

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 45 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Hydraulique

Option : Hydraulique Urbaine

Présenté par : BOUFELFEL AYMEN

Thème : DIMENSIONNEMENT PRELIMINAIRE

DES BASSINS DE RETENTION

Sous la direction de : Pr. RACHID MANSOURI

Jun 2025

REMERCIEMENT

Tous nos remerciements et notre gratitude à « Dieu » qui nous a donné la force, le courage et le désir de développer ce travail.

Nous tenons à exprimer notre sincère gratitude au :

Pr. RACHID MANSOURI

C'est un honneur pour nous de faire ce travail, ainsi que pour sa présence, sa patience, ses sages conseils, ses idées précieuses et toute l'attention qu'il nous a accordée tout au long du chemin. Pour accomplir ce travail. Qu'il trouve dans le résultat de ce travail un témoignage de notre profonde gratitude et pleine réflexion.

Nous tenons à remercier toute l'équipe de gestion des ressources pour le mandat de Guelma. Pour notre information ainsi que le soutien et l'assistance qu'ils nous ont fournis lors de la visite.

Nous remercions les membres du jury d'avoir accepté de juger ce travail. À nos enseignants qui nous ont beaucoup aidés et encouragés pendant notre formation.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué directement ou indirectement à la réalisation de ce travail



Dédicace

Je dédie ce travail à tous ceux qui font partie de ma vie : tous les membres de ma famille, en particulier ma mère et mon frère bien-aimé.

À ma mère, et mon frère Walid, ce que j'ai de plus précieux, qui m'ont toujours fait confiance.

Il n'y a pas de mots pour exprimer la gratitude, le respect et l'amour que vous avez pour moi.

À tous mes amis et surtout les proches qui étaient toujours présents à mes côtés : notamment : Wassim, Mouslim, Chouaib, Zakaria, ...etc.

À tous je dédie cet humble travail

Table des matières

| | |
|-------------------------------|---|
| Introduction générale : | 1 |
|-------------------------------|---|

Chapitre 1 : Présentation des réseaux d'assainissement pluvial

| | |
|--|---|
| 1.1 Évolution historique et usages des systèmes d'assainissement | 4 |
| 1.2 Description d'un réseau d'assainissement | 5 |
| 1.3 : Fonctionnement d'un réseau | 6 |

Chapitre 2 : Impact de l'urbanisation

| | |
|--|----|
| 2.1 Introduction | 11 |
| 2.2 Impact de l'urbanisation sur le cycle de l'eau | 13 |

Chapitre 3 : Gestion Intégrée des Eaux Pluviales (GIEP)

| | |
|---|----|
| 3.1 Introduction | 20 |
| 3.2 Les bassins de rétention en milieu urbain | 22 |
| 3.3 Typologie des bassins de rétention | 23 |
| 3.3.1 Bassins à ciel ouvert | 24 |
| 3.3.2 Bassins enterrés | 25 |

Chapitre 4: Détermination du volume des espaces de rétention

| | |
|--|----|
| 4.1 Approches internationales comparées du dimensionnement des bassins de rétention des eaux pluviales | 28 |
| 4.1.1 France : Normes, modélisation et intégration réglementaire | 29 |
| 4.1.2 Allemagne : Normes rigoureuses et écologie intégrée | 30 |
| 4.1.3 Australie : Approche systémique du WSUD | 30 |
| 4.1.4 Royaume-Uni : Reproduction du cycle naturel via les SuDS | 31 |
| 4.1.5 États-Unis : Décentralisation et modélisation avec le LID | 31 |
| 4.2 Choix d'une approche de dimensionnement | 33 |
| 4.3 Le concept de base | 36 |

| | |
|---|----|
| 4.4 Méthodes de détermination des volumes à stocker | 40 |
| 4.4.1 Méthode des pluies | 44 |
| 4.4.2 Méthode des débits | 45 |
| 4.4.3 Méthode des volumes..... | 47 |
| 4.5 Méthode des Coubes IDF par Montana | 48 |
| 4.5.1 Courbes IDF et HDF | 48 |
| 4.5.2 La loi de Gumbel | 49 |

Chapitre 5 :Etude de cas

| | |
|--|----|
| 5.1 Présentation du site d'étude | 53 |
| 5.1.1 Caractéristiques du bassin versant | 53 |
| 5.1.2 Occupation du sol et nature des sols | 54 |
| 5.1.3 Précipitation et régime pluviométriques | 55 |
| 5.2 Ajustement de la loi de Gumbel et Détermination des courbes IDF | 57 |
| 5.2.1 Ajustement de la loi de Gumbel | 57 |
| 5.2.2 Représentation graphique sous la forme de courbes IDF..... | 60 |
| 5.3 Détermination des volumes de stockage..... | 64 |
| 5.3.1 Méthode des Pluies | 64 |
| 5.3.2 Méthode des Débits..... | 67 |
| 5.3.3 Comparaison des méthodes de dimensionnement : méthode des pluies vs méthode des débits | 69 |
| Conclusion générale | 73 |
| Bibliographie et Webographie | 77 |

Liste des Figures

| | |
|---|----|
| Figure 1. 1: Cloaca Maxima..... | 4 |
| Figure 1. 2: Illustration du cheminement de l'eau en assainissement | 6 |
| Figure 1. 3: Schéma des réseaux unitaire et séparatif | 7 |
| Figure 1. 4: Schéma d'un déversoir d'orage..... | 9 |
| Figure 2. 1: Les résultats de la classification dans le groupement intercommunal de Guelma entre 1990 et 2020(Source : GUECHI et al. 2022) | 12 |
| Figure 2. 2: Schéma du cycle de l'eau..... | 14 |
| Figure 2. 3: Différents flux d'eau impliqués dans le fonctionnement d'un bassin versant. | 15 |
| Figure 2. 4: Conséquences de l'urbanisation sur l'eau. | 16 |
| Figure 2. 5 : Impacts de l'urbanisation sur l'eau..... | 16 |
| Figure 2. 6: illustration l'impact net de ces changements sur un cycle hydrologique annuel. .. | 18 |
| Figure 2. 7: Estimation de l'impact de l'urbanisation sur les composantes du cycle de l'eau . | 18 |
| Figure 3. 1: impacts de l'urbanisation, les changements climatiques, et les avantages de la gestion durable des eaux pluviales | 21 |
| Figure 3. 2: Illustration de la différence entre la gestion intégrée et le tout-tuyau | 22 |
| Figure 3. 3: a) Bassin versant avant urbanisation, b) Bassin versant après urbanisation avec gestion des eaux pluviales par un système classique de collecteur, c) Bassin versant après urbanisation avec gestion des eaux pluviales par des bassins de rétention | 23 |
| Figure 3. 4: Schéma de principe d'un bassin à ciel ouvert..... | 24 |
| Figure 3. 5: Schéma de principe d'un bassin de retenue enterré | 25 |
| Figure 4. 1: Principe de fonctionnement hydraulique d'un ouvrage de stockage..... | 36 |
| Figure 4. 2: Principe de dimensionnement d'un ouvrage de stockage d'eaux pluviales | 37 |
| Figure 4. 3: Illustration de la méthode des pluies | 44 |
| Figure 4. 4: Superposition de la courbe Hauteur-durée pour une fréquence choisie et de la courbe d'évacuation | 45 |
| Figure 4. 5: Courbes IDF typique..... | 48 |
| Figure 5. 1: La zone d'étude | 53 |
| Figure 5. 2: Précipitation mensuelles moyennes (2010-2020)..... | 56 |
| Figure 5. 3 : Ajustement graphique du modèle | 59 |
| Figure 5. 4: Représentation des couples durée – intensité moyenne en fonction des périodes de retour..... | 61 |
| Figure 5. 5: Les différentes courbes IDF en fonction des différentes périodes de retour | 62 |

| | |
|--|----|
| Figure 5. 6: Volumes de stockages obtenus par la méthode des pluies..... | 66 |
| Figure 5. 7: Comparaison des méthodes des pluies et des débits..... | 70 |

Liste des Tableaux

| | |
|--|----|
| Tableau 2. 1: Illustration du processus l'urbanisation , les zones de différentes couvertures terrestres et leurs changements..... | 12 |
| Tableau 3. 1: Les caractéristiques, avantages et inconvénients de chaque système | 26 |
| Tableau 4. 1: comparaison des approches de dimensionnement des bassins de rétention des eaux pluviales..... | 32 |
| Tableau 4. 2: Méthodes de détermination des volumes d'eaux pluviales à stocker [d'après Barraud & Alkakah, 1999 <i>in</i> Barraud & <i>al.</i> , 2009, et MEDD, Certu, 2003] | 41 |
| Tableau 5. 1: Occupation du sol et surfaces correspondantes | 55 |
| Tableau 5. 2 : précipitations mensuelles max | 56 |
| Tableau 5. 3: Tableau utilisé pour la détermination des moments de la loi | 58 |
| Tableau 5. 4: Estimation de variable réduite u en fonction de la période de retour T | 59 |
| Tableau 5. 5: Intensité de la pluie (mm /h) en fonction de la période de retour | 60 |
| Tableau 5. 6: Paramètres de Montana | 63 |
| Tableau 5. 7: Intensités de pluie calculées en fonction différentes durées | 63 |
| Tableau 5. 8: Les volumes de stockage obtenus par la méthode des pluies | 65 |
| Tableau 5. 9: volume à stocker en fonction Débit de fuite | 68 |
| Tableau 5. 10 : Analyse des résultats | 70 |

Liste des Symboles (Extrait des principales notations utilisées)

- **Cr** : Coefficient de ruissellement [-]
- **Qs** : Débit de fuite (m³/s)
- **T** : Période de retour (ans)
- **i (T, t)** : Intensité de pluie (mm/h)
- **Vr** : Volume de rétention (m³)
- **Sa** : Surface active de ruissellement (ha)
- **a, b** : Paramètres de la loi de Montana
- **Δhmax** : Différence maximale entre les courbes de pluie et d'évacuation (mm)

Résumé

L'urbanisation rapide en périphérie urbaine a entraîné une imperméabilisation croissante des sols, provoquant une augmentation des volumes de ruissellement. Cette situation complique la gestion des eaux pluviales dans les villes, mettant à rude épreuve les infrastructures classiques d'assainissement. Ce mémoire s'intéresse à la gestion durable de ces eaux, avec un focus sur les bassins de rétention comme solution alternative. Après une revue des systèmes d'assainissement, des impacts de l'urbanisation et des approches intégrées, plusieurs méthodes de dimensionnement sont étudiées. Une attention particulière est portée à l'utilisation des courbes IDF. Une étude de cas sur la ville de Guelma illustre l'application concrète des concepts développés.

Abstract

Rapid urbanization on urban peripheries has led to increasing soil impermeability, resulting in higher runoff volumes. This situation complicates stormwater management in cities, placing significant strain on conventional drainage infrastructure. This thesis explores sustainable stormwater management, with a focus on retention basins as an alternative solution. Following a review of drainage systems, the impacts of urbanization, and integrated management approaches, several sizing methods are explored and examined. Special attention is given to the use of IDF (Intensity-Duration-Frequency) curves. A case study on the city of Guelma illustrates the practical application of the developed concepts.

الملخص

أدت التحضر السريع في الأطراف الحضرية إلى تزايد ظاهرة إغلاق مسام التربة، مما تسبب في زيادة كميات الجريان السطحي. وقد أضحت هذه الوضعية تعقد إدارة مياه الأمطار في المناطق الحضرية، مما يشكل ضغطاً كبيراً على البنى التحتية التقليدية للصرف الصحي

يركز هذا البحث على الإدارة المستدامة لمياه الأمطار، مع التركيز على أحواض الاحتجاز كحل بديل وبعد استعراض نظم الصرف الصحي وآثار التحضر والمناهج المتكاملة، يتم دراسة عدة طرق لتحديد الأبعاد الهندسية. مع إيلاء اهتمام خاص لاستخدام منحنيات الشدة-المدة-التكرار وتقدم دراسة حالة تطبيقية لمدينة قالمة توضيحاً عملياً للمفاهيم المطورة في هذا البحث

Introduction générale

Introduction générale :

L'implantation répandue de nouveaux quartiers résidentiels sur le territoire de la périphérie urbaine est en partie responsable de la baisse du couvert végétal et de l'augmentation des surfaces imperméables à grande échelle. Les villes sont maintenant aux prises avec une augmentation constante de la production de ruissellement qu'elles doivent gérer au moyen d'un vaste réseau d'égouts et de canalisations.

Les inondations représentent l'une des catastrophes naturelles les plus destructrices à l'échelle mondiale, causant davantage de victimes que les cyclones et les séismes réunis. Selon les données récentes, elles sont responsables de près de 40% des décès liés aux risques naturels. L'urbanisation croissante et souvent mal maîtrisée aggrave considérablement ce risque. La construction sur des zones inondables, la suppression des espaces naturels d'expansion des crues et l'imperméabilisation massive des sols modifient profondément le cycle hydrologique. Ces transformations, combinées aux effets du changement climatique - qui intensifie la fréquence et l'intensité des précipitations - créent un cocktail explosif, comme en ont témoigné les récentes catastrophes en Allemagne (2021), en Chine (Henan, 2021) ou encore au Pakistan (2022).

Pendant des décennies, la gestion des eaux pluviales en milieu urbain a reposé sur une approche purement hydraulique, résumée par le concept du "tout-tuyau". Cette philosophie, héritée des théories hygiénistes du XIXe siècle et largement développée dans l'après-guerre, consistait à évacuer le plus rapidement possible les eaux de pluie vers les exutoires naturels via des réseaux d'assainissement toujours plus vastes. Cependant, cette stratégie montre aujourd'hui ses limites:

- Saturation des réseaux lors d'événements pluvieux intenses
- Coûts exorbitants de construction et d'entretien des infrastructures
- Pollution des milieux récepteurs par les rejets d'eaux urbaines non traitées
- Perturbation du cycle naturel de l'eau, avec diminution de l'infiltration et de la recharge des nappes

Face aux limites du système 'tout à l'égout', de nouvelles stratégies émergent, telles que la Gestion Intégrée des Eaux Pluviales (GIEP), favorisant la rétention à la source et l'intégration de solutions écologiques et économiques. Parmi les solutions techniques développées dans ce contexte, les bassins de rétention occupent une place centrale. Ces ouvrages, qu'ils soient à ciel ouvert ou enterrés, permettent de :

- Lisser les débits de pointe lors des pluies intenses
- Favoriser la décantation des polluants
- Restituer progressivement les eaux vers le milieu naturel
- Participer à la recharge des nappes phréatiques

Ce mémoire a pour but d'analyser ces ouvrages à travers un état de l'art, la comparaison de méthodes de dimensionnement, et une application concrète sur un bassin versant urbain à Guelma.

Chapitre 1
Présentation des réseaux
d'assainissement pluvial

1.1 Évolution historique et usages des systèmes d'assainissement

Les premières traces de réseaux d'assainissement organisés remontent à l'Antiquité, avec la Cloaca Maxima (Figure 1.1) construite à Rome entre le VII^e et le VI^e siècle avant J.-C. Cet ouvrage monumental, dont une partie est encore en service aujourd'hui, témoigne de l'ingéniosité des Étrusques en matière d'hydraulique urbaine.



Figure 1. 1: Cloaca Maxima

En Europe, il faut attendre le XIX^e siècle pour voir se développer des réseaux d'assainissement modernes, principalement en réponse aux épidémies de choléra. Le décret du 26 mars 1852 à Paris marque un tournant, imposant le raccordement des constructions nouvelles aux égouts. Cependant, ces derniers ne collectaient initialement que les eaux ménagères et pluviales, les matières fécales étant encore évacuées par des systèmes de vidange.

Au milieu du 19^{ème} siècle, les premiers réseaux d'assainissement ont été construits pour répondre à deux enjeux :

- ➔ L'enjeu sanitaire, en évacuant le plus loin et le plus rapidement possible les eaux usées et les eaux pluviales. En effet, entre la fin du 18^{ème} siècle, et le début du 19^{ème} siècle, les usages de l'époque (fosses septiques), entraînent que les eaux pluviales et une grande partie des eaux domestiques sont rejetées sur la voie publique. Cet état de fait devient de plus en plus gênant, car à cette période [Triantafillou, 1987], les villes des pays industrialisés connaissent une forte augmentation de leur population. Il en découle logiquement une augmentation des rejets sur la voie publique, et par conséquent des nuisances sanitaires, olfactives et visuelles de plus en plus graves. Les épidémies de choléra de 1832 et 1848 à Paris viendront encourager la réflexion du courant hygiéniste sur les moyens à mettre en œuvre pour évacuer les eaux usées et pluviales de façon rapide et loin de la ville et sans que cela soit vu. C'est la naissance du système « tout à l'égout ».

- ➔ L'enjeu de sécurité en cherchant à protéger les villes contre les inondations. Cette notion fut une priorité suite aux les dégâts causés par les inondations. Les fossés, longtemps utilisés pour évacuer les eaux pluviales, sont peu à peu remplacés par des réseaux de canalisations enterrés qui dirigent ces eaux, et les eaux usées des habitations raccordées, vers les cours d'eaux à proximité des villes.

1.2 Description d'un réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement permet, pour une surface de territoire donnée, à la commune qui en a la charge, de collecter, transporter et de rejeter les eaux usées et pluviales. Ses objectifs et le niveau de performance qu'on lui assigne ont varié suivant deux principaux critères, à savoir d'une part l'évolution temporelle de la constitution des villes dans les pays industrialisés, et d'autre part l'évolution des exigences hygiéniques et/ou de santé publique.

Le réseau d'assainissement est un ensemble de conduites souterraines, ponctuées d'ouvrages. A l'exutoire de ceux-ci, est souvent installée une station d'épuration.

Un réseau d'assainissement est particulièrement complexe du fait de la multitude de tronçons hétérogènes qui le composent et des noeuds ponctuant le parcours des eaux usées (branchements, jonctions, bifurcations, seuils, etc.). Les réseaux ont été progressivement renforcés et interconnectés, améliorant ainsi leur efficacité, mais augmentant aussi cette complexité. Le système d'assainissement comprend l'ensemble des réseaux de collecteurs et émissaires (qui servent à la collecte et au transport), ainsi que les ouvrages annexes et spéciaux (destinés à stocker, transporter, diriger, traiter et évacuer les eaux) tels que les déversoirs d'orage, bassins de retenue, pompes de relèvement, de traitement des eaux usées (STEU).

Selon Triantafilou (2008), la structure d'un réseau d'assainissement classiquement utilisé dans les pays industrialisés consiste en un ensemble de conduites parcourant sous terre les zones urbanisées dans lesquelles les effluents s'écoulent à surface libre, ce qui impose des pentes minimales et éventuellement des stations de relevage. Ce réseau communique avec la surface par des ouvrages tels que les branchements, les avaloirs et les bouches. Les branchements assurent la liaison du réseau avec la surface bâtie (logements, usines, etc.), tandis que les avaloirs et les bouches sont situés sur la voirie. Le réseau est organisé en arborescence descendante et en aval communique avec le milieu naturel par les déversoirs d'orage et les exutoires. D'autres ouvrages, qui s'interposent entre les différents types de canalisations (secondaires, primaires, émissaires), font aussi partie du réseau d'assainissement, tels que les regards de visite et d'accès, les stations de pompage, les bassins de retenue et de décantation, et les stations d'épuration. Un réseau d'assainissement est dimensionné en tenant compte de ses

principes de fonctionnement : écoulement gravitaire entraînant le choix du diamètre en fonction de la pente, vitesse de circulation des eaux suffisante pour éviter les stagnations, épuration avant rejet dans l'exutoire qui limite le débit à la capacité de la station.

1.3 : Fonctionnement d'un réseau

Le réseau d'assainissement urbain a pour objet de recueillir les effluents produits dans la ville et de les transporter vers la station d'épuration. Après traitement les eaux usées épurées sont déversées dans le milieu naturel soit directement dans le réseau hydrographique de surface ou dans le sol, par l'intermédiaire de bassins et de puits d'infiltration (Figure 1.2).

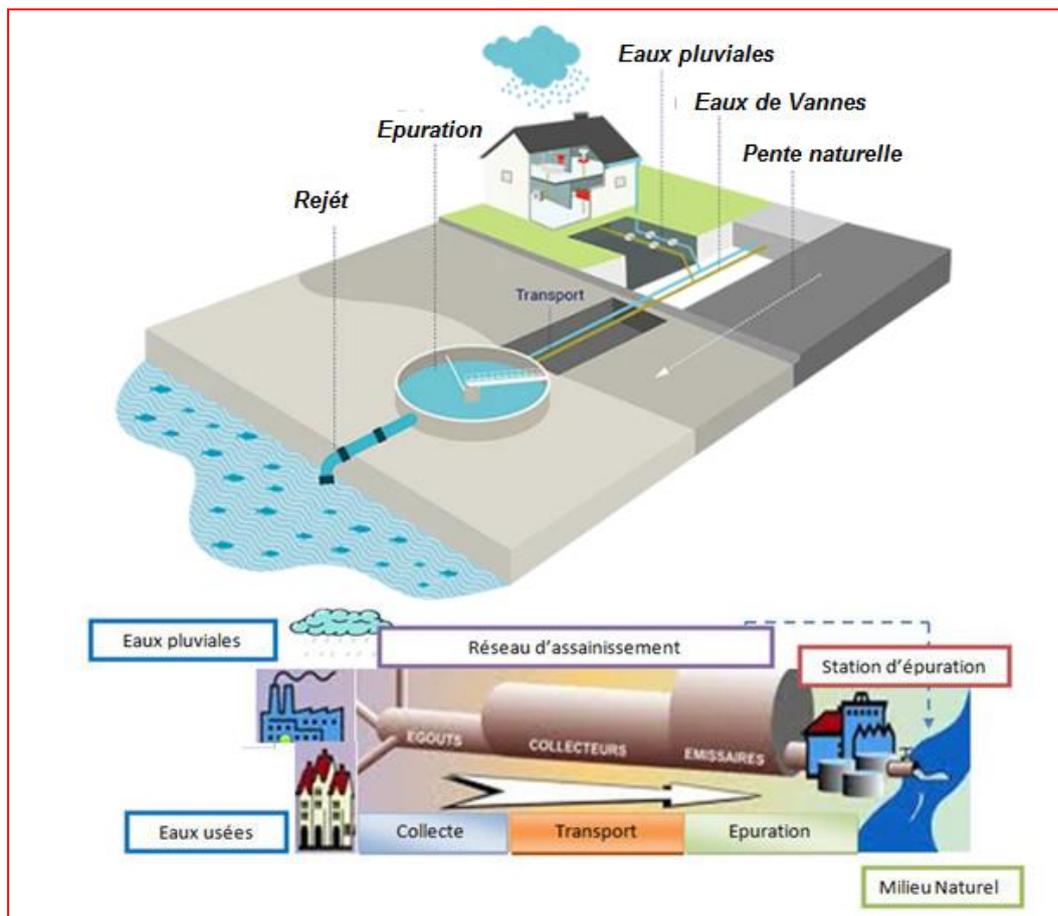


Figure 1. 2: Illustration du cheminement de l'eau en assainissement

Les effluents urbains se décomposent en :

- Les eaux pluviales ou de ruissellement (E.P.) ;
- Les eaux usées ménagères (E.U.) ;
- Les excréta humains (E.H.) ou eaux vannes ;
- Les eaux industrielles ayant ou non subi un prétraitement.

Les eaux usées ménagères, les eaux vannes et les eaux industrielles, sont actuellement considérées comme des eaux polluées, qui doivent donc être traitées avant d'être déversées dans les exutoires. Par contre, les eaux pluviales sont tenues pour des eaux propres, ou plus exactement pour des eaux non polluées. Cette considération est de plus en plus révisée étant donné que la pollution atmosphérique dans les grands centres urbains, de même que la saleté des surfaces imperméables, augmentent fortement la pollution des eaux de ruissellement. Selon la nature des effluents transportés par le réseau, on peut distinguer trois systèmes de collecte :

- Le système séparatif qui consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (et souvent aussi aux effluents industriels), alors que l'évacuation des eaux pluviales est assurée par un autre réseau (canalisations, fossés, caniveaux, écoulement superficiel...) (Figure 1.3) ;
- Le système unitaire qui consiste à évacuer l'ensemble des eaux usées et pluviales par un seul réseau, généralement pourvu de déversoirs, permettant en cas d'orage le rejet direct par surverse d'une partie des eaux dans le milieu naturel (Figure 1.3) ;
- Le système pseudo-séparatif qui consiste à réaliser un réseau séparatif particulier pour lequel il est admis que le réseau d'évacuation des eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales (toitures, caves...) en provenance des propriétés riveraines. Dans ce cas, la fonction du réseau d'évacuation des eaux pluviales est réduite à la collecte et à l'évacuation des eaux ruisselant sur la chaussée et les trottoirs.

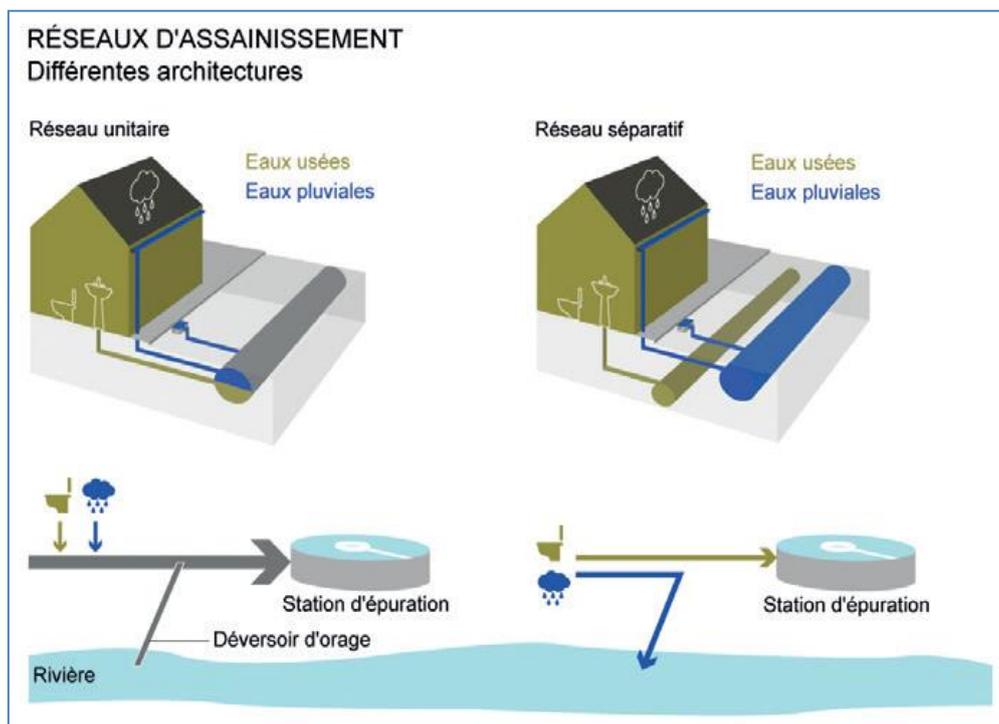


Figure 1. 3: Schéma des réseaux unitaire et séparatif

Les installations les plus anciennes sont de type unitaire. Le système séparatif se généralise après la deuxième guerre mondiale en Europe comme aux Etats-Unis.

Le transport des eaux se fait en général par voie gravitaire, exigeant une pente minimale des collecteurs. Cependant des stations de relèvement ou de refoulement sont souvent mises en place dans des cas spéciaux (terrains plats, terrains accidentés).

Le fonctionnement hydraulique du réseau d'assainissement est déterminé par trois facteurs :

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

Un déversoir d'orage (Figure 1.4) est un ouvrage de débordement des eaux installé sur un système de collecte unitaire (ou pseudo-séparatif), c'est-à-dire collectant des eaux usées et pluviales. Son objectif initial est essentiellement hydraulique : il s'agit de soulager le système d'assainissement à l'aval, en cas de fortes pluies, que ce soit pour éviter des inondations par débordement de réseau non maîtrisées ou pour protéger les installations de traitement du lessivage. Ainsi, en cas de fortes pluies, les déversoirs d'orage permettent le rejet direct vers le milieu récepteur d'un mélange d'eaux usées et d'eaux pluviales. Lorsque réseaux et stations d'épuration sont saturés, des déversoirs d'orage libèrent les volumes d'eaux usées et pluviales collectées, sans traitement, directement en milieu naturel. De ce fait, la qualité des cours d'eau est automatiquement dégradée après chaque pluie importante. Ce fonctionnement permet d'éviter que les pluies importantes et exceptionnelles ne créent des inondations. En revanche, pour les petites pluies les plus fréquentes, il convient d'éviter qu'elles ne créent des déversements et donc des pollutions, via des aménagements adéquats, qui permettent aux eaux pluviales de s'infiltrer dans le sol, au lieu de ruisseler et de rejoindre les réseaux

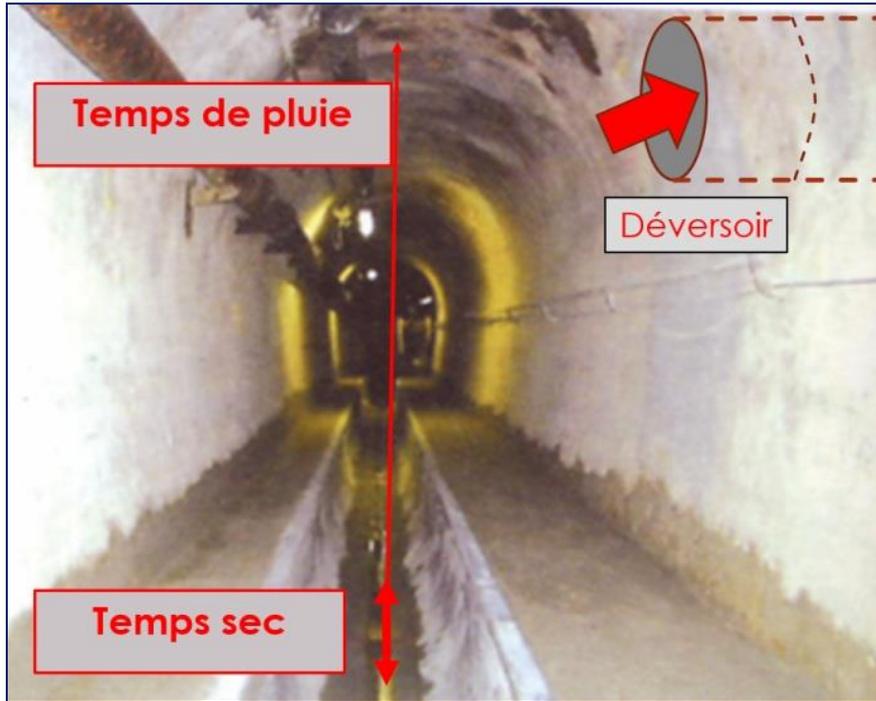


Figure 1. 4: Schéma d'un déversoir d'orage

Chapitre 2
Impact de l'urbanisation

2.1 Introduction

Une surface imperméabilisée est une surface sur laquelle les eaux de pluie ruissellent et ne s'infiltrant pas dans le sol. Il s'agit des surfaces bâties et des surfaces couvertes par des matériaux étanches, tels que les voiries et parking en enrobés, béton ou dallages.

L'urbanisation est un processus socio-économique qui s'accompagne de deux mutations principales : une migration de la population des zones rurales vers des zones densément anthropisées et une conversion du paysage naturel à un paysage rendu plus complexe par les constructions et les différents aménagements.

Le pourcentage de population mondiale vivant dans les villes ne cesse d'augmenter : de 30% en 1950, le pourcentage a grimpé jusqu'à 55% en moins de 70 ans, et on s'attend à 68% en 2050. L'Europe et l'Amérique du Nord figurent parmi les régions du globe les plus urbanisées, avec 74% et 82% de leurs populations respectives vivant en milieu urbain (United Nations, 2019).

A l'instar de toutes les villes moyennes de l'Algérie, Guelma semble être affectée par une croissance urbaine rapide et massive, qui a fortement bousculé l'espace, générant des transformations spatiales et environnementales profondes. L'étude menée par (GUECHI et al. 2022) met en évidence le changement de l'usage et l'occupation du sol (LU/LC) au cours des trois dernières décennies dans le groupement intercommunal de Guelma. Les résultats indiquent que les zones urbaines/construites de la ville de Guelma se sont étendues de manière spectaculaire, tandis que les terres agricoles et les forêts ont diminué. Cette diminution était également évidente entre 2010 et 2020, lorsque la zone végétalisée a encore diminué d'environ (15 % pour les terres agricoles et 3 % pour la forêt) de la superficie totale, a été convertie à d'autres utilisations des terres.

A partir des cartes spatiales LU/LC (Land use/ Land Cover) du groupement intercommunal de Guelma sont présentées dans la figure (2.1) on peut remarquer qu'il y a eu une expansion urbaine dans l'ensemble intercommunal de Guelma au cours des 30 dernières années. Cette croissance est concentrée dans la commune de Guelma qui est très importante par rapport aux autres communes. Guelma est considérée comme l'une des villes algériennes qui remplit des fonctions urbaines très importantes. Ces fonctions exercent une influence à la fois sur les communes adjacentes et même sur le reste des communes de la province.

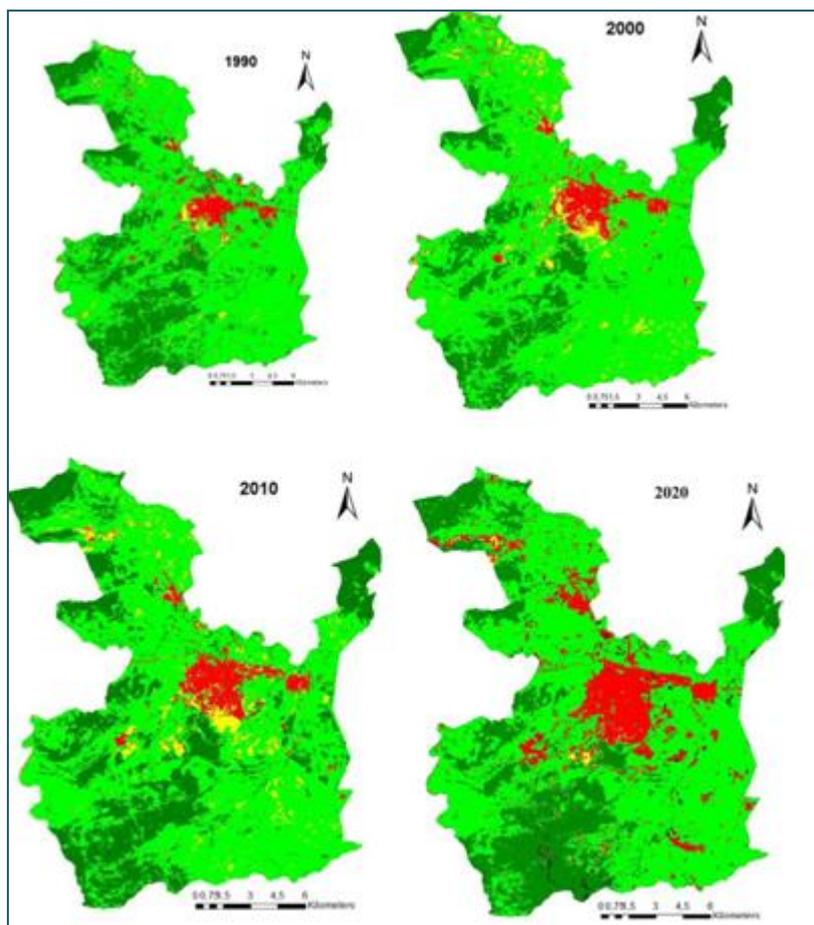


Figure 2. 1: Les résultats de la classification dans le groupement intercommunal de Guelma entre 1990 et 2020 (Source : GUECHI et al. 2022)

Pour mieux illustrer le processus l'urbanisation au, les zones de différentes couvertures terrestres et leurs changements ont été calculés, et sont présentés dans le tableau (2.1).

Tableau 2. 1: Illustration du processus l'urbanisation au, les zones de différentes couvertures terrestres et leurs changements

| | 1990 | 2000 | 2010 | 2020 |
|-------------------------|--------|--------|--------|--------|
| Urbain | 13,36 | 17,02 | 22,75 | 40,88 |
| Forêts | 72,04 | 71,88 | 68,67 | 60,34 |
| Terres agricoles | 173,22 | 166,06 | 160,97 | 130,48 |
| Terres nues | 28,36 | 10,6 | 7,54 | 1,98 |

En se référant au tableau (2.1), on peut conclure que de 1990 à 2020, la surface zone urbaine à augmenter, passant ainsi respectivement de 13,36 ha à 40,88 ha. Par ailleurs, la superficie des terres nues, des terres agricoles et des forêts a diminué. Pour les terres nues, la superficie diminue de "28,36 ha" en 1990 à "1,98 ha" en 2020. Pour les terres agricoles, la surface est

passée de "173,22 ha" en 1990 à "130,48 ha" en 2020. Quant à la forêt, elle est passée de "71,88 ha" en 2000 à "60,34 ha" en 2019.

À partir de la fin des années 1960, un bouleversement d'opinion poussa à questionner la dimension écologique des activités anthropiques, en particulier l'impact de l'urbanisation sur le cycle de l'eau (Jacobson, 2011). Ceci a fait émerger le concept de développement durable selon lequel la planification urbaine est désormais confrontée à deux contraintes, en général contradictoires (Cortinovis et Geneletti, 2018 ; United Nations, 2019) : améliorer le bien-être des citoyens en maximisant les bénéfices offerts par la ville, mais aussi préserver les écosystèmes naturels en minimisant l'impact de l'agglomération sur le régime naturel. La planification a pour objectif de minimiser l'impact de l'urbanisation sur le cycle hydrologique. Ceci se fait grâce à l'adoption de plusieurs techniques de gestion de l'eau à la source, désignées communément par techniques alternatives. Les décideurs doivent alors intégrer cet objectif de gestion à la source dans leurs choix politiques d'aménagement. Pour cela, ils font appel aux hydrologues pour

1. Comprendre et quantifier l'impact de l'urbanisation sur le cycle de l'eau partir des cas historiques,
2. Définir et évaluer l'efficacité des mesures d'atténuation, et
3. Se servir de la compréhension du fonctionnement hydrologique d'un bassin versant urbanisé pour prédire l'impact de schémas d'urbanisation future, ce qui guidera le choix de tel ou tel schéma de planification en fonction de son impact.

2.2 Impact de l'urbanisation sur le cycle de l'eau

Le « cycle de l'eau » désigne la circulation continue et naturelle des eaux douces dans l'environnement : leur évaporation depuis les océans et les surfaces continentales, leur circulation sous forme de vapeur d'eau, leur retombée en précipitations puis leur cheminement plus ou moins long, en surface ou de manière souterraine, jusqu'à s'évaporer de nouveau ou rejoindre l'océan. Au cours de leur cycle, ces eaux traversent des espaces anthropisés où elles sont prélevées pour différents usages liés à l'activité humaine (domestiques, industriels, agricoles). Cela constitue la parenthèse urbaine de l'eau, souvent désignée comme « petit cycle de l'eau » (Figure 2.2). Ce processus est pleinement inscrit dans le cycle hydrologique, il n'en est qu'une étape artificielle.

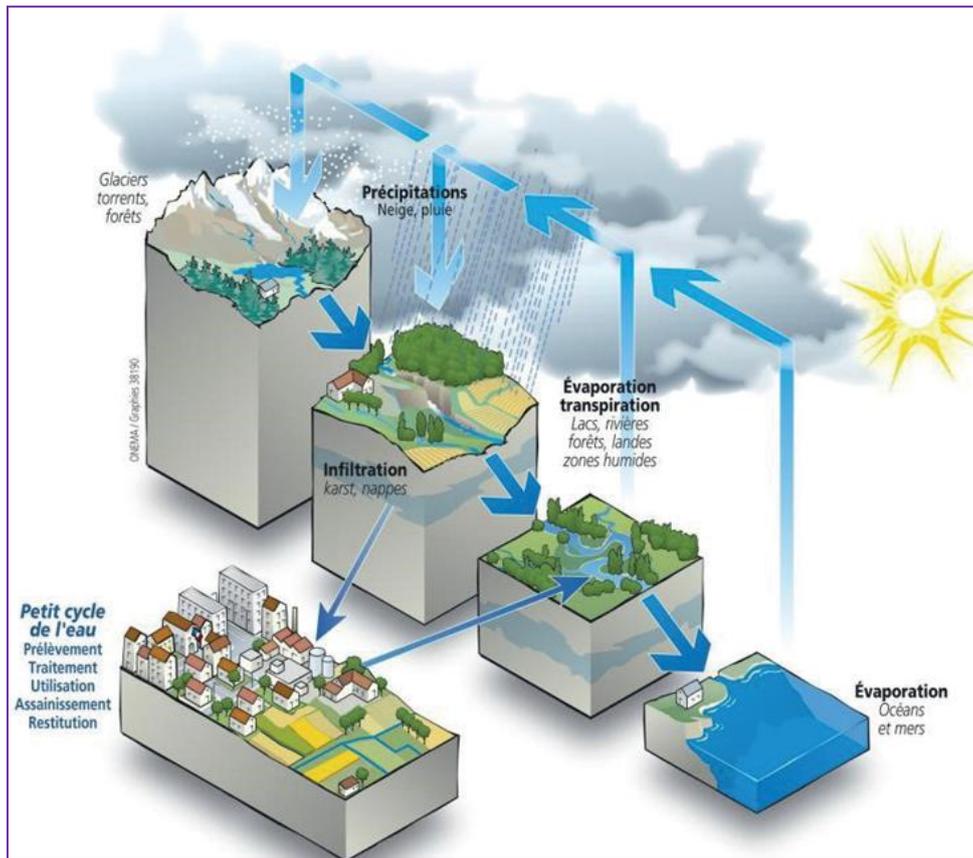


Figure 2. 2: Schéma du cycle de l'eau

L'impact de l'urbanisation sur le cycle de l'eau est directement lié à la présence de surfaces imperméabilisées. La Figure (2.3) 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.

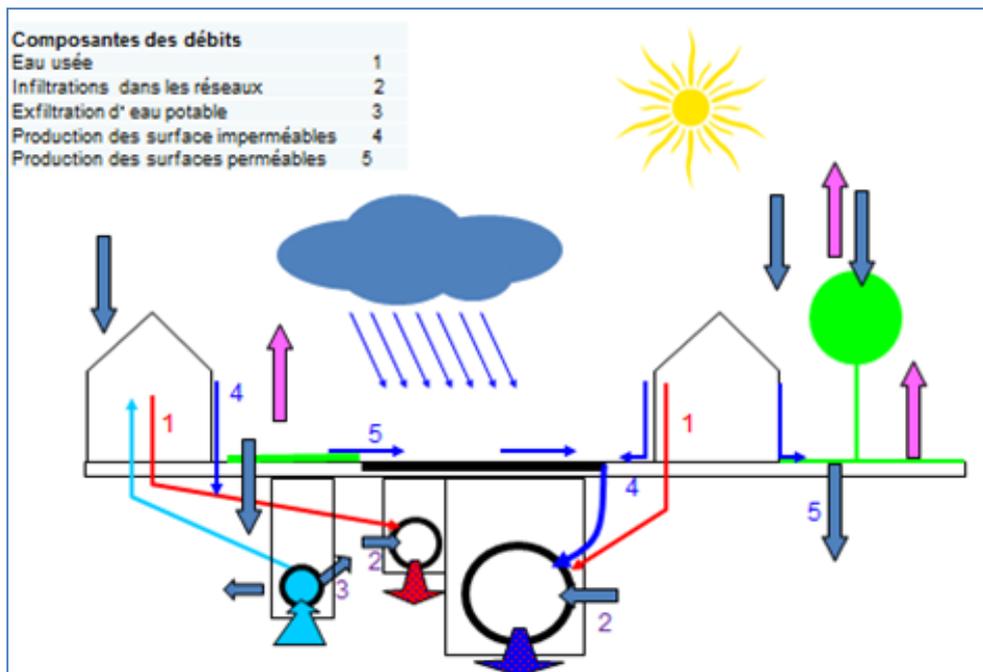


Figure 2. 3: Différents flux d'eau impliqués dans le fonctionnement d'un bassin versant.

Le cycle urbain de l'eau présente un certain nombre de particularités du fait de l'imperméabilisation du sol, mais aussi de la présence d'aménagements et notamment de réseaux dans le proche sous-sol. Les bassins versants urbains présentent ainsi plusieurs exutoires : réseau d'eaux usées et d'eaux pluviales dans le cas d'un système séparatif, voire réseaux de tranchées (assainissement, eau potable, gaz, réseaux divers). La mise en place de réseaux de drainage artificiels et l'aménagement des cours d'eau naturels accélèrent les vitesses de parcours des eaux ruisselantes, ce qui rend la réponse hydrologique plus violente et accroît le risque lié à l'eau en milieu urbain. L'imperméabilisation croissante des terres, entraîne une augmentation du ruissellement des eaux pluviales, avec toutes les conséquences qui vont avec:

- ▶ Modification du cycle de l'eau
- ▶ Modification des écoulements
- ▶ Lessivage des sols
- ▶ Inondation
- ▶ Impact sur la qualité des eaux

Ces différents impacts de l'urbanisation sur le cycle de l'eau ne sont pas indépendants. Ils se renforcent souvent l'un l'autre et conduisent à une perte généralisée des usages de l'eau. Ces relations peuvent être schématisées par la figure (2.4).

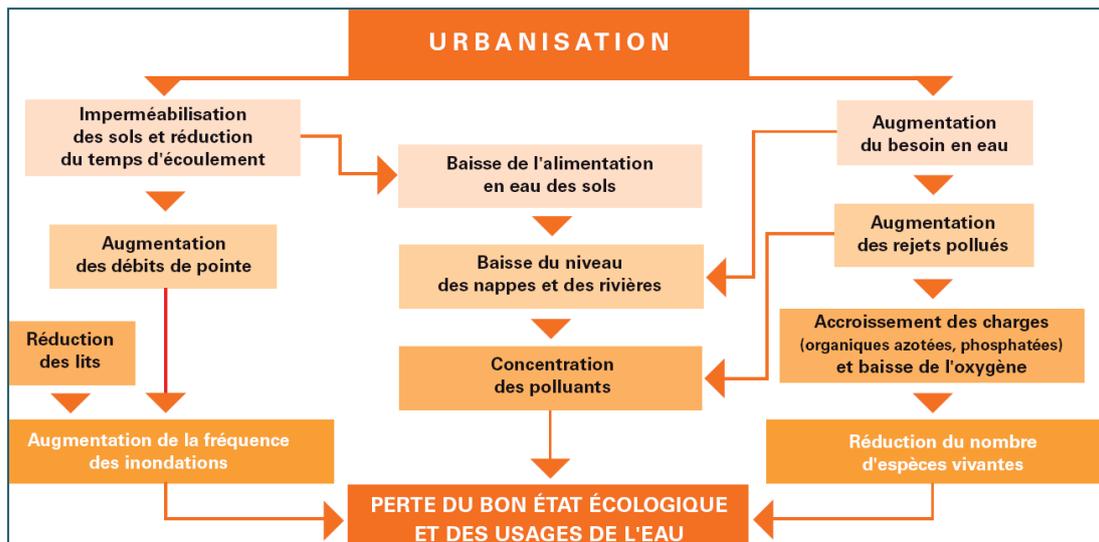


Figure 2. 4: Conséquences de l'urbanisation sur l'eau.

(Source : LYON, *Guide à l'usage des professionnels : Aménagement et eaux pluviales sur le territoire du grand Lyon*, GRAND LYON Communauté urbaine, juin 2008.)

Le ruissellement, généré par l'imperméabilisation, est un élément déclencheur des problèmes de qualité de l'eau puisqu'il contribue à amplifier les phénomènes d'érosion et de transport des nutriments et des contaminants. Ces phénomènes provoquent l'entraînement de matériaux solubles et insolubles par l'eau de ruissellement, ce qui se traduit par une hausse des concentrations en bactéries, en sédiments, en nutriments, en huiles et graisses, en métaux lourds et en polluants divers (Figure 2.5).

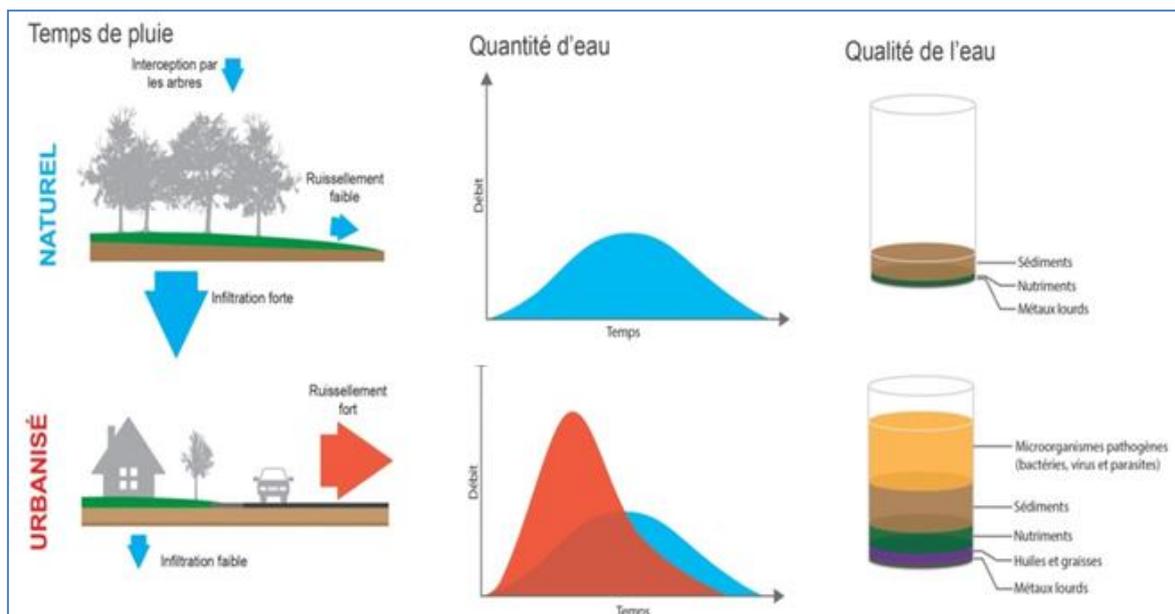


Figure 2. 5 : Impacts de l'urbanisation sur l'eau

L'insuffisance du réseau d'assainissement qu'il soit unitaire ou séparatif, le réseau d'assainissement classique est dimensionné pour un événement de précipitation de période de retour donnée, dépassant rarement 10 ans. Cette capacité vaut aussi bien pour le débit entrant dans le réseau que pour les volumes qu'il est capable de transporter. Quel que soit le dimensionnement du réseau, il y a forcément un événement pour lequel celui-ci ne sera pas suffisant et où il y aura des débordements. Ainsi, lorsqu'un événement exceptionnel survient, plusieurs situations peuvent conduire à une insuffisance du réseau de drainage :

- ➡ Entrée dans le réseau : il arrive que l'intensité de la pluie soit supérieure au débit possible d'entrer d'eau dans le réseau ;
- ➡ Contenance du réseau : soit le volume de pluie est trop important pour la capacité du réseau, qui sature et ne peut plus accepter d'eau (avec éventuellement des mises en charge par endroit) ; soit le volume de pluie est tout à fait classique, mais le réseau est saturé par avance à cause d'un événement précédent ;
- ➡ Sortie du réseau : il arrive que les points d'évacuation d'un réseau de gestion des eaux pluviales soient mis en eau par une crue de cours d'eau ou par une surcote marine, selon le type de milieu récepteur.

Dans ces cas-là, le réseau ne joue plus correctement son rôle d'évacuation des eaux pluviales et il peut saturer rapidement. Dans chacune de ces situations, le réseau est débordé, il n'accepte plus l'eau qui est en surplus et celle-ci n'a que la surface de la ville pour s'écouler, en suivant le tracé des rues, le plus souvent. Enfin, dans le cas de réseaux mal entretenus, une pluie de probabilité d'occurrence annuelle peut entraîner un débordement de ce réseau et donc du ruissellement. En raison de l'imperméabilisation des surfaces, les précipitations ne peuvent plus s'infiltrer dans le sol, ce qui réduit la part d'infiltration et, par conséquent, la recharge des eaux souterraines. Cela peut non seulement entraîner une augmentation des écoulements en cas de pluie – avec les conséquences négatives bien connues d'aggravation des inondations et de stress hydraulique – mais aussi conduire à une diminution des débits en période sèche. Cet effet est également appelé « effet ciseaux des écoulements » (Figure 2.6). Cette dernière illustre l'impact net de ces changements sur un cycle hydrologique annuel. La partie horizontale représente le gradient d'urbanisation de gauche à droite : depuis une couverture végétale naturelle à gauche, en passant par des zones périurbaines, puis urbaines, jusqu'à des taux d'imperméabilisation de 75 à 100 % à droite.

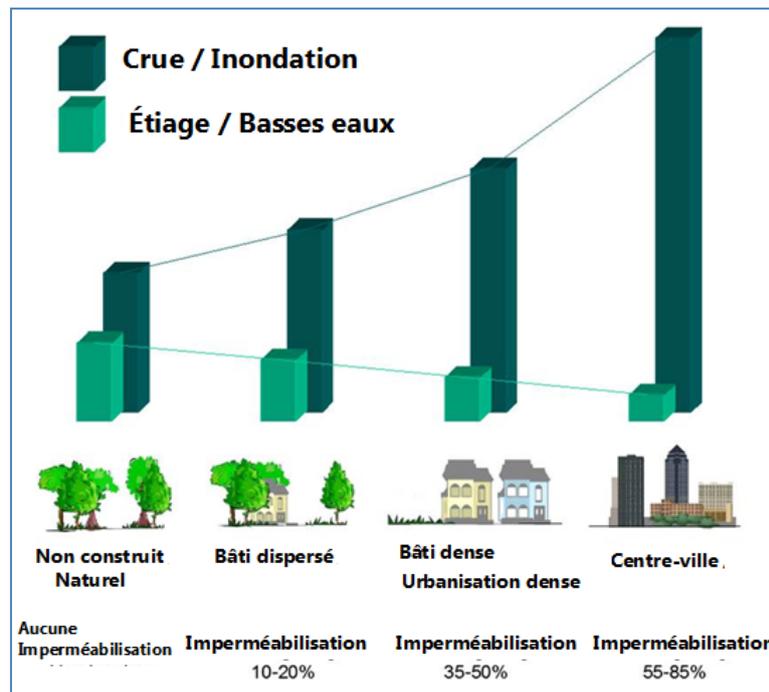


Figure 2. 6: illustration l'impact net de ces changements sur un cycle hydrologique annuel. Comme le démontre la figure (2.7), dans un milieu naturel, de 10 à 40 % de l'eau de pluie s'infiltré profondément dans le sol pour rejoindre la nappe d'eau souterraine, de 20 à 30 % de l'eau de pluie s'infiltré mais de façon moins profonde (ruissellement divergent), 40 à 50 % retourne à l'atmosphère et seulement 1 % de l'eau de pluie ruisselle en surface.

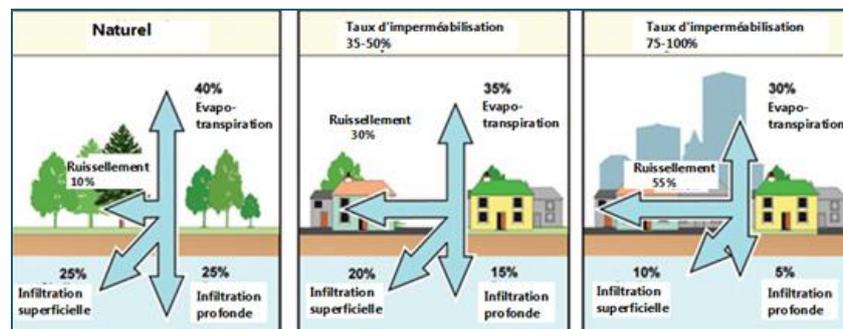


Figure 2. 7: Estimation de l'impact de l'urbanisation sur les composantes du cycle de l'eau. La partie supérieure de la figure montre l'évolution de l'évapotranspiration (ET), du ruissellement, de l'infiltration et de la recharge des eaux souterraines (infiltration profonde) avec l'augmentation des surfaces imperméables.

- L'évapotranspiration diminue en raison de la réduction de la végétation.
- Le ruissellement augmente fortement, car l'eau ne peut plus s'infiltrer.
- Si les eaux pluviales ne s'infiltrent pas, la recharge des nappes souterraines est réduite.

Chapitre 3
Gestion Intégrée des Eaux
Pluviales (GIEP)

3.1 Introduction

La gestion intégrée des eaux, à travers les techniques alternatives, et en particulier les bassins de rétention, offre des solutions durables pour limiter les impacts de l'urbanisation sur le cycle hydrologique. Jusque dans les années 1950, les collectivités ont couramment eu recours au « tout tuyau », qui consiste à collecter systématiquement les eaux pluviales dans un réseau unitaire (réseau aussi destiné aux eaux usées et alimentant une station d'épuration) pour les évacuer dans un cours d'eau à l'aval.

Cette pratique a depuis clairement montré ses limites avec les effets que l'on connaît :

- Saturation et débordement des réseaux de collecte provoquant des inondations en centre urbain
- Saturation des stations d'épuration contraignant les gestionnaires à rejeter des eaux usées dans le milieu naturel.
- Accentuation des pics de crue des cours d'eau provoquant potentiellement l'inondation d'autres villes situées à l'aval.

Ci-dessous sont présentés les impacts de l'urbanisation, les changements climatiques, et les avantages de la gestion durable des eaux pluviales.

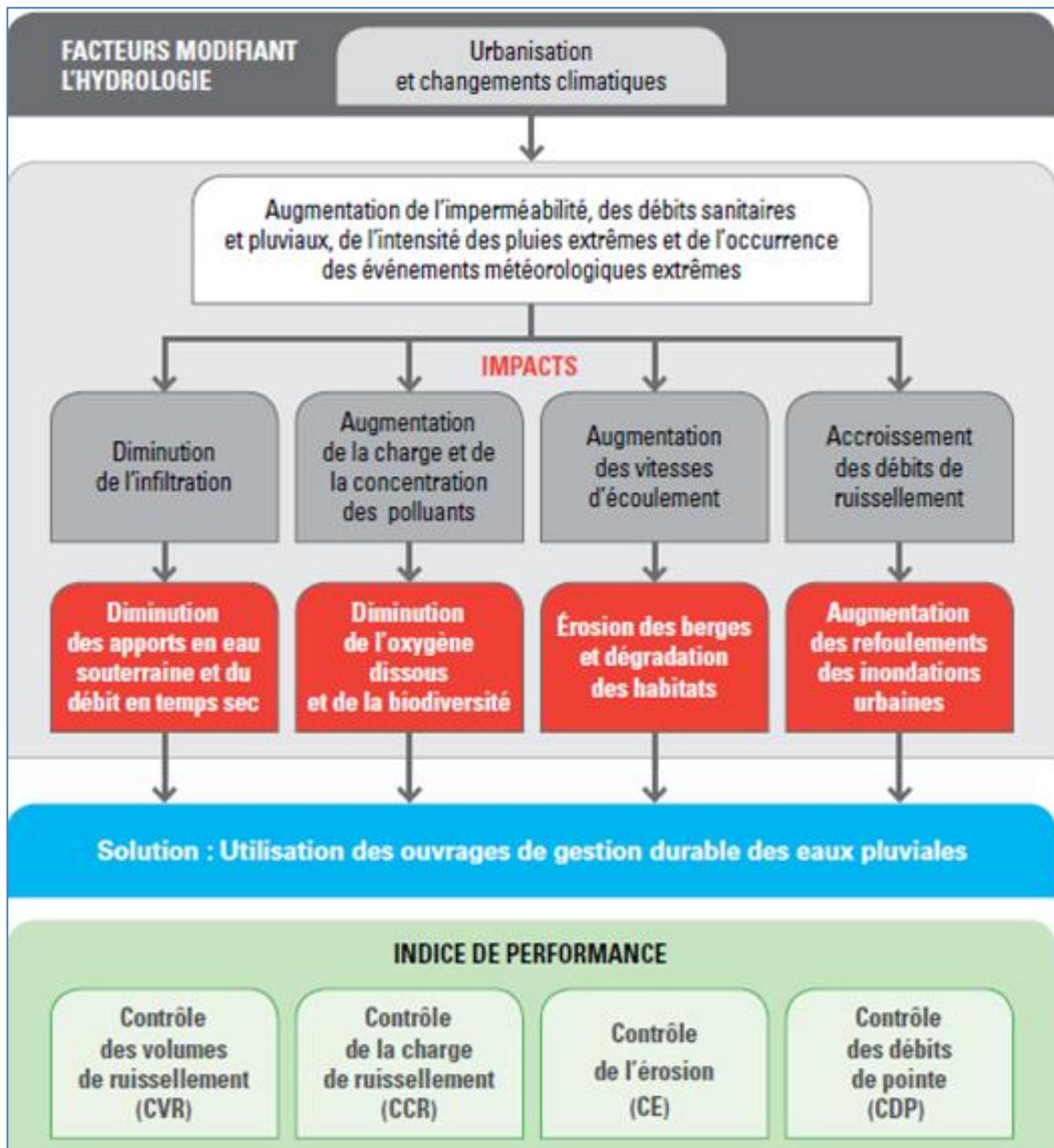


Figure 3. 1: impacts de l'urbanisation, les changements climatiques, et les avantages de la gestion durable des eaux pluviales

Cette gestion « intégrée » est apparue dans les années 80, avec l'introduction de la problématique environnementale posée par les eaux pluviales urbaines. L'objectif principal de cette gestion intégrée serait alors de limiter les impacts sur le cycle hydrologique (Figure 3.2).

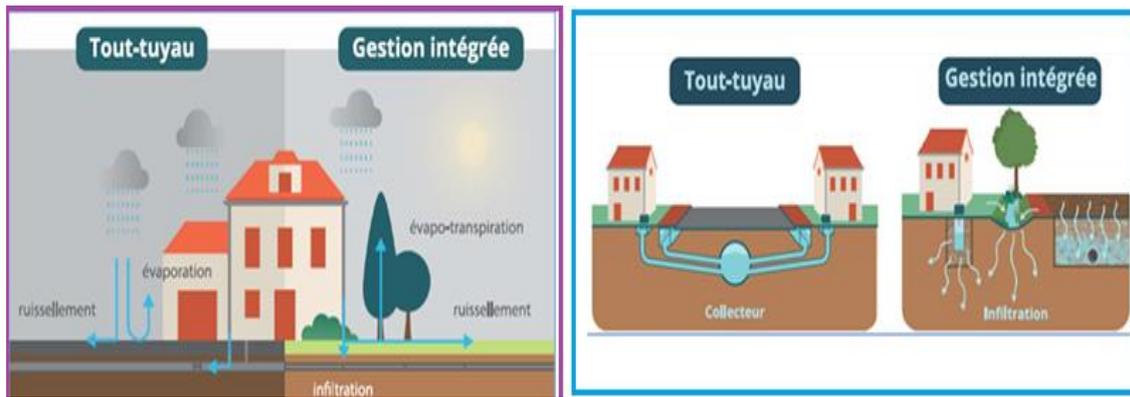


Figure 3. 2: Illustration de la différence entre la gestion intégrée et le tout-tuyau

3.2 Les bassins de rétention en milieu urbain

Les bassins de Rétention se sont développés sur les systèmes d'assainissement unitaires afin de répondre à un ou plusieurs objectifs :

- Désengorger les collecteurs : En limitant les apports soudains, ils évitent les débordements aux points critiques (ex. : exutoires, stations de pompage).
- Optimiser le dimensionnement des canalisations : En réduisant les débits de pointe, ils permettent d'utiliser des conduites de plus petit diamètre en aval, diminuant les coûts d'infrastructure.
- Protéger les stations d'épuration : En régulant les flux, ils limitent les chocs hydrauliques et les surcharges polluantes.

Les bassins de Rétention constitués par trois parties : un ouvrage d'alimentation, une zone de stockage et un ouvrage de régulation (garantissant le débit de fuite).

L'eau est déversée dans un réseau sous-terrain par des canalisations, elle prendra plusieurs directions selon les conditions météorologiques :

- ▶ **Par temps sec** : les eaux vont être envoyées directement à la station d'épuration pour le traitement avant d'être rejetées en milieu naturel.
- ▶ **Par temps de pluie modérée** : les eaux seront dirigées vers le bassin de stockage dans un premier temps, puis si le réseau n'est pas saturé elles partiront en direction de la station d'épuration pour être traitées.
- ▶ **Par temps de pluie intense** : le bassin va stocker les eaux provisoirement avant un retour dans le système d'assainissement. Si le bassin est plein, elles seront directement renvoyées en milieu naturel.

Les bassins de rétention jouent un rôle crucial dans la transformation de l'hydrogramme de ruissellement Figure (3.3). Lors d'une pluie intense, l'eau s'accumule dans le bassin avant

d'être restituée de manière contrôlée vers le réseau ou le milieu naturel. Ce processus induit plusieurs effets :

- **Réduction du débit de pointe** : En stockant temporairement l'eau, le bassin diminue l'intensité du pic de crue. Par exemple, un bassin bien dimensionné peut réduire le débit maximal de 30 à 60%, selon sa capacité et sa configuration.
- **Décalage temporel du pic** : Le temps de concentration du ruissellement est allongé, retardant l'arrivée des eaux dans les zones sensibles.
- **Diminution du volume global rejeté** : Certains bassins favorisent l'infiltration ou l'évaporation, réduisant ainsi la quantité d'eau déversée dans les réseaux.

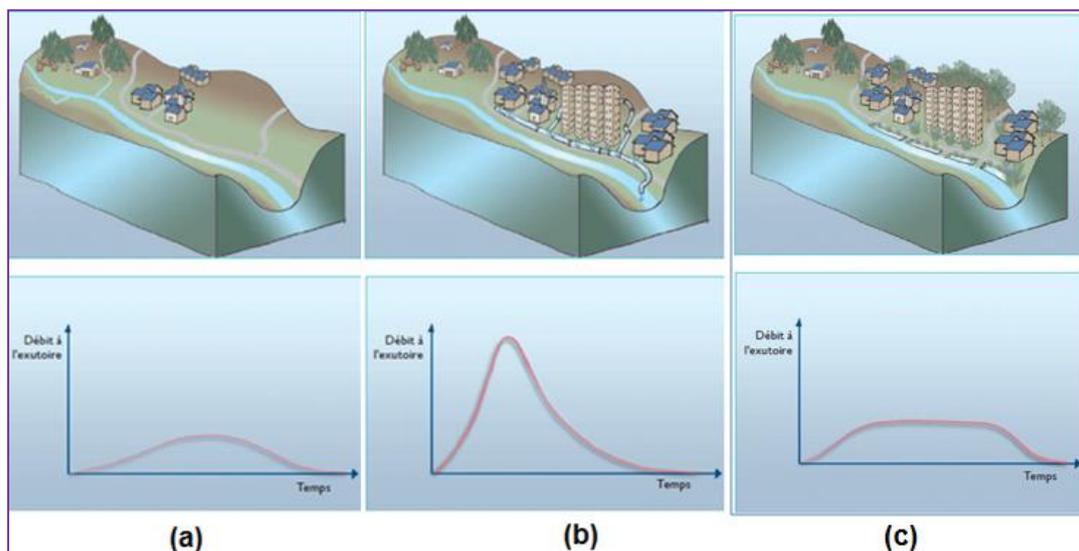


Figure 3. 3: **a)** Bassin versant avant urbanisation, **b)** Bassin versant après urbanisation avec gestion des eaux pluviales par un système classique de collecteur, **c)** Bassin versant après urbanisation avec gestion des eaux pluviales par des bassins de rétention

3.3 Typologie des bassins de rétention

Plusieurs typologies pour ces ouvrages ont été proposées dans la littérature. Parmi elles, celle de Bertrand-Krajewski (1992) a choisi de se rapprocher de la classification proposée par l'association allemande des techniciens de l'assainissement (ATV). Elle répartit les ouvrages en 4 grands types définis à la fois en fonction de leur(s) objectif(s) initial (aux), du type d'effluent stocké, de leur implantation sur le réseau et/ou de leur principe de fonctionnement. Il existe deux grandes familles de bassin de rétention.

1. Les bassins à ciel ouvert souvent construit dans des zones inhabitées. Ils sont très avantageux économiquement, en plus ils créent des biotopes regorgeant de vie, comme désavantage, ils demandent des surfaces importantes.

2. Les bassins enterrés souvent construits en milieu urbain ont pour avantage un gain de place maximum, par contre ils ont un coût de construction très élevés

3.3.1 Bassins à ciel ouvert

Les bassins à ciel ouvert (Figure 3.4) sont des ouvrages de stockage, de décantation et/ou d'infiltration des eaux pluviales. Il existe différents types de bassin : **les bassins en eau** en permanence, **les bassins secs** qui se vidangent entièrement, **les bassins d'infiltration**, l'eau s'infiltré dans le sol.

L'alimentation en eau se fait :

- ▶ Par ruissellement direct ;
- ▶ Par déversement du réseau pluvial (le bassin est le point bas du réseau) ;
- ▶ Par mise en charge et débordement du réseau.

L'eau est évacuée par infiltration dans le sol ou à débit régulé vers un exutoire (réseau de collecte ou cours d'eau). Ces ouvrages, visibles en surface, sont adaptés aux zones où l'espace est disponible. On distingue :

- a) Bassins secs (ou d'écêtement): Stockage temporaire en cas de pluie, vidange rapide (12 à 24h).
- b) Bassins humides (en eau permanente): Maintien d'une lame d'eau pour la décantation et la biodiversité.
- c) Bassins d'infiltration : Perméabilité favorisant la recharge des nappes.

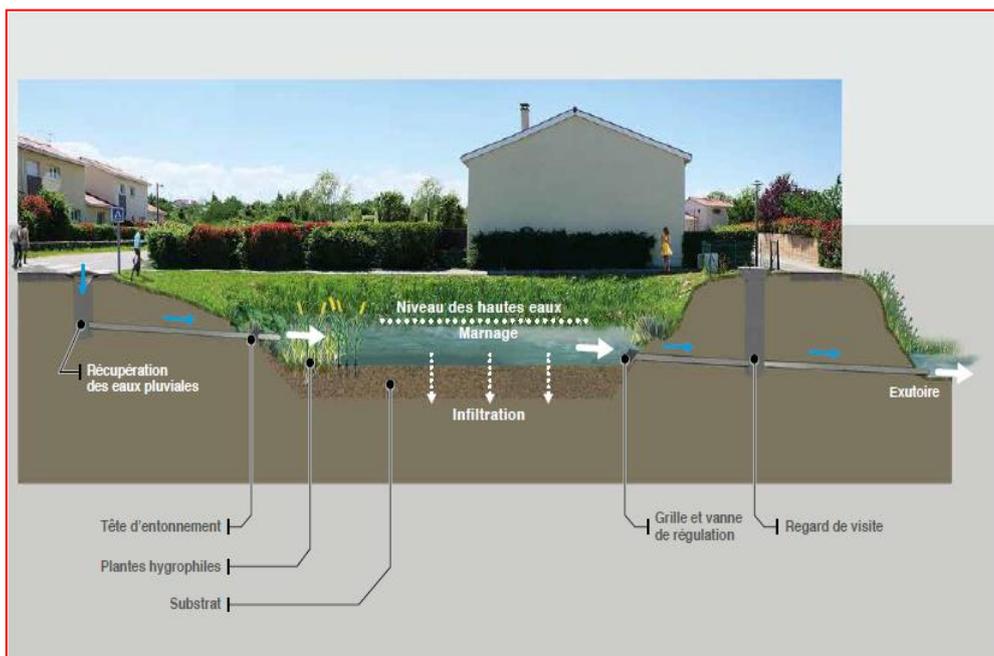


Figure 3. 4: Schéma de principe d'un bassin à ciel ouvert

3.3.2 Bassins enterrés

Ce sont des ouvrages de stockage (génie civil) souterrains, que l'on peut enterrer sous des espaces verts, des voiries ou encore des parkings. Ils se vidangent complètement suite à l'épisode pluvieux. Le principe consiste à construire une structure souterraine permettant le stockage provisoire des eaux puis leur restitution à débit contrôlé vers l'aval de façon à étaler les pointes de débit. Une fois l'ouvrage construit, la surface au sol peut être utilisée pour un grand nombre d'usages (Figure 3.5). Les bassins de ce type peuvent être installés sur des réseaux strictement pluviaux ou sur des réseaux unitaires auxquels ils sont intégrés.

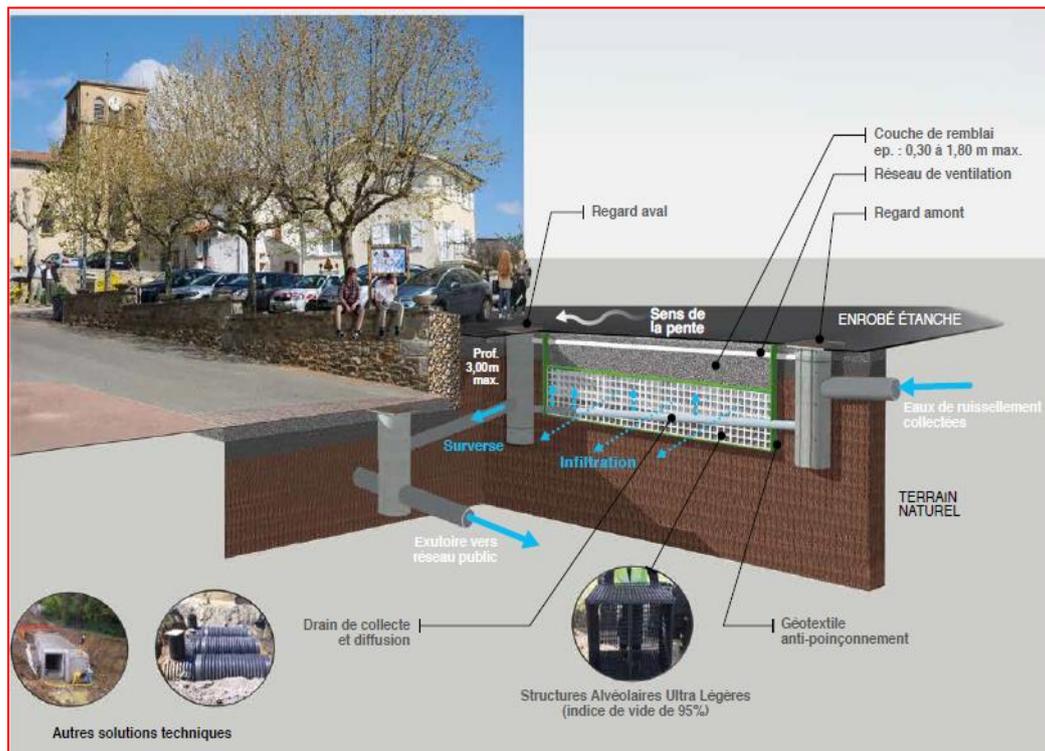


Figure 3. 5: Schéma de principe d'un bassin de retenue enterré

Les caractéristiques, avantages et inconvénients de chaque système sont résumés dans le tableau (3.1)

Tableau 3. 1: Les caractéristiques, avantages et inconvénients de chaque système

| | CARACTÉRISTIQUES | AVANTAGES | INCONVÉNIENTS |
|-----------------------|---|---|--|
| BASSIN SEC | <ul style="list-style-type: none"> ● Ne contient pas d'eau en temps normal ● Est recouvert de végétation ou d'une géomembrane étanche | <ul style="list-style-type: none"> ● Peut être aménagé afin de servir à d'autres usages (terrain de jeux, parking, etc.) en dehors des périodes d'utilisation | <ul style="list-style-type: none"> ● Nettoyage nécessaire des dépôts après utilisation ● Occupation d'espace ● Risque d'inconfort lié aux odeurs |
| BASSIN EN EAU | <ul style="list-style-type: none"> ● Plan d'eau permanent ● Installation d'une géomembrane étanche surtout pour les bassins de taille limitée | <ul style="list-style-type: none"> ● Rafraîchit les zones environnantes ● Présence d'un écosystème aquatique ● Atout paysager ● Possibilité de réemployer les eaux pluviales collectées | <ul style="list-style-type: none"> ● Occupation d'espace ● Risque de prolifération d'insectes et d'amphibiens ● Risque d'inconfort lié aux odeurs |
| BASSIN ENTERRÉ | <ul style="list-style-type: none"> ● Ne contient pas d'eau en temps normal ● Ouvrage de stockage souterrain | <ul style="list-style-type: none"> ● Pas d'utilisation d'espace ● Ouvrage discret ● Possibilité de réemployer les eaux pluviales collectées | <ul style="list-style-type: none"> ● Plus coûteux que les bassins à ciel ouvert ● Difficultés d'accessibilité et d'entretien |

Chapitre 4
Détermination du volume des
espaces de rétention

4.1 Approches internationales comparées du dimensionnement des bassins de rétention des eaux pluviales

La gestion des eaux pluviales constitue un enjeu stratégique majeur dans les contextes urbains contemporains, confrontés à la montée des surfaces imperméabilisées, à la récurrence des pluies intenses et aux exigences croissantes de préservation des milieux aquatiques. Les bassins de rétention, qu'ils soient à ciel ouvert, enterrés, sont au cœur des dispositifs de maîtrise du ruissellement urbain. Le dimensionnement de ces ouvrages mobilise des approches diverses, selon les contextes institutionnels, climatiques, techniques et environnementaux propres à chaque pays.

Deux grands fondements théoriques structurent les démarches de dimensionnement :

- ➔ D'une part, l'approche quantitative, centrée sur l'évaluation des volumes d'eau à stocker pour prévenir les débordements et limiter les débits rejetés dans le milieu naturel ou les réseaux. Cette approche repose sur des principes d'hydrologie urbaine, des hypothèses de pluie de projet (pluie décennale, trentennale, etc.), des calculs de temps de concentration, et des modélisations du ruissellement.
- ➔ D'autre part, l'approche qualitative, de plus en plus intégrée aux pratiques, vise à réduire la charge polluante des eaux pluviales par décantation, filtration ou traitement intégré, en particulier pour les premières eaux de ruissellement, réputées les plus contaminées.

Les méthodes utilisées peuvent être regroupées en trois catégories principales :

- ▶ Méthodes empiriques, fondées sur des abaques, des formules simplifiées ou des retours d'expérience, adaptées à des cas standards
- ▶ Méthodes déterministes, reposant sur des bilans volumes/débits/temps intégrant des hypothèses hydrologiques précises (méthode des volumes ou des pluies).
- ▶ Méthodes numériques/modélisation dynamique, utilisant des outils de simulation complexes pour représenter le comportement d'un bassin sous différents scénarios climatiques et hydrauliques (SWMM, HEC-HMS, MIKE URBAN, etc.).

Les méthodes de dimensionnement de ces bassins varient considérablement d'un pays à l'autre, en fonction de la tradition technique, du contexte réglementaire, des conditions climatiques locales, mais aussi de la philosophie urbanistique dominante. Elles reflètent ainsi des conceptions différentes de l'ingénierie hydrologique, de la gestion du risque et de l'intégration urbaine. Cette diversité des approches, loin d'être un simple détail d'ingénierie, reflète des visions contrastées du rapport entre ville, eau et environnement.

À l'échelle internationale, plusieurs approches structurées ont émergé. En Allemagne, les normes DWA-A 138 et DWA-A 117 imposent une rigueur technique notable, intégrant des

outils de modélisation hydrologique comme NASIM ou HYSTEM-EXTRAN. Les bassins y sont conçus comme des infrastructures multifonctionnelles, conciliant rétention hydraulique et intégration écologique, dans une logique fortement encadrée par des standards fédéraux. En Australie, le modèle WSUD (Water Sensitive Urban Design) repose sur une gestion intégrée à l'échelle urbaine, prenant en compte la rareté de la ressource, les extrêmes climatiques et l'intégration paysagère. L'usage de logiciels performants (RORB, MIKE URBAN) permet une évaluation croisée des performances hydrauliques et environnementales. Le Royaume-Uni, avec les SuDS (Sustainable Drainage Systems), met l'accent sur la reproduction du cycle hydrologique naturel via l'infiltration, l'évapotranspiration et le stockage décentralisé. Enfin, aux États-Unis, l'approche du Low Impact Development (LID) favorise une gestion à la parcelle, avec des outils tels que le SWMM pour simuler finement les écoulements et les stockages locaux, dans une logique fortement décentralisée.

En Europe continentale, l'Allemagne privilégie une approche statistique rigoureuse, centrée sur les données hydrologiques locales. La France, quant à elle, articule sa méthode autour d'un double fondement réglementaire : la maîtrise des pluies et le contrôle des débits. À l'opposé, les pays anglo-saxons (Royaume-Uni, Australie, États-Unis) mettent en œuvre des dispositifs décentralisés s'inscrivant dans des stratégies d'urbanisme durable, à forte composante paysagère. Cette hétérogénéité ne relève pas seulement des choix techniques. Elle reflète des conceptions différentes du rôle des infrastructures hydrauliques, de l'équilibre entre régulation publique et innovation locale, ainsi que de la place accordée à la nature en ville. La présente analyse vise donc à clarifier ces contrastes, pour en extraire les éléments les plus pertinents dans le cadre d'une mise en œuvre raisonnée. Il paraît dès lors indispensable, dans le cadre de cette étude, d'explicitier le positionnement méthodologique retenu et d'en justifier la pertinence au regard des spécificités algériennes.

Cette section présente une analyse critique des principales approches normatives développées, dans les pays précités, afin d'en dégager les fondements théoriques, les principes méthodologiques, les domaines d'application et les limites. L'objectif est de comparer leurs fondements théoriques, leurs domaines d'application et leurs limites, de dégager les points forts, les limites et les opportunités d'adaptation de ces systèmes dans un cadre de résilience urbaine.

4.1.1 France : Normes, modélisation et intégration réglementaire

En France, le dimensionnement des bassins de rétention s'appuie sur une base théorique solide combinant modélisation hydrologique, analyse de pluie de projet et contraintes réglementaires. Le corpus technique est notamment structuré autour des recommandations du CEREMA, de

l'ASTEE, et des schémas directeurs d'assainissement locaux. Trois méthodes sont classiquement mobilisées :

- **Méthode des pluies** : fondée sur une pluie de projet (ex. : 10 ans, 30 min) appliquée à un bassin versant fictif ; elle permet d'évaluer un débit de pointe et le volume de rétention nécessaire.
- **Méthode des volumes** : plus adaptée aux fortes imperméabilisations, elle estime la totalité du volume ruisselé pour une pluie critique.
- **Méthode des débits** : vise à limiter le débit sortant du bassin à une valeur cible (souvent fixée par l'autorité locale), ce qui permet ensuite de remonter au volume nécessaire.

Le fondement théorique repose sur le couplage du bilan hydrologique (précipitations – pertes – ruissellement) et du bilan hydraulique (entrée/sortie du bassin), avec des notions telles que le temps de vidange, et le débit régulé. Les outils numériques comme SWMM, PCSWMM ou CANOE permettent aujourd'hui d'intégrer ces approches dans des simulations temporelles complexes, incluant infiltration, décantation, transfert en réseau, voire gestion dynamique en temps réel (GTR). Cette complexité est le reflet d'une volonté d'optimisation multicritère (hydraulique, économique, écologique), qui positionne le bassin comme interface entre technique, environnement et aménagement urbain.

4.1.2 Allemagne : Normes rigoureuses et écologie intégrée

L'approche allemande se caractérise par une technicité élevée et une exigence écologique poussée, encadrée par les directives de la DWA (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall). Les normes DWA-A 138 (dimensionnement des systèmes de drainage) et DWA-A 117 (traitement des eaux pluviales) structurent les choix méthodologiques. Les outils comme NASIM (modèle hydrologique basé sur séries temporelles longues) et HYSTEM-EXTRAN (modèle hydrodynamique) permettent des analyses fines du comportement du bassin, incluant la qualité de l'eau, les régimes de débit et les capacités d'infiltration. Ce qui distingue l'approche allemande est son intégration du bassin dans une logique multifonctionnelle : non seulement ouvrage technique, mais aussi réserve écologique, aménagement paysager et interface de biodiversité urbaine. L'accent est mis sur les bassins à infiltration, parfois couplés à des sols reconstitués, ainsi que sur la compatibilité avec les plans d'urbanisme écologique.

4.1.3 Australie : Approche systémique du WSUD

L'Australie, soumise à de fortes variabilités climatiques (sécheresses prolongées, orages soudains), a développé le Water Sensitive Urban Design (WSUD), qui repose sur un paradigme intégré : l'eau comme ressource urbaine. Les bassins de rétention sont conçus comme des éléments régulateurs, mais aussi comme des espaces urbains productifs, intégrant parfois la

réutilisation des eaux. Les outils utilisés, comme RORB (Runoff Routing Model) et MIKE URBAN, permettent une modélisation stochastique et événementielle, tenant compte des régimes extrêmes et des particularités pédoclimatiques. Le WSUD privilégie des solutions décentralisées, des bassins végétalisés, des zones humides artificielles, et la valorisation esthétique des dispositifs de rétention. Sur le plan théorique, cette approche s'inscrit dans une logique d'aménagement résilient, où le bassin n'est plus un simple outil de gestion, mais un acteur du métabolisme urbain : régulation du microclimat, habitat pour les espèces, agrément paysager.

4.1.4 Royaume-Uni : Reproduction du cycle naturel via les SuDS

Les Sustainable Drainage Systems (SuDS) britanniques visent à imiter le cycle hydrologique préurbain en ralentissant le ruissellement, favorisant l'infiltration, et améliorant la qualité des rejets. Le cadre théorique est fondé sur une approche intégrée de la gestion des eaux, avec des outils comme Micro Drainage qui simulent les interactions entre les différentes unités de gestion (tranchées, noues, bassins, etc.). Les bassins de rétention SuDS sont conçus non seulement pour limiter les volumes de ruissellement, mais aussi pour épurer les eaux via des procédés naturels (phytoremédiation, décantation lente, filtration). Leur dimensionnement se base sur des modèles pluviométriques historiques, mais aussi sur l'analyse des cycles de saturation des sols et des périodes de récurrence des pluies. Les SuDS s'inscrivent dans une vision holistique, à la croisée des enjeux climatiques, de biodiversité urbaine et de justice environnementale (accès équitable aux espaces verts).

4.1.5 États-Unis : Décentralisation et modélisation avec le LID

L'approche du Low Impact Development (LID) repose sur la décentralisation de la gestion des eaux pluviales, visant à préserver les fonctions hydrologiques naturelles à l'échelle de la parcelle. L'objectif est de minimiser le ruissellement dès la source, à travers des solutions fondées sur la nature (jardins de pluie, toitures vertes, bassins secs, etc.). Le logiciel SWMM (Storm Water Management Model), développé par l'EPA, est le pivot des modélisations LID. Il permet de simuler avec précision l'hydrologie, l'hydraulique, la qualité des eaux et les effets cumulatifs des micro-dispositifs sur une aire urbaine. Sur le plan théorique, l'approche LID s'appuie sur des principes d'urbanisme durable, de désartificialisation des sols, et de gestion adaptative des infrastructures, compatibles avec les techniques d'urbanisme transitoire et de résilience locale. La comparaison systématique des différentes approches révèle des divergences fondamentales (Tableau 4.1) :

Tableau 4. 1: comparaison des approches de dimensionnement des bassins de rétention des eaux pluviales

| Critère | France | Allemagne | Royaume-Uni | Australie | États-Unis |
|------------------------------|--|---|--|---|---|
| Méthode principale | Pluies / Volumes / Débits (CEREMA, ASTEE) | Normes DWA-A 117/138 (HYSTEM-EXTRAN, NASIM) | SuDS (Sustainable Drainage Systems) | WSUD (Water Sensitive Urban Design) | LID (Low Impact Development) avec SWMM |
| Approche | Réglementaire | Statistique stricte | Écologique et sociale | Intégrée et paysagère | Décentralisée |
| Philosophie | Conformité réglementaire | Contrôle hydraulique | Multifonctionnalité | Gestion intégrée | Innovation décentralisée |
| Échelle | Méso | Macro | Multi-échelle | Multi-échelle | Micro |
| Flexibilité | Modérée | Limitée | Élevée | Très élevée | Très élevée |
| Intégration paysagère | Secondaire | Limitée | Prioritaire | Structurante | Essentielle |
| Maintenance | Institutionnelle | Standardisée | Complexe | Variable | Dépendante des usagers |
| Points forts | Simplicité, accessibilité, compatible modélisation | Rigueur technique, multifonctionnalité, intégration écolo | Infiltration naturelle, conception modulaire | Vision systémique, adaptée aux climats extrêmes | Gestion à la parcelle, outils puissants |

L'analyse des différentes méthodes de dimensionnement des bassins de rétention (Tableau 4.1) montre que chaque approche repose sur des logiques et des priorités spécifiques. L'Allemagne privilégie la rigueur technique et la prévisibilité hydraulique. La France propose une méthode

équilibrée mais encore centralisée. Le Royaume-Uni, l'Australie et les États-Unis ouvrent la voie à des solutions plus souples, résilientes et multifonctionnelles, bien qu'elles impliquent une complexité accrue en termes de gouvernance. L'analyse critique des différentes méthodologies de dimensionnement révèle qu'aucune approche ne constitue une solution universelle. Le choix de la méthode optimale doit s'effectuer en fonction :

- ➡ Du contexte local (climat, urbanisme, réglementation)
- ➡ Des objectifs assignés (protection contre les inondations, qualité des eaux, etc.)
- ➡ Des ressources disponibles (techniques, financières, humaines)

Les futures recherches devraient s'orienter vers le développement d'outils d'aide à la décision permettant d'intégrer de manière optimale ces différentes approches dans des contextes urbains variés.

4.2 Choix d'une approche de dimensionnement

Le choix d'une approche de dimensionnement des bassins de rétention constitue une étape stratégique dans la conception des ouvrages de gestion des eaux pluviales. L'analyse comparative des approches de dimensionnement des bassins de rétention révèle une convergence progressive vers des modèles intégrés, multifonctionnels et adaptatifs, portés par la modélisation, la prise en compte des enjeux environnementaux et la recherche d'un équilibre entre sécurité hydraulique et qualité de vie urbaine. Si les fondements hydrologiques demeurent similaires, les orientations politiques et culturelles modèlent des dispositifs très différents dans leur mise en œuvre et leur ambition.

Chacune de ces approches présente des avantages certains, mais également des exigences en matière de données, d'outils numériques, de gouvernance territoriale et de structuration urbaine. Or, ces conditions ne sont pas encore réunies de manière homogène en Algérie, où de nombreuses zones urbaines sont encore faiblement équipées en réseaux de collecte, où la planification urbaine reste incomplète, et où les données pluviométriques sont souvent fragmentaires.

Si ces approches offrent des perspectives intéressantes, leur application au contexte algérien rencontre certaines limites. En effet, la disponibilité des données pluviométriques précises, la complexité des logiciels nécessaires, la structuration encore incomplète des réseaux d'assainissement, et l'absence d'un cadre réglementaire unifié réduisent leur transférabilité immédiate. L'exigence de modélisation fine ou la gestion décentralisée à l'échelle de la parcelle

impliquent des ressources humaines, financières et organisationnelles qui ne sont pas toujours réunies dans les villes algériennes, notamment hors des grandes agglomérations.

Dans cette perspective, l'approche française apparaît comme la plus adaptée pour répondre aux objectifs de cette étude. Elle repose sur une combinaison de trois méthodes complémentaires – méthode des pluies, méthode des volumes, méthode des débits – toutes décrites dans les guides du CEREMA et de l'ASTEE, largement diffusés et accessibles. Ces méthodes permettent un prédimensionnement rapide et fiable, à partir de données disponibles localement (intensité des pluies, superficie, taux de ruissellement). Elles peuvent être appliquées manuellement ou via des feuilles de calcul simples, sans dépendre d'un environnement logiciel propriétaire. L'intérêt de cette approche réside aussi dans sa modularité : la méthode des pluies, fondée sur des formules empiriques simples, permet une estimation initiale rapide ; la méthode des volumes affine l'analyse par l'intégration de la durée de l'événement et du taux de ruissellement ; enfin, la méthode des débits complète le dimensionnement en tenant compte des contraintes de rejet à l'aval. Ce cadre progressif permet de s'adapter au niveau de complexité du projet, de la phase d'esquisse à celle de l'étude détaillée. De plus, ces méthodes n'excluent pas l'usage ultérieur de modèles dynamiques plus avancés si les conditions techniques le permettent, notamment via des outils compatibles comme CANOE, PCSWMM ou des modules spécialisés dans les SIG.

Ainsi, le choix de mobiliser les méthodes françaises dans le cadre de ce travail ne repose pas uniquement sur une proximité linguistique ou géographique, mais sur une analyse comparative rigoureuse mettant en lumière leur adéquation aux réalités opérationnelles algériennes. Elles offrent un compromis pertinent entre exigence technique, facilité de mise en œuvre, souplesse méthodologique et évolutivité. Dans un pays comme l'Algérie, en transition vers une meilleure structuration de la gestion urbaine de l'eau, il est stratégique d'adopter une méthode :

- ▶ Opérationnelle dès la phase de pré-étude,
- ▶ Documentée et reconnue internationalement,
- ▶ Facile à enseigner et à standardiser.

Dans cette perspective, l'approche française constitue une solution de compromis réaliste, conciliant les besoins de fiabilité technique, la rapidité de mise en œuvre et les contraintes structurelles du contexte local. Elle pourrait également inspirer la future réglementation nationale en matière de gestion des eaux pluviales urbaines, à travers l'adoption de guides pratiques, de normes de calcul et d'indicateurs de performance.

Dans le cadre de mémoire, l'adoption des méthodes françaises pour le dimensionnement des bassins de rétention se justifie par plusieurs considérations à la fois théoriques, opérationnelles et contextuelles.

La France et l'Algérie partagent, dans plusieurs régions, des régimes pluviométriques similaires, de type méditerranéen, caractérisés par :

- Des pluies courtes et intenses (orages cévenols ou méditerranéens),
- Une forte variabilité interannuelle,
- Des épisodes extrêmes causant des ruissellements urbains brutaux.

Dans ce contexte, les pluies de projet utilisées en France (10, 20 ou 30 ans de retour), ainsi que les méthodes dites « des pluies » « des volumes » et « des débits », permettent de construire des scénarios hydrologiques pertinents pour le prédimensionnement rapide des ouvrages algériens.

Les trois méthodes principales françaises (pluies, volumes, débits) présentent une progressivité méthodologique intéressante :

- ➡ La méthode des pluies permet une première estimation rapide.
- ➡ La méthode des volumes affine le dimensionnement pour des surfaces imperméabilisées étendues.
- ➡ La méthode des débits introduit une contrainte hydraulique compatible avec les capacités des réseaux en aval.

Enfin, les méthodes françaises ne s'opposent pas à l'usage d'outils numériques, mais peuvent au contraire servir de socle initial à une modélisation plus poussée, via CANOE, SWMM ou PCSWMM. Cette modularité permet d'ajuster le niveau d'exigence en fonction des moyens disponibles.

Ce choix ne constitue pas un rejet des approches internationales plus avancées (ATV, SuDS, WSUD, LID), mais s'inscrit dans une logique de pragmatisme technique et de transposition raisonnée, en attente d'une évolution future du cadre réglementaire et des outils disponibles en Algérie. Ainsi, après avoir présenté et justifié le choix des méthodes françaises de dimensionnement des bassins de rétention des eaux pluviales, il convient désormais d'approfondir les outils et techniques permettant de mettre en œuvre ces approches dans un cadre opérationnel. La section suivante s'intéressera donc à la présentation de ces méthodes,

qui constitue un support indispensable pour simuler le comportement des bassins en conditions réelles et optimiser leur conception.

4.3 Le concept de base

La conception d'un ouvrage de stockage repose sur la détermination du volume utile de stockage à mettre en œuvre selon les niveaux de service assurés et les débits de restitution associés par évacuation à débit limité ou régulé. Sont présentés ci-après (Figure 4.1) les grands principes de détermination des volumes d'eaux pluviales. La condition imposée est en règle générale un débit seuil q_s [$l/s/ha$] qui est fixé sur la base d'une analyse globale de la gestion des eaux du secteur ou du bassin versant concerner. Appliqué au périmètre concerné par l'ouvrage de rétention, le débit seuil devient le débit de sortie maximum admissible de l'ouvrage Q_s [l/s]. L'ouvrage de rétention doit stocker les volumes d'eau excédentaires correspondant à la différence entre les débits arrivant dans l'ouvrage et les débits restitués à l'aval par l'organe de régulation. Le volume utile de rétention V_r [m^3] est choisi pour que le fonctionnement normal de l'ouvrage, sans dépasser le Q_s , soit garanti jusqu'à une période de retour de dimensionnement T [an] fixé.

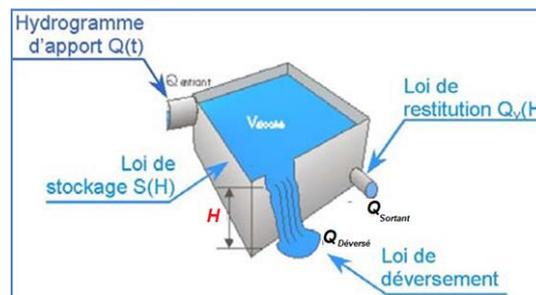


Figure 4. 1: Principe de fonctionnement hydraulique d'un ouvrage de stockage

Le prédimensionnement est réalisé en trois principales étapes :

- ▶ Caractérisation du bassin versant drainer (surface, coefficient d'apport, etc.), du débit de restitution des eaux pluviales et des conditions pluviométriques locales susceptibles de le solliciter et adaptées aux niveaux de service étudiés ;
- ▶ Détermination du volume utile de stockage d'eaux pluviales requis, par une

L'effet de laminage, ou d'écèlement, est obtenu par stockage-déstocage des eaux compte tenu des caractéristiques du volume utile de rétention et de l'organe de régulation du débit (Figure 4.2).

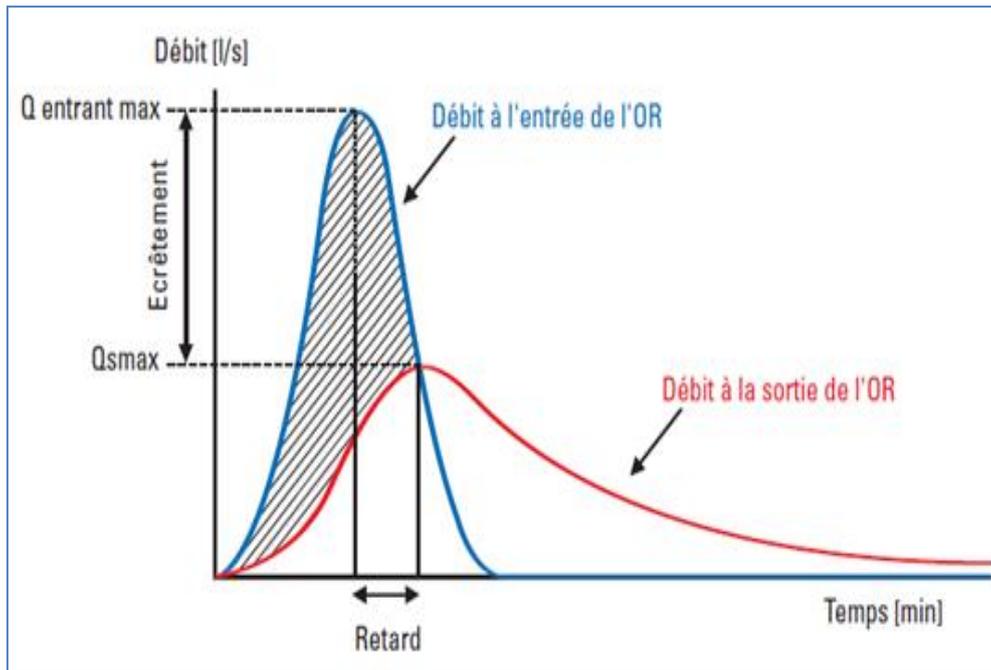


Figure 4. 2: Principe de dimensionnement d'un ouvrage de stockage d'eaux pluviales

Le dimensionnement d'un ouvrage de rétention, selon les principes énoncés ci-dessus, dépend beaucoup de la configuration de son propre bassin versant. Si celui-ci est assez grand et de structure hétérogène, les apports de chacune de ses parties dissemblables peuvent se combiner de façon complexe. Les paramètres suivants interviennent dans le dimensionnement.

1. Paramètres de base

Les paramètres de base à rassembler pour le dimensionnement des bassins de rétention sont les suivants :

- ▶ Les caractéristiques du bassin versant, en particulier la surface brute S [ha] et le taux d'imperméabilisation dont découle le coefficient de ruissellement volumique C_r [-] ;
- ▶ Le débit de sortie maximum admissible de l'ouvrage $q_s \text{ max}$ [l/s/ha] ou $Q_s \text{ max}$ [l/s], fixé en fonction de l'objectif de rétention ($Q_s \text{ max} = q_s \text{ max} \cdot S$) ;
- ▶ Le temps de retour de dimensionnement T [années], pour lequel le débit de sortie de l'ouvrage de rétention ne doit pas être supérieur au débit de sortie maximum admis $q_s \text{ max}$ [l/s/ha] ou $Q_s \text{ max}$ [l/s].

Le débit de fuite est un paramètre clé dans le dimensionnement des bassins de rétention, que ce soit selon la méthode des pluies ou la méthode des débits. Théoriquement, ce débit correspond au débit maximal autorisé en aval du bassin pour éviter toute surcharge du réseau hydraulique ou des milieux récepteurs. Pour le fixer, il est nécessaire de considérer plusieurs facteurs déterminants, tels que la réglementation locale, la capacité d'infiltration des sols, les contraintes hydrauliques du réseau aval et les objectifs de gestion des eaux pluviales (limitation

des risques d'inondation ou de pollution). En pratique, le choix du débit de fuite résulte souvent d'un compromis entre ces contraintes techniques, environnementales et économiques, tout en intégrant des marges de sécurité pour faire face aux incertitudes climatiques et hydrologiques. L'objectif du débit de fuite est de limiter le débit restitué au réseau ou au milieu naturel à une valeur qui n'engendre pas de surcharge ou d'inondation. C'est donc un débit de référence fixé en fonction de la capacité du système récepteur.

Le débit de fuite Q_s est un paramètre clé influençant directement :

- ➔ **Le volume du bassin** : Un Q_s faible augmente le volume de rétention nécessaire, tandis qu'un Q_s élevé réduit la capacité requise mais peut saturer le réseau aval.
- ➔ **La sécurité** : Il doit être fixé en fonction de la capacité hydraulique du milieu récepteur et des objectifs de protection contre les inondations (ex. période de retour de 10 à 100 ans). En d'autres termes l'efficacité hydraulique du dispositif vis-à-vis du réseau aval (éviter le dépassement de sa capacité, Ex : si le réseau existant peut admettre 15 l/s, le bassin doit être conçu pour ne jamais rejeter plus que cela.
- ➔ **La régulation** : Un débit constant simplifie les calculs, mais des systèmes de régulation dynamique (ex vannes) peuvent optimiser la vidange.

Le débit de fuite autorisé à la sortie d'un bassin de rétention ne doit pas dépasser ce que le réseau aval peut accepter sans provoquer de surcharge. Autrement dit :

$$Q_{fuite} \leq Q_{admissible, réseau\ val}$$

- Un réseau d'assainissement pluvial est conçu pour un débit maximal, au-delà duquel il y a risque :
 - de débordement (surverse),
 - d'inondation de voirie,
 - de refoulement dans les habitations.
- Ce débit maximal dépend :
 - du diamètre des conduites,
 - de leur pente,
 - du profil hydraulique (écoulement à surface libre ou pression),
 - de la pluviométrie de dimensionnement (ex. pluie décennale).

Le débit de fuite n'est pas calculé à partir de la pluie directement mais imposé ou déterminé selon les contraintes hydrauliques ou réglementaires. Il est donc recommandé de simuler plusieurs scénarios pour équilibrer coût et sécurité, comme c'est le cas dans le cadre de ce travail.

2. Paramètres à calculer

Un nombre de paramètres est à déterminer pour l'évaluation du volume de rétention à savoir, le produit de la surface brute et du coefficient de ruissellement volumique donne la surface réduite $S_{red} [ha]$ ($S_{red} = S \cdot Cr$), c'est-à-dire la surface effective ou active utilisée pour le calcul du volume des eaux pluviales.

La surface du bassin versant est la surface totale qui contribue au ruissellement vers un point donné du réseau (un avaloir, un bassin, une bouche d'égout, etc.). Elle inclut :

- Les zones imperméables (toitures, routes, parkings),
- Les zones semi-perméables ou perméables (espaces verts, terre nue),
- Toute la zone naturelle qui dirige l'eau vers le point de calcul.

Cette surface est généralement déterminée par l'analyse topographique, les plans cadastraux ou les levés terrain, à l'aide de courbes de niveau, modèles numériques de terrain (MNT), ou par SIG.

La surface du projet est la surface réellement concernée par l'aménagement, c'est-à-dire la zone construite ou urbanisée pour laquelle on dimensionne les réseaux d'évacuation d'eaux pluviales. Elle est incluse dans le bassin versant, mais elle ne le couvre pas forcément en totalité.

Elle correspond :

- À la surface du lotissement,
- Ou à la surface de la zone urbaine à aménager,
- Ou encore à la surface drainée par une portion spécifique du réseau.

Elle dépend du contexte d'étude :

- Dans un projet neuf (lotissement) : c'est la surface délimitée par les limites de propriété ou du périmètre de l'aménagement.
 - ◆ On l'obtient à partir des plans de masse, plans de projet, ou documents d'urbanisme.
 - ◆ Les outils SIG permettent de calculer précisément cette surface.
- Dans un réseau existant : on délimite les surfaces réellement contribuant au tronçon étudié, souvent à partir d'un plan de réseau et des zones drainées.

Dans le calcul du débit de pointe (méthode rationnelle), ce sont souvent les caractéristiques du bassin versant qui sont utilisées (surface totale drainée, coefficient de ruissellement global, temps de concentration). Mais dans la gestion quantitative locale (rétention, infiltration), c'est surtout la surface du projet imperméabilisée qui sert de base au calcul.

Une fois ces paramètres indiqués ci-dessus sont définis, on procède au calcul du volume de rétention à l'aide des méthodes indiquées ci après.

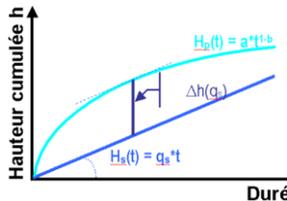
4.4 Méthodes de détermination des volumes à stocker

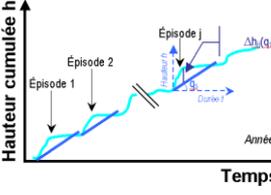
Pour la détermination des volumes utiles de stockage, trois principales méthodes sont disponibles :

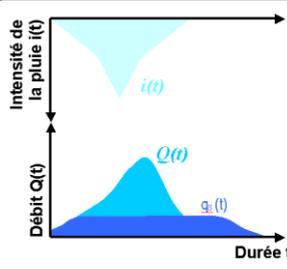
- La **méthode des volumes** et la **méthode des pluies**, dites « simplifiées » (reposant notamment sur un débit de fuite supposé constant) : elles fournissent principalement un volume à stocker ;
- La **méthode de l'hydrogramme** (ou **des débits**) qui fournit la réponse de l'ouvrage de stockage à une sollicitation pluviométrique (possibilité de décrire, contrairement aux méthodes simplifiées, les lois de stockage, de restitution et de surverse).

Leurs principes et domaines d'emploi sont rappelés dans le tableau (4.2). La présence avérée d'enjeux sur ou en aval du site (induisant un risque en cas de défaillance de l'ouvrage, etc.) peut nécessiter de recourir à une méthode de dimensionnement détaillée.

Tableau 4. 2: Méthodes de détermination des volumes d'eaux pluviales à stocker [d'après Barraud & Alkakah, 1999 in Barraud & al., 2009, et MEDD, Certu, 2003]

| | | Paramètres d'entrée | Hypothèses | Conditions d'emploi et Remarques |
|--------------------|--|--|---|---|
| Méthode des pluies |  | <p>A : surface du bassin versant</p> <p>Ca : coefficient d'apport</p> | <p>Débit de fuite constant dans le temps</p> <p>Coefficient d'apport constant dans le temps</p> <p>Temps de transfert des eaux pluviales sur le bassin versant négligé (supposé instantané, pas d'autre ouvrage de stockage en amont de l'ouvrage à dimensionner)</p> | <p>Possibilité d'estimer la durée de vidange de l'ouvrage</p> <p>Bassin versant avec ouvrage</p> <p>Unique (éventuellement subdivisé en ouvrages en série si pas d'apports intermédiaires)</p> <p>Facteur correctif à appliquer si variations du débit de vidange en fonction du remplissage de l'ouvrage</p> |
| | <p>Durée de pluie dimensionnante</p> <p>Volume maximal à stocker</p> <p>Durée de vidange</p> | <p>Paramètres de Montana a et b pour différentes plages de durées de pluies (courbes IDF), dont durée de pluie dimensionnante</p> <p>$f(A, Ca, qs)$³²</p> <p>qs : débit spécifique de fuite de l'ouvrage</p> | | |

| | | | | |
|---------------------|--|---|---|--|
| Méthode des volumes |  <p>Pluie dimensionnante Volume maximal à stocker Volumes maximaux stockés par événement Durée de vidange</p> | <p>A : surface du bassin versant Ca : coefficient d'apport Chronique des hauteurs de pluie précipitées sur la durée d'analyse q_s : débit spécifique de fuite de l'ouvrage</p> | <p>Débit de fuite constant dans le temps Coefficient d'apport constant dans le temps Temps de transfert des eaux pluviales sur le bassin versant négligé (supposé instantané, pas d'autre ouvrage de stockage en amont de l'ouvrage à dimensionner)</p> | <p>Disponibilité de chroniques de pluie locale sur une durée adaptée à la période de retour, à un pas de temps adapté Bassin versant avec ouvrage unique (éventuellement subdivisé en ouvrages en série si pas d'apports intermédiaires) Facteur correctif à appliquer si variations du débit de vidange en fonction du remplissage de l'ouvrage</p> |
|---------------------|--|---|---|--|

| | | | | |
|--------------------|---|--|---|--|
| Méthode des débits |  <p>Hydrogramme restitué</p> | A : surface du bassin versant | Coefficient d'apport constant ou non dans le temps | Ouvrage unique (possibilité de calculer plusieurs réservoirs en série) |
| | Volume et hauteur d'eau stockés | Ca : coefficient d'apport | Transfert instantané des eaux dans le réservoir | Tout type de loi de stockage et loi de vidange |
| | Volume maximal à stocker | Pluie de projet, observée ou synthétique | Qs(h) : loi de vidange du dispositif de restitution | Nécessité d'appréhender au préalable la durée de pluie dimensionnante |
| | Durée maximale de vidange | V(h) : loi de stockage de l'ouvrage | | (par la méthode des pluies ou de préférence par simulation d'un jeu de pluies) |
| | Débits surversés | | | Intérêt d'intégrer des modules de production et de transfert sur le bassin versant en amont de l'ouvrage |
| | | | | |

Pour calculer le volume d'un bassin de retenue (quelle que soit la méthode envisagée) il est en premier lieu indispensable de fixer deux paramètres de base :

- Le débit de fuite Q_f qui dépend de la capacité hydraulique du réseau aval ou des conditions sur le milieu de rejet.
- La période de retour. Cette dernière pour plus de sécurité doit être prise dans une large fourchette en fonction des risques réels présentés par un débordement de l'ouvrage. Ainsi se protéger systématiquement contre les événements pluvieux de période de retour 10 ans, à laquelle correspond généralement le dimensionnement du réseau, peut faire courir des risques

graves pour la population. Le volume à stocker dépend aussi de la surface du bassin versant, du temps de concentration, et du coefficient de ruissellement ou coefficient d'apport

4.4.1 Méthode des pluies

La « méthode des pluies » consiste à multiplier les mm précipités extraits des courbes IDF (pour le temps de retour fixé) par la surface active pour obtenir le volume entré [$mm / (1000 mm/m) * ha * (10\ 000 m^2/ha) = m^3$] dans l'ouvrage de tamponnage en fonction de la durée de la pluie et d'y soustraire le volume sorti selon le débit de fuite autorisé et la surface active en fonction de la durée de la pluie [$l/s/ha * ha * s / (1000 l/m^3) = m^3$]. On cherche alors la durée de pluie qui produit le plus grand écart entre le volume entré et le volume sorti dans l'ouvrage de tamponnage ; cet écart maximum représente le besoin de stockage [m³] pour le temps de retour fixe Figure (4.3).

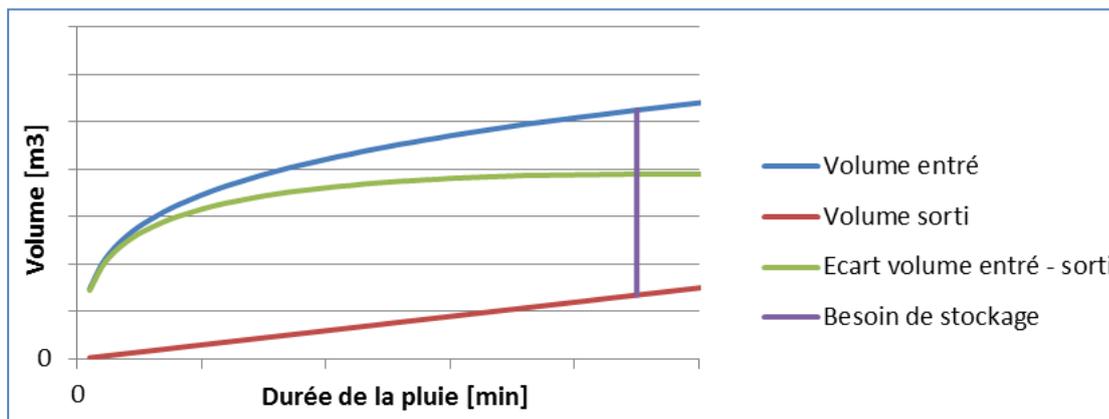


Figure 4. 3: Illustration de la méthode des pluies

Plus le débit de fuite est petit comparativement au débit entrant, plus la durée de pluie produisant le plus grand écart entre les volumes entrant et sortant sera grande. Vu que la pluie n'est pas uniforme sur l'ensemble du bassin versant, en particulier si le bassin versant est grand, un coefficient d'abattement spatial est parfois utilisé pour intégrer ce phénomène. Tel n'est pas le cas à la zone d'études vu la taille restreinte du territoire et la difficulté de fixer ce coefficient d'abattement spatial de façon robuste

Pour appliquer la méthode, on s'appuie sur les courbes Intensité-durée-fréquence. Ces courbes déterminées statistiquement représentent l'évolution des hauteurs précipitées pour différentes durées ; on parle aussi de courbes "enveloppes". On suppose ensuite que l'ouvrage a un débit de fuite constant Q_s que l'on exprime sous la forme d'un débit spécifique q_s :

$$q_s = 360 * \frac{Q_s}{S_a} \quad (4.1)$$

Avec :

q_s : en mm/h ;

Q_s : en m^3/s ;

S_a : en ha.

S_a est la surface active de ruissellement alimentant l'ouvrage de stockage. Elle est déterminée par le produit du coefficient de ruissellement C_r et de la surface totale du bassin versant draine. Ainsi, on peut tracer conjointement la hauteur précipitée pour une période de retour donnée $h(k.\Delta t, T)$ et la courbe représentant l'évolution des hauteurs d'eaux évacuées $q_s.k.\Delta t$ en fonction des durées d'évacuation $k.\Delta t$ (Figure 4.4).

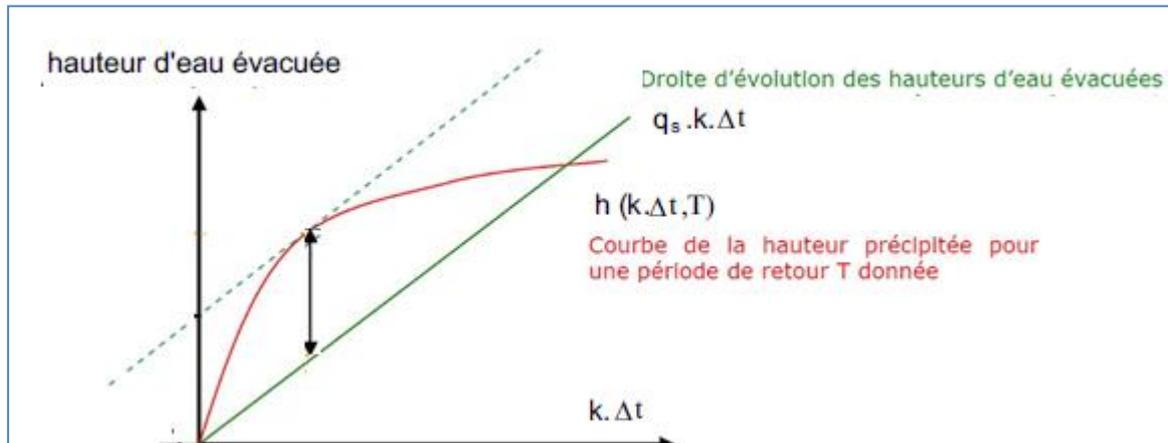


Figure 4. 4: Superposition de la courbe Hauteur-durée pour une fréquence choisie et de la courbe d'évacuation

Les différences $\Delta h(q_s, T, k.\Delta t)$ entre les courbes $q_s.k.\Delta t$ et $h(k.\Delta t, T)$ correspondent aux hauteurs à stocker pour différentes durées $k.\Delta t$. Le maximum $\Delta h_{\max}(q_s, T)$ correspond à la hauteur totale à stocker. Le volume d'eau à stocker se détermine alors facilement par :

$$V = 10 * \Delta h_{\max}(q_s, T) * S_a \quad (4.2)$$

Avec :

V : en m^3 ,

Δh_{\max} : en mm,

S_a : en ha.

4.4.2 Méthode des débits

Cette méthode est présentée ici par souci d'homogénéité, bien qu'elle soit à ranger parmi les méthodes détaillées dans la mesure où elle s'appuie le plus souvent sur un modèle complet du réseau amont. Elle n'impose aucune hypothèse a priori sur le mode de régulation des débits sortants. 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) relations(s) de vidange décrivant l'évolution du débit de sortie du bassin en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin.

La méthode repose sur la définition de trois relations :

- ◆ Une relation de conservation des volumes :

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (4.3)$$

Avec

$Q_e(t)$: débit entrant dans l'ouvrage de stockage (m^3/s) ;

$Q_s(t)$: débit sortant (m^3/s) ;

$V_s(t)$: volume stocké dans l'ouvrage (m^3).

- ◆ Une relation de stockage décrivant l'évolution du volume stocké $V_s(t)$ en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin, $h(t)$: $V(t) = f(h(t))$
- ◆ Une relation de vidange décrivant l'évolution du débit de sortie $Q_s(t)$ du bassin en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin : $Q_s(t) = g(h(t))$

La démarche de calcul est présentée ci-dessous. Dans le cadre de ce travail, 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.
- ✗ Calcul de l'emprise au sol de l'ouvrage de rétention
- ✗ Calcul de l'aire contributive totale (surface contributive du bassin versant + emprise au sol de l'ouvrage).

$$A_c = A_R + A_{ouvrage} \quad (4.4)$$

Etape 2 :

- ◆ On suppose ensuite que le transfert de la pluie nette vers le bassin de rétention est immédiat Le débit $Q(T, t)$ est simplement :

$$Q(T, t) = \frac{i(T,t)}{60} * 0,25 * A_R = \frac{i(T,t)}{60} * A_c \quad \text{en } m^3/s \quad (4.5)$$

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

$$V_r(T, t) = \frac{1}{2} [Q(T, t - 1) + Q(T, t)] * \Delta t * 60 \quad \text{en } m^3 \quad (4.6)$$

Etape 3 : Calcul du volume évacué par l'ouvrage de vidange pour un pas de temps Δt en min :

$$Q_s(Q_s, t) = Q_s(T, t) * \Delta t * 60 \text{ en } m^3 \quad (4.7)$$

Avec Q_s le débit de vidange en m^3/s

Etape 4 : 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 :

$$v_{stock}(Q_s, T, t) = v_e(T, t) - v_r(Q_r, t) + v_{stock}(Q_s, T, t - 1) \quad (4.8)$$

- ◆ 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 .

4.4.3 Méthode des volumes

La méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- ▶ le débit de fuite de l'ouvrage de stockage est suppose constant ;
- ▶ qu'il y a transfert instantané de la pluie a l'ouvrage de retenue, c'est a dire que les phénomènes d'amortissement dus au ruissellement sur le bassin sont négligés (cette méthode ne sera donc applicable que pour des bassins versants relativement petits - quelques dizaines d'hectares - et ne contenant aucun ouvrage de stockage ou de régulation) ;

$$h(t + \Delta t) = h(t) + [P((t + \Delta t) - q_s)] \quad (4.9)$$

Avec

- $h(t)$: volume stocké dans l'ouvrage en mm (rapporté à la surface contributive du bassin versant (surface réduite)),
- $P(t)$: intensité de la pluie sur le pas de temps $[t, t+\Delta t]$ en mm/h ;
- q_s débit de vidange spécifique en mm/h,
- Δt pas de temps en heures.

Pour chaque événement conduisant à un fonctionnement de la rétention on retient le volume de stockage maximum dans l'ouvrage de rétention h_{si} . A partir de la série de ces volumes de stockage h_{si} , on effectue un ajustement permettant d'en déduire les volumes de stockage correspondant à une fréquence de non dépassement donnée. La démarche de calcul est présentée ci-dessous.

Etape 1 :

- Calcul de la surface active de ruissellement alimentant l'ouvrage.
- Calcul du coefficient d'imperméabilisation C_{imp} correspondant au volume à traiter.
- Calcul de l'emprise au sol de l'ouvrage de rétention

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

$$A_c = A_R + A_{ouvrage} = C_{imp} * A + A_{ouvrage} \quad (4.10)$$

Etape 2 : Calcul des volumes ruisselés à traiter pour les différents événements pluvieux de la série temporelle de pluie à disposition.

Etape 3 : Construction des séries de données « tronquées ». Sélection des volumes de stockage supérieurs à un seuil donné.

Etape 4 : Pour chacune des séries correspondant à un débit spécifique de vidange q_s donné, ajustement d'une loi de GUMBEL pour le volume de stockage maximum annuel. Lorsque la série à ajuster est tronquée, la démarche décrites ci-dessous peut être appliquée mais en apportant des corrections aux formulations des probabilités cumulées de non-dépassement et aux paramètres de la droite d'ajustement (voir Meylan & Musy, 1999).

4.5 Méthode des Coubes IDF par Montana

4.5.1 Courbes IDF et HDF

L'instrument essentiel nécessaire pour déterminer les caractéristiques des précipitations dans un bassin versant est un modèle Intensité-Durée-Fréquence (IDF) des pluies (Figure 4.4). Les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) jouent un rôle crucial dans le dimensionnement des bassins de rétention en milieu urbain, en permettant d'estimer les précipitations extrêmes pour différentes durées et périodes de retour.

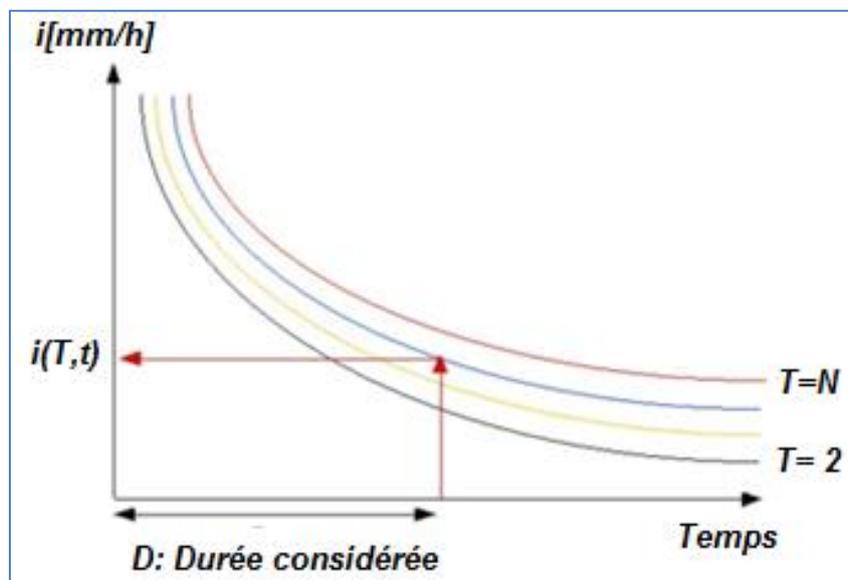


Figure 4. 5: Courbes IDF typique

Les modèles de précipitations sont généralement développés à partir de longues séries de données pluviométriques pour une station météorologique donnée, mais ces données sont gravement insuffisantes ou manquantes dans la plupart des pays en développement. On peut

transformer une série chronologique de pluie (enregistrement des mesures effectuées par un pluviomètre) en une représentation statistique synthétique des événements pluvieux en calculant les fréquences d'apparition de différentes intensités de pluie ou de différentes hauteurs de pluie sur différentes durées. Pour une fréquence (période de retour) donnée on peut ajuster :

- ➔ Une courbe décroissante reliant l'intensité moyenne sur une durée à cette durée.
- ➔ Une courbe croissante reliant la hauteur précipitée sur une durée à cette durée.

L'analyse fréquentielle d'une longue série valeurs maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant (modélisant) le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. C'est du choix du modèle fréquentiel (et plus particulièrement de son type) que dépendra la validité des résultats de l'analyse fréquentielle.

En traçant ces courbes pour différentes périodes de retours (par exemple 1 an, 2 ans, 5 ans, 10 ans, 50 ans) on obtient un abaque, permettant d'estimer l'intensité ou la hauteur à partir de la durée et de la période de retour : ce sont les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) et Hauteur-Durée-Fréquence (HDF).

Les données pluviométriques quotidiennes enregistrées pour la zone d'étude auprès de DHW à Guelma. Les données recueillies couvraient les précipitations et leur durée sur une période de 10 ans, représentant les événements pluvieux entre 2010 et 2020. Les précipitations annuelles maximales ont été classées par durées de 10, 20, 30, 40, 50, 60, 90 et 120 minutes pour chaque année (Voir Chapitre 5). Ensuite, les données ont été triées par ordre décroissant d'intensité avant de sélectionner la pointe annuelle. La relation IDF est établie à l'aide de distributions statistiques. L'intensité maximale a été calculée pour chaque PDF couramment utilisée : Gumbel type 1 (EVT-1), Normale, Pearson type 3 (PT-3), Log-Pearson type 3 (LPT-3) et Log-Normale (LN). L'estimation de l'intensité aléatoire est donnée par l'Équation (4,11) de Chow (1951) :

$$i(T) = \bar{I} + S_i * k(T) \quad (4.11)$$

Où \bar{I} : Moyenne arithémétique, S_i : Ecart – type et $k[T]$: facteur fréquentiel

4.5.2 La loi de Gumbel

Un modèle fréquentiel très souvent utilisé pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes est la distribution statistique de Gumbel (loi double exponentielle ou loi de Gumbel). En effet, la loi de Gumbel a l'avantage d'être très connue par les ingénieurs qui l'utilisent dans le cadre des travaux sur la fiabilité des infrastructures hydrauliques. La simplicité du calcul de

la distribution de Gumbel et la configuration géométrique du tracé sur échelle linéaire de probabilité ont été des éléments qui ont contribué à sa popularité. Pour le cas de la loi de Gumbel le facteur fréquentiel est donné par l'expression suivante :

$$k(T) = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} * \left[0,5772 + \text{Ln} \left[\text{Ln} \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right] \quad (4.12)$$

L'analyse fréquentielle d'une série de valeurs maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant (modélisant) le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. C'est du choix du modèle fréquentiel (et plus particulièrement de son type) que dépendra la validité des résultats de l'analyse fréquentielle. Un modèle fréquentiel très souvent utilisé pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes est la distribution statistique de Gumbel (loi double exponentielle ou loi de Gumbel). L'ajustement statistique d'une série de données à la loi de distribution de Gumbel se résume comme suit :

- La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ s'exprime de la manière suivante :

$$F(x) = \exp\left(-\left(-\frac{x-a}{b}\right)\right) \quad (4.13)$$

Avec la variable réduite suivante : $u = \frac{x-a}{b}$

Où a et b sont les paramètres du modèle de Gumbel.

La distribution s'écrit alors de la manière suivante :

$$F(x) = \exp(-(-u)) \quad (4.14)$$

et

$$u = -\ln(-\ln(F(x))) \quad (4.15)$$

L'avantage d'utiliser la variable réduite est que l'expression d'un quantile est alors linéaire ($x_q = a + bu_q$).

En conséquence, dès lors que les points de la série à ajuster peuvent être reportés dans un système d'axes ($u-x$), il est possible d'ajuster une droite qui passe le mieux par ces points et d'en déduire les deux paramètres a et b de la loi. L'estimation des paramètres a et b de l'ajustement peut se faire graphiquement (ajustement à l'œil ou à l'aide d'une régression statistique), ou selon une méthode mathématique comme celle des moments, comme présenté ci-dessous.

$$\hat{b} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \hat{\sigma} \quad \text{et} \quad \hat{a} = \hat{\mu} - \hat{b} * \gamma \quad (4.16)$$

Avec

$\gamma = 0,5772$ Constante d'Euler, σ : écart-type des valeurs composant l'échantillon et μ : moyenne de l'échantillon.

Dès lors il est possible d'estimer les débits dont la représentation graphique est une droite d'équation :

$$\hat{Q} = \hat{a} + \hat{b} * u \quad (4.17)$$

En pratique il s'agit essentiellement d'estimer la probabilité de non dépassement $F(x_i)$ qu'il convient d'attribuer à chaque valeur x_i . Il existe de nombreuses formules d'estimation de la fonction de répartition $\hat{F}(x)$ à l'aide de la fréquence empirique. Elles reposent toutes sur un tri de la série par valeurs croissantes permettant d'associer à chaque valeur son rang r . Des simulations ont montré que pour la loi de Gumbel, il faut utiliser la fréquence empirique de Hazen :

$$F(x_{[r]}) = \frac{r-1}{n} \quad (4.18)$$

Où

r est le rang dans la série de données classée par valeurs croissantes, n est la taille de l'échantillon, $x_{[r]}$ la valeur de rang r .

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

$$T = \frac{1}{1-F_Q(x_Q)} \quad (4.19)$$

A l'aide de l'ajustement, il est alors possible d'estimer le débit de pointe pour un temps de retour donné.

L'équation puissance de Montana (Équation 4.20) a été adoptée pour établir le modèle IDF. Elle a été utilisée pour déterminer les périodes de retour des modèles IDF non probabilistes.

$$i(T, t) = a * t^b \quad (4.20)$$

Chapitre 5
Etude de cas

5.1 Présentation du site d'étude

La zone d'étude se trouve dans la ville de Guelma est située dans le Nord-est algérien, à environ 60 km au sud de la ville d'Annaba. Elle se trouve dans une cuvette entourée par les monts constantinois (Aouara, Debbagh, Mahouna), et s'étend le long de la vallée de l'oued Seybouse, orientée globalement Est-Ouest. Cette vallée s'insère dans le bassin versant de Guelma. La plaine alluviale est délimitée :

- Au nord-ouest par le djebel Debbagh (1 408 m),
- Au nord par les massifs boisés d'Aouara (932 m) et Béni-Mazzeline,
- Au sud par le djebel Mahouna (1 411 m),
- À l'est par un rétrécissement de la vallée à proximité de la station de Nador.

5.1.1 Caractéristiques du bassin versant

Pour cartographier un bassin versant (BV), on commence par identifier la ligne de partage des eaux et l'exutoire. Toutes les précipitations tombant dans cette zone s'écoulent vers le même cours d'eau principal jusqu'à un exutoire commun.

En accord avec la direction de l'hydraulique de la wilaya, la zone d'étude a été subdivisée en quatre sous-bassins (voir Fig. 5.1).

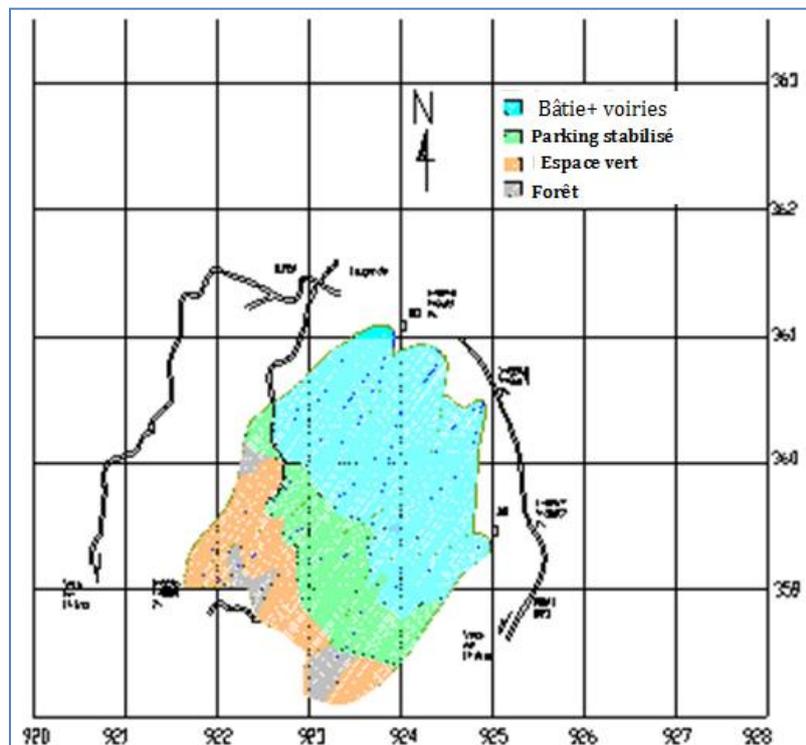


Figure 5. 1: La zone d'étude

a) Paramètres géométriques du BV

- Altitude maximale : 610 m
- Altitude minimale : 290 m
- Longueur du talweg : 3,0 km
- Périmètre : 10,92 km
- Superficie totale : 5,56 km²

b) Morphométrie

Le coefficient de Gravellius (K_c) permet de qualifier la forme du bassin versant. Il est défini par le rapport entre le périmètre du bassin et celui d'un cercle de même superficie. Plus K_c se rapproche de 1, plus la forme est circulaire, ce qui indique une réponse hydrologique plus rapide. Dans ce cas, $K_c = 1,30$, suggérant une forme légèrement allongée, donc une concentration de ruissellement modérée.

c) Topographie

L'étude de la topographie inclut :

- Une courbe hypsométrique pour représenter la répartition altitudinale,
- La pente moyenne du bassin versant : 9,1 %,
- L'analyse des profils longitudinaux des talwegs principaux.

d) Drainage

La densité de drainage (D_d), définie comme le rapport entre la longueur cumulée des cours d'eau et la superficie du bassin, est ici de :

$$D_d = (2.5 + 2.9 + 3.0 + 2.1) / 5.56 \approx 1.88 \text{ km/km}^2$$

Une densité relativement élevée suggère une forte probabilité de ruissellement rapide, et donc un risque accru de crues.

5.1.2 Occupation du sol et nature des sols

L'occupation du sol influence fortement l'infiltration et donc le comportement hydrologique. La destruction de la couverture végétale peut augmenter les risques d'inondation. Le tableau (5.1) résume l'occupation du sol dans la zone d'étude. Les sols sont majoritairement argilo-calcaires, avec une urbanisation importante (jusqu'à 70 % bâtie et voiries).

Tableau 5. 1: Occupation du sol et surfaces correspondantes

| Occupation du sol | Surface (km ²) | Pourcentage de A % | Coefficient de Ruissellement C_i |
|-------------------|----------------------------|--------------------|------------------------------------|
| Bâtie | 0.015 | 30% | 0.8 |
| Route | 0.015 | 30% | 0.7 |
| Parking stabilisé | 0.005 | 10% | 0.6 |
| Forêt | 0.010 | 20% | 0.2 |
| Espace vert | 0.005 | 10% | 0.3 |
| Total | 0.05 | 100% | |

Le coefficient de ruissellement moyen

$$C_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} C_i * A_i}{\sum_{i=1}^{i=n} A_i} \quad (5.1)$$

$$C_{moy} = \frac{(0,8 * 0,015) + (0,7 * 0,015) + (0,6 * 0,005) + (0,2 * 0,010) + (0,3 * 0,005)}{0,05}$$

$$= 0,58$$

$$\boxed{C_{moy} = 0,58}$$

$$\text{Surface projet} = \text{Bâtie} + \text{Route} + \text{Parking} = \underline{0.035 \text{ km}^2} :$$

5.1.3 Précipitation et régime pluviométriques

Le tableau (5.2) présente :

- Les valeurs mensuelles maximales de précipitations (en mm) enregistrées chaque année de 2010 à 2020.
- Une ligne de synthèse “MAX” indique, pour chaque mois, la valeur la plus élevée observée sur la période.

Tableau 5. 2 : des précipitations mensuelles max

| An | Janvier | Février | Mars | Avril | Mai | Juin | Juillet | Août | Septembre | Octobre | Novembre | Décembre | Max |
|------|---------|---------|------|-------|-----|------|---------|------|-----------|---------|----------|----------|-----|
| 2010 | 119 | 54 | 62 | 27 | 54 | 20 | 0 | 20 | 17 | 87 | 100 | 115 | 119 |
| 2011 | 45 | 80 | 78 | 67 | 51 | 4 | 2 | 0 | 46 | 58 | 50 | 109 | 109 |
| 2012 | 46 | 144 | 93 | 87 | 11 | 9 | 7 | 0 | 40 | 40 | 50 | 109 | 144 |
| 2013 | 46 | 144 | 93 | 87 | 11 | 5 | 2 | 10 | 15 | 20 | 2 | 53 | 144 |
| 2014 | 35 | 40 | 32 | 37 | 18 | 11 | 7 | 4 | 23 | 26 | 30 | 52 | 52 |
| 2015 | 65 | 84 | 140 | 3 | 32 | 8 | 0 | 0 | 25 | 18 | 15 | 182 | 182 |
| 2016 | 104 | 130 | 15 | 0 | 25 | 2 | 0 | 4 | 49 | 49 | 83 | 129 | 130 |
| 2017 | 34 | 32 | 54 | 26 | 38 | 0 | 0 | 0 | 1 | 9 | 28 | 12 | 54 |
| 2018 | 68 | 20 | 5 | 6 | 0 | 3 | 0 | 0 | 1 | 12 | 40 | 30 | 68 |
| 2019 | 8 | 30 | 32 | 37 | 29 | 5 | 0 | 25 | 12 | 78 | 90 | 103 | 103 |
| 2020 | 120 | 108 | 80 | 45 | 36 | 22 | 11 | 2 | 27 | 36 | 43 | 110 | 120 |
| MAX | 120 | 144 | 140 | 87 | 54 | 22 | 11 | 25 | 49 | 87 | 100 | 182 | 182 |

Le tableau met en évidence une variabilité saisonnière et interannuelle des précipitations. Entre 2010 et 2020, les données de précipitations mensuelles maximales révèlent un régime pluviométrique caractéristique du climat méditerranéen. Le tableau présente les précipitations mensuelles maximales enregistrées entre 2010 et 2020, offrant un aperçu détaillé des variations saisonnières et annuelles. Sur cette période, les mois d'hiver, notamment décembre, janvier et février, se distinguent par des cumuls de pluie importants, avec des pics atteignant 182 mm en décembre 2015, 144 mm en février 2012 et 2013, et 120 mm en janvier 2020. À l'inverse, les mois d'été, en particulier juin, juillet et août, affichent des précipitations nettement plus faibles, souvent proches de 0 mm, ce qui suggère une saison sèche marquée.

L'analyse graphique (Figure 5.2) des moyennes mensuelles sur cette période met en évidence une forte concentration des précipitations durant les mois d'hiver et d'automne. Les mois les plus arrosés sont décembre, janvier, février et novembre, avec des moyennes nettement supérieures à celles du reste de l'année.

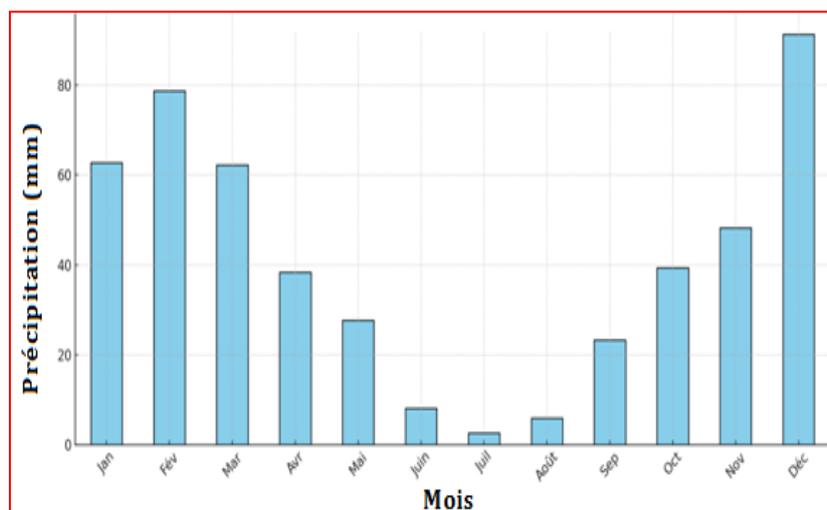


Figure 5. 2: Précipitation mensuelles moyennes (2010-2020)

L'année 2015 se révèle exceptionnelle avec un record de 182 mm en décembre, tandis que 2017 et 2018 figurent parmi les années les moins pluvieuses, avec des maxima annuels respectifs de 54 mm et 68 mm. Ces écarts reflètent une variabilité interannuelle significative, possiblement liée à des phénomènes météorologiques ponctuels ou à des tendances climatiques plus larges. Par exemple, les fortes précipitations de février 2012 et 2013 pourraient correspondre à des épisodes pluvieux intenses, tandis que les étés secs semblent récurrents.

Cette analyse met en lumière une saisonnalité claire, avec des hivers humides et des étés arides, une caractéristique typique des climats méditerranéens ou de certaines zones tempérées. Les données pourraient servir à anticiper les risques d'inondations en saison humide ou à optimiser la gestion des ressources en eau en saison sèche. Pour approfondir, il serait utile de calculer les moyennes sur la période, d'étudier d'éventuelles tendances à long terme, ou de croiser ces informations avec d'autres variables climatiques comme les températures.

En conclusion, ce tableau illustre à la fois la régularité des cycles saisonniers et l'imprévisibilité des extrêmes, rappelant l'importance d'une surveillance continue pour adapter les stratégies environnementales et urbaines aux aléas climatiques.

5.2 Ajustement de la loi de Gumbel et Détermination des courbes IDF

5.2.1 Ajustement de la loi de Gumbel

Pour une durée de pluie donnée, l'estimation du temps de retour de chaque lame précipitée, s'effectue selon les étapes :

Etape 1 : Préparation de la série de données des lames précipitée :

- Trier les valeurs dans l'ordre croissant.
- Attribuer un (r) rang à chaque valeur.

Etape 2 : Calcul de la fréquence empirique pour chaque rang (Hazen).

Etape 3 : Calcul de la variable réduite « u » du Gumbel.

Etape 4 : Représentation graphique des couples (u_i, x_i) de la série à ajuster.

Etape 5 : Ajustement d'une relation linéaire de type $x_q = a + b * u_q$ aux couples (u_i, x_i)

Le tableau (5.3) est utilisé pour obtenir les moments de la loi, à savoir la moyenne et l'écart-type, et par conséquent les paramètres de la loi.

Tableau 5. 3: Tableau utilisé pour la détermination des moments de la loi

| N° | Année | précipitation max | |
|-------|-------|-------------------|---------------------|
| | | X_i | $(x_i - \bar{x})^2$ |
| 1 | 2010 | 119,0 | 58,1 |
| 2 | 2011 | 109,0 | 5,7 |
| 3 | 2012 | 144,0 | 1064,2 |
| 4 | 2013 | 144,0 | 1064,2 |
| 5 | 2014 | 52,0 | 3525,7 |
| 6 | 2015 | 182,0 | 4987,5 |
| 7 | 2016 | 130,0 | 346,8 |
| 8 | 2017 | 54,0 | 3292,2 |
| 9 | 2018 | 68,0 | 1881,6 |
| 10 | 2019 | 103,2 | 67,6 |
| 11 | 2020 | 120,0 | 74,3 |
| Somme | | 1225,2 | 16368,0 |

La moyenne : $\bar{x} = \mu = \frac{\sum x_i}{n} = 111,38 \text{ mm}$ et

L'écart-type $\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2}{n-1}} = 40,46 \text{ mm}$

Par la suite les paramètres de la loi sont obtenus comme suit :

$$\check{b} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * \sigma = 31,54 \text{ mm} \quad \text{et} \quad u = \bar{x} - 0,5772 * \alpha = 93,17 \text{ mm}$$

Étape 6 : Utilisation du modèle statistique pour estimer les lames précipitées de différents temps de retour T . Dès lors il est possible d'estimer la pluie dont la représentation graphique est une droite d'équation : $\check{P} = \check{\alpha} + \check{b} * u$, avec : u : variable réduite. L'établissement du tableau (5.4) permet de réaliser la représentation graphique, illustrée par la figure (5.3)

Tableau 5. 4: Estimation de variable réduite u en fonction de la période de retour T

| Année | Pluie (mm) | Rang | Probabilité Empirique | Fréquence au non-dépassement | Période de retour T (ans) | u : Variable réduite |
|-------|------------|------|-----------------------|------------------------------|-----------------------------|------------------------|
| 2010 | 182 | 1 | 0,011 | 0,989 | 2 | 0,3665 |
| 2011 | 144 | 2 | 0,033 | 0,967 | 5 | 1,4999 |
| 2012 | 144 | 3 | 0,054 | 0,946 | 10 | 2,2504 |
| 2013 | 130 | 4 | 0,076 | 0,924 | 20 | 2,9702 |
| 2014 | 120 | 5 | 0,098 | 0,902 | 40 | 3,6762 |
| 2015 | 119 | 6 | 0,120 | 0,880 | 50 | 3,9019 |
| 2016 | 109 | 7 | 0,141 | 0,859 | 100 | 4,6001 |
| 2017 | 103 | 8 | 0,163 | 0,837 | 150 | 5,0073 |
| 2018 | 68 | 9 | 0,185 | 0,815 | 200 | 5,2958 |
| 2019 | 54 | 10 | 0,207 | 0,793 | 300 | 5,7021 |
| 2020 | 52 | 11 | 0,228 | 0,772 | 500 | 6,2136 |

Dans le cas d'un ajustement selon la loi de Gumbel, la méthode graphique repose sur le fait que l'expression d'un quantile correspond à l'équation d'une droite. En conséquence, les points de la série à ajuster peuvent être reportés dans un système d'axes ($P-u$) ; il est alors possible de tracer la droite qui passe le mieux par ces points. Le graphique ci-dessous montre un ajustement à l'œil. A ce stade, il serait nécessaire de vérifier statistiquement que les valeurs observées sont estimées « de manière satisfaisante » à l'aide de tests d'ajustement appropriés.

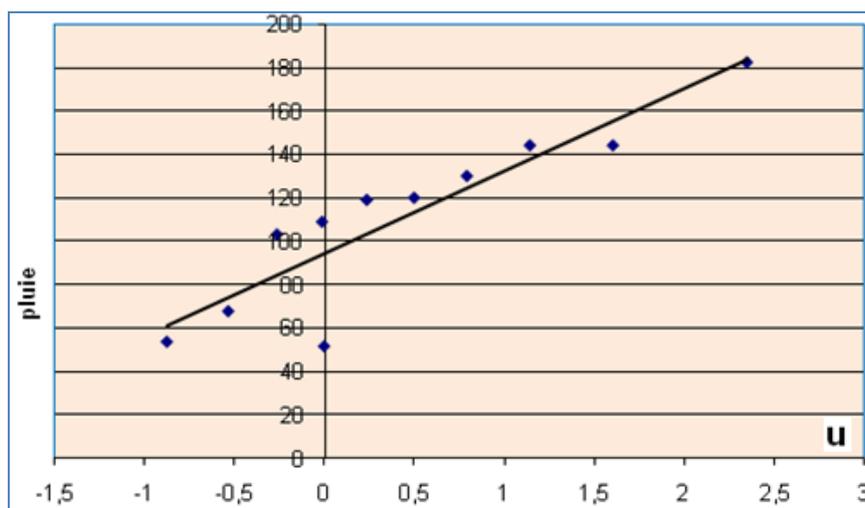


Figure 5. 3 : Ajustement graphique du modèle

5.2.2 Représentation graphique sous la forme de courbes IDF

Les courbes IDF représente l'intensité pluviométrique i en fonction de la durée de l'averse et de son temps de retour T . Il s'agit donc simplement de calculer pour chaque temps de retour et durée de pluie considérée, l'intensité pluviométrique moyenne maximale. Les résultats sont regroupés dans le tableau (5.4) suivant :

Tableau 5. 5: Intensité de la pluie (mm /h) en fonction de la période de retour

| Durée | | Période de retour (ans)/ : Intensité de la pluie (mm /h) | | | | | | |
|--------|------|--|-------|--------|--------|--------|---------|---------|
| Heures | Min | 2 ans | 5 ans | 10 ans | 25 ans | 50 ans | 100 ans | 500 ans |
| 24 h | 1440 | 4,93 | 6,61 | 7,73 | 9,14 | 10,18 | 11,22 | 13,62 |
| 18 h | 1080 | 5,98 | 8,03 | 9,38 | 11,09 | 12,35 | 13,61 | 16,52 |
| 12 h | 720 | 7,89 | 10,58 | 12,37 | 14,62 | 16,29 | 17,95 | 21,78 |
| 8 h | 480 | 10,06 | 13,49 | 15,77 | 18,64 | 20,77 | 22,89 | 27,78 |
| 6 h | 360 | 12,03 | 16,14 | 18,86 | 22,3 | 24,84 | 27,37 | 33,22 |
| 5 h | 300 | 13,49 | 18,1 | 21,15 | 25 | 27,86 | 30,7 | 37,25 |
| 4 h | 240 | 15,39 | 20,64 | 24,11 | 28,51 | 31,77 | 35 | 42,48 |
| 3 h | 180 | 18,15 | 24,34 | 28,44 | 33,63 | 37,47 | 41,29 | 50,1 |
| 2 h | 120 | 23,08 | 30,96 | 36,17 | 42,76 | 47,65 | 52,5 | 63,72 |
| 1 h | 60 | 35,5 | 47,62 | 55,65 | 65,79 | 73,31 | 80,78 | 98,03 |

La représentation graphique des valeurs du tableau (5.5) permet d'avoir une idée sur l'allure des courbes IDF (figure 5.4).

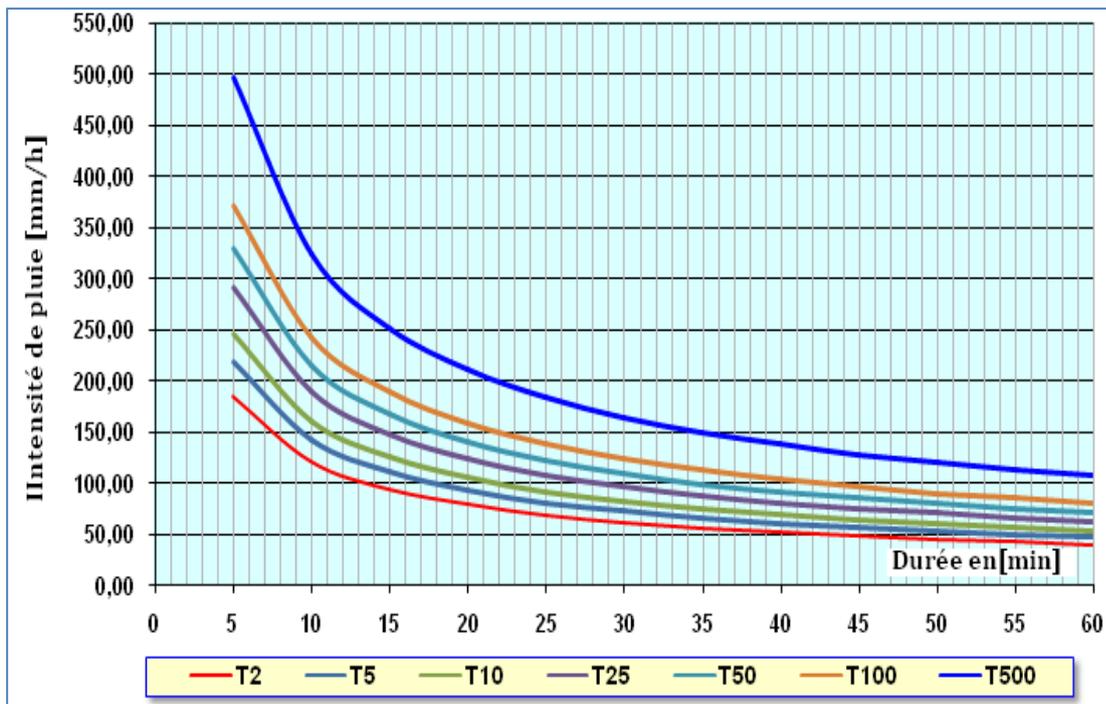


Figure 5. 4: Représentation des couples durée – intensité moyenne en fonction des périodes de retour

La représentation des différentes courbes IDF pour différentes périodes de retour est donnée par la figure (5.5)

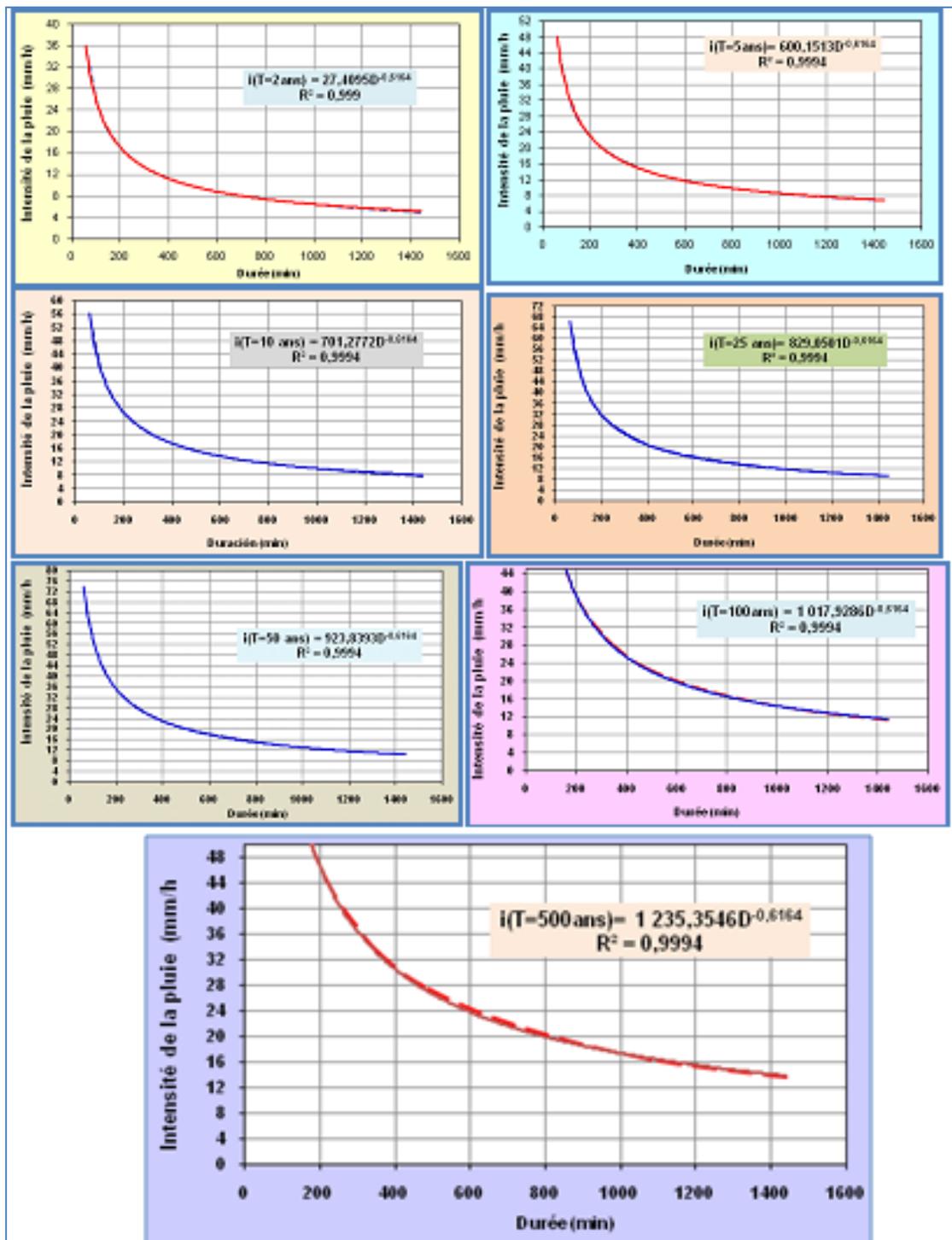


Figure 5. 5: Les différentes courbes IDF en fonction des différentes périodes de retour
Le tableau (5.6) regroupe les paramètres de Montana pour différentes périodes de retour.

Tableau 5. 6: Paramètres de Montana

| Période de Retour T (ans) | A | b |
|---------------------------|----------|---------|
| 2 | 27,4095 | -0,6164 |
| 5 | 600,1513 | -0,6164 |
| 10 | 701,2772 | -0,6164 |
| 25 | 829,05 | -0,6164 |
| 50 | 923,8393 | -0,6164 |
| 100 | 1 017,93 | -0,6164 |
| 500 | 1 235,35 | -0,6164 |

Enfin les intensités de pluie obtenues pour différentes durées et différentes périodes de retour sont regroupées dans le tableau (5.6).

Tableau 5. 7: Intensités de pluie calculées en fonction différentes durées

| Durée/Période de Retour | 2 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 500 |
|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 5 | 184,89 | 217,79 | 246,52 | 290,39 | 328,69 | 372,05 | 496,06 |
| 10 | 120,60 | 142,07 | 160,80 | 189,42 | 214,41 | 242,69 | 323,58 |
| 15 | 93,93 | 110,65 | 125,24 | 147,53 | 166,99 | 189,02 | 252,03 |
| 20 | 78,67 | 92,67 | 104,89 | 123,56 | 139,86 | 158,31 | 211,07 |
| 25 | 68,56 | 80,76 | 91,41 | 107,68 | 121,89 | 137,96 | 183,95 |
| 30 | 61,27 | 72,18 | 81,70 | 96,24 | 108,93 | 123,30 | 164,40 |
| 35 | 55,72 | 65,63 | 74,29 | 87,51 | 99,06 | 112,12 | 149,50 |
| 40 | 51,32 | 60,45 | 68,42 | 80,60 | 91,23 | 103,26 | 137,68 |
| 45 | 47,72 | 56,22 | 63,63 | 74,95 | 84,84 | 96,03 | 128,04 |
| 50 | 44,72 | 52,68 | 59,63 | 70,24 | 79,51 | 89,99 | 119,99 |
| 55 | 42,17 | 49,68 | 56,23 | 66,23 | 74,97 | 84,86 | 113,15 |
| 60 | 39,97 | 47,08 | 53,29 | 62,78 | 71,06 | 80,43 | 107,24 |
| 65 | 92,00 | 94,73 | 96,86 | 99,73 | 101,97 | 104,25 | 109,75 |
| 70 | 86,22 | 88,78 | 90,77 | 93,46 | 95,55 | 97,69 | 102,85 |
| 75 | 81,30 | 83,71 | 85,59 | 88,13 | 90,10 | 92,12 | 96,98 |
| 80 | 77,05 | 79,34 | 81,12 | 83,53 | 85,40 | 87,31 | 91,92 |

| | | | | | | | |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| 90 | 85,24 | 87,77 | 89,73 | 92,40 | 94,47 | 96,58 | 101,68 |
| 95 | 79,88 | 82,25 | 84,09 | 86,59 | 88,53 | 90,51 | 95,29 |
| 100 | 75,32 | 77,56 | 79,29 | 81,65 | 83,48 | 85,35 | 89,85 |
| 105 | 82,30 | 84,74 | 86,64 | 89,21 | 91,21 | 93,25 | 98,18 |
| 110 | 77,12 | 79,41 | 81,19 | 83,60 | 85,48 | 87,39 | 92,00 |
| 115 | 72,72 | 74,88 | 76,56 | 78,83 | 80,60 | 82,40 | 86,75 |
| 120 | 93,52 | 94,01 | 94,38 | 94,88 | 95,25 | 95,63 | 96,52 |
| 125 | 87,64 | 88,10 | 88,45 | 88,91 | 89,27 | 89,62 | 90,45 |
| 130 | 82,64 | 83,07 | 83,40 | 83,84 | 84,17 | 84,51 | 85,29 |
| 135 | 93,33 | 93,82 | 94,19 | 94,68 | 95,06 | 95,44 | 96,32 |
| 140 | 87,46 | 87,92 | 88,27 | 88,73 | 89,08 | 89,44 | 90,26 |
| 145 | 82,47 | 82,90 | 83,23 | 83,67 | 84,00 | 84,33 | 85,11 |
| 150 | 92,75 | 93,23 | 93,60 | 94,09 | 94,47 | 94,84 | 95,72 |
| 155 | 86,91 | 87,37 | 87,72 | 88,18 | 88,53 | 88,88 | 89,70 |
| 160 | 81,95 | 82,38 | 82,71 | 83,15 | 83,48 | 83,81 | 84,58 |
| 165 | 94,89 | 94,98 | 95,04 | 95,13 | 95,20 | 95,27 | 95,42 |
| 170 | 88,92 | 89,01 | 89,07 | 89,15 | 89,21 | 89,28 | 89,42 |
| 175 | 83,85 | 83,93 | 83,99 | 84,07 | 84,12 | 84,18 | 84,32 |
| 180 | 94,85 | 94,94 | 95,01 | 95,10 | 95,17 | 95,23 | 95,39 |

5.3 Détermination des volumes de stockages

Le dimensionnement des bassins de rétention peut être réalisé selon trois approches principales: la méthode des pluies, la méthode des débits et la méthode des volumes.

5.3.1 Méthode des Pluies

La méthode des pluies est une approche simplifiée couramment utilisée pour dimensionner un bassin de rétention. Elle repose sur l'analyse statistique des pluies via les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF). La méthode des pluies permet d'estimer le volume de stockage nécessaire pour gérer un épisode pluvieux en prenant en compte :

- ▶ La pluie générée par un événement de retour donné (2, 5, 10, 25, 50 ans),
- ▶ Le débit spécifique de fuite admis (q_s),
- ▶ Le débit de fuite total (Q_s), et le volume d'eau à stocker qui n'a pas pu être évacué immédiatement.

Étapes de calcul :**1. Surface active de ruissellement :**

- Surface active réduite $A_{red} = S * C_r$

Où S Surface du bassin versant et Cr le coefficient de ruissellement

2. Courbes IDF et hauteurs précipitées

- Convertir les intensités de pluie en hauteurs de pluie $h(T, t) = i_m * t$

3. Débit spécifique

- Débit spécifique q_s (en $\frac{mm}{h}$) comme débit de vidange constant

4. Superposition des courbes

- Comparer la courbe des hauteurs précipitées h (T, t) et la courbe $q_s * t$

5. Calculer le volume maximal à stocker

- Identifier la différence maximale Δh_{max} entre les deux courbes
- Calculer le volume $V = 10 * \Delta h_{max} * S_{red}$ e, (m3)

Les résultats de l'application de la méthode des pluies sont regroupés dans le tableau (5.7) et schématisés dans la figure (5.6). Un exemple de l'exécution de la méthode des pluies est présenté dans l'annexe 1.

Tableau 5. 8: Les volumes de stockage obtenus par la méthode des pluies

| | | Période de Retour T (ans) | | | | |
|--------------------------------|---|---------------------------|--------|--------|--------|--------|
| débit de fuite $Q_s(m^3/s)$ | débit de fuite spécifique q_s (l/s/ha) | 2 | 5 | 10 | 25 | 50 |
| 0,2 | 40 | 3876,9 | 4893,4 | 5730,1 | 6787,2 | 7571,4 |
| 0,3 | 60 | 2991,6 | 4857,4 | 5694,1 | 6751,2 | 7535,4 |
| 0,4 | 80 | 2489,1 | 4821,4 | 5658,1 | 6715,2 | 7499,4 |
| 0,5 | 100 | 2157,4 | 4785,4 | 5622,1 | 6679,2 | 7463,4 |

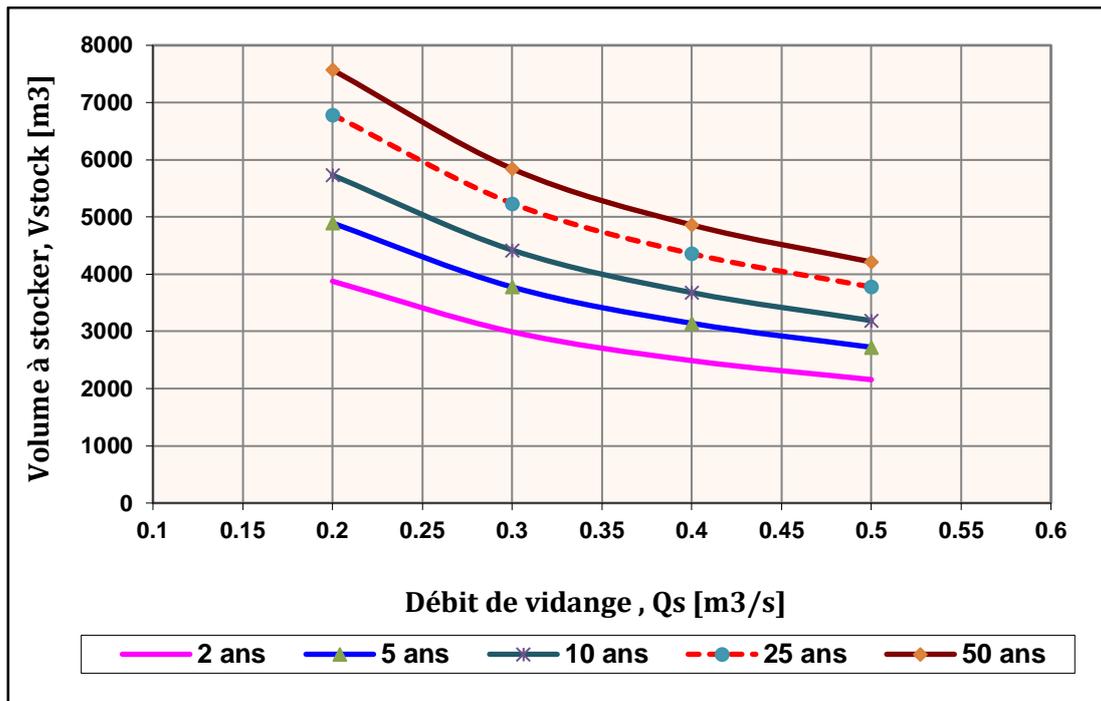


Figure 5. 6: Volumes de stockages obtenus par la méthode des pluies

L'analyse des résultats issus de la méthode des pluies permet d'évaluer le volume de stockage nécessaire en fonction de deux paramètres principaux : la période de retour de l'événement pluvieux et le débit de fuite autorisé à l'aval du dispositif de rétention. Le tableau obtenu présente les volumes à stocker pour des périodes de retour de 2, 5, 10, 25 et 50 ans, et pour quatre valeurs de débit de fuite variant de 0,2 à 0,5 m³/s. Les résultats mettent en évidence une double tendance :

- D'une part, plus la période de retour est longue, plus le volume à stocker est important. Cela s'explique par le fait que les pluies associées à des périodes de retour élevées sont plus intenses et génèrent donc des volumes d'eau plus importants. À titre d'exemple, pour un débit de fuite de 0,2 m³/s, le volume à stocker passe de 3876,9 m³ pour une pluie de période de retour 2 ans à 7571,4 m³ pour une pluie de période de retour 50 ans, soit une augmentation de près de 95 %.
- D'autre part, pour une période de retour donnée, l'augmentation du débit de fuite autorisé entraîne une réduction significative du volume à stocker. Cela est logique dans la mesure où une plus grande partie de l'eau peut être évacuée pendant l'événement, réduisant d'autant la quantité à retenir temporairement. Par exemple, pour un événement de période de retour 10 ans, le volume à stocker diminue de 5730,1 m³ à 3188,66 m³ lorsque le débit de fuite passe de 0,2 à 0,5 m³/s, soit une réduction de l'ordre de 44 %.

Ces résultats soulignent l'importance du choix du débit de fuite de projet, qui constitue un paramètre de conception stratégique. Un débit trop faible engendre des volumes de stockage importants, donc des coûts d'infrastructure élevés. À l'inverse, un débit trop élevé pourrait entraîner une surcharge du réseau aval et un risque accru d'inondation. Un compromis doit donc être trouvé entre sécurité hydraulique, capacité du réseau, et optimisation économique. Par ailleurs, l'évolution des volumes à stocker en fonction du débit de fuite devient de moins en moins marquée à mesure que Q_s augmente, ce qui suggère qu'à partir d'un certain seuil (autour de $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$ dans ce cas), l'intérêt d'augmenter davantage le débit de fuite devient limité du point de vue du dimensionnement.

En conclusion, la méthode des pluies fournit un cadre rigoureux pour le dimensionnement des ouvrages de rétention ou de stockage dans un contexte de gestion des eaux pluviales. Elle permet de tester plusieurs scénarios de conception selon les contraintes hydrauliques et les choix d'aménagement, en intégrant des données pluviométriques représentatives et les exigences réglementaires en matière de gestion des ruissellements.

5.3.2 Méthode des Débits

Elle consiste à comparer l'hydrogramme amont (débit entrant) et l'hydrogramme aval limité à Q_s . Le volume à stocker est évalué comme l'aire entre les deux courbes au cours du temps (c'est donc aussi un calcul par intégration).

Cette méthode, plus détaillée, modélise dynamiquement les flux entrants et sortants du bassin. Elle nécessite des chroniques de pluie ou des hydrogrammes. On estime le débit de pointe entrant dans le bassin (méthode rationnelle, modèles hydrologiques), puis on fixe d'un débit de fuite maximal admissible en aval, et enfin on calcule le volume de rétention nécessaire pour lamener le débit entrant au débit de fuite. Un exemple illustratif de cette méthode est présenté en annexe 2.

Étapes de calcul :

1. Surface active et débit entrant

- Calculer $A_c = A_R + A_{ouvrage}$
- Déterminer le débit entrant $Q(T,t)$ à partir des intensités de pluie

2. Equations dynamiques

- Conservation de la masse ! $\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t)$
- Loi de stockage $V(t) = f(h(t))$
- Loi de vidange $Q_s(t) = g(h(t))$

Les résultats obtenus par l'application de la méthode des débits sont regroupés dans le tableau (5.8).

Tableau 5. 9: volume à stocker V [m³] en fonction Débit de fuite Qs [m³/s]

| Débit de fuite Qs [m ³ /s] | Méthode des débits volume à stocker V [m ³] |
|---------------------------------------|---|
| 0,2 | 3830,79066 |
| 0,3 | 2946,38545 |
| 0,4 | 2428,3232 |
| 0,5 | 2081,57688 |

La méthode des débits, bien que précise, présente plusieurs défis pratiques lors de sa mise en œuvre pour le dimensionnement d'un bassin de rétention. Voici les principales difficultés rencontrées :

1. Complexité des Données Requises

- **Nécessité de chroniques pluviométriques longues et fiables** : La méthode repose sur des pluies observées ou des hydrogrammes synthétiques, qui peuvent manquer dans certaines régions.
- **Modélisation fine du bassin versant** : Elle exige une connaissance détaillée des paramètres hydrologiques (coefficient de ruissellement, temps de concentration, etc.), souvent difficiles à estimer avec précision.

2. Modélisation Hydraulique Avancée

- ◆ **Résolution numérique complexe** : Les équations différentielles (conservation des volumes, lois de stockage et de vidange) nécessitent des outils logiciels spécialisés (SWMM, CANOE, etc.) et une expertise en modélisation.
- ◆ **Sensibilité aux hypothèses** : une mauvaise définition de la loi de vidange ou de stockage peut fausser les résultats
- ◆ Pour transformer la pluie en débit entrant dans le bassin ($Q_e(t)$), on utilise des modèles de génération d'hydrogrammes, tels que : Méthode Rationnelle, Méthode de Caquot (adaptée à l'assainissement urbain) Modèles à réservoirs.

Pour appliquer correctement la méthode des débits :

1. **Choix de la pluie de projet** (IDF, historique, ou synthétique).
2. **Génération de l'hydrogramme** via un modèle adapté (rationnel, Caquot, réservoirs linéaires, etc.).

3. **Simulation pas à pas** des entrées/sorties du bassin avec les équations de conservation et de vidange.
 - **Sans hydrogramme réaliste**, la méthode des débits perd son avantage principal : la précision dynamique.
 - **Les modèles simples (rationnel, Caquot)** peuvent sous-estimer les volumes pour des bassins naturels ou avec retard de ruissellement.
 - **Les réservoirs linéaires** offrent un bon compromis entre complexité et réalisme, mais nécessitent des paramètres calibrés (ex. temps de réponse du bassin).

La méthode des débits est puissante pour les bassins complexes ou à enjeux élevés, mais son application se heurte à des obstacles majeurs, comme le risque d'erreurs si les hypothèses sont mal définies. C'est ce qui la rend à la fois plus précise que les méthodes simplifiées (méthode des pluies), mais aussi plus exigeante en données et expertise. Elle est donc à privilégier lorsque des méthodes simplifiées (comme la méthode des pluies) sont insuffisantes, ou lorsque des outils et données adéquats sont disponibles.

5.3.3 Comparaison des méthodes de dimensionnement : méthode des pluies vs méthode des débits

Dans le cadre de cette étude, la méthode des volumes a été écartée en raison de ses limitations soulignées dans la littérature, notamment son caractère empirique et son manque de précision pour les bassins soumis à des régimes hydrologiques variables.

La méthode des volumes, bien que simple, présente des limites majeures pour ce projet :

- **Surestimation des volumes** : Elle suppose un transfert instantané des eaux vers le bassin, négligeant l'amortissement naturel du ruissellement, ce qui conduit à des volumes de stockage surévalués.
- **Applicabilité restreinte** : Les abaques disponibles sont souvent calibrés pour des régions spécifiques (ex. France), limitant leur pertinence pour des contextes géographiques différents.
- **Manque de flexibilité** : Contrairement aux méthodes des pluies ou des débits, elle ne permet pas d'intégrer des lois de vidange variables ou des scénarios pluviométriques complexes.

Les méthodes retenues pour le dimensionnement sont donc **la méthode des pluies** et **la méthode des débits**, dont les résultats ont été comparés (tableau 5.9). Ce tableau nous a permis de tracer un graphique comparatif (Figure 5.7) des volumes à stocker selon les deux méthodes.

On y voit clairement que le volume diminue avec l'augmentation du débit de fuite, et que la méthode des pluies donne des volumes légèrement supérieurs à ceux de la méthode des débits.

Tableau 5. 10 : Analyse des résultats

| Débit de fuite Q_s (m ³ /s) | Volume à stocker – Méthode des pluies (m ³) | Volume à stocker – Méthode des débits (m ³) | Écart relatif |
|---|--|--|------------------|
| 0,2 | 3876,9 | 3830,8 | ≈ -1,2 % |
| 0,3 | 2991,6 | 2946,4 | ≈ -1,5 % |
| 0,4 | 2489,1 | 2428,3 | ≈ -2,4 % |
| 0,5 | 2157,4 | 2081,6 | ≈ -3,5 % |

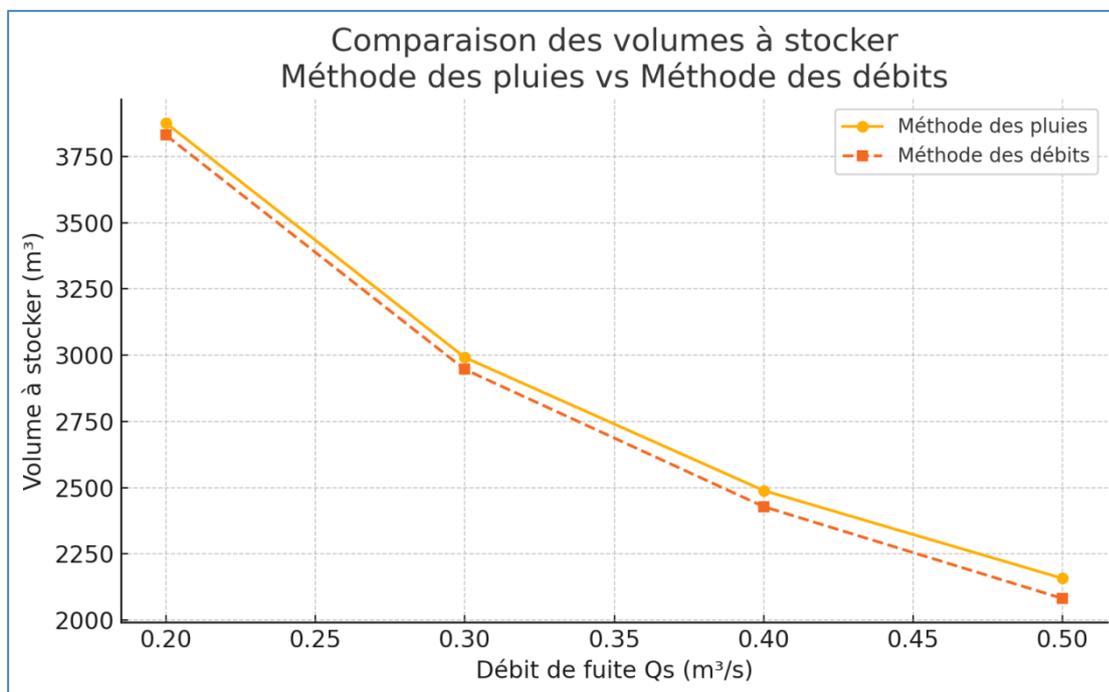


Figure 5. 7: Comparaison des méthodes des pluies et des débits

Bien que la méthode des débits offre une approche théoriquement plus rigoureuse en simulant les débits entrants et en fixant un débit de fuite contrôlé, elle nécessite des calculs hydrauliques complexes et des données précises sur la réponse du bassin versant. En revanche, la **méthode des pluies**, basée sur une pluie de projet et des coefficients de ruissellement, s'est avérée plus simple à mettre en œuvre tout en fournissant des résultats cohérents avec ceux de la méthode des débits. Cette convergence suggère que, dans de nombreux cas pratiques, la méthode des pluies peut constituer une alternative suffisamment fiable, notamment lorsque les données hydrologiques détaillées font défaut ou lorsque l'objectif principal est une estimation rapide et

robuste du volume de rétention nécessaire. Ainsi, bien que les deux méthodes soient valides, la simplicité d'application et la cohérence des résultats plaident en faveur d'un recours privilégié à la méthode des pluies pour un prédimensionnement efficace.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'expansion urbaine rapide mène à une imperméabilisation des sols, lesquelles entraînent un ruissellement plus soudain des eaux pluviales et favorisent une pollution accrue issue de sources non ponctuelles. Il est également clair que notre climat est de plus en plus instable en raison du changement climatique mondial. L'effet combiné des changements rapides en regard de l'utilisation des sols et de la grande variabilité climatique met en relief la difficulté des systèmes traditionnels de gestion des eaux pluviales, initialement conçus pour recueillir les eaux de ruissellement au moyen de réseaux de canalisations, à bien composer avec des tempêtes plus grandes et plus intenses et avec la pollution qui s'ensuit.

Des efforts de recherche considérables ont été investis dans la mise au point de solutions de rechange à la gestion traditionnelle des eaux pluviales, solutions qui passent par l'infiltration de l'eau de pluie sur place et par la rétention des eaux de ruissellement lors de fortes tempêtes plutôt que leur acheminement direct vers les cours d'eau urbains. Ces approches, déjà éprouvées dans des villes comme Lyon (France) ou Melbourne (Australie), montrent que les solutions fondées sur la nature peuvent réduire les coûts de gestion des eaux pluviales jusqu'à 30 % tout en améliorant la qualité de vie urbaine.

L'analyse comparative des méthodes internationales de dimensionnement des bassins de rétention a révélé des approches diversifiées, reflétant des priorités et contextes spécifiques. L'Allemagne mise sur des normes rigoureuses (DWA-A 117/138) et des outils comme NASIM, tandis que l'Australie (WSUD) et les États-Unis (LID) privilégient des solutions décentralisées et multifonctionnelles. Le Royaume-Uni, avec les SuDS, intègre une forte dimension écologique. Bien que ces méthodes offrent des perspectives innovantes, leur application en Algérie se heurte à des limites pratiques : manque de données détaillées, complexité des outils numériques, et absence de cadre réglementaire unifié. C'est pourquoi ce mémoire a opté pour les méthodes françaises (pluies, volumes, débits), combinant accessibilité technique, modularité et compatibilité avec les régimes pluviométriques méditerranéens. Ce choix pragmatique, fondé sur les guides du CEREMA et de l'ASTEE, permet un prédimensionnement fiable tout en restant adaptable à une future évolution des pratiques locales vers des modèles plus intégrés.

Ce mémoire a exploré les défis posés par l'urbanisation croissante et l'imperméabilisation des sols sur la gestion des eaux pluviales, en mettant l'accent sur les bassins de rétention comme solution durable. L'étude a combiné une revue approfondie des systèmes d'assainissement traditionnels et des approches innovantes comme la Gestion Intégrée des Eaux Pluviales (GIEP), tout en analysant l'impact hydrologique de l'urbanisation à travers le cas concret de Guelma. Les bassins de rétention se sont révélés être des solutions techniques et

Conclusion générale

environnementales efficaces pour réduire les impacts du ruissellement, lisser les pics de crue et améliorer la qualité des eaux rejetées... Dans le cas de Guelma, une modélisation économique préliminaire indique que le surcoût initial des bassins de rétention (estimé à 15-20 % par rapport aux solutions traditionnelles) serait amorti en moins de 10 ans grâce à la réduction des dommages liés aux inondations.

Trois méthodes de dimensionnement ont été comparées :

1. La méthode des pluies, basée sur les courbes IDF, a fourni une estimation robuste des volumes de stockage, avec des résultats cohérents pour des périodes de retour variées (2 à 50 ans).
2. La méthode des débits, bien que plus précise, s'est avérée complexe à mettre en œuvre en raison des besoins en données hydrologiques détaillées et en modélisation avancée.
3. La méthode des volumes a été écartée en raison de son caractère empirique et de son manque d'adaptabilité aux contextes urbains complexes.

Pour pallier les lacunes en données, un projet collaboratif avec Météo Algérie et les universités locales pourrait être lancé afin d'actualiser régulièrement les courbes IDF et de standardiser les protocoles de collecte

La comparaison des différentes méthodes de dimensionnement a permis de constater l'intérêt des approches combinant des données statistiques fiables (comme les courbes IDF) et des outils de simulation. L'étude de cas sur une zone de la ville de Guelma illustre les défis concrets rencontrés par les urbanistes et les ingénieurs hydrauliciens dans les contextes semi-urbains d'Algérie.

Dans le cadre du dimensionnement d'un bassin de rétention des eaux pluviales, un scénario d'urbanisation significative a été étudié afin d'évaluer son impact sur les volumes de ruissellement. À partir de la situation initiale, où la surface totale de 50 000 m² présentait un coefficient global de ruissellement de 0,58 (soit une surface active de 29 000 m²), une redistribution des surfaces a été simulée. Cette hypothèse suppose une extension des zones imperméabilisées, en particulier des voiries (passant de 15 000 à 20 000 m²) et des parkings (de 5 000 à 8 000 m²), ainsi qu'un accroissement des surfaces bâties (de 15 000 à 18 000 m²). En contrepartie, les espaces verts et les zones forestières ont été fortement réduits, respectivement de 5 000 à 2 000 m² et de 10 000 à 2 000 m². Ces changements traduisent une perte importante de zones perméables au profit de surfaces à fort coefficient d'apport. Ainsi, le coefficient global de ruissellement passe à 0,79, correspondant à une surface active de 40 000 m². Cette augmentation de 11 000 m² de surface active se traduira sans aucun doute par des pressions exercées sur le système de gestion des eaux pluviales, rendant indispensable la reconfiguration

Conclusion générale

des ouvrages de rétention pour éviter les risques de surcharge ou d'inondation. Les bassins de rétention, qu'ils soient à ciel ouvert ou enterrés, se sont révélés efficaces pour réduire les débits de pointe (jusqu'à 60 %) et favoriser la recharge des nappes. Une approche proactive consisterait à imposer, dans les plans d'urbanisme, un ratio minimal de surfaces perméables (par exemple 30 %), comme c'est le cas dans certaines villes européennes.

Pour conclure, cette étude plaide pour une approche intégrée, combinant outils statistiques (IDF), modélisation hydrologique et solutions naturelles, afin de renforcer la résilience des villes face aux aléas climatiques. Face à l'urgence, les recommandations suivantes sont prioritaires :

- Structurer un cadre réglementaire unifié : Élaborer des normes algériennes inspirées des meilleures pratiques internationales (ex. : DWA-A 117 ou SuDS), mais adaptées aux spécificités locales (régimes pluviométriques, sols, etc.).
- Investir dans les données et la technologie :
 - Créer une plateforme nationale de partage des données hydrologiques.
 - Former les ingénieurs aux outils de modélisation (ex. : SWMM, PCSWMM).
- Promouvoir des projets pilotes :
 - Démontrer l'efficacité des bassins de rétention multifonctionnels (ex. : combinés à des espaces verts publics) dans 2-3 villes vulnérables.
 - Associer les citoyens à la conception pour favoriser l'appropriation locale.
- Sensibiliser les décideurs :
 - Quantifier les économies à long terme (coûts évités d'inondations, valorisation des espaces verts).
 - Intégrer la GIEP dans les documents d'urbanisme.

Enfin, cette étude ouvre la voie à des recherches futures ciblées :

- Optimisation des matériaux de filtration pour améliorer la qualité des eaux.
- Analyse fine de l'impact des changements climatiques sur les courbes IDF en Algérie.
- Évaluation socio-économique des bénéfices indirects (biodiversité, cadre de vie).

La gestion durable des eaux pluviales n'est plus une option, mais une nécessité pour des villes algériennes résilientes. Son succès dépendra d'une alliance entre science, politique et société, où chaque acteur a un rôle à jouer

Bibliographie et Webographie

Bibliographie et Webographie

- ARR. (2019). *Australian Rainfall and Runoff – A guide to flood estimation*. Canberra : Geoscience Australia.
- ATV. (1992). *Arbeitsblatt ATV-A 128. Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen*. St. Augustin : GFA.
- ATV. (2006). *Arbeitsblatt ATV-A 117. Bemessung von Regenrückhalteräumen*. St. Augustin : GFA.
- Barraud, S. (2007). Les bassins de rétention et d'infiltration : fonctionnement hydraulique et critères de conception. *Revue des Sciences de l'Eau*, 20(4), 365–376.
- Barraud, S., Charrier, A., Constantin, O., & Charruaud, G. (2009). Restauration écologique et paysagère des rivières à seuils. *Ingénieries EAT*, Numéro spécial Écologie de la restauration, 17–30.
- Barraud, S., et al. (2009). *L'infiltration en questions – Recommandations pour la faisabilité, la conception et la gestion des ouvrages d'infiltration des eaux pluviales en milieu urbain*. ANR Ecopluiies / Programme MGD Infiltration – RGCU.
- Bertrand-Krajewski, J.-L. (1992). *Modélisation conceptuelle du transport solide en réseau d'assainissement unitaire* (Thèse de doctorat). Université Louis Pasteur, Strasbourg.
- CERTU. (2008). *Gestion des eaux pluviales – Guide méthodologique*. Lyon : Centre d'études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions publiques.
- CERTU & MEDD. (2003). *La ville et son assainissement : principes, méthodes, outils pour une meilleure intégration dans le cycle de l'eau*. CD-ROM, Ministère de l'Écologie, Paris.
- CERTU, & al. (2008). *L'Assainissement pluvial intégré dans l'aménagement – Éléments clés pour le recours aux techniques alternatives*. 196 p.
- Chocat, B., Bertrand-Krajewski, J.-L., & Barraud, S. (2007). Les eaux pluviales urbaines et les rejets urbains de temps de pluie. In *Les Techniques de l'Ingénieur* (Doc. W6 800).

- Chocat, B., Ashley, R., Marsalek, J., Matos, M.R., Rauch, W., Schilling, W., & Urbonas, B. (2001). Urban drainage: Out-of-sight-out-of-mind? *Water Science and Technology*, 43(5), 17–24.
- Chow, V. T. (1951). A General Formula for Hydrologic Frequency Analysis. *Transactions of the American Geophysical Union*, 32(2), 231–237. <https://doi.org/10.1029/TR032i002p00231>
- CIRIA. (2015). *The SuDS Manual (C753)*. Londres : Construction Industry Research and Information Association.
- Cortinovis, C., & Geneletti, D. (2018). Ecosystem services in urban plans: What is there, and what is still needed for better decisions. *Land Use Policy*, 70, 298–312. <https://doi.org/10.1016/j.landusepol.2017.10.017>
- Cortinovis, C., & Geneletti, D. (2019). A framework to explore the effects of urban planning decisions on regulating ecosystem services in cities. *Ecosystem Services*, 38, 100946. <https://doi.org/10.1016/j.ecoser.2019.100946>
- DWA. (2000). *ATV-DVWK-A 117 – Bemessung von Rückhalteräumen*. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
- Fletcher, T. D., Shuster, W., Hunt, W. F., et al. (2015). SUDS, LID, BMPs and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water Journal*, 12(7), 525–542.
- Guechi, I., Gherraz, H., & Alkama, D. (2022). Analytical Study of Urbanization and its Impact on Land Surface Temperature (LST) using Remote Sensing and GIS Data: Case of Guelma (Algeria). *La Ville en Évolution*, 7(3), 78–93. <https://journals.univ-batna.dz/index.php/leve/article/view/4037>
- Grand Lyon. (2008). *Aménagement et eaux pluviales sur le territoire du Grand Lyon – Guide à l’usage des professionnels*. 51 p.
- Jacobson, C. R. (2011). Identification and Quantification of the Hydrological Impacts of Imperviousness in Urban Catchments: A Review. *Journal of Environmental Management*, 92(6), 1438–1448. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2011.01.018>
- Larrieu, J., & Barraud, S. (2013). Dimensionnement des bassins de rétention : état des pratiques en France. *Hydrologie Urbaine et Assainissement*, 19(2), 31–45.

Ministère de l'Écologie. (2011). *Guide technique pour la gestion des eaux pluviales urbaines*. Direction de l'Eau et de la Biodiversité, République Française.

Novatech. (2019). *Actes du colloque international sur la gestion durable de l'eau en ville*. Graie, Lyon.

Triantafillou, C. (1987). *La dégradation et la réhabilitation des réseaux d'assainissement : France – Angleterre – États-Unis* (Thèse). École Nationale des Ponts et Chaussées, 613 p. <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00345140>

United Nations. (2019). *World Urbanization Prospects: The 2018 Revision, Highlights*. New York: Department of Economic and Social Affairs, Population Division. ISBN : 978-92-1-148318-5.

Ville de Paris. (2021). *Charte pour une gestion alternative des eaux pluviales*. Direction de la Propreté et de l'Eau.

CNRS – OHM. (2020). *La gestion des eaux pluviales dans les villes méditerranéennes : enjeux et innovations*. Observatoire Hommes-Milieus.

Météo-France. (2022). *Base de données pluviométriques – Courbes IDF régionales*. Direction de la Climatologie.

Webographie

- GRAIE – Groupe de Recherche Rhône-Alpes sur les Infrastructures et l'Eau : <http://graie.org>
- ADOPTA – Techniques alternatives : <http://adopta.fr>
- AREHN – Agence Régionale de l'Environnement de Haute Normandie : <http://arehn.asso.fr>
- Eau dans la ville – OIEau : <http://eaudanslaville.fr>
- International Stormwater BMP Database : <http://www.bmpdatabase.org>