydrogrammes synthétique ont été construit. Les résultats de la simulation sont illustrés par le tableau (4.3.11). Les hydrogrammes obtenus sont présentés par Les figures (4.3.8)

Tableau 4.3. 11 : Résultats de la simulation pour le cas hypothétique

Etat du sol	Sec	Moyen	Humide
Valeur de CN	77	89	95
Temps de concentration (Mockus))	32,16	12,24	6,47
Temps d'excès	11,34	7,00	5,09
Temps de Pic	35,37	13,46	7,12
Temps de base	94,44	35,95	19,00
Infiltration potentielle	75,87	31,39	13,37
Hauteur de pluie effective	30,46	52,46	66,74
Débit de pointe	0,86	3,89	9,35
temps de retard (lag)	19,29	7,34	3,88

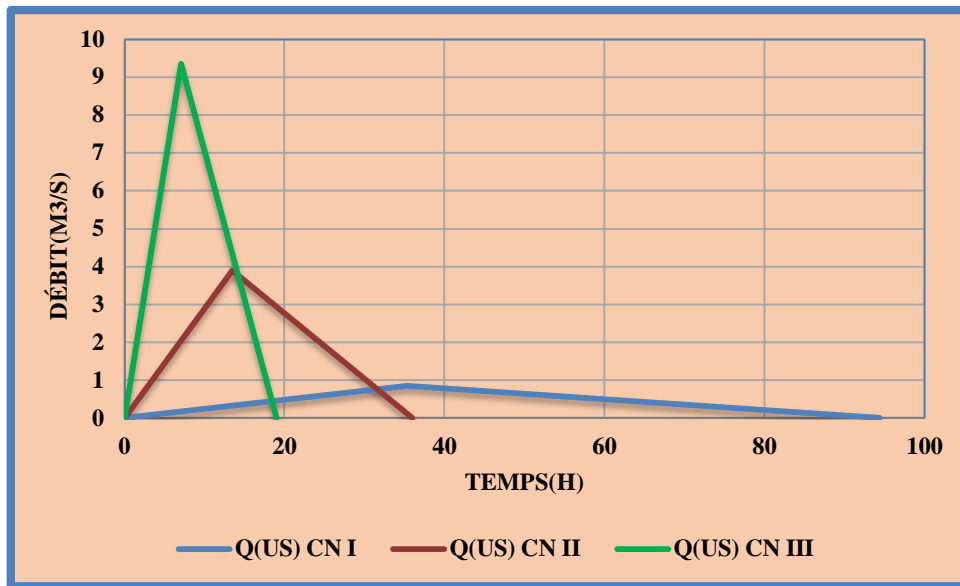


Figure 4.3. 8 : Hydrogrammes triangulaires pour les différents états du sol

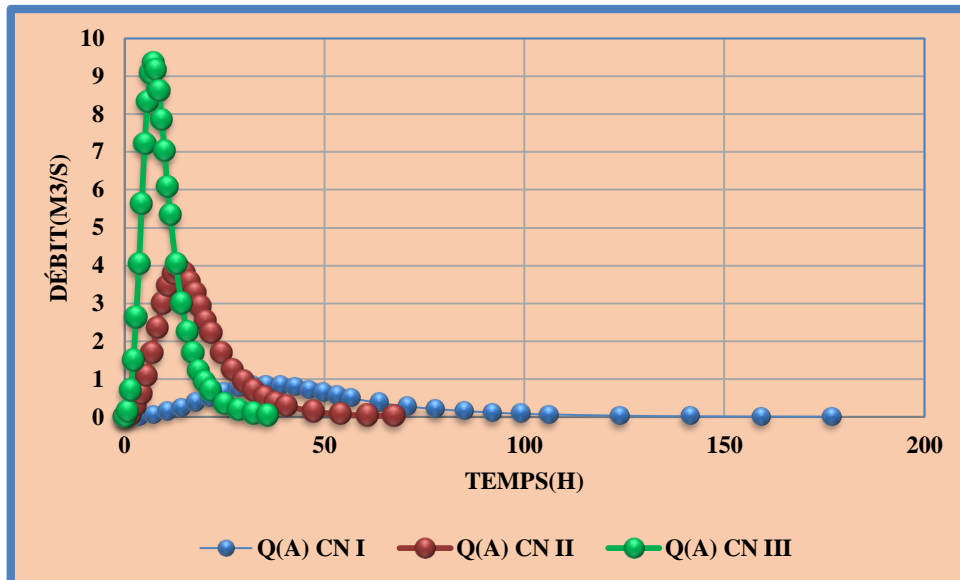


Figure 4.3. 9: Hydrogrammes curvilignes pour les différents états du sol

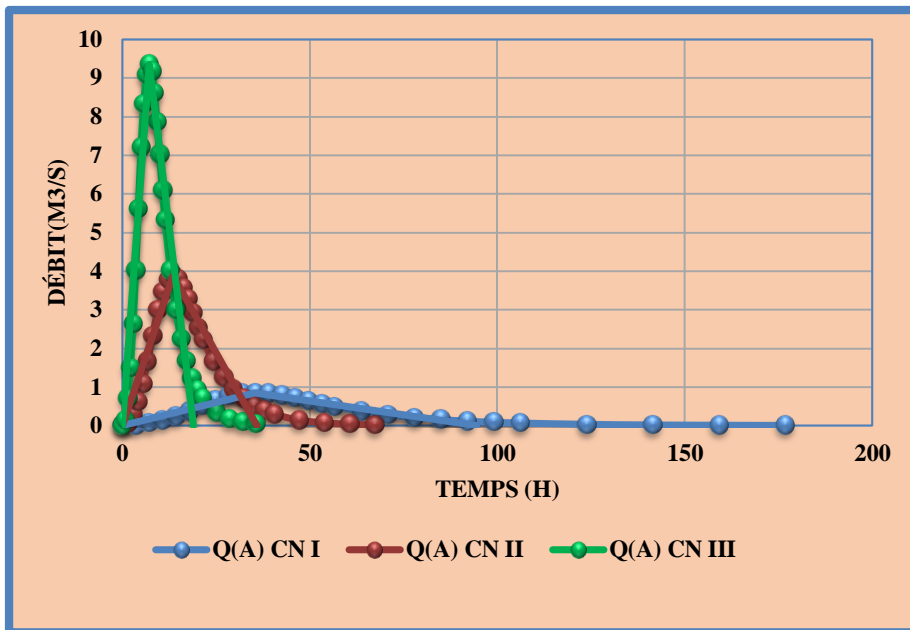


Figure 4.3. 10 : Hydrogrammes synthétiques unitaires pour les différents états du sol

Pour mettre en exergue l'effet de l'urbanisation, et ainsi l'imperméabilisation du sol, les résultats des simulations ont été regroupés dans un seul graphique, comme le montre les figures suivantes :

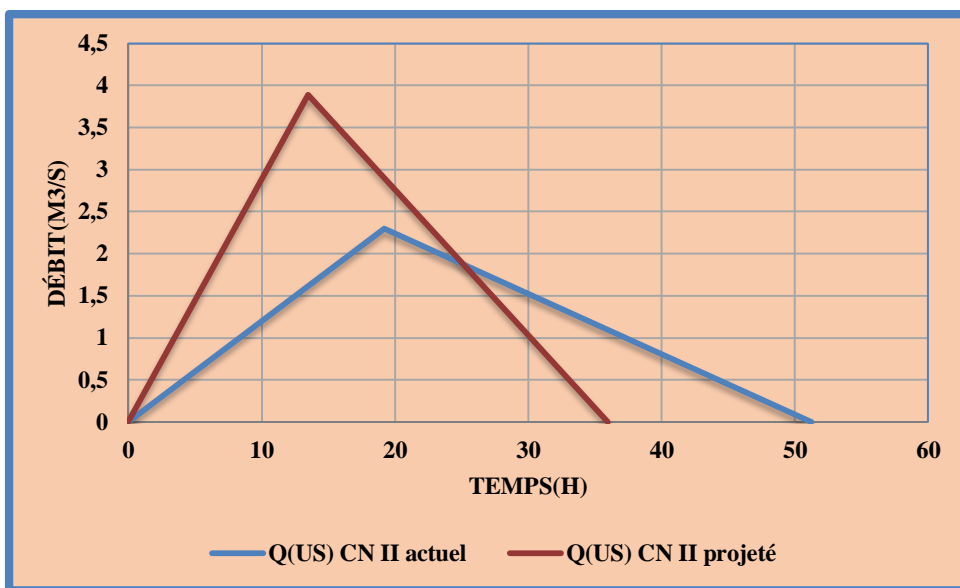


Figure 4.3. 11 : Effet du taux d'imperméabilisation sur le ruissellement

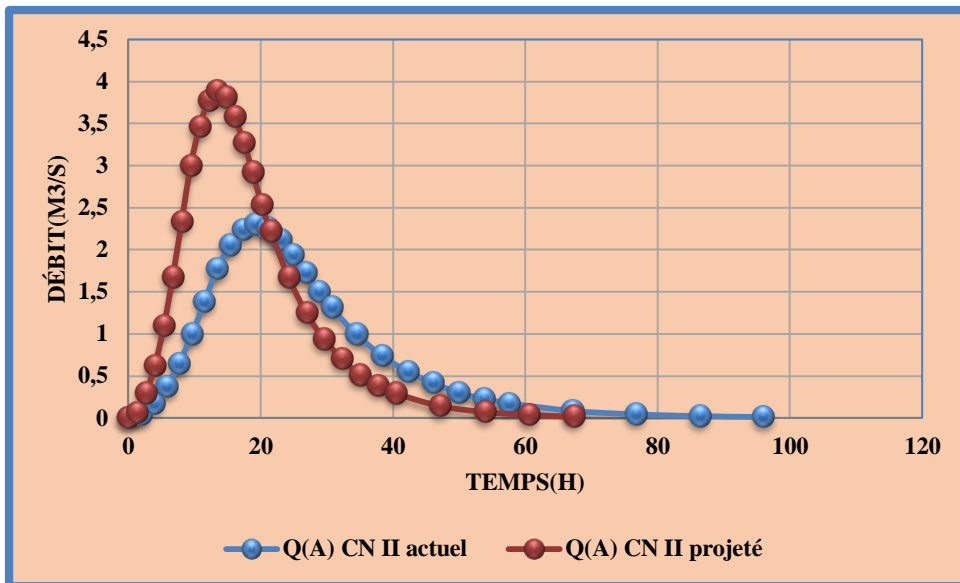


Figure 4.3. 12: Effet du taux d'imperméabilisation sur le ruissellement

4.3.5 Commentaire

Les figures ci-dessus attestent que :

La capacité d'infiltration est directement liée à l'état initial d'humidité du sol ;

Plus la valeur CN augmente plus le sol devient imperméable ce qui provoquant ainsi une augmentation du ruissellement, une augmentation considérable du débit de pointe, et une réduction du temps de réponse (lag-time).

Chapitre 4.4

Calcul des volumes de rétention

Chapitre 4.4 : Calcul des volumes de rétention

Introduction

Les bassins de rétention sont un type d'ouvrage de gestion des eaux pluviales (OGEP). Ils sont conçus pour entreposer temporairement les eaux pluviales avant de les rejeter à débit contrôlé dans un cours d'eau. Ils sont généralement installés dans des développements résidentiels peu denses ou dans des secteurs industriels ou commerciaux.

De nombreuses méthodologies existent pour dimensionner les ouvrages de gestion des eaux pluviales. Chacune nécessite une caractérisation plus ou moins détaillée de l'environnement d'étude et sera adaptée pour couvrir un projet de plus ou moins grande échelle, allant du dimensionnement d'un ouvrage unique à l'étude d'un bassin versant entier.

Les ouvrages peuvent alors être dimensionnés avec des méthodes simplifiées (méthodes des débits et méthode des pluies) qui permettent de donner des valeurs de capacités à stocker et une idée des temps de vidange pour une période de retour donnée. Les capacités d'un ouvrage nécessitent donc de définir un risque hydrologique et un débit de fuite à ne pas dépasser et les caractéristiques du bassin versant drainé (surface, coefficient d'apport, ...).

4.4.1 Prédimensionnement d'une retenue pour contrôler le débit de rejet dans un récepteur naturel à l'aide de la méthode des débits

La méthode des débits utilise une gamme significative de pluies réelles observées ou de plusieurs pluies de projet de caractéristiques différentes. Elle repose sur la définition de trois relations :

- ▶ Une relation de conservation des volumes.
- ▶ Une relation de stockage décrivant l'évolution du volume stocké en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin.
- ▶ Une (ou des) relation(s) de vidange décrivant l'évolution du débit de sortie du bassin en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin.

La hauteur d'eau stockée dans le bassin et le débit sortant peuvent alors être calculés en fonction du temps, en résolvant numériquement le système constitué par les équations ci-dessus.

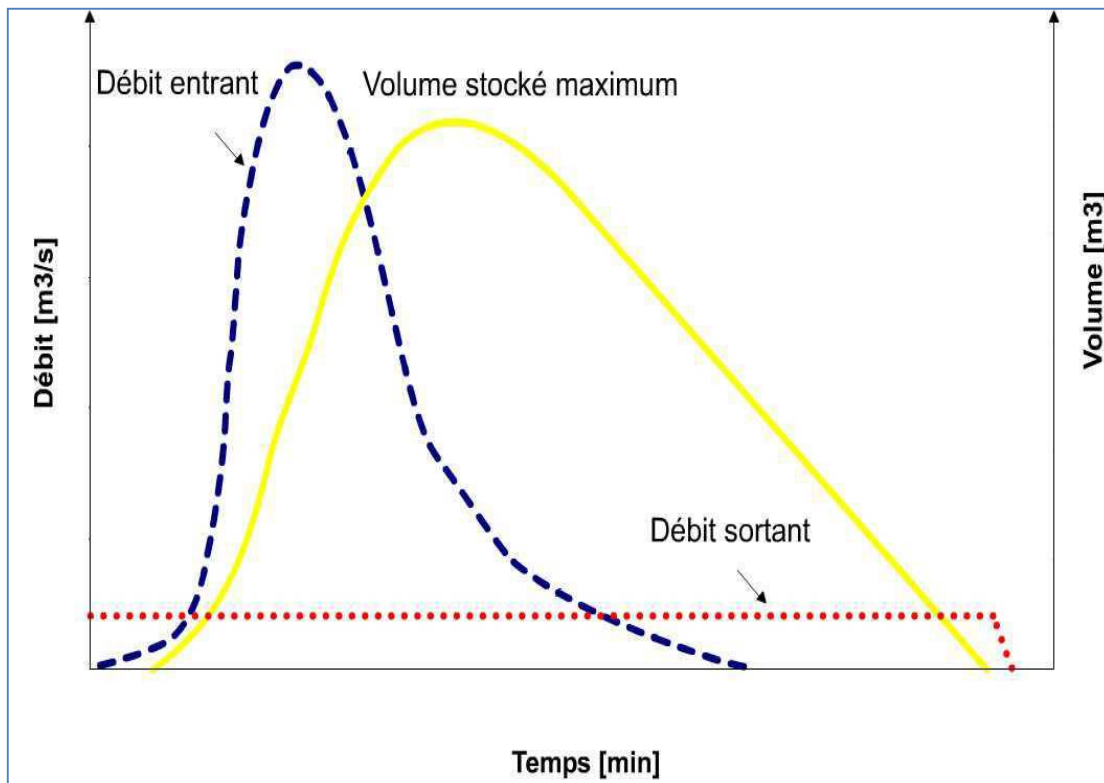


Figure 4.4. 1: Evolution des différentes grandeurs en fonction du temps

Ce type de modèle est applicable pour des retenues de surface inférieure à une centaine d'hectares.

Il demande à être couplé à des logiciels de simulation du ruissellement et éventuellement de propagation en conduite. Il ne peut être utilisé normalement qu'avec un support informatique (résolution des équations).

4.4.1.1 Démarche

Dans le cadre de ce projet, la démarche est très simplifiée puisqu'on détermine une seule pluie de projet, et que l'on suppose que le transfert de la pluie nette vers le bassin de rétention est immédiat.

Etape 1 : Calcul de la surface active de ruissellement alimentant l'ouvrage.

- ▶ Calcul du coefficient d'imperméabilisation C_{imp} correspondant au volume à traiter. On veut juste traiter les 75% d'augmentation de l'imperméabilisation.
- ▶ Calcul de l'emprise au sol de l'ouvrage de rétention : on la suppose ici négligeable par rapport à l'aire réduite du bassin versant. On doit sinon la prendre en compte.

- Calcul de l'aire contributive totale (surface contributive du bassin versant + emprise au sol de l'ouvrage).

$$A_c = A_R + A_{\text{ouvrage}} \quad (4.21)$$

Etape 2 : Calcul de l'hydrogramme résultant de la pluie de projet

- Calcul de la pluie de projet selon la méthode de Montana sur la base des courbes IDF de la ville. Avec $t \in [0-180 \text{ min}]$.
- Calcul de la pluie nette selon l'indice W (pour chaque pas de temps : intensité $i(T, t) \times$ coefficient d'imperméabilisation de 0.75%).
- On suppose ensuite que le transfert de la pluie nette vers le bassin de rétention est immédiat.

Le débit $Q(T, t)$ est simplement :

$$Q(T, t) = \frac{i(T,t)}{60} \cdot 0,75 \cdot A_R = \frac{i(T,t)}{60} \cdot A_c \text{ en m}^3/\text{s} \quad (4.22)$$

Le volume ruisselé à traiter par l'ouvrage pour un pas de temps Δt (en min) :

$$v_r(T, t) = \frac{1}{2} [Q(T, t-1) + Q(T, t)] \cdot \Delta t \cdot 60 \text{ en m}^3 \quad (4.23)$$

Etape3 : Calcul du volume évacué par l'ouvrage de vidange pour un pas de temps Δt en min :

$$v_e(Q_s, t) = Q_s(T, t) \cdot \Delta t \cdot 60 \text{ en m}^3 \quad (4.24)$$

Avec Q_s le débit de vidange en m^3/s .

Etape4 : Calcul du volume maximal à stocker pour une pluie de période de retour T .

Pour chaque pas de temps, calcul du volume à stocker dans l'ouvrage en tenant compte des volumes stockés précédents :

$$v_{\text{stock}}(Q_s, T, t) = v_e(T, t) - v_r(Q_s, t) + v_{\text{stock}}(Q_s, T, t-1) \text{ en m}^3 \quad (4.25)$$

Recherche du volume maximum à stocker dans l'ouvrage de rétention de débit de vidange Q_s pour une pluie de projet de 180 min et de période de retour T .

4.4.1.2 Résultat pour $T=20$ ans

- Volume ruisselés et volumes évacués pour une pluie de projet de durée 180 min et de période de retour $T=20$ ans et pour un débit de vidange $Q_s = 9,178 \text{ m}^3/\text{s}$ (soit $v_e(Q_s, T) = 2753,4 \text{ m}^3$)

b) **Tableau 4.4. 1:** le volume à stocker pour un débit de vidange $Q_s = 9,178 \text{ m}^3/\text{s}$

Durée de l'averse (min)	intensité de projet (mm/h)	Hydrogramme de projet entrant (m ³ /s)	Volume d'entrée (m ³)	Volume d'eau évacuée (m ³)	Volume à stocker (m ³)
0	0,0	0,0			
5	58,0	208,5	31281	2753,4	28528
10	11,0	39,5	37200	2753,4	62975
15	7,4	26,5	9887	2753,4	70108
20	5,7	20,5	7039	2753,4	74394
25	4,7	16,9	5608	2753,4	77248
30	4,0	14,5	4719	2753,4	79214
35	3,6	12,8	4105	2753,4	80566
40	3,2	11,5	3651	2753,4	81463
45	2,9	10,5	3299	2753,4	82009
50	2,7	9,6	3018	2753,4	82274
55	2,5	8,9	2787	2753,4	82308
60	2,3	8,4	2594	2753,4	82149
65	2,2	7,8	2430	2753,4	81825
70	2,1	7,4	2288	2753,4	81359
75	2,0	7,0	2163	2753,4	80769
80	1,9	6,7	2054	2753,4	80070
85	1,8	6,4	1957	2753,4	79273
90	1,7	6,1	1870	2753,4	78389
95	1,6	5,8	1791	2753,4	77427
100	1,6	5,6	1720	2753,4	76393
105	1,5	5,4	1655	2753,4	75295
110	1,5	5,2	1595	2753,4	74136
115	1,4	5,0	1540	2753,4	72923
120	1,4	4,9	1490	2753,4	71660
125	1,3	4,7	1443	2753,4	70349
130	1,3	4,6	1399	2753,4	68995
135	1,2	4,5	1359	2753,4	67601
140	1,2	4,3	1321	2753,4	66168
145	1,2	4,2	1285	2753,4	64700
150	1,1	4,1	1252	2753,4	63199
155	1,1	4,0	1220	2753,4	61666
160	1,1	3,9	1191	2753,4	60103
165	1,1	3,8	1163	2753,4	58513
170	1,0	3,7	1136	2753,4	56895
175	1,0	3,7	1111	2753,4	55253
180	1,0	3,6	1087	2753,4	53587

- c) Volume à stocker dans l'ouvrage en fonction du débit de vidange pour une période de retour $T=20$ ans

Tableau 4.4. 2 : Volume à stocker dans l'ouvrage en fonction du débit de vidange pour une période de retour $T=20$ ans

Débit de fuite Q_s (m³/s)	5,178	7,178	9,178	11,178	13,178	15,178
Volume à stocker V_s (m³)	100536	89769	82308	76663	72166	68414

En procédant de la même manière pour les autres périodes de retour, on obtient

Tableau 4.4. 3 : Volume à stocker dans l'ouvrage en fonction du débit de vidange pour les différentes périodes de retour

Période de retour T (ans) =	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Débit de fuite Q_s [m³/s]	Volume à stocker V [m³]					
5,178	55065	74043	87301	100536	118290	132015
7,178	48991	66020	77907	89769	105701	118011
9,178	44736	60426	71370	82308	96975	108331
11,178	41469	56153	66419	76663	90408	101035
13,178	38834	52747	62476	72166	85184	95230
15,178	36484	49832	59180	68414	80816	90423

On peut aisément remarquer la diminution du volume de stockage avec l'augmentation du débit fuite.

Le Diagramme $V_s(T, Q_s)$ obtenu par la méthode des pluies pour un bassin de rétention de surface contributive réduite $AR = 1294,5$ ha est :

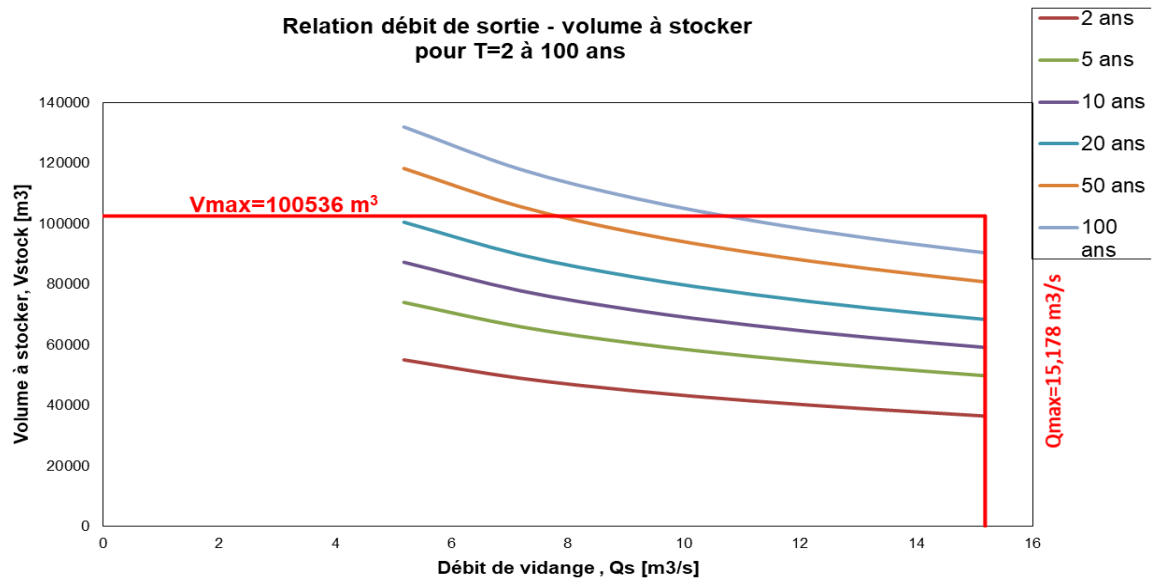


Figure 4.4. 2 : Volume à stocker en fonction de débit de vidange pour les différentes périodes de retour

4.4.2 Prédimensionnement d'une retenue pour contrôler le débit de rejet dans un récepteur naturel à l'aide de la méthode des pluies

La Méthode des pluies est une méthode applicable uniquement pour des bassins versants relativement petits.

Différentes hypothèses sont nécessaires pour son application :

- ▶ Le débit de fuite de l'ouvrage de stockage est supposé constant,
- ▶ Le transfert de la pluie à l'ouvrage de retenue est supposé instantané (phénomènes d'amortissement dus au ruissellement sur le bassin négligés),
- ▶ Les événements pluvieux sont supposés indépendants (périodes de temps sec non prises en compte, séquences de pluies non prises en compte)

Le principe de cette méthode est de régler les valeurs des paramètres de dimension de l'ouvrage (diamètre, etc.) afin que la capacité de stockage de l'ouvrage (fonction des dimensions de l'ouvrage) soit supérieure ou égale au volume maximum à stocker V^* (fonction du volume d'eau à traiter et du débit de fuite de l'ouvrage). La figure suivante représente la manière dont est obtenu ce volume maximum à stocker pour un temps de retour T donné et un débit de fuite qs donné.

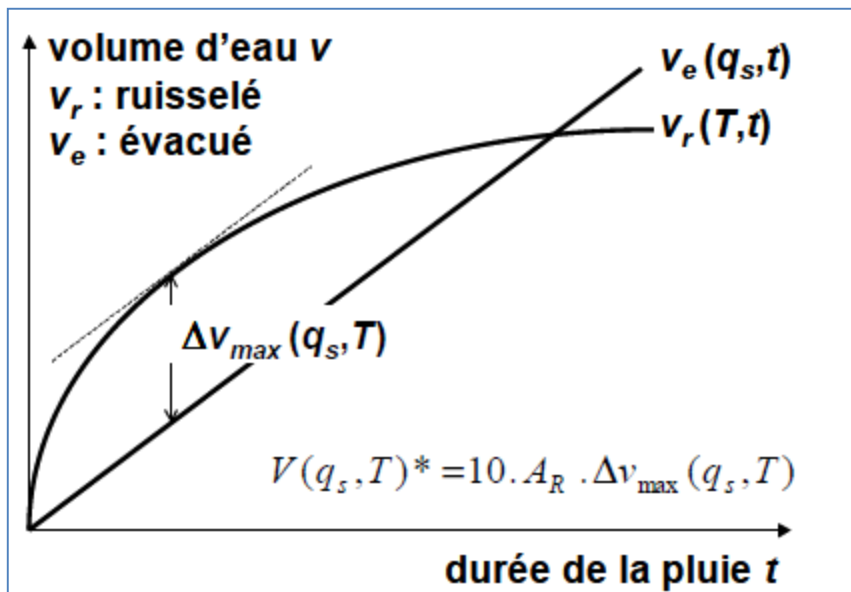


Figure 4.4. 3: la manière dont est obtenu le volume maximum à stocker pour un temps de retour et un débit de fuite donné

La courbe $vr(T, t)$ indique le volume d'eau ruisselé $h(T, t)$ entré dans l'ouvrage pour une pluie de durée t et dont l'intensité moyenne maximale à une période de retour T . La courbe $h(T, t)$ est dérivée de la courbe IDF pour la région concernée. La courbe $ve(qs, t)$ indique le volume d'eau évacué au bout d'une durée t si le débit de vidange de l'ouvrage est qs .

4.4.2.1 Démarche

Étape 1 : Calcul de la surface active de ruissellement alimentant l'ouvrage.

- ▶ Calcul du coefficient d'imperméabilisation $Cimp$ correspondant au volume à traiter. On veut traiter les 75% d'augmentation de l'imperméabilisation.
- ▶ Calcul de l'emprise au sol de l'ouvrage de rétention : on la suppose ici négligeable par rapport à l'aire réduite du bassin versant. On doit sinon la prendre en compte.
- ▶ Calcul de l'aire contributive totale (surface contributive du bassin versant + emprise au sol de l'ouvrage).

$$A_c = A_R + A_{ouvrage}$$

Étape 2 : Calcul des volumes ruisselés à traiter pour différentes pluies de durée t dont l'intensité moyenne maximale sur la durée t a pour temps de retour T . La pluie est supposée uniforme dans l'espace et le temps.

_ Calcul à partir des courbes **IDF**, de la lame précipitée $h(T, t)$ correspondant :

$$h(T, t) = \frac{t}{60} \cdot i(T, t) \text{ avec } i(T, t) = a \times t^{-b} \quad (4.26)$$

Avec $i(T, t)$: intensité moyenne maximale des précipitations pour la période de retour T en mm/h ;

t : durée en mn et $h(T, t)$ en mm

- Volume ruisselé à traiter par l'ouvrage pour une durée de pluie t , en mm :

$$v(T, t) = h(T, t) \cdot r = \text{en mm}$$

Etape 3 : Calcul du volume évacué par l'ouvrage de vidange au bout d'une durée t .

$$Ve(q_s, t) = \frac{t}{60} \cdot q_s \text{ en mm} \quad (4.27)$$

Avec q_s le débit de vidange spécifique en mm/h et t la durée de la pluie en mn.

Etape 4 : Calcul du volume maximal à stocker pour une pluie de période de retour T .

- Pour chaque pluie de durée $t \in [0-180 \text{ min}]$, calcul du volume à stocker dans l'ouvrage pour cette pluie.

$$v_{stock}(q_s, T, t) = v_e(T, t) - v_r(q_s, t) \quad (4.28)$$

- Volume maximum à stocker dans l'ouvrage de rétention de débit de vidange q_s pour une pluie dont l'intensité moyenne maximale a pour période de retour T :

$$v_{stock}(q_s, T)^* = \text{MaxMax}_t [v_{stock}(q_s, T, t)] \text{ avec } v_{stock}(q_s, T) \text{ en mm}$$

$$\text{et } v_{stock}(q_s, T)^* = 10 \cdot A_R \cdot v_{stock}(q_s, T)^* \text{ avec } V_{stock}(q_s, T) \text{ en } m^3 \quad (4.29)$$

4.4.2.2 Résultats pour T=20 ans

Remarque : Le débit de vidange spécifique q_s correspondant à un débit de vidange effectif de $Q_{s0} = 5,178 \text{ m}^3/\text{s}$ pour la surface réduite $AR = 1294,5 \text{ ha}$ est $q_{s0} = 1,44 \text{ mm/h}$. Au débit de vidange effectif Q_s correspond donc le débit de vidange spécifique.

$$q_s = \frac{Q_s}{Q_{s0}} \cdot q_{s0} \quad (4.30)$$

- a) **Volume ruisselés et volumes évacués** pour des pluies de durée $t \in [0-180 \text{ min}]$ dont l'intensité moyenne maximale à une période de retour $T = 20$ ans et pour un débit de vidange $q_s = 9.178 \text{ m}^3/\text{s} = 2.6 \text{ mm/h}$

Tableau 4.4. 4 : le volume à stocker pour un débit de vidange $Q_s = 9,178 \text{ m}^3/\text{s}$

Durée de l'averse T	Intensité moyenne maximale $i_{max}(\text{mm/h})$	Lame précipitée $v_r(T, t)$ (mm)	Hauteur d'eau évacuée $v_e(q_s, t)$ (mm)	Volume à stocker $V_s(T, q_s, t)$ (m ³)
0	0	0,0	0,0	0
5	58,00	4,8	0,2	59809
10	34,48	5,7	0,4	68893
15	25,44	6,4	0,6	74077
20	20,50	6,8	0,9	77464
25	17,34	7,2	1,1	79786
30	15,13	7,6	1,3	81396
35	13,48	7,9	1,5	82489
40	12,19	8,1	1,7	83190
45	11,16	8,4	1,9	83581
50	10,31	8,6	2,1	83720
55	9,60	8,8	2,3	83649
60	9,00	9,0	2,6	83402
65	8,47	9,2	2,8	83002
70	8,01	9,3	3,0	82470
75	7,61	9,5	3,2	81822
80	7,25	9,7	3,4	81071
85	6,93	9,8	3,6	80229
90	6,64	10,0	3,8	79304
95	6,37	10,1	4,0	78304
100	6,13	10,2	4,3	77236
105	5,91	10,3	4,5	76106
110	5,71	10,5	4,7	74920
115	5,52	10,6	4,9	73680
120	5,35	10,7	5,1	72393
125	5,19	10,8	5,3	71060
130	5,04	10,9	5,5	69685
135	4,90	11,0	5,7	68270
140	4,76	11,1	6,0	66820
145	4,64	11,2	6,2	65334
150	4,52	11,3	6,4	63817
155	4,41	11,4	6,6	62268
160	4,31	11,5	6,8	60691
165	4,21	11,6	7,0	59087
170	4,12	11,7	7,2	57457
175	4,03	11,8	7,4	55802
180	3,95	11,8	7,7	54124

Soit :

- Durée critique de la pluie pour cette configuration (T, q_s) : $\theta = 50$ mn ;
- Volume maximum à stocker : V_s (20ans ; 9.178m3/s)=83720.1 m3

b) **Volume à stocker** dans l'ouvrage en fonction du débit de vidange pour $T=20$ ans

Tableau 4.4. 5 : Volume à stocker dans l'ouvrage en fonction du débit de vidange pour une période de retour $T=20$ ans

Q_s (m3/s)	5.178	7.178	9.178	11.178	13.178	15.1781
q_s (mm/h)	1.4	2.0	2.6	1.3	3.7	4.2
Durée critique de la pluie θ (mn)	110	70	50	40	30	25
Volume à stocker V_s (m3)	101320	90870	83720	78390	74196	70786

Le volume maximum à stocker dans l'ouvrage pour $T=20$ ans est 101320m3 pour un débit de vidange 5,178

En procédant de la même manière pour les autres périodes de retour, on obtient :

Tableau 4.4. 6 : Volume à stocker dans l'ouvrage en fonction du débit de vidange pour les différentes périodes de retour

Période de retour T (ans) =		2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
paramètre a =		2,068	2,575	2,910	3,232	3,648	3,959
Débit spécifique de fuite q_s [mm/h]	Débit de fuite Q_s [m3/s]	Volume à stocker V [m3]					
1,4	5,178	55865	74836	88090	101320	119068	132792
2,0	7,178	50096	67104	79001	90870	106780	119090
2,6	9,178	46131	61803	72785	83720	98389	109724
3,1	11,178	43199	57891	68151	78390	92129	102745
3,7	13,178	40823	54769	64466	74196	87188	97258
4,2	15,178	39023	52278	61466	70786	83199	927780

On peut aisément remarquer la diminution du volume de stockage avec l'augmentation du débit fuite.

Le Diagramme $V_s(T, Q_s)$ obtenu par la méthode des pluies pour un bassin de rétention de surface contributive réduite $AR = 1294,5$ ha est :

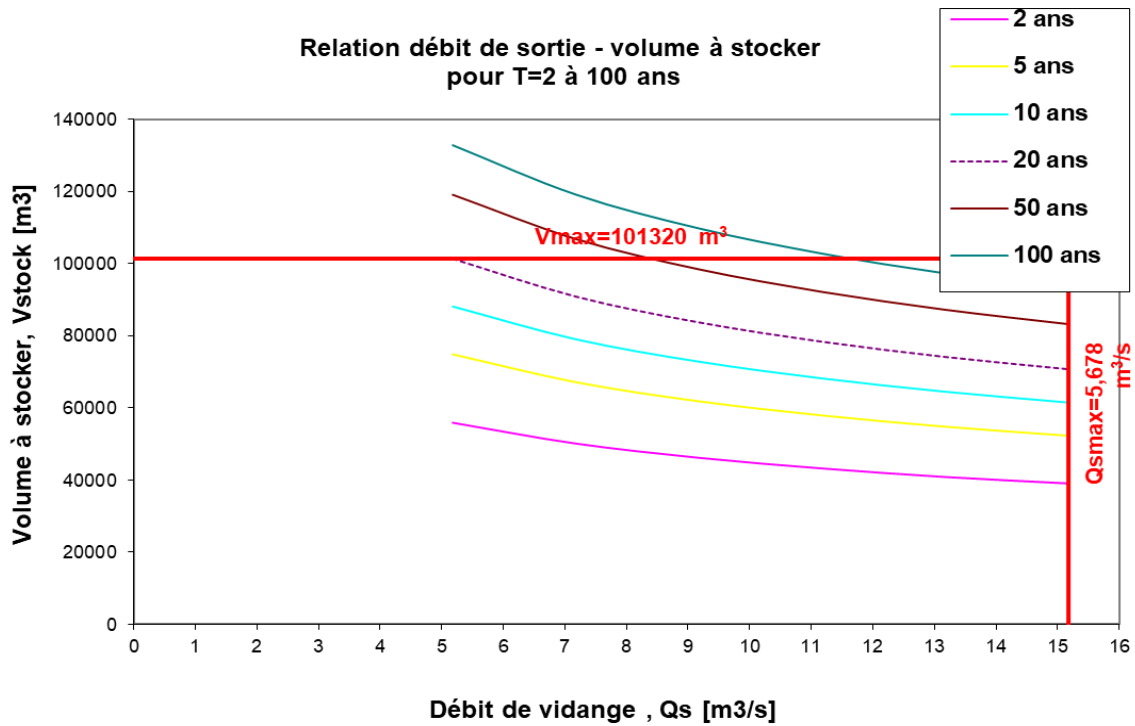


Figure 4.4. 4 : Volume à stocker en fonction de débit de vidange pour les différentes périodes de retour

4.4.3 Comparaison des graphiques débit de fuite Qs-volume à stocker selon les deux méthodes pour T=20ans

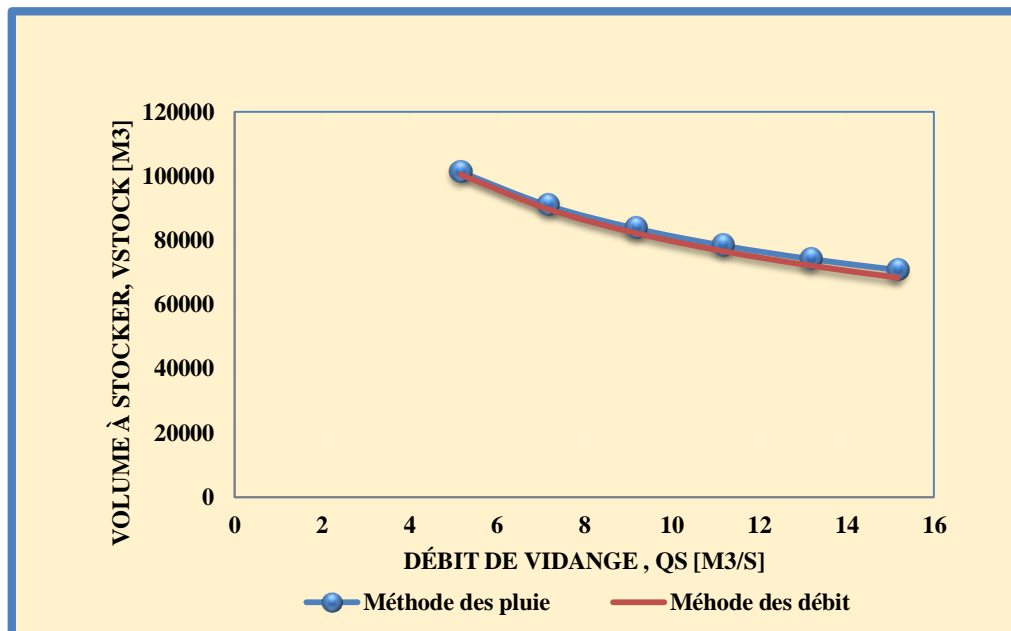


Figure 4.4. 5: Volumes à stocker en fonction du débit de vidange des deux méthodes pour T=20ans

Pour les mêmes débits de vidange la méthode des pluies nous donne des volumes de stockage plus grand que ceux obtenus par la méthode des débits.

Cette différence est due au fait que la méthode des pluies considère directement le volume ruisselé comme volume entrant dans l'ouvrage, alors que la méthode de débits calcul ce volume en fonction l'hydrogramme de la pluie du projet entrant et du pas de temps considéré.

4.4.4 Synthèse du chapitre 4

En somme, l'étude de cas présenté dans ce chapitre permet d'avoir une meilleure compréhension sur le concept proposé par ce travail. Au départ, le cas choisi et ces différentes données nécessaires pour la réalisation du travail sont montrés.

Ensuite, les résultats des méthodes des calculs proposés au Chapitre 2 et 3 sont illustrés. Finalement, les analyses complétées dans ce chapitre permettent de comprendre la fréquence des inondations due par l'urbanisation.

Conclusion Générale

Conclusion générale

L'objectif principal de ce travail est l'évaluation des volumes de stockage des bassins de rétentions, et en vue de limiter le débit de rejet en milieu naturelle. La réalisation de cet objectif nécessite l'élaboration des courbes IDF pour la zone d'étude. Pour ce faire un échantillon des pluies maximales a été soumis au test d'homogénéité moyennant le fameux test de Wilcoxon. Par la suite ces pluies ont été ajustées à loi de Gumbel. Cette loi a fait l'objet d'un test d'adéquation, en l'occurrence, le test de Smirnov-Kolmogorov.

Par la suite les courbes IDF sont élaborées en déterminant les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour pour chacune des durées de référence et en synthétisant ces résultats. Les courbes IDF ont été également décrites la formule de Montana.

Etant donné que la conception des systèmes d'infiltration, nécessite la connaissance des caractéristiques de l'hydrogramme généré par les pluies maximales. Il est dans ce cas utile de disposer de méthodes ou de modèles de simulation permettant de calculer ces hydrogrammes.

Dans le cadre de cette étude, nous nous sommes tournés vers le modèle dit « l'hydrogramme unitaire synthétique SCS ». La méthode retenue nécessite uniquement la connaissance des précipitations et des caractéristiques physiques du bassin urbain.

Un autre avantage de cette méthode réside dans le fait que le paramètre clé, à savoir CN, peut être obtenu à partir des images satellitaires. Les surfaces considérées sont définies par un coefficient CN (Curve Number) qui est fonction de plusieurs facteurs dont le type et l'occupation du sol, la végétation, les conditions antécédentes d'humidité, la pente et les aménagements effectués. Dans le détail, on distingue :

- ➡ 4 types de sol A, B, C et D définis en fonction des caractéristiques géologiques des sols et notamment de leur perméabilité (respectivement forte, moyenne, faible et très faible) ;
- ➡ 3 hypothèses de conditions pluvieuses antécédentes :
 - ▶ I : conditions sèches ;
 - ▶ II : conditions normales ;
 - ▶ III : conditions très humides

Ainsi, pour les différents états d'humidité du sol les valeurs de CN ont été déterminées et les hydrogrammes unitaires synthétiques simulés. Ces derniers nous ont permis de conclure que :

- La capacité d'infiltration est directement liée à l'état initial d'humidité du sol
- L'augmentation de CN provoque une augmentation du débit de pointe et une réduction du temps de réponse (lag-time).
- L'occupation du sol influe considérablement à l'augmentation du ruissellement.

Pour assurer le bon fonctionnement d'un bassin de rétention, le paramètre critique qu'il faut considérer est son volume. Il sera une constante quelque soit la forme et le type du bassin. Par contre, il correspond à sa hauteur d'eau maximale et sa superficie. Ainsi, trouver ces deux paramètres sera le but de cette partie. La détermination du volume de stockage est faite par deux méthodes (méthode des débits et celle des pluies). Les résultats obtenus par ces dernières illustrent que notre retenue peut stocker un volume de plus de 101300 m³ pour une période de retour 20ans.

A partir de la confrontation des résultats des deux méthodes, on peut dire que la méthode des débits est plus fiable. Cette dernière, outre sa capacité de fournir le volume maximum de stockage et d'estimer le temps de vidange, elle donne également l'évolution des volumes et des hauteurs d'eau au sein de l'ouvrage.

Actuellement, les principaux défis auxquels font face les gestionnaires des réseaux de drainage urbain s'articulent autour des décisions concernant le choix, la taille et l'emplacement optimaux des PGO. Ces décisions devront permettre la mise à niveau des réseaux dysfonctionnels du point de vue hydraulique (mises en charge et refoulements) et environnemental (déversements des eaux polluées et érosion des cours d'eau) ou de dimensionner un réseau projeté en tenant compte des conditions actuelles. Ces décisions ne sont pas évidentes compte tenu de la diversité des PGO disponibles. Les décisions sont alors prises sur la base de l'expertise spécifique du décideur et sur des considérations basées sur l'expression d'intérêts politiques, économiques, sociaux, environnementaux ou autres. Cette manière de faire manque de rigueur et entraîne des décisions subjectives, souvent non optimales, qui peuvent engendrer de nouveaux problèmes alors que les PGO étaient censées en résoudre d'autres. Les techniques alternatives commencent en effet à se faire une place pour la gestion des eaux pluviales en parallèle d'une conception où le tout réseau prédomine. Parmi ces dernières, les bassins de retenue-décantation nécessitent un entretien et une gestion

Conclusion générale

particulière. Les polluants contenus dans les eaux pluviales (par exemple les métaux, les polluants organiques ou des microorganismes) décantent et peuvent être piégés dans les sédiments. Au final, les dépôts concentrent des contaminations importantes.

Référence bibliographique

Référence bibliographique

Abdelkebir Brahim. (2021). Contribution à la gestion des eaux pluviales en milieu urbanisé : cas de la ville de Guelma .Thèse de doctorat, Université 08 mai 1945 Guelma.

ABHCSM. (2005). Pollution des eaux superficielles dans le bassin Hydrographique Constantinois-Seybouse-Mellegue 1998-2003, Agence des Bassins Hydrographiques Constantinois-Seybouse-Mellegue, Cahier de l'agence N° 9, Algérie.

Bahar Salavati. Impact de l'urbanisation sur la réponse hydrologique des bassins versants urbains. Sciences de la Terre. Université Pierre et Marie Curie - Paris VI, 2015. Français.

Barraud S. et Alfakih E. (1999). Méthode de dimensionnement des ouvrages de stockage. Support pédagogique Formation ENPC – Choisir et concevoir les techniques alternatives en assainissement pluvial. Edition Ponts Formation. 28 p.

Bechiri N. (2011) : Evolution du chimisme des eaux de surface et Souterraines dans le bassin versant de la Seybouse (Nord-Est Algérien). Mémoire de magistère, Université Annaba ; 97p.

Booth, D. B., Hartley, D. et Jackson, R. (2002). Forest cover, impervious-surface area, and the mitigation of stormwater impacts¹. Journal of the American Water Resources Association 38(3): 835-845.

Bosch, D. J., Lohani, V. K., Dymond, R. L., Kibler, D. F. et Stephenson, K. (2003). Hydrological and fiscal impacts of residential development: Virginia case study. Journal of Water Resources Planning and Management-Asce 129(2) : 107-114

Boucher, Isabelle. (2010). La gestion durable des eaux de pluie : Guide de bonnes pratiques sur la planification territoriale et le développement durable. Coll. « Planification territoriale et développement durable ». 118 p. MAMROT (en ligne). Consulté le 26 avril 2022.

Braud, I., Fletcher, T. D. et Andrieu, H. (2013). Hydrology of peri-urban catchments: Processes and modelling. Journal of Hydrology 485: 1-4.

Brun, S. E. et Band, L. E. (2000). Simulating runoff behavior in an urbanizing watershed. Computers, Environment and Urban Systems 24(1): 5-22.

CERTU (centre d'études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions publiques) (2003) : La ville et son assainissement : principes, méthodes et outils pour une meilleure intégration dans le cycle de l'eau. Disponible en ligne : <http://www.certu-catalogue.fr/ville-et-son-assainissement-la.html>

Chocat B., Eurydice 92. (1997) : Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement. Coordination Chocat B., Paris : Tec & Doc, Lavoisier, 1124 p.

Chocat, B. (1977). Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement, Lavoisier Tec et Dec., p. 832.

Dale, V. H., Brown, S., Haeuber, R. A., Hobbs, N. T., Huntly, N., Naiman, R. J., Rietsame, W. E., Turner, M. G. et Valone, T. J. (2000). Ecological principles and guidelines for managing the use of land. *Ecological Applications* 10(3): 639-670.

Department of Economic and Social Affairs (2014). World urbanization prospects the 2014 revision Highlights, the United Nations.

Department of Natural Resources (2005). Rules for Environmental Planning Criteria. Rules of Georgia Department of Natural Resources Environmental Protection Division, Georgia Planning 28-30.

Department of Natural Resources (2005). Rules for Environmental Planning Criteria. Rules of Georgia Department of Natural Resources Environmental Protection Division, Georgia Planning 28-30.

GRAIE (groupe de recherche Rhône alpes sur les infrastructures et l'eau) (1994) : Les techniques alternatives d'assainissement pluvial : choix, conception, réalisation et entretien. Paris : Tec & Doc, Lavoisier, 378 p.

Hingray, B., Picouet, C., Musy, A. (2009). Hydrologie : 2 Une science pour l'ingénieur. Presses polytechniques et universitaires romandes, Science & Ingénierie de l'environnement, 600 p.

HOCINE SOUAAD, HAMOUDA SEIF EL ISLEM, (2016). Contribution à l'étude de la qualité physico-chimique des eaux de surfaces de l'oued Seybouse. Mémoire de Master2 Hydraulique urbaine Université de Guelma. Encadré par KHEROUF MAZOUZ

Homer, C., Dewitz, J., Fry, J., Coan, M., Hossain, N., Larson, C., Herold, N., McKerrow, A., VanDriel, J. N. et Wickham, J. (2007). Completion of the 2001 national land cover database for the conterminous United States. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing* 73(4): 337

Kauffman, G., Belden, A., Vonck, K. et Homsey, A. (2009). Link between Impervious Cover and Base Flow in the White Clay Creek Wild and Scenic Watershed in Delaware. *Journal of Hydrologic Engineering* 14(4): 324-334

- Konrad, C. P. et Booth, D. B.** (2005). Hydrologic changes in urban streams and their ecological significance. *Effects of Urbanization on Stream Ecosystems* 47: 157-177.
- Konrad, P. et Booth, D. B.** (2002). Hydrologic Trends Associated with Urban Development for Selected Streams in the Puget Sound Basin, Western Washington. Western Washington, Water-Resources Investigations Report 02-4040.
- Li, Y.** (2015). Modeling of hydrological processes of an urban catchment, Université Nantes. PHD: 222
- Maidment, D. R.** (1992), *Handbook of hydrology*, Austin, Texas, McGraw-Hill, 1387 p.
- Mailhot, Alain, Sophie Duchesne, Caroline Larrivée, Geneviève Pelletier, Samuel Bolduc, Frédéric Rondeau, Ahmadi Kingumbi et Guillaume Talbot.** (2008). *Conception et planification des interventions de renouvellement des infrastructures de drainage urbain dans un contexte d'adaptation aux changements climatiques*. PDF en ligne <http://www.ouranos.ca>. Coll. « Rapport de recherche/ INRS-Eau, Terre et Environnement », R-920. Québec : INRS-ETE, 158 p.
- McMahon, G., Bales, J. D., Coles, J. F., Giddings, E. M. P. et Zappia, H.** (2003). Use of stage data to characterize hydrologic conditions in an urbanizing environment. *Journal of the American Water Resources Association* 39(6): 1529-1546.
- Meyer, S. C. et Wilson, S. D.** (2002). Impact of urbanization on base flow and recharge rates, northeastern Illinois: Summary of year 1 activities. *Proceedings of the Annual IGC Conference*, Illinois Groundwater Consortium.
- Meyer, S. C. et Wilson, S. D.** (2002). Impact of urbanization on base flow and recharge rates, northeastern Illinois: Summary of year 1 activities. Illinois
- Ministères** (1977) : Ministères de la Culture et de l'Environnement, ministère de l'Équipement et de l'Aménagement du territoire, ministère de l'Agriculture, ministère de la Santé et de la Sécurité : Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations. Circulaire interministérielle INT 77- 284 du 22 juin 1977. Paris : Imprimerie nationale, 62 p. + annexes
- Nathalie Bédard. Union Saint-Laurent Grands Lacs (USGL)** (2010). *Villes vertes Eau bleue - Guide d'introduction à la gestion écologique des eaux de pluie*.

Nelson, P. A., Smith, J. A. et Miller, A. J. (2006). Evolution of channel morphology and hydrologic response in an urbanizing drainage basin. *Earth Surface Processes and Landforms* 31(9): 1063-1079.

Paudel, S. et Yuan, F. (2012). Assessing landscape changes and dynamics using patch analysis and GIS modeling. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation* 16: 66-76

Pizzuto, J., Hession, W. et McBride, M. (2000). Comparing gravel-bed rivers in paired urban and rural catchments of southeastern Pennsylvania. *Geology* 28(1): 79-82

Pomeroy, C. A. (2007). Evaluating the impacts of urbanization and stormwater management practices on stream response. Department of Civil and Environmental Engineering. Fort Collins, Colorado, Colorado State University. PhD: 214.

Ramier, D., Berthier, E. et Andrieu, H. (2011). The hydrological behaviour of urban streets: long-term observations and modelling of runoff losses and rainfall–runoff transformation. *Hydrological Processes* 25(14) : 2161-2178.

Ramier, D., Berthier, E. et Andrieu, H. (2011). The hydrological behaviour of urban streets: long-term observations and modelling of runoff losses and rainfall–runoff transformation. *Hydrological Processes* 25(14): 2161-2178

Rivard, Gilles. 2005. *Gestion des eaux pluviales en milieu urbain : concepts et applications*. Laval, Québec : Alias communication design inc., 329 p.

Rocha N.R. (2014). Débits de crue et analyse hydrologique de petits bassins versants. Université Laval, Québec, Canada. Mémoire pour l'obtention d'une Maîtrise en génie agroalimentaire, 155 p.

Roche P.-A., Miquel J., Gaume E. (2012). *Hydrologie quantitative : Processus, modèles et aide à la décision*. Springer-Verlag, France, 590 p.

Rodríguez-Martínez, J., Santiago-Rivera, L., Guzmán-Ríos, S., Gómez-Gómez, F. et

Roesner, L. A. et Bledsoe, B. P. (2003). *Physical Effects of Wet Weather Flows on Aquatic Habitats: Present Knowledge and Research Needs*, Water Environment Research Foundation and IWA Publishing.

- Rose, S. et Peters, N. E.** (2001). Effects of urbanization on streamflow in the Atlanta area (Georgia, USA): a comparative hydrological approach. *Hydrological Processes* 15(8): 1441-1457.
- Rozell, D. P. E.** (2010). Urbanization and Trends in Long Island Stream Base Flow.
- Schueler, T.** (1994). The importance of imperviousness. *Watershed Protection Techniques* 3: 1-12
- Schueler, Thomas R.** 1987. *Controlling urban runoff : a practical manual for planning and designing urban BMPs*. Washington, D.C.: Metropolitan Washington Council of Governments.
- Soil conservation service (SCS)** 1975: National Engineering Handbook: section 4 Hydrology; United states departement of Agriculture (USDA),.
- Toronto and Region Conservation, Credit Valley Conservation** (2009). *Low Impact Development Stormwater Management Manual (Draft)*. Consulté le 20 mars 2022 sur www.sustainabletechnologies.ca/Portals/_Rainbow/Documents/1_COMPLETE-%20Final%20Draft%20-%20October%205%202009.pdf
- Transports Québec** (2004). Manuel de conception des ponceaux. Ministère des transports du Québec, Division des structures, 541 p.
- USDA-NRCS** (2004). National Engineering Handbook: Part 630 Hydrology. Chapter 10: Estimation of direct runoff from storm rainfall. United States Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Services. [En ligne]: <http://directives.sc.egov.usda.gov/OpenNonWebContent.aspx?content=17752.wba>.
- Valiron, F. et Tabuchi, J.-P.** (1992). Maîtrise de la pollution urbaine par temps de pluie : état de l'art. *Maitrise de la pollution urbaine par temps de pluie : état de l'art*, Tec Doc.
- Vrebos, D., Vansteenkiste, T., Staes, J., Willems, P. et Meire, P.** (2014). Water displacement by sewer infrastructure in the Grote Nete catchment, Belgium, and its hydrological regime effects. *Hydrology and Earth System Sciences* 18(3): 1119-1136
- Walsh, C. J. et Kunapo, J.** (2009). The importance of upland flow paths in determining urban effects on stream ecosystems. *Journal of the North American Benthological Society* 28(4): 977-990.
- Weng, Q. et Lu, D.** (2008). A sub-pixel analysis of urbanization effect on land surface

temperature and its interplay with impervious surface and vegetation coverage in Indianapolis, United States. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation* 10(1): 68-83

Yang, G. X., Bowling, L. C., Cherkauer, K. A., Pijanowski, B. C. et Niyogi, D. (2010).

Hydroclimatic Response of Watersheds to Urban Intensity: An Observational and Modeling-Based Analysis for the White River Basin, Indiana. *Journal of Hydrometeorology* 11(1): 122-138.

Yang, L., Smith, J. A., Wright, D. B., Baeck, M. L., Villarini, G., Tian, F. et Hu, H.

(2013). Urbanization and Climate Change: An Examination of Nonstationarities in Urban Flooding. *Journal of Hydrometeorology* 14(6): 1791-1809.

Annexes

Annexe 1 : Les PGO structurales

Les tranchées drainantes et tranchées d'infiltration

Les tranchées drainantes permettent la récupération des eaux pluviales, leur stockage dans des ouvrages linéaires et leur évacuation via un débit de fuite vers un lieu de rejet défini. Elles ont un rôle de rétention.

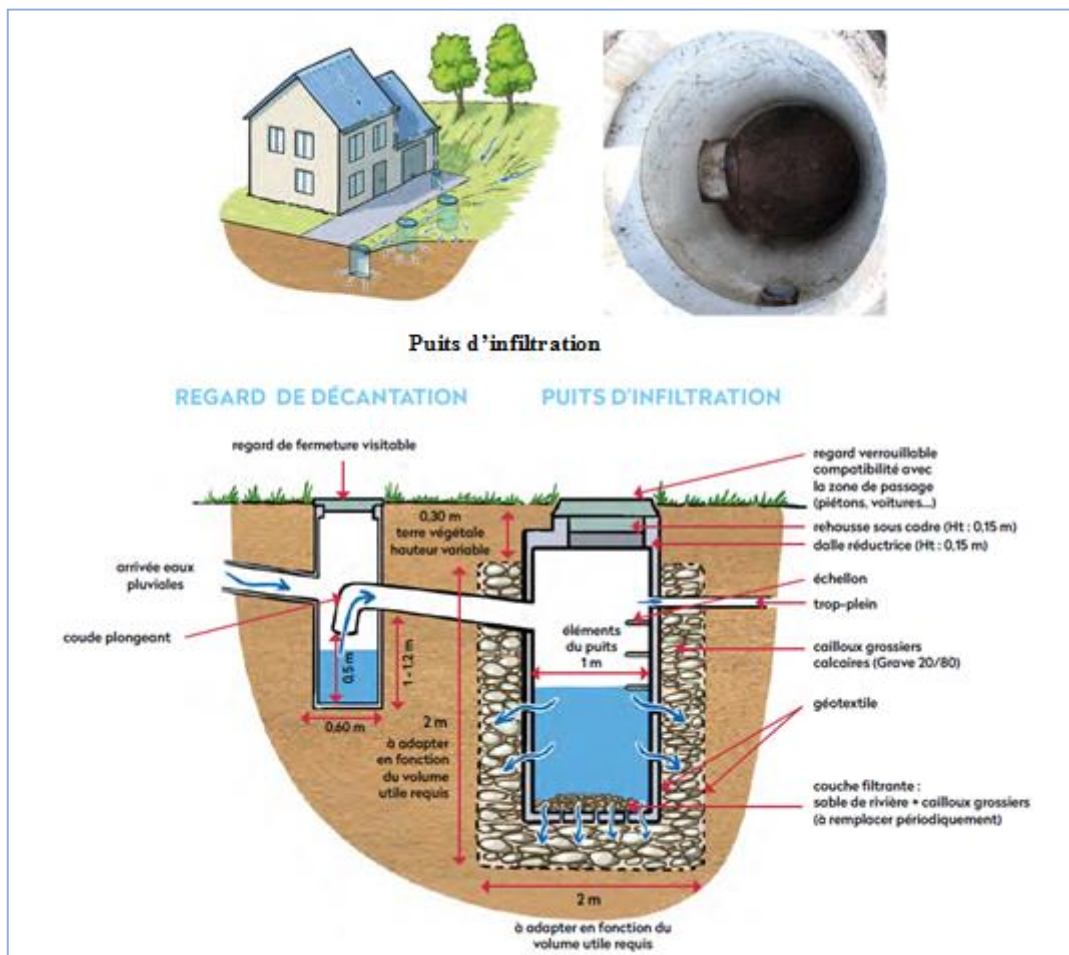
Les tranchées d'infiltration permettent la récupération des eaux pluviales, leur stockage dans des ouvrages linéaires et leur évacuation par infiltration sur place.

Elles ont un rôle d'infiltration. Leur emprise au sol est relativement faible car elles sont constituées de matériaux stockants souterrains. Elles peuvent être recouvertes de terre végétale et enherbées, ou non recouvertes avec des galets visibles et au niveau du sol.



Les puits d'infiltration

Les puits d'infiltration sont des ouvrages compacts de plusieurs mètres de profondeur. Ils permettent la récupération des eaux pluviales de surface ainsi que leur évacuation par infiltration dans des couches de sol plus profondes. Ils peuvent être creux ou comblés de matériaux. Un trop-plein peut éventuellement être mis en place en cas de saturation de l'ouvrage.



Les noues

Les noues sont surtout utilisées en bordure de rues et de stationnements et servent à retenir et acheminer à faible débit les eaux de ruissellement dans un exutoire. Combinée à des végétaux qui permettent de filtrer les eaux de ruissellement, elle contribue à la biorétention sur le site. La noue s'adapte bien aux secteurs résidentiels où elle peut prendre la forme d'une extension de la cour avant gazonnée ou d'une avancée de trottoir. Les noues sont des fossés larges et peu profonds. Elles permettent la gestion des eaux pluviales de manière linéaire en bordure d'habitation ou de chaussée. Elles peuvent être végétalisées ou plus minérales. Les noues participent à l'embellissement de l'espace de vie et à créer des espaces verts multi-usages permettant à la biodiversité de se développer



Les structures réservoirs ou stockantes

Le stockage des eaux pluviales est réalisé dans des couches structurantes de la chaussée d'un parking, d'une voirie ou d'un trottoir. L'introduction de l'eau est réalisée soit par l'intermédiaire d'un revêtement poreux-perméable qui laisse passer directement les eaux pluviales, soit par l'intermédiaire d'avaloirs et de grilles de voirie qui injectent les eaux pluviales dans la structure réservoir.



Les revêtements poreux

Lors de la réalisation d'un aménagement, une des règles à adopter pour limiter l'imperméabilisation est de mettre en œuvre des matériaux poreux, perméables ou non étanches, qui facilitent l'infiltration diffuse des eaux pluviales dans le sol. Les eaux pluviales ne vont alors pas ruisseler sur le revêtement mais s'infiltrer directement à travers.



Dalles pavées parking



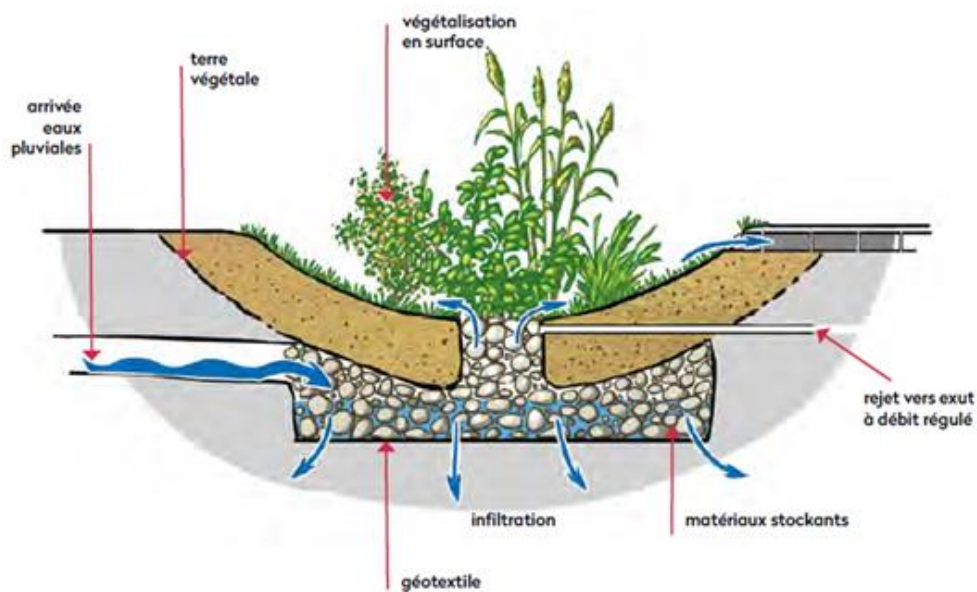
Béton poreux sur les trottoirs

Les jardins de pluie

Il s'agit d'une dépression peu profonde aménagée dans laquelle sont acheminées les eaux de ruissellement des toitures et des aires pavées. Le jardin de pluie contribue à réduire la quantité d'eau de ruissellement, participe à la filtration des eaux et favorise l'infiltration dans le sol. En plus de ses propriétés de rétention, le jardin de pluie agrémente l'aménagement paysager des cours ou des parcs. Les jardins de pluie sont des jardins ouverts au public, couplant des fonctions de gestion des eaux pluviales et d'aménagement paysager. Ce type d'ouvrage peut aussi s'adapter à l'échelle d'une maison d'habitation individuelle



Jardin de Pluie



Les espaces inondables ou espaces multi-usages

Afin de favoriser l'intégration des espaces de gestion des eaux pluviales dans l'urbanisme, il est de plus en plus courant de créer des espaces urbains inondables.

L'aménagement consiste à créer une zone de stockage des eaux pluviales par inondation temporaire de tout ou partie d'un espace public (espace vert, place, aire de jeux, terrain de sport...).



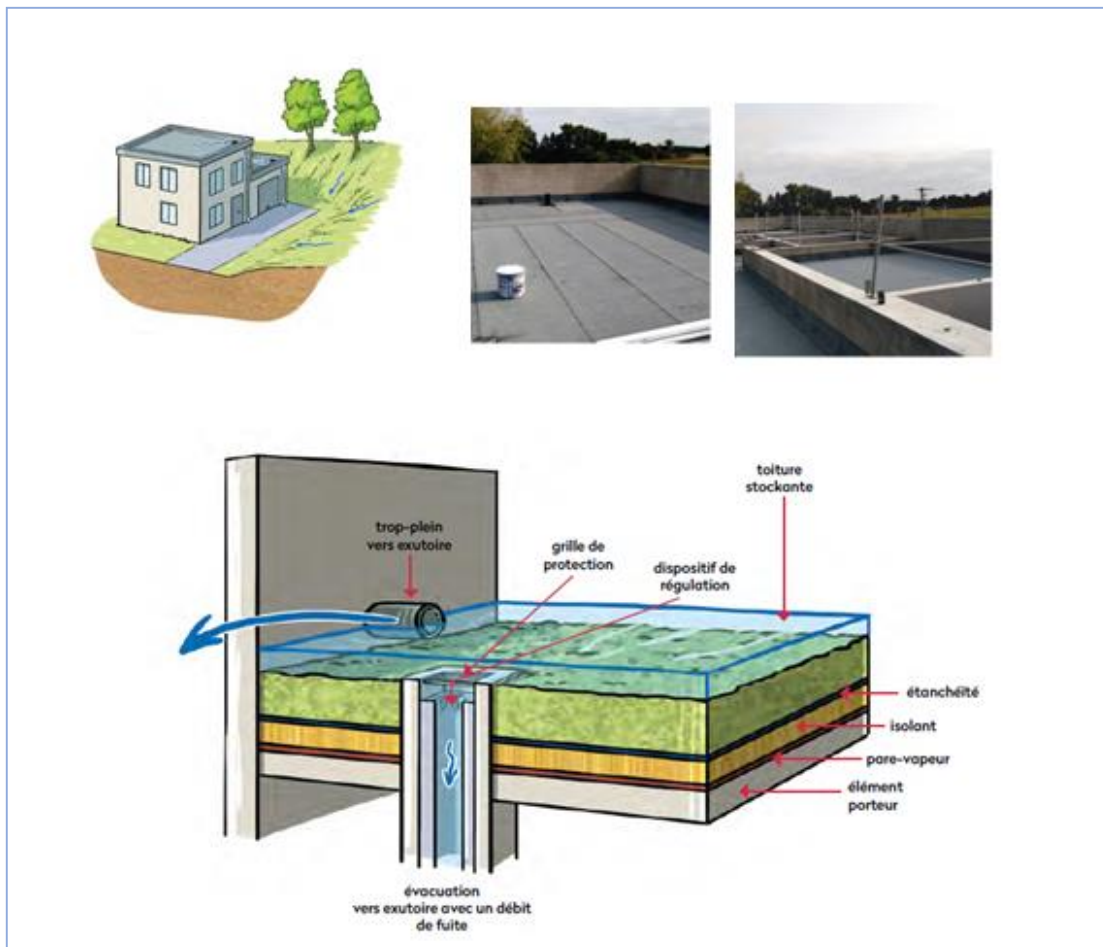
Bassin de rétention multi-usages



Bassin de rétention paysager

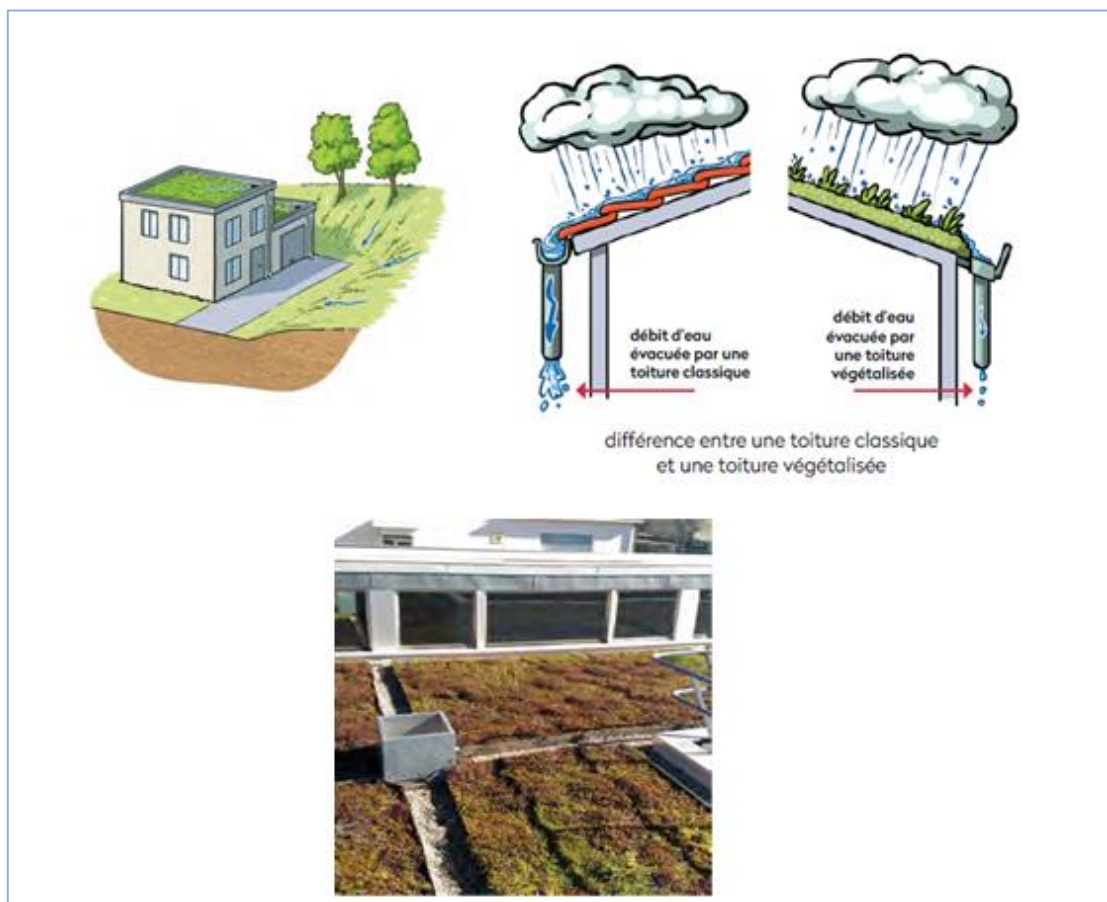
Les toitures stockantes

Basées sur le principe de la toiture terrasse, les toitures stockantes permettent la rétention temporaire des eaux pluviales sur la toiture sur des hauteurs relativement faibles (10 cm d'eau maximum).



Les toitures végétalisées

Aussi appelées toitures vertes, elles sont recouvertes de végétation et de plusieurs **couches de substrat (terre...)** permettant le **développement de celle-ci**. Les toitures végétalisées permettent d'améliorer la toiture stockante classique en apportant une zone verte et une meilleure isolation. Elles participent à la baisse des volumes d'eaux pluviales ruisselés et au laminage des débits de pointe (via l'évapotranspiration des végétaux). Elles constituent une mesure de rétention.



Bassins de rétention

Les bassins de rétention sont conçus pour recueillir les eaux pluviales. Le bassin sec sert essentiellement au stockage temporaire des eaux lors des précipitations, tandis que d'autres types maintiennent une certaine quantité d'eau en permanence. On rencontre différentes configurations :

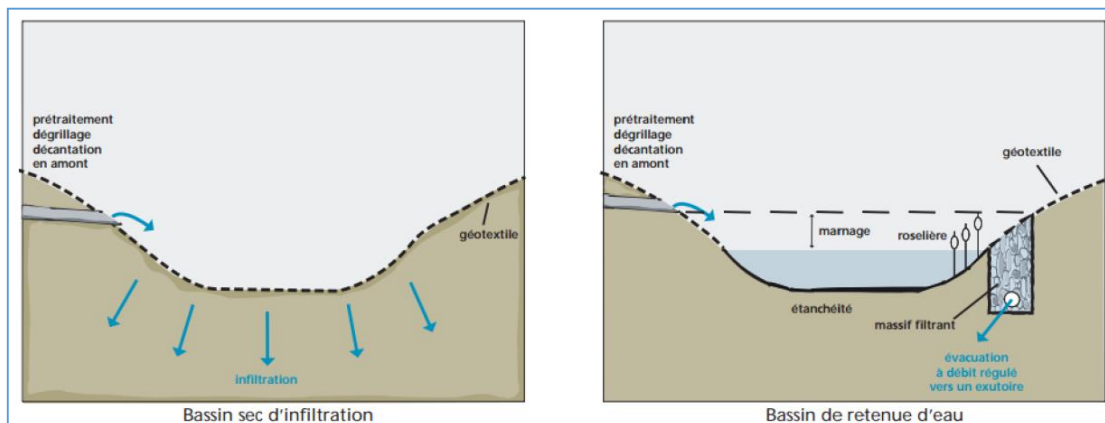
- ➔ Les **bassins enterrés**, réalisés en béton ou utilisant des éléments préfabriqués comme des canalisations surdimensionnées ;

- Les **bassins à ciel ouvert**, excavations naturelles ou artificielles, avec ou sans digues ;
- Les **bassins en eau** de façon permanente ou secs, inondés très ponctuellement et partiellement en fonction des pluies.

Aujourd'hui, les bassins à ciel ouvert peuvent et doivent être conçus comme des **espaces multi-usages**, favorisant leur intégration dans le site et leur bon fonctionnement. En général, ils participent aisément à l'amélioration du cadre de vie : bassins d'agrément, espaces verts, terrains de jeux.

Les bassins peuvent avoir différentes fonctions hydrauliques :

- ▶ Interceptor des eaux pluviales ;
- ▶ Être alimentés systématiquement, en étant placés à l'exutoire d'un réseau ou n'être alimentés par surverses qu'en cas de saturation du réseau, en étant en dérivation ;
- ▶ Restituer les eaux (à débit contrôlé et après l'averse) vers le réseau principal, le sol – par infiltration – ou le milieu naturel.



Principes des bassins de rétention sec et en eau (Source GRAIE)

Annexe 2 : Méthode SCS

La méthode SCS ou Modèle du NRCS, qu'on nomme parfois modèle avec indice de ruissellement (curve-number model), a été développé au cours des années 1950 par le NRCS (Natural Resources Conservation Service), autrefois appelé SCS (Soil Conservation Service). La méthode (SCS) permet d'évaluer les pertes par infiltration à la suite d'une averse. Elle estime la pluie nette à partir des pertes initiales avant le début du ruissellement, et la rétention potentielle maximale après le début du ruissellement. Le modèle du SCS s'appuie sur le concept que la précipitation totale tombant sur un bassin peut être séparée en trois composantes (voir figure 1) : la pluie effective (P_{eff}), la rétention qui se produit dans le bassin (F) et les pertes initiales (I_a). L'hypothèse principale de la méthode SCS est que le rapport des pertes réelles sur les quantités d'eau ruisselées est égal au rapport des pertes maximales potentielles sur le ruissellement maximum potentiel.

$$\frac{F}{S} = \frac{P_{eff}}{P - I_a} \quad (A2.1)$$

S représente la rétention potentielle maximale.

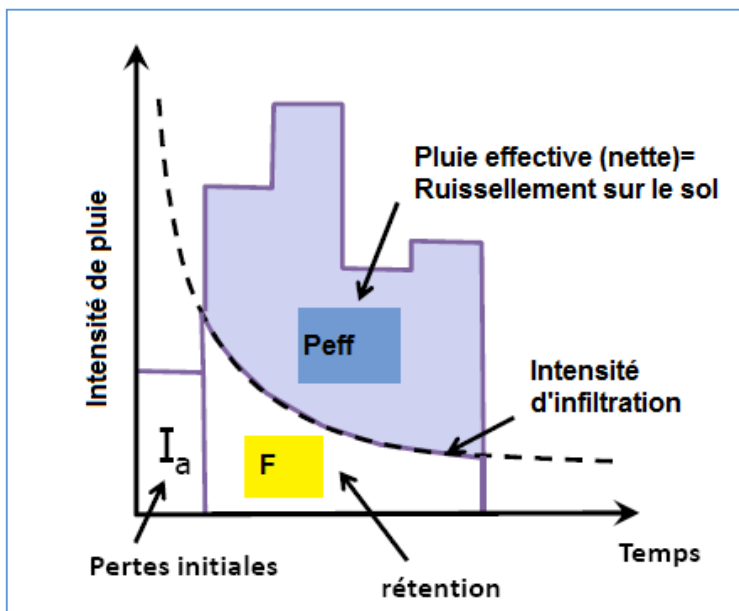


Figure (1) : Séparation de la pluie (P) en Pluie (nette) effective (P_{eff}), pertes initiales (I_a) et les pertes par rétention (F) – Méthode du NRCS.

On appelle infiltration F la partie de la lame des précipitations P qui est absorbée par le sol et dirigée vers les couches inférieures. On appelle rétention initiale I_a (Initial abstraction) la partie des précipitations retenue dans les dépressions et absorbée par évapotranspiration. On appelle Pluie effective (P_{eff}) la partie de la pluie qui se transforme écoulement (ruissellement) à la surface du sol pendant et immédiatement après cette averse. La rétention se produisant réellement se définit avec la relation suivante :

$$F = (P - I_a) - P_{eff} \quad (A2.2)$$

C'est la Conservation de la masse ou équation de continuité. Substituant (A2.2) dans l'équation (A2.1) on obtient :

$$\frac{(P-I_a)-P_{eff}}{S} = \frac{P_{eff}}{P-I_a} \quad \text{et} \quad \frac{P_{eff}}{P-P_{eff}-I_a} = \frac{P-I_a}{S} \quad (\text{A2.3.a})$$

Avec :

P = Précipitation totale (Pluie brute)

I_a = Pertes initiales avant submersion (parfois considérée comme $I_a = 0,2 * S$)

P_{eff} = Pluie effective (nette) (Précipitation participant au ruissellement Q)

$P - P_{eff} - I_a$ = Pertes additionnelles. Ce sont les précipitations infiltrées après le début du ruissellement

$P - I_a$ = Ruissellement maximum potentiel

S = Pertes maximales potentielles

En réarrangeant pour P_{eff} on trouve finalement

$$P_{eff} = \frac{(P-I_a)^2}{(P-I_a)+S} \quad (\text{A2.3.b})$$

Soulignons que tous ces paramètres sont exprimés en unités identiques (en millimètres pour le système SI ou en pouces pour le système impérial). Cette équation contient une quantité connue (P) et deux inconnues (I_a et S). On pose ensuite, en se basant sur les résultats de simulations, que la perte initiale $I_a = 0,2S$. On peut donc obtenir l'expression suivante :

$$P_{eff} = \frac{(P-0,2S)^2}{(P+0,8S)} \quad (\text{A2.4})$$

Cette relation est l'équation de base permettant de calculer la pluie effective (nette) à partir de la précipitation P. Pour pouvoir évaluer la seule inconnue, S, et afin de standardiser les courbes représentant la pluie nette en fonction de la pluie brute, le SCS a introduit un paramètre sans dimension se nommant "Runoff Curve Number" (CN). Ce paramètre est normé tel que : $0 < CN \leq 100$. L'indice CN est relié au stockage S (mm) par la relation suivante :

$$CN = \frac{25400}{S+354} \quad (\text{A2.5})$$

Le CN est donc simplement une transformation non-linéaire de S qui est un paramètre de stockage ; il est déterminé en considérant essentiellement les types de sol en présence dans le bassin et le couvert végétal. Le CN renseigne sur la capacité du sol à infiltrer l'eau de pluie. Les valeurs sont typiquement entre 30 et 99. Une valeur de 30 correspond à une importante capacité d'infiltration, alors que la valeur de 99 correspond à une absence d'infiltration. Un tableau détaillé des valeurs de CN se trouve aussi dans le guide d'utilisateur du logiciel HEC-HMS. Il est possible de calculer un CN moyen pour chaque sous-bassin avec la relation suivante :

$$\overline{CN} = \frac{\sum CN_i * A_i}{A_i} \quad (\text{A2.6})$$

Ai : superficie du bassin versant ou du sous bassin correspondant à un type et à une couverture du sol (forêt, agricole, urbain)

CNi : Coefficient de ruissellement CN correspondant à Ai. Le NRCS a par ailleurs classé les sols en quatre catégories en ce qui concerne le potentiel d'infiltration Tableau (1) :

Tableau (A2.1) : les types de sol selon le NRCS

Type de sol	Caractéristiques
A	(faible potentiel de ruissellement) : Sols présentant des taux élevés d'infiltration même lorsque saturés et étant principalement constitués en profondeur de sable ou gravier bien drainés ou excessivement bien drainés. Ces sols possèdent un haut taux de transmission de l'eau infiltrée. Potentiel de ruissellement faible et taux d'infiltration élevé sables et graviers
B	Sols avec des taux d'infiltration moyen lorsque saturés, composés essentiellement de sable ou gravier modérément drainés à bien drainés sur des profondeurs modérées à importantes, avec des textures modérément fines à modérément grossières. Ces sols possèdent un taux modéré de transmission de l'eau. à une faible profondeur ou de sols avec une nappe phréatique haute en permanence. Ces sols présentent un très faible taux de transmission de l'eau. Taux d'infiltration modéré et sol modérément bien drainé terre sablonneuse
C	Sols présentant des taux d'infiltration lents lorsque saturés, composés principalement de sols avec une couche qui retarde le mouvement vertical de l'eau ou de sols avec une texture modérément fine à fine. Ces sols ont un taux de transmission de l'eau qu'on peut qualifier de faible. Taux d'infiltration faible terre argileuse, sol ayant un faible contenu organique
D	(potentiel élevé de ruissellement) : Sols avec de très faibles taux d'infiltration lorsque saturés, constitués principalement d'argile en surface ou à une faible profondeur ou de sols avec une nappe phréatique haute en permanence. Ces sols présentent un très faible taux de transmission de l'eau. D : potentiel du ruissellement élevé et taux d'infiltration faible sol gonflant lorsqu'humide, argiles et couches. Mince de sol avec fond imperméable près de la surface du sol

Le tableau (A2.2) donne les valeurs de CN pour différentes surfaces et les différents groupes de sols.

Tableau (A2.2) : Valeurs de CN dans les tables : pour AMCII ((Conditions antécédentes d'humidité moyennes (II), Ia = 0,2S

Occupation du sol	Classes de sol			
	A	B	C	D
Sols cultivés bien entretenus	72	81	88	91
Sols cultivés mal entretenus	62	71	78	81
Pâturage dans de bonnes conditions	68	79	86	89
Pâturage dans de mauvaises conditions	39	61	74	80
Prés	30	58	71	78
Forêts à faible taux de couverture	30	58	71	78
Forêts à taux de couverture élevé	25	55	70	77
Place de jeux, parcs, golfs, cimetières :				
-plus de 75% de la surface est enherbée,	39	61	74	80
-50 à 75% de la surface est enherbée	49	69	79	84
Zones commerciales (85% de la surface imperméable)	89	92	94	95
Zones industrielles (72% de la surface imperméable)	81	88	91	92
Zones résidentielles :				
Taux de surface imperméable				
65%	77	85	90	91
38%	61	75	83	87
30%	57	72	81	86
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parkings, toit,	98	98	98	98
Routes et chemins :				
Revêtement bitumineux	98	98	98	98
Revêtement gravelé	76	85	89	91
Revêtement en mauvais état	71	82	87	89

Soulignons que les valeurs présentées au tableau 1 et 2 sont valides pour des conditions antécédentes d'humidité moyennes (CAH II, AMC II). Pour les extrapoler aux conditions I (sèches) et III (humides, saturées) on utilise les relations suivantes.

$$CN(I) = \frac{4,2 * CN(II)}{10 - 0,058 * CN(II)} \quad \text{Et} \quad CN(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 + 0,13 * CN(II)} \quad (\text{A2.7})$$

La définition plus ou moins arbitraire des conditions sèche, moyenne ou saturée est par ailleurs donnée au tableau (3) Les équations à la base des valeurs contenues dans ce tableau sont fournies dans des références de base (NRCS, 1986).