

Institut des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et Techniques

POLYCOPIE DE COURS

Préservation et protection contre les crues et inondations

Support pédagogique destiné aux étudiants de 2^{ème} année Master

Spécialité : Hydraulique urbaine

Réalisé par : **Dr BERHAIL Sabri**

Année universitaire : 2020/2021

PREAMBULE

La problématique des risques naturels en général et des inondations en particulier est un sujet d'actualité qui marque une action mémorable dans le monde et spécifiquement en Algérie. En effet ; la gestion de ce risque devient de plus en plus une nécessité qui doit inclure tous les acteurs et tous les moyens disponibles possibles.

En réalité, le risque d'inondation est le résultat du croisement de deux facteurs : l'aléa représenté par la probabilité d'occurrence du phénomène d'inondation et son intensité, et la vulnérabilité à l'inondation définie par les conséquences prévisible de la crue sur les personnes et leurs biens.

Ce polycopié représente le contenu de la matière « *Préservation et protection contre les crues et inondations* » assuré en semestre 3 aux étudiants de 2^{ème} année Master hydraulique urbaine.

Le polycopié est scindé en six chapitres conformément au programme officiel :

Dans le premier chapitre, nous donnerons des généralités sur les processus hydrologiques susceptibles d'être responsables de la genèse des crues dans les bassins versants. La connaissance de ses processus est essentielle avant tout modélisation de la transformation pluie-débit.

Le deuxième chapitre traite de la typologie des inondations et leurs effets nuisibles sur les populations et les biens. On décrit les origines et les caractéristiques des inondations afin de mettre en lumière leur caractère variable et destructeur à travers quelques événements historiques survenus à l'échelle mondiale et nationale.

Dans le troisième chapitre, nous présentons la collecte et l'analyse des données pluviométrique pour quelques stations du bassin versant de l'Oued Ressoul, ainsi que le contrôle et l'homogénéité des données des pluies journalières maximales annuelles par la méthode du Wilcoxon et le comblement de données manquantes.

Quant au quatrième chapitre, nous procédons à la prédétermination des débits de crues pour différentes périodes de retour et des volumes correspondant aux débits en se basant sur les pluies journalières maximales annuelles des mêmes stations utilisées dans le chapitre précédent à l'aide de la méthode de Gradex.

Le cinquième chapitre consiste à illustrer les différents moyens de protection et de lutte contre les inondations qui existe et leur évolution ainsi que leurs domaines d'application.

Le dernier chapitre récapitule les différentes techniques alternatives de gestion des eaux pluviales. Leur fonction est donc de permettre, par le stockage ou l'infiltration des eaux de pluies, l'intégration progressive des nouveaux espaces urbains sans procéder à un redimensionnement des réseaux existants.

Il est possible que cette première version comporte quelques imperfections, je serais reconnaissant à tous ceux qui me feraient part de leurs remarques et suggestions.

TABLE DES MATIERES

PREAMBULE.....	1
TABLE DES MATIERES.....	2
 CHAPITRE 1 _____ LES PROCESSUS DE GENERATION DE CRUES	
1. INTRODUCTION.....	7
2. PRINCIPAUX CHEMINEMENTS DE L’EAU.....	7
2.1. Les précipitations directes à la surface de l’eau.....	7
2.2. Ecoulement de surface.....	7
2.3. Ecoulement de subsurface.....	9
2.4. Ecoulement souterrains.....	10
3. FORME DE L’HYDROGRAMME.....	10
3.1. Les éléments descriptifs d’un hydrogramme.....	10
4. LES FACTEURS QUI INFLUENT SUR LA FORME DE L’HYDROGRAMME..	11
4.1. Le forçage climatique.....	11
4.2. Les conditions initiales.....	11
4.3. Forme du bassin.....	12
4.4 Les propriétés du milieu.....	12
4.5. La topographie.....	12
5. SYNTHESE.....	13
 CHAPITRE 2 _____ GENERALITE SUR LES RISQUES D’INONDATION	
1. INTRODUCTION.....	14
2. CONNAISSANCE DES COMPOSANTES DU RISQUE D’INONDATION.....	14
2.1 Définition.....	14
2.2. Evolution du risque d'inondation.....	15
3. LES INONDATIONS.....	16
3.1. Définition.....	16
3.2. Les type d'inondations.....	16
3.2.1 Stagnation d'eaux pluviales.....	16
3.2.2 Débordement de cours d'eau.....	16
3.2.2.1 Inondation par débordement direct.....	17

3.2.2.2 Inondation par débordement indirect.....	18
3.2.3 Rupture d'ouvrages ou d'embâcles.....	18
3.2.4 Inondation en secteur urbain.....	19
3.2.5 Crues torrentielles.....	19
3.2.6 Submersion des zones littorales ou lacustres.....	20
3.3 Les paramètres d'une inondation.....	21
3.3.1 Le débit.....	21
3.3.2 La vitesse d'écoulement.....	21
3.3.3 La hauteur de submersion.....	21
3.3.4 La durée de submersion.....	21
3.3.5 La fréquence et la période de retour.....	21
4. INFLUENCE DES FACTEURS ANTHROPIQUES.....	22
4.1. L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables.....	22
4.2. La diminution des champs d'expansion des crues.....	22
4.3. L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau.....	22
4.4. L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants.....	22
5. MECANISMES D'ECOULEMENT DE L'EAU DANS UNE VILLE.....	22
5.1. Cas de faible précipitation.....	22
5.2. Cas de fortes précipitations.....	23
6. PROBLEMATIQUE DES INONDATIONS EN ALGERIE.....	23
7. CAUSES ET TYPES DES CRUES CATASTROPHIQUES EN ALGERIE.....	24
8. AMPLEUR DES INONDATIONS.....	25
8.1. Les inondations à l'échelle mondiale.....	25
8.2. Les inondations en Algérie : un phénomène récurrent.....	27
Conclusion	29

CHAPITRE 3 _____ TECHNIQUES D'HOMOGENEISATION DES SERIES CLIMATIQUES

1. INTRODUCTION.....	30
2. L'HOMOGENEISATION DES DONNEES.....	30
2.1. Types d'inhomogénéités.....	30
2.2. Les métadonnées.....	31
2.3. Séries de référence.....	31
2.4. Stations isolées.....	32

3. METHODES D'HOMOGENEISATION DES DONNEES CLIMATIQUES.....	32
3.1 Analyse des doubles accumulations.....	32
3.2 Vérification de l'homogénéité.....	33
3.2.1 Test de Wilcoxon.....	33
4. ETUDE DE CAS : BASSIN VERSANT DE L'OUED RESSUL.....	33
4.1 Présentation de réseau pluviométrique du bassin.....	33
4.2. Analyse des données pluviométriques.....	34
4.3 Homogénéisation des données : Application de test de Wilcoxon.....	36
4.3.1 Cas des pluies maximales journalières de la station Ain Barda.....	36
4.4. Comblement des lacunes par la méthode de régression linéaire.....	38
4.4.1 Cas des pluies maximales journalières de la station Karma.....	39
4.4.2 Cas des pluies maximales journalières de la station de Pont Bouchet.....	42

CHAPITRE 4 _____ PREDETERMINATION DES DEBITS DE CRUE

1. INTRODUCTION.....	45
2. DEFINITION D'UNE CRUE	45
3. OBJECTIFS DE L'ANALYSE DES CRUES	46
4. VARIABILITE SPATIO-TEMPORELLE D'UNE CRUE	46
5. CARACTERISTIQUES DES CRUES.....	47
5.1. La hauteur de crue	47
5.2. Le débit de pointe de la crue	47
5.3. Volume de la crue.....	47
5.4. Durées relatives à un seul événement de crue.....	48
5.5. La fréquence d'apparition d'une crue et la notion de temps de retour.....	48
6. METHODES D'ESTIMATION DES CRUES.....	48
6.1. Les mesure.....	48
6.2. Les enquête.....	48
6.3. Les méthodes de calculs.....	49
7. ESTIMATION DU DEBIT MAXIMUM D'UNE CRUE.....	49
7.1. Méthodes basées sur l'historique des crues.....	49
7.2. Les méthodes probabilistes.....	49
7.2.1. La méthode du GRADEX.....	50
7.2.2. Les méthodes reposant sur l'association d'un générateur stochastique de pluie et d'un modèle pluie-débit.....	50

7.2.2.1. La méthode SHYPRE.....	51
7.3. Formules et méthodes empiriques et semi empiriques.....	51
7.3.1. La méthode rationnelle.....	51
7.3.2. Formule d'Iskowski (1886).....	51
7.3.3. Formule de Forsaith (1949).....	52
7.3.4. La formule Bejaia'2000.....	52
8. Estimation du temps de concentration.....	52
8.1. Kirpich (1940).....	53
8.2. Befani (1989).....	53
8.3. Formule de Giandotti.....	53
9. ETUDE DE CAS : BASSIN VERSANT DE L'OUED RESSUL	54
9.1 Prédétermination des débits de crue par la méthode du GRADEX.....	54
9.2 Principe de la méthode de Gradex.....	54
9.3 Etablissement des courbes IDF.....	55
9.4 Ajustement statistique des pluies maximales journalières.....	56
9.5 Estimation du débit de référence (T 10 ans).....	59
9.6 Calcul de coefficient de concentration.....	62
9.7 Calcul de la lame d'eau ruisselée et du volume d'eau pour la fréquence 10 ans....	63

CHAPITRE 5 _____ PROCÉDES DE PROTECTION DES AGGLOMERATIONS CONTRE LES INONDATIONS

1. INTRODUCTION.....	65
2. LES DIFFERENTS TYPES D'AMENAGEMENT.....	65
2.1 Protection directe.....	65
2.2 Protection indirecte.....	66
3. RECALIBRAGE DU COURS D'EAU.....	66
4. ENDIGUEMENT DU COURS D'EAU.....	68
4.1. Caractéristiques des digues de protection contre les inondations.....	70
5. REBOISEMENT.....	70
6. BARRAGE ECRETEUR.....	72
7. CORRECTION TORRENTIELLE.....	72
8. LES EPIS.....	72
9. BANQUETTE.....	73

CHAPITRE 6__TECHNIQUES ALTERNATIVES DE GESTION DES EAUX PLUVIALES

1. INTRODUCTION.....	74
2. TYPOLOGIE DES TECHNIQUES ALTERNATIVES.....	74
3. STRUCTURES D'INFILTRATION.....	74
3.1. Puits.....	75
3.2 Tranchées d'infiltration.....	76
4. STRUCTURES DE STOCKAGE DES VOIRIES.....	78
4.1. Chaussées poreuses et structures réservoirs.....	79
4.2. Structures de stockage sous chaussées alimentées par avaloirs ou caniveaux.....	80
5. OUVRAGES DE STOCKAGE.....	82
5.1. Bassins de rétention enterrés.....	82
5.2. Bassins de rétention à ciel ouvert.....	84
5.3. Bassins intégrés pluri-fonctionnels.....	85
5.4. Stockage en toiture-terrasse.....	85
5.5 Noues.....	87
6. DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE : OUVRAGES DE RETENTION ET D'INFILTRATION.....	89
6.1 Détermination du débit de fuite.....	89
6.2 Infiltration.....	89
6.3 Surface d'infiltration des bassins de rétention/infiltration.....	90
6.4 Surface d'infiltration des noues et fossés.....	90
6.5 Surface d'infiltration des tranchées et puits d'infiltration.....	90
6.6 Calcul du volume d'eau à stocker pour un rejet à débit limité ou avec infiltration.	90
6.7 Détermination du coefficient de ruissellement et du coefficient d'apport.....	90
6.8 Valeurs des coefficients de ruissellement en fonction de la nature de la surface et du type d'occupation du sol.....	91
6.9 Détermination de la surface active.....	91
Conclusion.....	91
Études de cas avec corrigés détaillés.....	92
Références bibliographiques.....	107

CHAPITRE 01

LES PROCESSUS DE GENERATION DE CRUES

1. INTRODUCTION

Avant tout, il semble important de retracer brièvement l'état de l'art de l'hydrologie fondamentale ou plus précisément de l'étude des processus hydrologiques. Cette présentation permettra également de définir les principaux termes utilisés tout au long de cette étude pour décrire les processus hydrologiques.

En s'inspirant de la classification de distinguent quatre cheminement principaux que l'eau emprunte pour rejoindre la rivière.

- les précipitations directes à la surface de l'eau ("*direct precipitation*")
- les écoulements de surface ("*overland flow*")
- les écoulements de proche subsurface ("*throughflow*")
- les écoulements souterrains ("*groundwater flow*")

2. PRINCIPAUX CHEMINEMENTS DE L'EAU

2.1. Les précipitations directes à la surface de l'eau

C'est la fraction des pluies qui précipitent directement sur le réseau hydrographique. La contribution de cette composante est relativement limitée étant donné que le réseau hydrographique, à l'exception des lacs, recouvre une très faible partie des bassins versants. Il faut cependant relever que, lors d'événements pluvieux prolongés, le réseau hydrographique peut fortement s'étendre et ainsi augmenter sensiblement la contribution de ce mécanisme à la génération des crues.

2.2. Ecoulement de surface

Les écoulements de surface sont composés soit d'eau ne pouvant pas s'infiltrer dans le sol (ruissellement) soit d'eau d'exfiltration. Ces eaux suivent alors des cheminement de surface pour rejoindre la rivière. Le ruissellement apparaît quand l'eau ne peut plus s'infiltrer dans le sol soit parce que l'intensité des pluies dépasse l'infiltrabilité du sol soit parce que le sol est saturé. L'exfiltration se déclenche quand la capacité du sol à transmettre un flux latéral est dépassée, l'eau de subsurface rejoint alors la surface du sol.

La théorie de Horton (1933) a été longtemps acceptée par la communauté hydrologique comme étant l'explication principale de la génération des crues. Le concept de Horton (1933) est basé sur la notion de limite d'infiltrabilité des sols. En effet, la théorie est basée sur le principe que tant que la capacité d'infiltration du sol n'est pas dépassée la totalité de la pluie s'infiltré, mais dès que les précipitations dépassent cette capacité le surplus d'apport d'eau ruisselle à la surface du sol. L'eau qui ruisselle forme ainsi l'écoulement rapide de crue, par contre l'eau infiltrée contribue beaucoup plus lentement à la recharge des nappes et au maintien du débit de base (Figure 1).

Cette représentation correspond en fait à un cas particulier. Le principe du ruissellement hortonien est valable par exemple dans le cas de sols dépourvus de couvert végétal sous climat aride ou dans le cas des zones urbaines. Cependant, dans les régions à climat tempéré, en particulier où la forêt domine, la capacité d'infiltration des sols est souvent très élevée. De nombreuses études ont montré qu'en climat tempéré les crues sont fréquemment générées par des pluies dont l'intensité est inférieure à l'infiltrabilité des sols.

Ecoulement par dépassement de la capacité d'infiltration R_a .

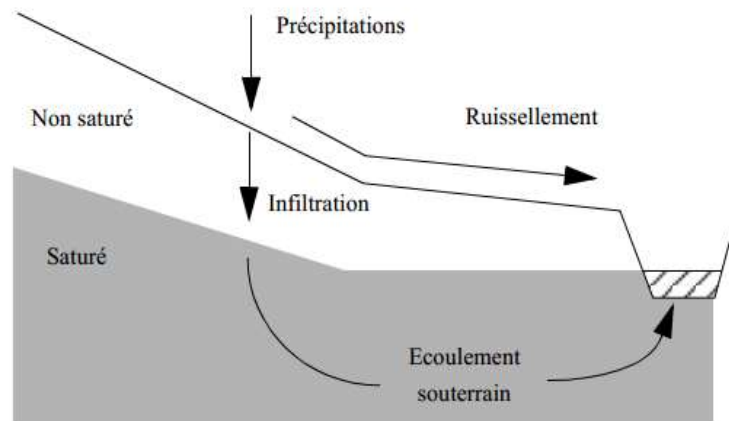


Figure 1 : Ruissellement par dépassement de l'infiltrabilité.

Dans un tel cas le mécanisme du ruissellement hortonien ne permet pas d'expliquer la génération des crues. Le ruissellement par dépassement de l'infiltrabilité ("*infiltration excess surface runoff*") n'est apparemment pas un mécanisme majeur de la génération des crues en climat tempéré. Toutefois, il ne doit pas être totalement réfuté.

En effet, il peut être actif dans des zones spécifiques du bassin versant. A ces endroits, l'eau ruisselant à la surface du sol contribue soit directement à la génération des crues soit s'infiltre plus en aval sur le versant.

Cappus (1960) est certainement le précurseur des concepts de **ruissellement par saturation** ("*saturation overland flow*") et des **surfaces contributives variables** ("*variable source area*"). Toutefois, sa contribution a eu peu d'écho auprès de la communauté des hydrologues. Ces deux concepts ont été reconnus plus tard suite aux travaux de Hewlett et Hibbert (1967). Ces derniers suggèrent que l'eau transitant à travers le sol par infiltration ou par écoulements de proche subsurface alimente les zones adjacentes à la rivière où la nappe est proche de la surface du sol. Ainsi, les fonds de vallées seaturent au fur et à mesure que le niveau de la nappe atteint la surface du sol. Par conséquent, la pluie arrivant sur ces surfaces ne peut plus s'infiltrer et ruisselle à la surface du sol (Figure 2).

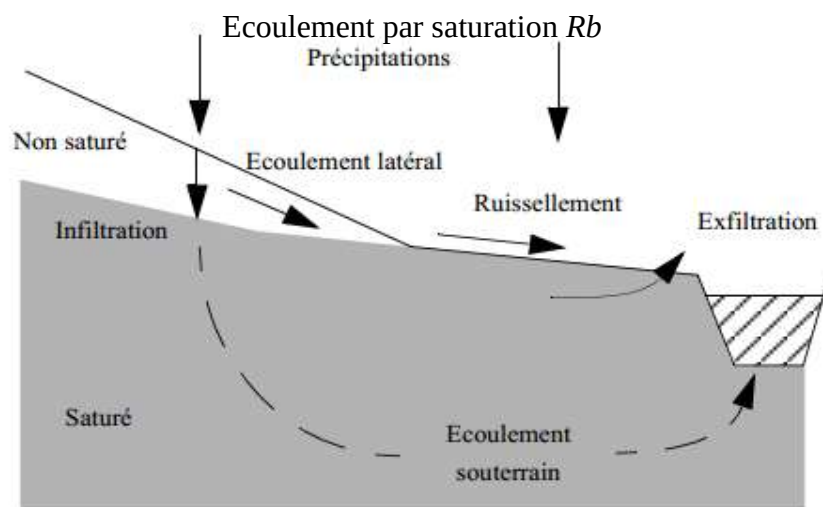


Figure 2 : Ruissellement par saturation et exfiltration.

Hewlett et Hibbert (1967) suggèrent que seules ces surfaces saturées contribuent à l'écoulement rapide de crues. Dans le reste du bassin versant, ils supposent que la pluie s'infiltré dans le sol où elle transite ou s'accumule. Les surfaces contributives varient au cours du temps. Si les pluies sont prolongées, les surfaces saturées peuvent alors s'étendre à l'intérieur du bassin. L'extension des surfaces contributives dépend d'une façon générale de la topographie du bassin versant et des conditions hydriques de ce dernier.

2.3. Ecoulement de subsurface

La contribution des écoulements de subsurface (hypodermique) à la génération des crues a été mise en avant par Hursh (1936) pour ainsi dire à la même époque que la publication des travaux de Horton. Mais au contraire du mécanisme de ruissellement par dépassement de l'infiltrabilité proposé par ce dernier, il a fallu beaucoup plus de temps à la communauté scientifique pour concevoir et reconnaître la contribution des eaux souterraines à l'écoulement rapide de crues. Ceci est probablement dû au fait que les mécanismes permettant d'expliquer le rapide transfert de l'eau à travers le sol sont beaucoup plus difficiles à concevoir et identifier. L'écoulement de subsurface peut être générer par les mécanismes suivant :

- Ecoulements par macropores ;
- Effet piston ("*translatory flow*") ;
- Intumescence de la nappe ("*groundwater ridging*").

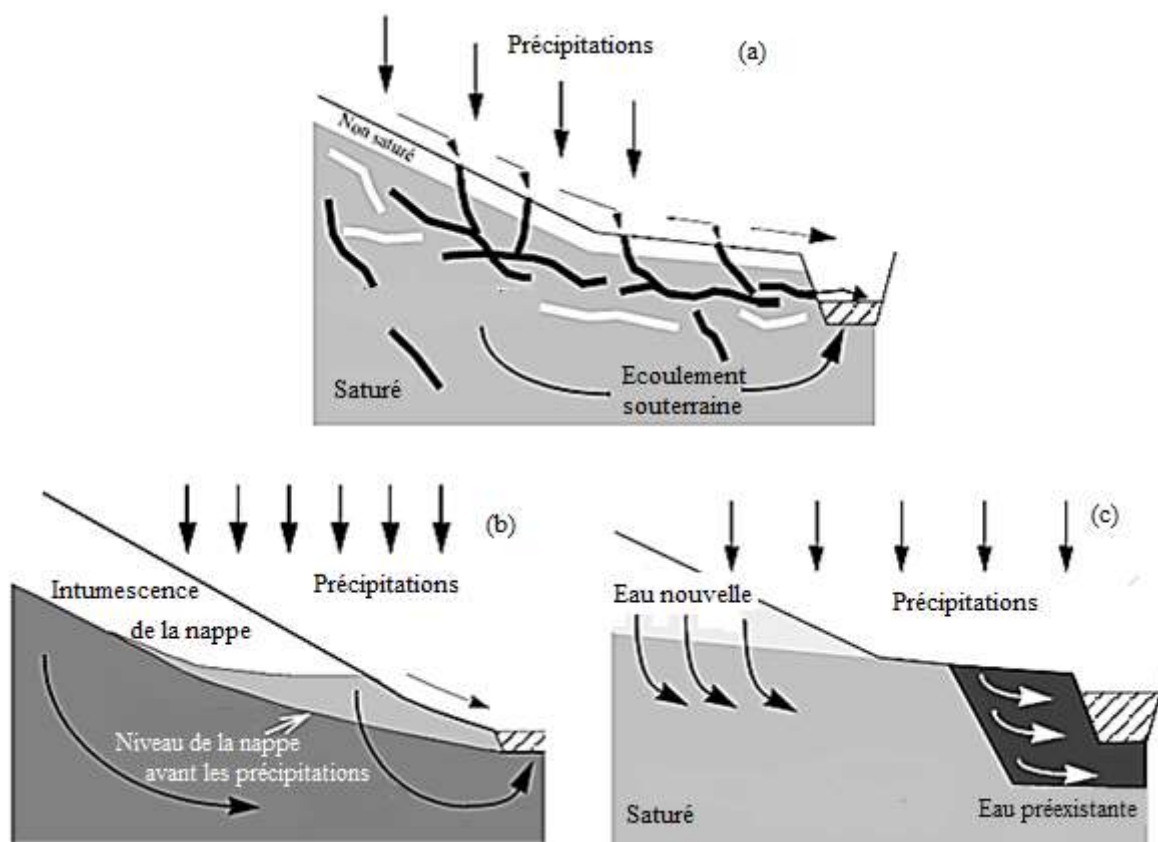


Figure 3 : Mécanismes de formation de l'écoulement de subsurface
 (a) Ecoulements macropores, (b) Effet piston, (c) Intumescence de la nappe

2.4. Ecoulement souterrains

D'une façon générale, exception faite des zones à forte pente où les écoulements de proche subsurface dominant, la majorité des pluies s'infiltre dans le sol, percole et rejoint la nappe profonde. Une partie de cette eau rejoint alors la rivière par des écoulements souterrains à travers la zone saturée.

Etant donné que l'eau circule très lentement à travers le sol, l'alimentation de la rivière par les écoulements souterrains est retardée de plusieurs jours, mois voire même de plusieurs années par rapport aux pluies. Les écoulements souterrains sont en général très réguliers, ce qui est caractéristique de la lente vidange de l'eau stockée dans le sol et dans la roche.

3. FORME DE L'HYDROGRAMME

3.1. Les éléments descriptifs d'un hydrogramme

La forme de l'hydrogramme provenant d'un seul orage de courte durée sur un bassin versant, suit un modèle général. Ce modèle présente une période de montée, ou d'accroissement du débit qui atteint un maximum ou une crête selon l'importance de l'écoulement souterraine. La figure 4 illustre un hydrogramme typique avec ses éléments descriptifs.

L'hydrogramme se divise en 3 segments distincts :

1. **La courbe de concentration** : du début du ruissellement au point A jusqu'au point d'inflexion B.
2. **Le segment de pointe** : le segment BCD, i.e. le segment entre les 2 points d'inflexion B et D.
3. **La courbe de décrue** : le segment entre le point d'inflexion D et la fin du ruissellement au point E.

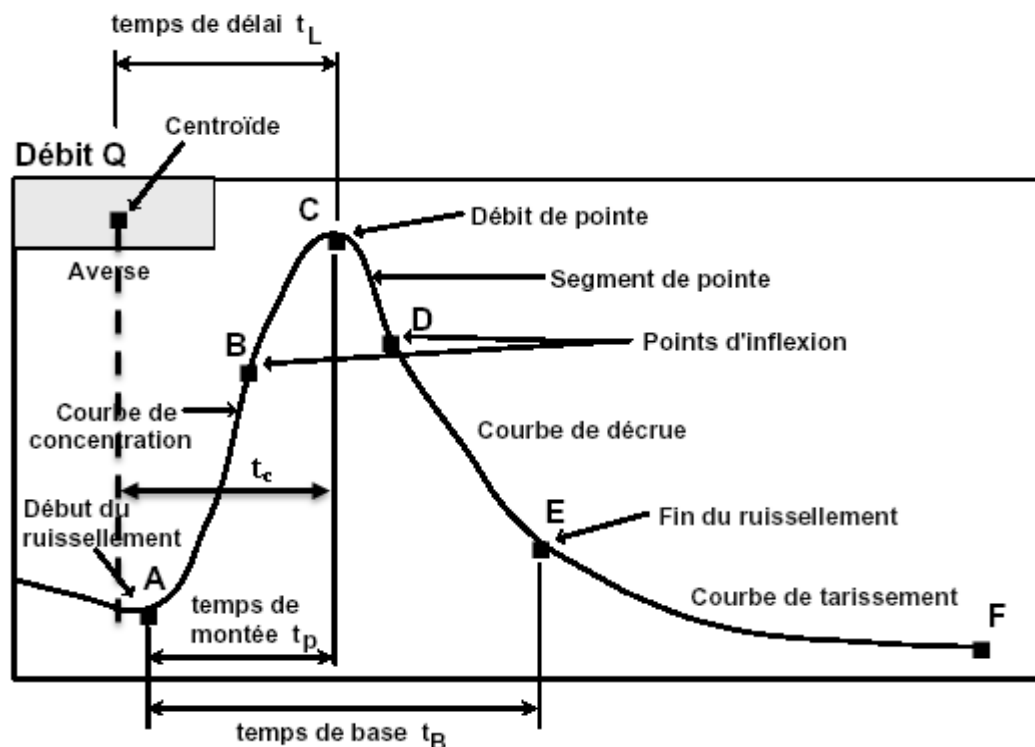


Figure 4 : composante d'un hydrogramme

L'hydrogramme fait appel à certaines caractéristiques de temps. Nous y retrouvons les définitions suivantes :

-  **Le temps de montée, t_p** : le temps écoulé entre le début du ruissellement et le débit de pointe.
-  **Le temps de délai, t_L** : l'intervalle de temps entre le centroïde de l'averse et le débit de pointe.
-  **Le temps de concentration, t_c** : le temps requis par la goutte d'eau hydrauliquement la plus éloignée pour parvenir à l'exutoire du bassin.

4. LES FACTEURS QUI INFLUENT SUR LA FORME DE L'HYDROGRAMME

La majorité des processus d'alimentation des débits des rivières ont été présentée. Ces processus sont complexes et un certain nombre de facteurs physiques ou morphologiques contrôlent et déterminent la localisation, l'intensité, le déclenchement et l'arrêt de ces processus. Souvent le débit des rivières est le résultat de la combinaison de plusieurs d'entre eux.

Nous allons décrire brièvement les facteurs de contrôle de ces processus.

(On trouvera plus de détails dans Ambroise, 1999 et Latron, 2003) :

4.1. Le forçage climatique

Les précipitations sont le principal apport d'eau à un bassin versant. Sous forme de pluie, elles participent directement au cycle de l'eau. L'intensité et la durée de l'événement ont une grande influence sur la réponse des bassins. Les précipitations ont comme principale caractéristique d'être très variables dans le temps et l'espace. Au pas de temps journalier, elles dépendent des conditions météorologiques, au pas de temps annuel, des caractéristiques climatiques de la région considérée. La variabilité spatiale est très difficile à évaluer puisqu'elle dépend principalement des variations du climat local. Cette grande variabilité spatio-temporelle peut expliquer la diversité des réponses observées sur le terrain.

4.2. Les conditions initiales

L'état hydrique et hydrologique initial d'un bassin au moment d'un événement pluvieux influe beaucoup sur sa réponse. Cet état est défini par l'histoire du bassin, notamment par les intensités, les durées, les fréquences et les séquences des épisodes pluvieux et évaporatoires précédents. Cette dépendance à l'état initial confère au système bassin versant une non linéarité dans sa réponse. Par exemple, un volume de pluie tombant sur un sol sec rechargera d'abord les réserves du bassin alors qu'il sera disponible pour l'écoulement dans le cas d'un sol humide. De même, la recharge de nappe et le ruissellement sur surface saturée sont des phénomènes qui nécessitent des conditions hydriques particulières, caractéristiques des périodes de hautes eaux. On voit donc que dans des conditions humides, la majorité des processus décrits précédemment peuvent être activés et participer à la genèse des débits de crue. Ambroise (1995) dit à ce sujet que « la répartition spatiale et l'évolution temporelle de l'humidité des surfaces et des sols, notamment à proximité des cours d'eau, apparaissent ainsi comme un facteur essentiel de la genèse des différents flux ».

4.3. Forme du bassin

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, et vice versa, la crue est d'autant plus pointue que le bassin est ramassé sur lui-même, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à au temps de concentration (figure 5) :

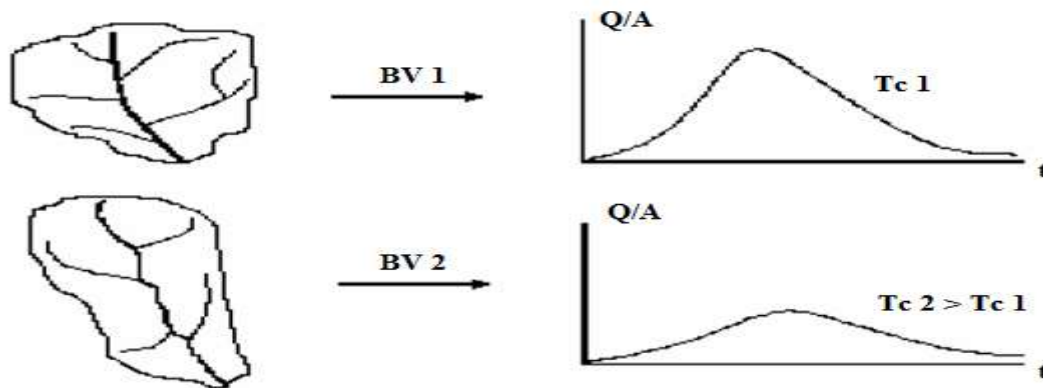


Figure 5 : Influence de la forme du bassin versant sur l'hydrogramme des crues.

4.4 Les propriétés du milieu

La réponse d'un bassin sera très variable selon les propriétés hydriques du sol (conductivité hydraulique, rétention hydrique, existence de macroporosité), les propriétés de surface (microtopographie, rugosité), l'épaisseur des horizons perméables et les propriétés de la végétation (type, densité). Toutes ces propriétés ont une influence considérable sur les processus de genèse des débits décrits précédemment. La végétation impacte les phénomènes d'interception et d'évapotranspiration, modifie les apports d'eau en surface, favorise les écoulements en macropores par son système racinaire et la formation d'écoulement de subsurface. A cause de la végétation, l'alimentation des rivières dans les bassins forestiers est principalement constituée d'écoulements de subsurface et très peu de ruissellement est observé. Les propriétés du sol et de la surface caractérisent les capacités de stockage et d'écoulement des différents réservoirs. Par exemple, le phénomène d'intumescence de nappe est intimement lié à l'existence d'une frange capillaire, qui elle-même est fonction du type et de la granulométrie du sol. L'ensemble de ces propriétés est caractérisé encore une fois par une grande variabilité spatiale et temporelle, qui peut influencer l'existence et la cohabitation de processus de genèse.

4.5. La topographie

Le dernier facteur de contrôle considéré ici est la topographie. La pesanteur est un des moteurs de l'écoulement et la géométrie des bassins influe sur un certains nombres de processus. Le ruissellement, par exemple, suit généralement la ligne de plus grande pente. Il peut converger dans des zones basses et s'organiser en rigoles. La microtopographie peut le ralentir. La topographie contrôle aussi les apports d'énergie. La pente, l'orientation et la position topographique déterminent l'ensoleillement et le sens des vents et donc

l'organisation de la végétation, la transpiration et l'évapotranspiration. Les conditions hydriques dans les versants dépendent également de la topographie. On observe une tendance à l'augmentation de l'humidité d'amont en aval le long des versants. Enfin, les écoulements sont modifiés par la convexité ou la concavité des pentes qui peuvent conduire à des zones de convergence ou de divergence qui contrôlent la répartition de l'humidité.

5. SYNTHÈSE

L'ensemble des processus de genèse des débits présentés dans cette partie forme un cycle de l'eau dans les bassins versants qui s'avère être d'une grande complexité.

La connaissance de ses processus est nécessaire à toute modélisation de la transformation pluie-débit. Dans les modèle pluie-débit conceptuel le bassin versant est divisé en un ensemble de réservoirs qui se remplisse et se vidange de différentes façons selon l'état hydrique du bassin versant et la nature des forçages climatiques.

L'évidence de la diversité des processus hydrologiques de production à l'intérieur du bassin versant s'est posée tout au long de ce chapitre. Ces mécanismes n'agissent pas de manière isolée mais forment un domaine continu de processus. Il s'ensuit que sur un même bassin versant, plusieurs processus concomitants peuvent intervenir durant un même événement pluvieux. De la même manière, il se peut que le type de processus change selon le type d'événement.

Les crues générées durant l'été ou l'hiver ne font pas nécessairement appel au même type de processus. On comprend ainsi qu'il est difficile de caractériser l'ensemble des processus de génération de crue.

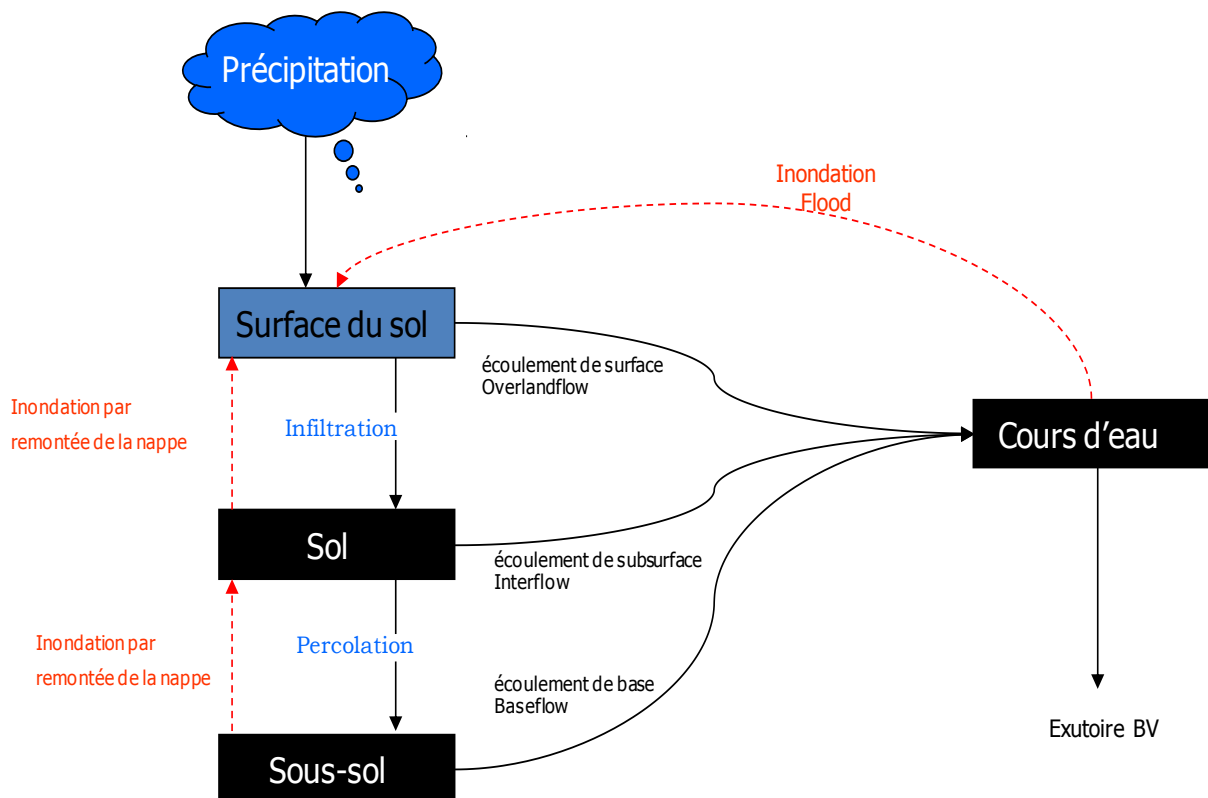


Figure 6 : Cycle hydrologique tel qu'il est représenté dans le model HEC-HMS

CHAPITRE 02

GENERALITE SUR LES RISQUES D'INONDATION

1. INTRODUCTION

Les inondations en Algérie se définissent aujourd'hui comme un phénomène naturel fréquent induisant des dégâts matériels et humains considérables, causées dans la majorité des cas par le débordement des lits majeurs des oueds.

Plusieurs facteurs influent sur l'aggravation de ce phénomène, dont les facteurs météorologiques, topographiques, géologiques, hydrologiques et humains. Ces derniers sont étroitement liés à la croissance démographique et à l'urbanisation souvent inappropriée sur les zones inondables. C'est à ce titre nous intéressons, dans le cadre ce travail, à traiter certains concepts liés aux risques d'inondations (vulnérabilité, aléa, inondation ... etc.), en plus nous donnons un aperçu historique des inondations, enregistrées cette dernière décennie, à l'échelle mondiale et nationale.

2. CONNAISSANCE DES COMPOSANTES DU RISQUE D'INONDATION

2.1 Définition

Le risque est une mesure de la probabilité et de la sévérité d'un effet défavorable pour la santé, pour les biens ou pour l'environnement.

La notion du risque d'inondation est une notion complexe faisant intervenir deux paramètres essentiels :

- **L'Aléa** : défini comme la probabilité d'occurrence d'un phénomène naturel, dans notre cas l'inondation. Il se caractérise par plusieurs paramètres hydrauliques qui expliquent la capacité plus ou moins destructrice de l'inondation.

Un aléa se caractérise par trois variables sont :

- Le type d'évènement (sa nature)
- L'intensité d'évènement
- Probabilité d'occurrence d'un évènement ou la fréquence

Quantifier un aléa revient à estimer sa probabilité d'occurrence et son intensité.

- **La Vulnérabilité** : elle se définit comme une évaluation de l'occupation humaine et économique d'un site, susceptible d'être affectée par l'aléa.

Pour analyser une situation de risque sur un territoire donné, il faut combiner les deux facteurs précédents que sont l'aléa et la vulnérabilité au droit de chaque parcelle.

Nous observons d'après la définition du concept de risque, qu'il est la résultante de la conjugaison d'autres concepts qui peuvent se formaliser par l'expression suivante :

$$\text{Risque} = \text{Aléa} * \text{Vulnérabilité}$$

Il existe des risques positifs ou négatifs. Si l'aléa augmente le risque augmente ; il est dit risque positif. Si la vulnérabilité augmente, le risque augmente ; il est dit risque négatif.

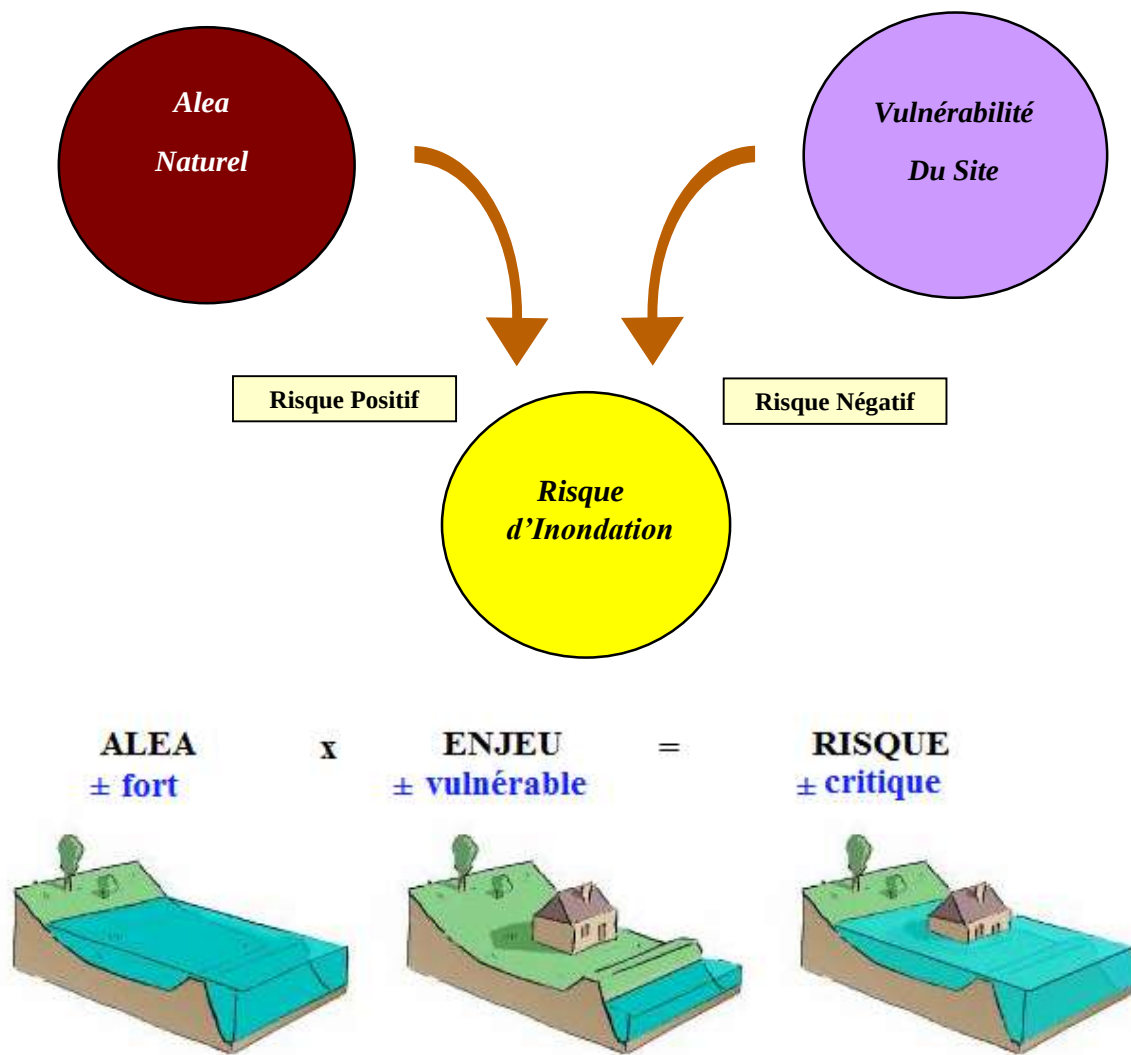


Figure 7 : composantes du risque d'inondation

2.2. Evolution du risque d'inondation

Les pertes dues aux inondations augmentent avec les années, malgré les efforts consacrés à réduire le risque. Ils expliquent cet accroissement des dommages par les observations suivantes :

1. L'accroissement de la valeur des propriétés et de l'activité économique dans les plaines inondables ;
2. l'accroissement de la densité de population et de l'utilisation du territoire dans les plaines inondables ;
3. la tendance de la population à surestimer le degré de protection offert par les ouvrages de contrôle des inondations ;
4. le manque de données sur les débits et sur les dommages potentiels ;
5. la variabilité des caractéristiques hydrologiques des crues.

3. LES INONDATIONS

3.1. Définition

Une inondation correspond au débordement des eaux hors du lit mineur à la suite d'une crue. C'est une submersion (rapide ou lente) d'une zone pouvant être habitée. Les eaux occupent alors le lit majeur du cours d'eau.

Une inondation correspond à la submersion d'une zone par de l'eau d'origine autre que le réseau d'eau potable ou que les eaux d'assainissement dans le cadre d'un fonctionnement normal du réseau.

La provenance des eaux peut donc être :

- eaux de débordement d'un cours d'eau en crue, qui franchit les limites naturelles de son lit ou les protections élaborées par les hommes ;
- eaux en provenance du réseau d'assainissement, lui-même inondé par la montée des eaux d'une rivière en crue ;
- eaux de ruissellement sur les terrains avoisinant le site étudié ;
- eaux en provenance de la remontée de la nappe phréatique ;
- eaux issues de la rupture d'ouvrages ou d'embâcles (obstacles naturels).

3.2. Les type d'inondations

Différents types d'inondations peuvent être observés.

3.2.1 Stagnation d'eaux pluviales

Certaines inondations sont dues à une capacité insuffisante d'infiltration, d'évacuation des sols ou du réseau d'eaux pluviales lors de pluies anormales. Les zones de stagnation des eaux de pluie (zones de dépression ou à pente très faible), en particulier en zone urbaine, sont souvent le facteur déterminant des inondations des quartiers les plus bas. Lorsque ce type d'inondation intéresse des secteurs étendus, on parle d'inondation de plaine.

Ce type d'inondation n'est en général pas dangereux pour la vie humaine, mais peut engendrer des dégâts matériels parfois lourds.



Figure 8 : Inondation par stagnation d'eau pluviale

3.2.2 Débordement de cours d'eau

Suite à des pluies violentes ou durables, l'augmentation du débit des cours d'eau peut être telle que ceux-ci peuvent gonfler au point de déborder de leur lit, pour envahir des zones généralement de faible altitude et de faible pente (cours aval des rivières).

Les dégâts peuvent être très élevés et surtout le risque de noyade existe (en particulier, lors de franchissements de gués lors de l'arrivée de l'onde de crue).

Les débordements peuvent être de deux types :

- Inondation par débordement direct ;
- Inondation par débordement indirect.

3.2.2.1 Inondation par débordement direct

C'est le cas le plus fréquent. Le cours d'eau sort de son lit mineur pour occuper son lit majeur par submersion de berge ou par contournement d'un système d'endiguement limité.

Un cours d'eau s'écoule habituellement dans son **lit mineur**.

Le **lit majeur** est un espace occupé par un cours d'eau lors d'une inondation.



Figure 9 : Inondation par débordement direct

On distingue classiquement deux grandes sortes de phénomènes à l'origine des débordements directs :

- Les crues océaniques ou crues de grande amplitude, très amples et lentes, ont pour origine des précipitations abondantes réparties sur plusieurs jours ou semaines, qui gonflent les grands fleuves de plaine et leurs affluents pendant de longues périodes et provoquent un débordement lent. On parle alors d'inondations fluviales. Cependant, sur les petits affluents des grands fleuves ou dans les parties les plus en amont du cours, les montées d'eau sont susceptibles d'être plus rapides.
- Les crues torrentielles, rapides et violentes, quasi imprévisibles, caractéristiques des petits cours d'eau essentiellement de la façade méditerranéenne et en montagne, sont provoquées par des précipitations d'origine orageuse, localisées et intenses, réparties sur quelques heures ou une ou deux journées.

Ces catégories sont très générales : les temps de propagation, les difficultés de prévision (et donc d'alerte), la violence des phénomènes ne sont pas toujours identiques pour chaque catégorie.

Etre en climat océanique ne signifie pas forcément que les inondations menaçant la zone étudiée surviennent très lentement et sans violence. Il est donc important de chercher à apprécier les caractéristiques locales de la submersion le plus précisément possible.

3.2.2.2 Inondation par débordement indirect

Il peut se produire par remontée de l'eau dans les réseaux d'assainissement ou eaux pluviales, par remontée de nappes souterraines.

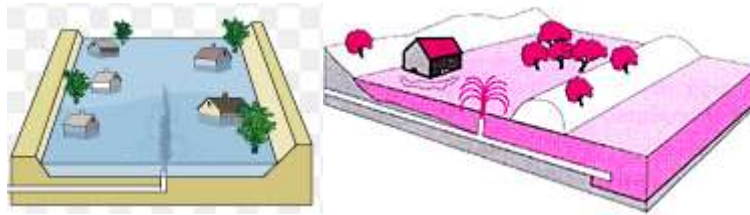


Figure 10 : Inondation par débordement indirect

Il s'agit de phénomènes difficiles à prévoir, surtout lorsqu'ils découlent du mauvais fonctionnement du réseau en période de crue : dysfonctionnement ou dimensionnement insuffisant des moyens de relevage des eaux usées vers la rivière de crue, absence ou fonctionnement défectueux des ouvrages empêchant l'intrusion des crues dans le réseau. Ils sont surtout connus lorsque le site les a subis par le passé.

3.2.3 Rupture d'ouvrages ou d'embâcles

Dans le cas des rivières endiguées, l'inondation survient brutalement soit par surverse (Débordement au-dessus de la digue), soit par rupture de digue.

Une rupture d'endiguement peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut, progressant à l'intérieur de la zone endiguée à une vitesse de l'ordre de 3 à 4 Km/h, ce qui ne laisse généralement aucun délai d'intervention, sinon éventuellement pour évacuer in extremis la population.

Un embâcle consiste en l'obstruction d'un cours d'eau par la constitution d'une digue naturelle entraînant une retenue d'eau importante. La digue peut être constituée par des éléments solides arrachés à l'amont (arbres déracinés, voiture, glace...) et charriés par le cours d'eau ou provoquée par un glissement de terrain.

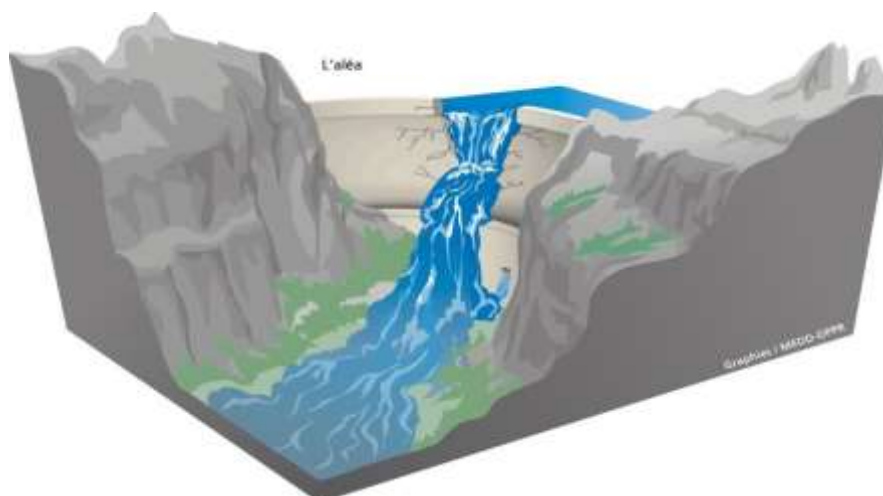


Figure 11 : Inondation par rupture d'ouvrage

La lame déversant et l'affouillement provoquent la rupture brutale de la digue, une augmentation brusque du courant, ainsi que la propagation d'une onde de crue destructrice, onde de crue d'autant plus importante que le volume de la retenue et la hauteur de la digue avant sa rupture était importante. L'eau peut alors emporter des voitures, des caravanes et, à plus forte raison, des piétons.

Une rupture d'embâcle peut se produire plusieurs jours après une période de pluies exceptionnelles ou l'apparition d'un mouvement de terrain.

3.2.4 Inondation en secteur urbain

En secteur urbain, des orages intenses (plusieurs centimètres de pluie par heure) peuvent occasionner un très fort ruissellement (peu d'infiltration à cause des terrains devenus imperméables car goudronnés), qui va saturer les capacités du réseau d'évacuation des eaux pluviales et conduire à des inondations aux points bas. C'est un phénomène extrêmement localisé, intense, rapide et éphémère mais les eaux accumulées dans les points bas peuvent stagner plus longtemps.

Ce phénomène s'observe dans le cas de configurations particulières : versants à forte pente et/ou très imperméabilisés, petits cours d'eau très artificialisés, réseau d'assainissement sous-dimensionné et/ou topographie plane ou en cuvette, sol gelé...

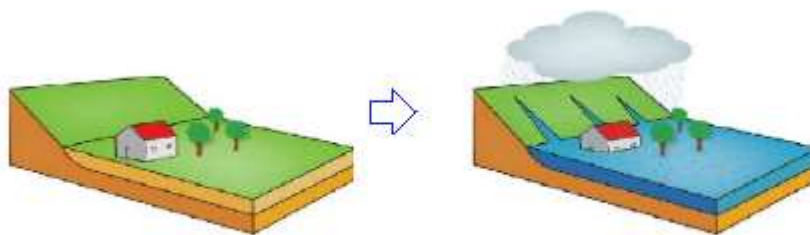


Figure 12 : Inondation par accumulation d'eau ruisselée

3.2.5 Crues torrentielles

Lorsque des pluies abondantes et brutales se produisent dans le bassin versant d'un cours d'eau (qui n'est pas toujours un torrent), son débit augmente d'une façon importante. En raison de la forte pente, l'eau se charge en matériaux solides tels que sables et cailloux de tailles variées que le cours d'eau transporte vers l'aval.

Fréquemment, par suite de la forme du lit (rétrécissements dus à la présence d'ouvrages tels que ponts, buses..) ou par suite de la présence d'obstacles tels que des troncs d'arbres, ordures ménagères dans certains cas, le lit s'obstrue et le torrent déborde en causant des dégâts dans le voisinage, en détruisant les habitations et les installations occupant le lit majeur. La montée des eaux est rapide et brutale. Plus le relief sur lequel l'orage éclate est marqué, plus la concentration des eaux est foudroyante et importante, ce qui confère au cours d'eau la capacité de transporter toutes sortes de matériaux, rendant les torrents encore plus redoutables. On parle alors de **crues éclairs** qui constituent le risque humain le plus grand.

Les crues torrentielles sont donc des phénomènes à cinétique rapide qui se rencontrent dans les zones montagneuses, mais aussi sur des rivières alimentées par des pluies de grande intensité.



Figure 13 : Crue torrentielle

Dans certains cas, heureusement assez rares, il se forme une lave torrentielle. Celle-ci survient en général pendant des orages ou après de longues périodes de pluie, et lorsque le terrain comprend des matériaux meubles.

Il ne s'agit plus d'un simple transport liquide comme précédemment mais de l'écoulement d'une masse boueuse et rocailleuse considérable qui peut atteindre des vitesses allant de 1 à 10 m/s et avoir un très grand pouvoir abrasif.

Des écoulements de type lave torrentielle ont un pouvoir destructeur plus important qu'une crue torrentielle de débit équivalent, en raison, essentiellement, de la quantité des matériaux charriés ainsi que de la densité du fluide qui les transporte.

La lave torrentielle peut survenir le long d'une rivière lorsque :

- son bassin versant présente une partie sommitale vaste, dans des zones à fortes pentes,
- elle traverse des zones présentant un aléa mouvement de terrain affectant des formations géologiques particulières, peu cohérentes et présentant une quantité importante de matériaux fins.

3.2.6 Submersion des zones littorales ou lacustres

Les submersions marines sont des inondations temporaires de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques (forte dépression et vent de mer) et marégraphiques (marées de tempête, raz-de-marée) sévères provoquant des ondes de tempête. Elles envahissent en général des terrains situés en-dessous du niveau des plus hautes mers, mais aussi parfois au-dessus si des projections d'eaux marines franchissent des ouvrages de protection.

Les submersions sont dues :

- à la rupture ou à la destruction d'un cordon dunaire à la suite d'une érosion intensive, les eaux marines pouvant ainsi véhiculer d'importantes quantités de sédiments et créer des « épandages de tempête » ;
- au débordement ou à la rupture de digues ou d'ouvrages de protection, ou encore à leur franchissement exceptionnel par des « paquets de mer », ceci pouvant entraîner des projections de sable et de galets aux effets dommageables sur les fronts de mer urbanisés ;
- à des vagues de forte amplitude provoquées par des glissements sous-marins (en particulier sur la façade méditerranéenne).

Les submersions sont en principe de courte durée (de quelques heures à quelques dizaines d'heures, exceptionnellement quelques jours dans les marais maritimes en raison de leur origine. Elles se traduisent par l'invasion par des eaux salées particulièrement agressives.

Si à une surcote due à ces submersions s'ajoute l'élévation du niveau de la mer, les conséquences peuvent être graves. En effet, on estime généralement que, depuis plus de 100 ans, l'élévation du niveau moyen des mers est d'environ 1.2 – 1.3, voire 1.5 mm/an. Cette élévation raccourcirait la période de retour des inondations catastrophiques de ce type.

3.3 Les paramètres d'une inondation

3.3.1 Le débit

Le débit est un des paramètres caractéristiques d'une crue. C'est la quantité d'eau qui s'écoule en un point donné du cours d'eau. Il s'exprime en m³/s.

Le débit d'un cours d'eau varie en fonction de la hauteur d'eau, de la surface transversale à une section donnée de ce cours d'eau et de la vitesse d'écoulement. Ainsi, l'augmentation de débit d'un cours d'eau entraîne celles de la vitesse d'écoulement d'eau et de la hauteur du plan d'eau au point considéré.

3.3.2 La vitesse d'écoulement

La vitesse d'écoulement est mesurée, en un point donné, pour une inondation, au paroxysme du phénomène. Le courant peut atteindre des vitesses telles qu'il peut entraîner des objets d'une certaine taille, voire des personnes. Il augmente également le risque d'érosion des berges. En mettant en pression dynamique les constructions, il peut les fragiliser, les endommager ou les détruire.

3.3.3 La hauteur de submersion

La hauteur de submersion est mesurée, pour une crue donnée, lors du maximum de cette crue. Elle est représentative des risques pour les personnes (noyades) et pour les biens, par endommagement direct (action de l'eau) ou indirect (par mise en pression statique).

La laisse d'inondation est la trace laissée par le niveau des eaux les plus hautes : les dégradations sont fonction de la durée, de la hauteur de submersion et de la vitesse d'écoulement.

3.3.4 La durée de submersion

La durée de submersion représente la durée approximative pendant laquelle une surface donnée de terrain reste inondée.

Cette durée peut varier de quelques heures à plusieurs mois.

3.3.5 La fréquence et la période de retour

Grâce à l'analyse des crues historiques (dates, secteurs concernés, débits, laisses...), on procède à une classification des crues en fonction de leur fréquence (probabilité qu'un événement a d'apparaître chaque année ou nombre moyen d'événements similaires se produisant pendant une période donnée à un endroit donné).

A l'inverse, la période de retour est l'intervalle moyen de temps séparant des événements similaires (crues d'intensité comparable, en débits ou hauteurs, ou en couple débit-hauteur),

lorsqu'on observe les événements à l'échelle de plusieurs siècles. Ainsi, la crue centennale est une crue de forte amplitude qui, chaque année, a une probabilité sur cent de se produire. Le risque de dépasser au moins une fois une crue de période de retour T au cours d'un nombre d'années n :

$$R = 1 - (1 - (1/T))^n$$

4. INFLUENCE DES FACTEURS ANTHROPIQUES

Les facteurs anthropiques constituent des facteurs aggravants et ont un rôle fondamental dans la formation et l'augmentation des débits des cours d'eau.

4.1. L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables

Elles constituent la première cause d'aggravation du phénomène. En parallèle, l'augmentation du niveau de vie et le développement des réseaux d'infrastructures ont accru dans des proportions notables la valeur globale des biens et la fragilité des activités exposées (Vulnérabilité).

4.2. La diminution des champs d'expansion des crues

Consécutives à l'urbanisation et parfois aggravées par l'édification de digues ou de remblais, elles ont pour conséquence une réduction de l'effet naturel d'écrêtement des crues, bénéfique aux secteurs habités en aval des cours d'eau.

4.3. L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau

Beaucoup de rivières ont été modifiées localement sans se soucier des conséquences en amont ou en aval. Ces aménagements (suppression de méandres, endiguement, etc.) peuvent avoir pour conséquences préjudiciables l'accélération de crues en aval et l'altération du milieu naturel.

4.4. L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants

Toute modification de l'occupation du sol (déboisement, suppression des haies, pratiques agricoles, imperméabilisation) empêchant le laminage des crues et la pénétration des eaux, favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide et une concentration des eaux.

5. MECANISMES D'ECOULEMENT DE L'EAU DANS UNE VILLE

5.1. Cas de faible précipitation

La pluie tombe sur le bassin versant constitué généralement d'une zone en amont rural ou semi-urbaine et d'une zone urbaine en contrebas.

Sur la zone rurale, une partie de l'eau de pluie s'infiltre et peut rejoindre la nappe. L'autre partie ruisselle, pour rejoindre en surface le réseau hydrographique, lui-même relié à la nappe.

D'autre part, dans la zone urbaine, lorsque la pluie tombe sur une surface imperméable (toiture, parking...), l'eau ruisselle directement vers le réseau d'assainissement ou par l'intermédiaire de canalisations en direction de la voirie pour rejoindre le réseau d'assainissement. L'eau de pluie tombant sur les surfaces perméables est soumise à l'infiltration et le surplus ruisselle en surface pour rejoindre un point bas de la parcelle ou la voirie et donc rejoindre le réseau d'assainissement.

Enfin, lorsque la pluie tombe sur une rue, si le débit est assez faible, l'écoulement rejoint rapidement les caniveaux du fait de la forme bombée de la rue et des trottoirs inclinés.

L'eau ruisselant dans les caniveaux est ensuite interceptée par les avaloirs qui transportent cette eau vers le réseau d'eau pluvial (si la ville a un réseau séparatif) ou vers le réseau d'assainissement unitaire.

Les réseaux d'assainissement sont gravitaires, c'est à dire qu'ils s'écoulent d'un point haut vers un point plus bas en utilisant la force de gravité. En certains points, des systèmes de pompage permettent de ramener les débits vers les zones plus hautes. Les réseaux ont naturellement tendance à suivre les talwegs mais sont parfois plus influencés par les contraintes d'urbanisation. Enfin, l'eau est dirigée vers une station d'épuration avant d'être déversée dans les cours d'eau à l'aval de la ville.

5.2. Cas de fortes précipitations

Lorsque les précipitations sont importantes, les cours d'eau peuvent déborder en ville et submerger les protections urbaines (berges). Les rivières peuvent de même déborder à l'amont de la zone urbaine et l'eau entre alors dans la ville par les grandes avenues reliant le centre à la périphérie.

Une autre cause d'inondation est le fait que le volume d'eau de pluie qui tombe sur la ville peut être trop important par rapport à la capacité de collecte des avaloirs et le surplus d'eau a alors tendance à rester s'écouler dans les rues. Enfin, le réseau d'assainissement peut aussi déborder au sein de la ville du fait d'un dépassement local de sa capacité et l'eau est ainsi renvoyée du réseau vers la voirie à travers les regards ou les avaloirs. En terme d'impact sur l'écoulement, les rues peuvent jouer le rôle d'obstacles à l'écoulement (type digues) si elles sont orientées perpendiculairement à la pente, obligeant ainsi l'écoulement à contourner les bâtiments qui la bordent et donc regroupant ces écoulements dans les rues qui leur sont perpendiculaires (suivant la pente). Par ailleurs, les rues qui suivent la pente principale peuvent constituer de véritables canaux à faible rugosité, provoquant des vitesses d'écoulement très importantes. Lors des inondations, l'eau a alors tendance à remplir les places et jardins, entrer dans les bâtiments, s'accélérer dans les rues en pente et créer toutes les catastrophes que l'on connaît : noyades, dégradations par remplissage (caves) ou par choc (façades), charriage de voitures et autres objets mobiles.

6. PROBLEMATIQUE DES INONDATIONS EN ALGERIE

L'Algérie est l'un des pays méditerranéens les plus confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent souvent de façon catastrophique constituant aussi une contrainte majeure pour le développement économique et social, ces inondations sont les catastrophes naturelles les plus destructives et même les plus fréquentes et provoquent d'importants dégâts humains et matériels.

Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes naturelles dont les effets sont souvent intensifiés par d'autres facteurs qui aggravent les effets des crues, ces événements dramatiques engendrant souvent des bilans lourds de pertes de vies humaines et de dégâts matériels ne sont pas toujours liées à des situations météorologiques exceptionnelles et surviennent dans beaucoup de régions suite à des épisodes pluvieux saisonniers et n'ayant rien d'exceptionnel.

L'inventaire des inondations catastrophiques à travers le pays établi pour les 30 dernières années montre qu'il n'existe pas de régions prémunies contre ce risque et que ces événements sont imprévisibles dans le temps et dans l'espace.

Cet inventaire fait ressortir les grandes inondations engendrées par des pluies exceptionnelles généralisées sur des grands bassins versants et pouvant toucher plusieurs régions atteignant parfois l'ampleur d'une catastrophe nationale telles que : les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de Mars 1973 sur l'est Algérien, les inondations de Mars 1974 des bassins versants de l'algérois et de la Sebaou, les inondations de Décembre 1984 sur l'est Algérien et les inondations urbaines affectant surtout les agglomérations et les villes provoquées par des orages localisés d'automne et d'été et dont les conséquences dramatiques pourraient être évitées si ce n'est d'autres facteurs qui les amplifient. Ainsi, si les inondations sont classées dans la catégorie des catastrophes naturelles, il reste que dans plusieurs régions du pays ; elles sont en grande parties imputables aux agissements de l'homme :

L'occupation des rives immédiates des cours d'eau et l'urbanisation anarchique, la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, le gonflement des oueds par les décombres et les débris et d'autres agissements humains qui favorisent des dégâts lors des averses saisonnières.

Les risques d'inondations sont dus, à l'interaction complexe de plusieurs composantes, c'est le donc la concomitance de facteurs topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques.

7. CAUSES ET TYPES DES CRUES CATASTROPHIQUES EN ALGERIE

Les précipitations caractérisées, en Algérie, par une très forte irrégularité tant interannuelle que saisonnière entraînent des étiages extrêmement sévères des cours d'eau et inversement des fortes crues et des inondations engendrant des dégâts humains et matériels considérables.

La genèse des fortes crues et leurs impacts sur l'environnement et les activités différentes d'une région à une autre en fonction des conditions géographiques, climatiques et d'occupation des sols qui les caractérisent.

Bien que la cause fondamentale de la plupart des inondations soit l'arrivée d'importantes chutes de pluie, cependant, elles ne sont pas toutes dues à des phénomènes exceptionnels. En bien des occasions, d'autres facteurs agissent, soit pour aggraver les effets d'une crue, soit pour créer eux-mêmes des phénomènes hydrauliques dans les surfaces de l'eau tels que la présence des débris et des troncs d'arbres qui réduisent la capacité du lit de l'oued.

D'une manière générale, les causes des inondations survenues en Algérie peuvent être classées en trois types :

1. **Les inondations liées à des situations météorologiques remarquables** : se traduisant par une forte pluviosité (pluies importantes, orages violents) tels que les inondations de décembre 1957 des bassins de Mazafran et de la Sebaou, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de Mars 1973, sur l'Est Algérien, les inondations de Mars 1974 des bassins versants de l'Algérois et de la Sebaou, les inondations de Décembre 1984 sur tout l'Est Algérien etc...

2. **Les inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme:** la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, le gonflement des oueds par les décombres et les détritiques et d'autres agissements humains qui favorisent des dégâts lors des averses saisonnières; les cas de la ville de Tiaret inondée presque à chaque hiver et la plaine de Mzab où des inondations se produisent tous les 02 à 03 ans illustrent parfaitement l'influence de ces facteurs dans l'apparition du phénomène d'inondation.
3. **Les inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable :** comme le cas des villes traversées par des oueds (Bordj Bou Arréridj, Oued R'hiou, Sidi Bel Abbès) ou situées au pied d'une montagne (Ain Défia, Batna, Medea). Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

8. AMPLEUR DES INONDATIONS

8.1. Les inondations à l'échelle mondiale

Au cours des deux dernières décennies, les inondations ont constitué les catastrophes les plus récurrentes (figure 14). A l'échelle mondiale, elles représentent 34% des catastrophes naturelles enregistrées entre 1990 et 2007.

L'inondation peut être un risque majeur aux conséquences humaines et matérielles extrêmement préjudiciables. Selon l'étude annuelle du Centre de Recherche sur l'Epidémiologie des Désastres (CRED), le nombre de personnes touchées par les catastrophes s'est considérablement accru, atteignant près de 200 millions en 2007 contre 135 millions en 2006. Sur ce total, la grande majorité (164 millions) ont été victimes d'inondations. Entre 2000 et 2006, 95 millions de personnes étaient touchées en moyenne chaque année par cet aléa.

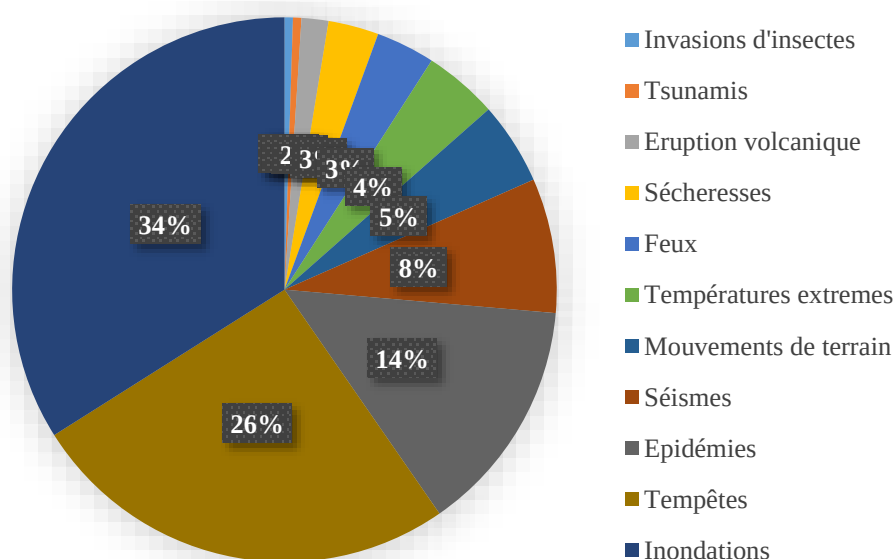


Figure 14 : Type de catastrophes naturelles survenues dans le monde de 1990 à 2007

Selon le Dartmouth Flood Observatory, le bilan de l'année 1996 fait état de 6210 décès, 12.8 millions de personnes évacuées, 4.7 millions d'hectares submergés et 12.2 milliards de dollars américains de dommages. Selon la même source, le bilan de l'année 2007 est beaucoup plus lourd : 12429 décès, 35.6 millions de personnes déplacées et 22 milliards de dollars de dommages. Ces chiffres montrent bien que les dommages occasionnés par les catastrophes naturelles, les inondations en particulier, deviennent de plus en plus importants aussi bien sur le plan humain que matériel.

L'inventaire global des événements de crues extrêmes qui se sont produites au cours de ces deux dernières décennies (1985-2007) indique que les cyclones tropicaux engendrent les inondations les plus dévastatrices et les plus violentes. En 2005, l'ouragan Katrina a causé la mort de 1053 personnes et des dommages évalués à 60 milliards de dollars dans la Nouvelle Orléans (USA) qui a été à 80 % inondée. En 2006, le typhon Bilis est la cause des dégâts considérables en Chine et, à un degré moindre, aux Philippines (629 décès, 2.45 millions de personnes déplacés et 3.328 milliards de dollars de dommages).

Les pluies torrentielles liées aux orages, le plus souvent associées à des mouvements de masses (coulées boueuses), peuvent également engendrer des catastrophes. Le bilan des dégâts occasionnés par les inondations du 24 Juillet au 5 Août 2005 survenues en Inde (Etat de Maharastra) ont été évalués à 987 décès, 160 milles personnes déplacées et 3.5 milliards de dollars de dommages : 283000 maisons et 22500 hectares de cultures détruits (Tableau 1).

Tableau 1 : dommages causées par les inondations à l'échelle mondiale

Pays	Lieu	Date	Bilan des dégâts
France	Montauban	1930	200 morts, 10 000 sinistrés et 3 000 maisons détruites, 11 grands ponts emportés, 17 m de montée des eaux en 24h et des hauteurs de submersions de 7m en ville
France	St. Laurent de Cerdans (Pyrénées orientales)	16-20/10/1940	350 décès du côté français
Allemagne	Hambourg	17-02/1962	350 décès
Portugal	Lisbonne	26/11/1967	Plus de 450 décès
France	Le Grand-Bornand	14/07/1987	23 morts, 9 blessés
France	Vaison-La-Romaine	22/09/1992	34 morts, 3 milliards de francs de dégâts
Egypte	plusieurs provinces	02-08/11/1994	593 décès, 100000 personnes s'évacuées, dommages élevés 500 millions de dollars, 4200 hectares submergés
Italie	régions du Nord	01-10/11/1994	83 décès, 10308 évacués, dégâts évalués à 4 milliards de dollars
Maroc	régions du Sud	1995	166 décès, 210 évacués, dégâts évalués à 10 millions de dollars (véhicules, maisons, magasins détruits)
Afrique du Sud	Pietermaritzburg	25/12/1995-02/01/1996	157 décès, 2000 personnes, déplacées, dégâts évalués à 600 millions de dollars

Malaisie	Bornéo	26-28/12/1996	200 décès, dommages évalués à 52 millions de dollars
Pakistan	Punjab	02-07/09/1996	119 décès, 100000 personnes déplacées, 3000 villages inondés, 18 000 maisons détruites
Canada	Saguenay	19-22/07/1996	10 décès, 12000 personnes déplacées, 1500 à 2000 maisons complètement détruites, dégâts évalués à 750 millions de dollars.
France	départements du Sud-Ouest	Novembre 1999	36 morts, 3.5 milliards de dégâts
Brésil	Palmares, Maceió, région métropolitaine de Recife, Catende, Belém de Maria	30/07-7/08/2000	70 morts, 120000 personnes déplacées, dégâts évalués à 75 millions de dollars
Oman	Nizwa, Muscat, Wilayat	14/04-9/04/2003	30 morts
Iran	Nord-Est, province de Golestân, comtés de Kalaleh, Galidagh	31/07-1/08/2005	Six villages inondés dans la région montagneuse de Galidagh, 27 morts, 25 disparus, maisons, routes et fermes endommagées.
Mexico	Tabasco - Villahermosa, Las Lagunas. Chiapas - San Juan Grijalva	28/10-1/12/2007	19 morts, 800000 personnes déplacées, dégâts évalués à 5 milliards de dollars
Mozambique	Beira, Zambezia, Manica, Sofala, Tete, Nampula.	03/01-10/03/2007	46 morts, 165000 personnes déplacées dont 14200 sans-abris, 6600 maisons détruites, 91000 hectares de cultures inondées, dommages évalués à 71 millions de dollars.

8.2. Les inondations en Algérie : un phénomène récurrent

L'Algérie est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes et les glissements de terrains. Ces phénomènes provoquent des catastrophes et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels. Ces crues, variables dans le temps et dans l'espace, sont violentes, parfois rapides et soudaines (*flash flooding*) et surtout imprévisibles. Les inondations attribuables aux crues d'oueds et aux tempêtes de pluies se produisent dans toutes les régions du pays (Tableau 2).

Pour illustrer le caractère catastrophique et la variabilité spatiale et temporelle de ces phénomènes en Algérie, on décrit dans le tableau ci-dessous quelques cas significatifs des inondations répertoriés dans diverses sources et presse nationale et internationale. Des exemples d'inondations dues à des systèmes d'orage comprennent entre autres celles qui ont dévasté Alger (Bab el Oued) en Novembre 2001, Skikda en Décembre 1984, Béchar en Octobre 2007 et Tindouf en Février 2006.

Tableau 2 : dommages causés par les inondations à l'échelle nationale

Lieu	Date	Bilan des dégâts
Mostaganem	Novembre 1927	3000 morts, échelle de gravité : 5.
Azazga (Tizi Ouzou)	12/10/1971	40 décès, des centaines d'habitations détruites
Tizi Ouzou	28-31/03/1974	52 décès dans la wilaya, 18000 sinistrés, dégâts estimés à 27 millions de DA
El Eulma (Sétif)	01/09/1980	44 décès.
Annaba (centre-ville)	11/11/1982	26 décès, 9500 sinistrés, dégâts matériels importants
Skikda	30/01-4/02/1984	174 maisons démolies, 500 familles sinistrées, terrains agricoles fortement endommagés,
Skikda	28-30/12/1984	11 décès, infrastructures de base fortement endommagées, édifices effondrés, immersion de 400 hectares, dégâts évalué sa lors à 50 millions de DA
Jijel	29/12/1984	29 décès, 11000 sinistrés
Sidi-Bel-Abbès	04/10/1986	1 décès ,200 famille sans-abri
Oued Rhiau	20/10/1993	22 décès ,14 blessés
Bordj Bou Arréridj	23/09/1994	16 décès, dégâts (10 millions DA)
Annaba	23-30/04/1996	5 décès.
Alger (Bab el Oued)	09-11/11/2001	Plus de 700 décès ,115 disparus, des milliers de blessés, dégâts (30 milliards de DA) ; 262 mm de pluie enregistrés dont 130 mm durant la matinée du 10 Novembre à la station de Bouzereah
Skikda	17-11-2004	Plus de 100 familles sans abri, 219 familles sinistrées, établissements scolaires fermées (31 lycées, 6 collèges d'enseignement moyen et 4 écoles fondamentales)
Sud (régions d'Illizi, Adrar et Tamanrasset)	06-09/03/2005	3 décès, 09 disparus et 70 évacués par hélicoptère, routes, agriculture et infrastructures endommagées, plusieurs villages inondés
Annaba	13-14/12/2005	Plan ORSEC déclenché, rupture de canalisations d'eau potable et des conduites d'eaux usées, besoins alimentaires et vestimentaires des sinistrés évalués à 1.2 millions de DA, cause : 135.9 et 61.5 mm enregistrées le 13-12-2005 aux stations de Séraïdi et Annaba-Les salines, respectivement
Tindouf	09-11/02/2006	50à 60% d'infrastructures détruites aux camps des réfugiés sahraouis (12200 familles sans abri) ; cause : 79 mm de pluie entre le vendredi 10/02 au matin et le samedi 11/02 à l'aube

Bechar	18 Octobre2007	2 morts emportés par les eaux, lignes téléphoniques coupées, routes bloquées (effondrement de plusieurs ponts).
Ghardaïa	01 Octobre2008	Plus de 34 décès et 50 blessés, maisons effondrées sur leurs habitants, des dizaines de véhicules emportés par les eaux, arbres arrachés, poteaux électriques ensevelis, dégâts aux surfaces agricole se tau cheptel ovin, plus de 1000 maisons inondées dont 600 sont endommagées.
Bechar	10 Octobre2008	8 morts, dégâts matériels importants, la plus grande inondation depuis 1959.

Conclusion

Enfin, l'inondation est considérée comme un événement climatique extrême. Souvent qualifiée de risque naturel, elle est lourde de conséquences (pertes humaines, sociales, économiques et environnementales) tant pour les pays développés que pour les nations en développement bien que tous ne soient pas affectés de la même manière. La capacité à gérer l'impact de l'inondation varie également d'un pays, d'une région, d'une communauté et d'un groupe de population à l'autre.

En Algérie, le discours officiel a toujours préféré expliquer par la 'volonté divine' des catastrophes dans lesquelles l'absence de contrôle de la croissance de la ville avait, pourtant, une grande part. En plus, les populations ne savent rien des plans ORSEC (plans d'évacuation de la ville en cas de catastrophe) auxquels elles ne sont pas (ou rarement) associées et aucune donnée n'est disponible (pour le grand public) sur les mesures prises pour protéger les villes.

CHAPITRE 03

TECHNIQUES D'HOMOGENEISATION DES SERIES CLIMATIQUES

1. INTRODUCTION

En pratique, il est assez difficile de déterminer si une rupture dans une série représente un changement dans le climat régional ou une variation due à un changement à la station de mesure. Pour cette raison, on utilise souvent l'information des stations voisines lorsque l'on veut homogénéiser une série. Pour déterminer la nature du changement, il faut consulter l'information historique disponible sur la station de mesure. Cette section sert à introduire les termes propres à l'homogénéisation et mettre en contexte de l'information à considérer et des décisions à prendre lors de l'homogénéisation d'une série climatique.

2. L'HOMOGENEISATION DES DONNEES

Les types de problèmes le plus souvent rencontrés lors du traitement des données en hydrologie sont :

- Le manque de données : station non existante ;
- Non continuité des données : manque d'enregistrements à une station ;
- La mauvaise qualité des données, qui peut dépendre de deux causes :

Données inconsistantes : lorsqu'elles sont entachées d'une erreur systématique due à des instruments de mauvaise qualité ou non calibrés.

Données non homogènes : lorsqu'il se produit à un moment donné, un changement de l'emplacement de l'appareil qui affecte la mesure (déplacement de la station de mesure ou changement d'appareil).

Afin de garantir la qualité des données, nous devons suivre les étapes suivantes :

- Comblent les lacunes des séries observées si elles existent.
- Détecter et corriger les valeurs douteuses.
- Vérifier l'homogénéité des données.

Pour bien saisir le besoin réel d'avoir accès à des séries climatiques homogènes, il faut comprendre la définition de l'homogénéité. Une série climatique est homogène par rapport à une série voisine lorsque le ratio ou la différence entre les deux séries est distribué aléatoirement autour d'une ligne horizontale sans sauts ni tendances. Dans le cas contraire, la série comprend une ou plusieurs inhomogénéités. Le terme 'inhomogénéités' définit les variations non naturelles qui sont causées par des modifications dans les réseaux d'observations. La plupart des enregistrements climatiques contiennent dit différents types d'inhomogénéités.

2.1. Types d'inhomogénéités

Les sauts de moyenne et les tendances sont les deux types d'inhomogénéités les plus communes. Les sauts peuvent être occasionnés par plusieurs types de changements. Entre autres, un changement d'instrument, le déménagement d'une station, un changement de méthode de calcul des statistiques comme les moyennes mensuelles, un changement de technicien ou encore un changement des heures de mesure peuvent causer des sauts dans une série de données climatiques. La plupart du temps. Les sauts abrupts sont facilement détectables. Les sauts de faibles amplitudes sont plus problématiques.

Une modification dans l'environnement immédiat d'une station suscite des changements plus graduels. Par exemple, l'urbanisation et l'industrialisation influencent beaucoup les températures moyennes. En milieu forestier, la reforestation graduelle autour de la station peut aussi causer des inhomogénéités progressives. De toutes les méthodes d'homogénéisation de données climatiques développées dans la littérature, celles ayant la capacité de bien détecter des tendances sont très rares. En effet, une tendance est plus délicate à quantifier car il faut identifier correctement le début et la fin de cette tendance sans oublier son amplitude.

2.2. Les métadonnées

La source d'information la plus importante pour appuyer toutes les méthodes existantes de détection des inhomogénéités dans des séries climatiques provient de la consultation des métadonnées. Elles sont formées des archives historiques propres à chaque station. Les métadonnées contiennent les enregistrements de la station, des annuaires météorologiques, des fiches d'inspection, des photographies de la station et de son environnement, etc. Une entrevue avec la personne responsable d'une station constitue également une source d'information.

Les méthodes d'homogénéisation les plus sophistiquées ne permettent pas d'expliquer l'origine des discontinuités détectées. L'avantage des métadonnées est qu'elles fournissent des informations très spécifiques à propos de la date et de la cause d'un changement. Cependant, les informations sont souvent incomplètes ou même inexistantes. De plus, elles peuvent être erronées ou remplies d'informations non pertinentes. Il se peut alors qu'une inhomogénéité détectée soit impossible à valider par les métadonnées. Dans ce cas, il est très délicat de passer à la correction de la série. En effet, si la rupture détectée constitue un changement dans le climat régional de la station, l'ajustement des données aura pour effet de fausser les données. C'est une pratique risquée étant donné que l'homogénéisation vise à obtenir des données qui représentent mieux la réalité. Néanmoins, il arrive parfois que l'on corrige des ruptures non appuyées par les métadonnées.

2.3. Séries de référence

La série qui peut potentiellement contenir des inhomogénéités est appelée : série de base. Pour éviter de la corriger d'une variation de climat régionale, il est très important de distinguer une inhomogénéité dans la série de base d'un changement dans le climat de la région. Dans le but de prévenir ce genre d'erreur, des séries de référence sont utilisées à titre d'indicateur du climat régional. Une série de référence est une fonction d'une ou plusieurs stations climatiquement similaires à la station de base. Le rôle de telles séries est d'empêcher qu'une variation climatique régionale soit classifiée comme une inhomogénéité. La plupart des méthodes d'homogénéisation incluent une ou plusieurs séries voisines pour différencier les changements du climat régional des inhomogénéités observées à la station de base.

Pour des réseaux de stations ayant subi des changements à des temps variés, il est possible de sélectionner quelques stations voisines qui fourniront des séries de référence. Néanmoins, ces enregistrements doivent être homogènes sinon des inhomogénéités dans une des séries de référence pourraient être attribuées à la série de base. La plupart du temps, il est très difficile de trouver plusieurs séries homogènes dans une même région hormis pour quelques pays ayant un réseau plus dense.

Des techniques sont employées pour créer des séries de référence homogènes représentatives du climat régional à partir des données des stations voisines. Les stations voisines sélectionnées ne sont pas nécessairement homogènes, mais les techniques utilisées permettent de minimiser les inhomogénéités potentielles de ces séries.

2.4. Stations isolées

Quelquefois, la station de base est isolée dans une région où les stations voisines sont inexistantes. Le problème majeur lié à l'homogénéisation des données d'une telle station provient de l'incapacité de savoir si la discontinuité détectée provient d'un changement quelconque à la station de base ou d'un changement climatique réel. Lorsque la documentation de la station isolée est incomplète, l'homogénéisation de cette dernière est un problème très délicat. Certaines méthodes s'y attaquent néanmoins.

3. METHODES D'HOMOGENEISATION DES DONNEES CLIMATIQUES

Énormément d'effort a été mis dans le développement de méthodes pouvant identifier et corriger des inhomogénéités dans les données climatiques. Diverses techniques ont été développées pour accommoder différents types de données. En effet, les méthodes d'homogénéisation varient selon des facteurs tels que la variable à homogénéiser, la variabilité spatiale et temporelle des données selon l'endroit où les stations sont situées, la longueur des séries et le nombre de données manquantes, les métadonnées disponibles et la densité du réseau d'observations.

Malgré la grande diversité des méthodes d'homogénéisation, elles sont néanmoins classifiées en deux catégories principales qui les rejoignent toutes : méthodes subjectives ou objectives. Lorsque l'emplacement d'une discontinuité est détecté à l'œil nu sur un graphique, la méthode appartient à la classe subjective même si des tests statistiques sont appliqués par la suite. Par contre, les méthodes objectives ne dépendent pas du jugement de l'utilisateur pour localiser les inhomogénéités. Une méthode bayésienne pourrait être considérée subjective avec une distribution a priori informative. Néanmoins, les méthodes bayésiennes sont présentées parmi les méthodes objectives.

3.1 Analyse des doubles accumulations

La méthode des doubles accumulations a été développée pour détecter et corriger un saut dans une série d'observations sur une longue période de temps, Elle est particulièrement applicable aux températures moyennes et aux précipitations totales mensuelles, saisonnières ou annuelles. Elle consiste à faire une régression linéaire sur les valeurs cumulées de la série de base (y) en fonction des valeurs accumulées de la série de référence (x). Puisque les précipitations observées à deux sites voisins sont la plupart du temps proportionnelles, il n'y a pas d'ordonnée à l'origine dans le modèle de régression. Le seul paramètre à estimer est la pente. Lorsque la pente est estimée, il faut faire un graphique des couples de points (x,y) sur lesquels on superpose la droite de régression. Lorsque les séries sont homogènes, les points sont disposés aléatoirement autour de la droite de régression. Par contre, un changement à l'une ou l'autre des deux stations se remarque par une cassure de la pente. Dans ce cas, il faut ajuster deux modèles de régression avant et après cette date et la correction de la série se fait en multipliant le dernier

segment par le rapport des deux pentes. Il existe une variante de cette méthode dans laquelle la régression est calculée sur la série de base en fonction de la série de référence. Par la suite, les résidus sont cumulés et l'analyse graphique se fait sur le cumul des résidus.

3.2 Vérification de l'homogénéité

3.2.1 Test de Wilcoxon

C'est un test non paramétrique qui utilise la série des rangs des observations, au lieu de la série de leurs valeurs.

Si l'échantillon X est issue d'une même population Y, l'échantillon X UY (union de X et de Y) en est également issu.

On procède ainsi :

Soit une série d'observation de longueur N à partir de laquelle on tire deux échantillons X et Y : N_1 et N_2 sont respectivement les tailles de ces échantillons, avec $N = N_1 + N_2$ et $N_1 \leq N_2$.

En classe ensuite les valeurs de notre série par ordre croissant. Par la suite, nous ne nous intéresserons qu'au rang de chacun des éléments des deux échantillons dans cette série. Si une valeur se répète plusieurs fois, on lui associe le rang moyen correspondant.

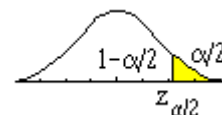
On calcule ensuite la somme W_x des rangs des éléments du premier échantillon dans la série commune :

$$W_x = \sum \text{Rang } x.$$

Wilcoxon a constitué une série homogène, la quantité W_x est comprise entre deux bornes $W_{\max}$ et $W_{\min}$ donnée par les formules suivantes :

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - U_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \quad \text{et} \quad W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min}$$

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



4. ETUDE DE CAS : BASSIN VERSANT DE L'OUED RESSUL (NORD-EST DE L'ALGERIE)

4.1 Présentation de réseau pluviométrique du bassin

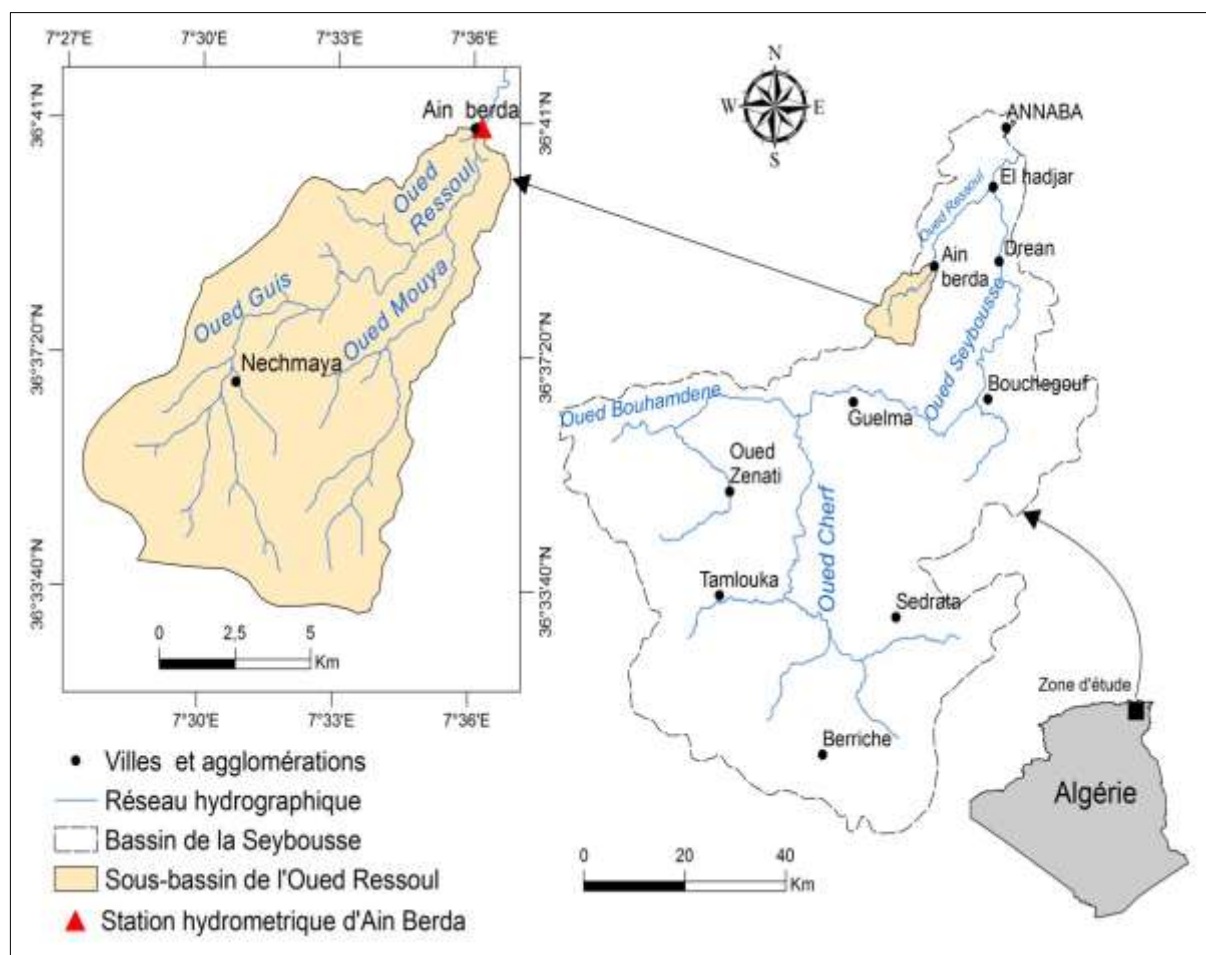
Situé au Nord-est Algérien, l'Oued Ressoul (105 km²) fait partie du grand bassin de la Seybouse maritime (Figure 15). Le réseau pluviométrique comprend (03) trois stations pluviométriques réparties sur l'ensemble de la surface de bassin versant de l'Oued Ressoul, ce qui correspond à une densité moyenne d'un poste pour 35.33 km².

Le tableau ci-dessous présente la liste des stations pluviométriques existant dans le bassin qui fait l'objet de la zone d'étude.

Les séries de données pluviométriques utilisées dans cette étude ont été fournies par l'ANRH de Constantine.

Tableau 3 : Stations pluviométriques de bassin versant Oued Ressoul

Nom de la station	Code	Coordonnées			Période d'observation
		X (km)	Y (km)	Z(m)	
Ain Barda	140666	937,288	387,737	55	1970-2009
El Karma	140609	943,694	394,665	71	1970-2009
Pont Bouchet	140631	349,976	402,826	47	1970-2009

**Figure 15 :** localisation des stations pluviométriques sur les principaux sous bassins de la Seybouse

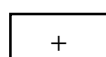
4.2. Analyse des données pluviométriques

Afin de pouvoir utiliser les séries de données il est nécessaire d' une part de détecter les lacunes des stations pluviométriques et combler toutes ces derniers, Et d' autre part de s'assurer que les séries des données sont homogènes de point de vue statistique, ce dernier est moyen le plus sur et le plus efficace pour détecter toutes anomalies dans une séries pluviométrique ou autre.

Les séries de données pluviométriques de bassin versant de Oued Ressoul sont longues et récentes, constituées par des pluies maximales journalières et annuelles, qui présente peu de discontinuités (Tableau 4), pour une période d'observation de quarante ans pour chacune (1970/2009).

Tableau 4 : durées d'observation aux stations pluviométriques de bassin

Année d'observation	Ain Berda	Pont Bouchet	El Kerma
1970	+	-	-
1971	+	-	+
1972	+	-	+
1973	+	-	+
1974	+	-	-
1975	+	-	-
1976	+	-	-
1977	+	+	-
1978	+	+	+
1979	+	+	+
1980	+	-	-
1981	+	+	+
1982	+	+	+
1983	+	+	-
1984	+	+	-
1985	+	+	+
1986	+	+	+
1987	+	+	+
1988	+	+	+
1989	+	+	+
1990	+	+	+
1991	+	+	-
1992	+	+	+
1993	+	+	+
1994	+	+	+
1995	+	+	+
1996	+	+	+
1997	+	+	+
1998	+	+	-
1999	+	+	+
2000	+	+	+
2001	+	+	+
2002	+	+	+
2003	+	-	+
2004	+	-	+
2005	+	-	+
2006	+	+	-
2007	+	+	+
2008	+	+	+
2009	+	-	-



Année continue



Année discontinue

A Partir du tableau 4 nous retirons les remarques suivantes :

Sur la période 1970/2009 le taux de panne détecter sur les séries d'observations pour toutes les stations pluviométriques est représenté dans le tableau ci-après :

Tableau 5 : taux de pannes détectées pour chaque station pluviométrique

Stations	Taux de panne en (%)
Ain barda	-
El Karma	30
Pont Bouchet	30
La moyenne	20

Le taux de panne sur l'ensemble de la période 1970-2009 est de l'ordre de 20%, ce qui correspond à une durée effective moyenne d'enregistrement de 08 années pour les séries pluviométriques disponibles.

4.3 Homogénéisation des données : Application de test de Wilcoxon

Les données à traiter dans cette partie sont les séries des pluies maximales journalières de la même période d'observation (1970-2009), pour les trois stations pluviométriques de bassin versant de Oued Ressoul, Soulignons que l'objectif de ce dernier pénétrant dans la prédétermination des débits de crues qui viennent après.

La station pluviométrique de Ain Berda est la station de référence, car elle présente des séries d'observations continues.

Nous allons utiliser le test de Wilcoxon pour vérifier l'homogénéité des données pluviométriques de la station de Ain Barda au niveau de signification de 5%.

4.3.1 Cas des pluies maximales journalières de la station Ain Barda

Les données de cette station sont reportées sur le tableau suivant.

Tableau 6 : Série des pluies maximales journalières de la station de Ain Barda.

Année	P (mm)	Année	P (mm)	Année	P (mm)	Année	P (mm)
1970	26.9	1980	43.5	1990	54	2000	37
1971	50.4	1981	41	1991	71.5	2001	36.5
1972	60.2	1982	87	1992	93	2002	104.5
1973	39	1983	54	1993	42.5	2003	76.5
1974	27	1984	38	1994	51.5	2004	46.5
1975	35.3	1985	33	1995	38	2005	46
1976	73	1986	41	1996	24	2006	71
1977	27	1987	18.5	1997	52.5	2007	51
1978	66.5	1988	78	1998	40.5	2008	47.5
1979	29	1989	45	1999	111	2009	63.3

Nous formons ensuite le tableau 7 pour faciliter les calculs. On commence par diviser notre série pluviométrique en deux échantillons de longueurs respectives $N_1 = 17$ valeurs et $N_2 = 23$ valeurs. Dans la première colonne on porte les dates des mesures de pluie, dans la seconde colonne on porte les données brutes, dans la troisième colonne on porte le premier échantillon X, dans la quatrième colonne on porte le deuxième échantillon Y, dans la cinquième et la sixième colonnes on porte respectivement les rangs et les valeurs classées de la série originale, dans la septième colonne l'origine de la valeur de la série, c'est à dire on note si elle provient de l'échantillon X ou de l'échantillon Y et dans la huitième colonne on inscrit le rang de la valeur qui provient de la série X.

Tableau 7 : Application de la méthode de Wilcoxon pour vérifier l'homogénéité de la série des pluies maximales journalières de la station de Ain Barda.

1	2	3	4	5	6	7	8
Années	Pluies	X	Y	Rangs	X U Y	Origine	Rang X
1970	26.9	26.9	18.5	1	18.5	Y	
1971	50.4	50.4	78	2	24	Y	
1972	60.2	60.2	45	3	26.9	X	3
1973	39	39	54	4	27	X	4
1974	27	27	71.5	5	27	X	5
1975	35.3	35.3	93	6	29	X	6
1976	73	73	42.5	7	33	X	7
1977	27	27	51.5	8	35.3	X	8
1978	66.5	66.5	38	9	36.5	Y	
1979	29	29	24	10	37	Y	
1980	43.5	43.5	52.5	11	38	X	11
1981	41	41	40.5	12	38	Y	
1982	87	87	111	13	39	X	13
1983	54	54	37	14	40.5	Y	
1984	38	38	36.5	15	41	X	15
1985	33	33	104.5	16	41	X	16
1986	41	41	76.5	17	42.5	Y	
1987	18.5		46.5	18	43.5	X	18
1988	78		46	19	45	Y	
1989	45		71	20	46	Y	
1990	54		51	21	46.5	Y	
1991	71.5		47.5	22	47.5	Y	
1992	93		63.3	23	50.4	X	23
1993	42.5			24	51	Y	
1994	51.5			25	51.5	Y	
1995	38			26	52.5	Y	
1996	24			27	54	X	27
1997	52.5			28	54	Y	

1998	40.5			29	60.2	X	29
1999	111			30	63.3	Y	
2000	37			31	66.5	X	31
2001	36.5			32	71	Y	
2002	104.5			33	71.5	Y	
2003	76.5			34	73	X	34
2004	46.5			35	76.5	Y	
2005	46			36	78	Y	
2006	71			37	87	X	37
2007	51			38	93	Y	
2008	47.5			39	104.5	Y	
2009	63.3			40	111	Y	

On obtient:

$$\Sigma \text{Rang } x = 287$$

$$W_{\min} = 256.37$$

$$W_{\max} = 440.63$$

On vérifie l'inégalité : $W_{\min} < \Sigma \text{Rang } x < W_{\max}$ c'est à dire : $256.37 < 287 < 440.63$; on conclue que notre série est homogène.

4.4. Comblement des lacunes par la méthode de régression linéaire

Cette méthode consiste à estimer les valeurs manquantes d'une série pluviométrique lacunaire à partir des observations d'une autre station de série continue et homogène, Pour que cette méthode soit efficace il faut que la régression soit linéaire et que les variables confrontées suivant une loi normale. On estime la variable y à partir de la variable x par la droite:

$$Y = ax + b$$

Le variable x est observé n fois de la station de référence, et le variable y observée k fois avec $n > k$, soit le nombre de couple (x, y), on se propose, à partir de ces couples d'établir la droite de régression de y en x puis, à partir des valeurs de x reconstituer les (n-k) valeur de y non observées.

Soient le x_k , y_k ; σ_x ; σ_y les moyennes et les écarts-types déterminés à partir des k couples ainsi que le coefficient de corrélation r_k correspondant:

La régression de y en x s'écrit :

$$\hat{y}_j = r_k \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_x} \cdot (x_j - \overline{x_k}) + \overline{y_k}$$

Ainsi seront reconstituées les (n – k) valeurs de y qui manquent.

Le nombre d'années "efficace" ou " fictives "dit aussi l'efficacité de l'extension [E] d'observation n', dans lesquelles on aurait la même confiance que si elle avait été réellement faites pendant n' est donnée par :

$$n' = \frac{k}{E}$$

E : nombre d'année efficace.

$$E = 1 + \left(1 - \frac{k}{n}\right) \frac{1 - (k-2)r_k^2}{k-3}$$

L'estimation $\hat{y}_n$ de la moyenne des y de l'échantillon étendu peut s'obtenir directement à partir de x_n

$$\hat{y}_n = \hat{y}_j = r_k \cdot \frac{k \sigma_y}{k \sigma_x} (\bar{x}_n - \bar{x}_k) + \bar{y}_k$$

On peut estimer l'écart type de l'échantillon étendu:

$${}_n \hat{\sigma}_y^2 = {}_k \sigma_y^2 + r_k^2 \cdot \frac{k \sigma_y^2}{k \sigma_x^2} \cdot ({}_k \sigma_x^2 - {}_k \sigma_x^2)$$

A partir de station de base de Ain Barda qui présente des séries d'observations continues nous avons comblé toutes les lacunes à l'échelle journalière.

4.4.1 Cas des pluies maximales journalières de la station Karma

Nous appliquons la méthode de la régression linéaire aux séries pluviométriques de karma et Ain Barda. Les données sont présentées dans le Tableau ci-après.

Tableau 8 : présentation des séries des Pjmax de la station de karma et Ain Barda.

Année	Station Ain Berda	Station Karma	Année	Station Ain Berda	Station Karma
1970	26.9	/	1990	54	69.9
1971	50.4	41.8	1991	71.5	/
1972	60.2	62.4	1992	93	86.5
1973	39	41.2	1993	42.5	41.5
1974	27	/	1994	51.5	47.7
1975	35.3	/	1995	38	38.1
1976	73	/	1996	24	29
1977	27	/	1997	52.5	43.6
1978	66.5	78.8	1998	40.5	/
1979	29	35.7	1999	111	63.2
1980	43.5	/	2000	37	24.8
1981	41	43	2001	36.5	32.7
1982	87	67.2	2002	104.5	106.3
1983	54	/	2003	76.5	48.3
1984	38	/	2004	46.5	45.8
1985	33	34	2005	46	32.5
1986	41	35.8	2006	71	/
1987	18.5	21.7	2007	51	60.5
1988	78	53.2	2008	47.5	50.6
1989	45	41.5	2009	63.3	/

La série de Ain Barda est longue de 40 ans, celle de karma de 28 ans, nous concluons le coefficient de corrélation r , nous allons aussi étendre la série de karma, les calculs sont présentés dans le tableau 9.

La première colonne donne l'année de l'observation, la deuxième et la troisième colonnes donnent les (x,y) , les quatrième et cinquième colonnes donnent les carrés des pluies et la sixième colonne leurs produits.

Tableau 9 : calcul du coefficient de corrélation.

A	B	A-moyA	B-moyB	(A-moyA)× (B-moyB)	(A-moyA) ²	(B-moyB) ²	A ²	B ²	AB
50.4	41.8	-3.19	-7.39	23.59	10.19	54.60	2540.16	1747.24	2106.72
60.2	62.4	6.61	13.21	87.29	43.65	174.52	3624.04	3893.76	3756.48
39	41.2	-14.59	-7.99	116.59	212.95	63.83	1521	1697.44	1606.8
66.5	78.8	12.91	29.61	382.19	166.59	876.79	4422.25	6209.44	5240.2
29	35.7	-24.59	-13.49	331.74	604.81	181.96	841	1274.49	1035.3
41	43	-12.59	-6.19	77.94	158.58	38.31	1681	1849	1763
87	67.2	33.41	18.01	601.69	1116.04	324.39	7569	4515.84	5846.4
33	34	-20.59	-15.19	312.79	424.07	230.71	1089	1156	1122
41	35.8	-12.59	-13.39	168.61	158.58	179.27	1681	1281.64	1467.8
18.5	21.7	-35.09	-27.49	964.68	1231.51	755.66	342.25	470.89	401.45
78	53.2	24.41	4.01	97.89	595.71	16.09	6084	2830.24	4149.6
45	41.5	-8.59	-7.69	66.07	73.84	59.13	2025	1722.25	1867.5
54	69.9	0.41	20.71	8.43	0.17	428.93	2916	4886.01	3774.6
93	86.5	39.41	37.31	1470.31	1552.92	1392.09	8649	7482.25	8044.5
42.5	41.5	-11.09	-7.69	85.30	123.05	59.13	1806.25	1722.25	1763.75
51.5	47.7	-2.09	-1.49	3.12	4.38	2.22	2652.25	2275.29	2456.55
38	38.1	-15.59	-11.09	172.91	243.14	122.97	1444	1451.61	1447.8
24	29	-29.59	-20.19	597.46	875.74	407.61	576	841	696
52.5	43.6	-1.09	-5.59	6.11	1.19	31.24	2756.25	1900.96	2289
111	63.2	57.41	14.01	804.32	3295.58	196.30	12321	3994.24	7015.2
37	24.8	-16.59	-24.39	404.69	275.32	594.84	1369	615.04	917.6
36.5	32.7	-17.09	-16.49	281.85	292.17	271.90	1332.25	1069.29	1193.55
104.5	106.3	50.91	57.11	2907.34	2591.54	3261.63	10920.25	11299.69	11108.35
76.5	48.3	22.91	-0.89	-20.37	524.74	0.79	5852.25	2332.89	3694.95
46.5	45.8	-7.09	-3.39	24.04	50.31	11.49	2162.25	2097.64	2129.7
46	32.5	-7.59	-16.69	126.72	57.65	278.53	2116	1056.25	1495
51	60.5	-2.59	11.31	-29.33	6.72	127.93	2601	3660.25	3085.5
47.5	50.6	-6.09	1.41	-8.60	37.12	1.99	2256.25	2560.36	2403.5

Pour étendre la série pluviométrique de la station de karma y on calcul : $r=0.83$

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} = \frac{n \sum_{i=1}^n x_i y_i - (\sum_{i=1}^n x_i)(\sum_{i=1}^n y_i)}{\sqrt{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - (\sum_{i=1}^n x_i)^2} \sqrt{n \sum_{i=1}^n y_i^2 - (\sum_{i=1}^n y_i)^2}} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i - \frac{(\sum_{i=1}^n x_i)(\sum_{i=1}^n y_i)}{n}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n x_i^2 - \frac{(\sum_{i=1}^n x_i)^2}{n}} \sqrt{\sum_{i=1}^n y_i^2 - \frac{(\sum_{i=1}^n y_i)^2}{n}}}$$

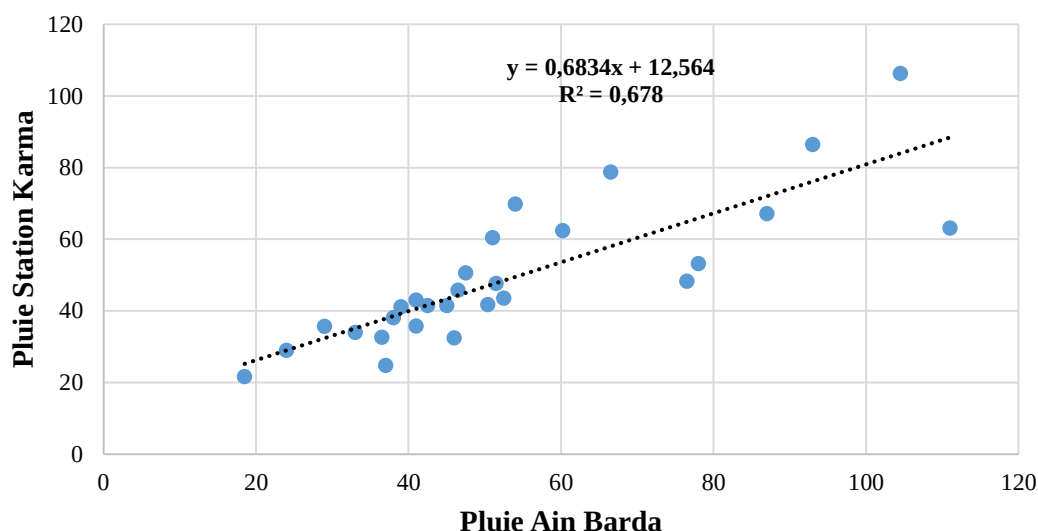


Figure 16 : régression linéaire simple des Pjmax station Ain Berda -Karma

D'où l'équation de la droite de régression : $y = 0,68 x + 12.56$.

Le gain obtenu, ou le nombre d'années de la série étendue est donné par la formule suivante :

$n' = \frac{k}{E}$ où k est le nombre d'années concomitantes et E l'efficacité de l'extension.

L'efficacité E de la corrélation est:

$$E = 1 + \left(1 - \frac{k}{n}\right) \times \frac{1 - (k - 2) \times r^2}{k - 3}$$

E=0.80

Le nombre d'années efficaces d'observation égal à: 35 ans

On peut étendre la série B de $35 - 28 = 7$ ans.

On aurait pu combler les valeurs manquantes de la série A en utilisant l'équation de régression B en A.

Tableau 10 : série des 40 années des Pjmax de la station el karma reconstituées

Année	Station Ain Berda	Station Karma	Année	Station Ain Berda	Station Karma
1970	26.9	30.85	1990	54	49.28
1971	50.4	46.83	1991	71.5	61.18
1972	60.2	53.50	1992	93	75.8
1973	39	39.08	1993	42.5	41.46
1974	27	30.92	1994	51.5	47.58
1975	35.3	36.56	1995	38	38.4
1976	73	62.20	1996	24	28.88
1977	27	30.92	1997	52.5	48.26
1978	66.5	57.78	1998	40.5	40.1
1979	29	32.28	1999	111	88.04
1980	43.5	42.14	2000	37	37.72

1981	41	40.44	2001	36.5	37.38
1982	87	71.72	2002	104.5	83.62
1983	54	49.28	2003	76.5	64.58
1984	38	38.40	2004	46.5	44.18
1985	33	35.00	2005	46	43.84
1986	41	40.44	2006	71	60.84
1987	18.5	25.14	2007	51	47.24
1988	78	65.60	2008	47.5	44.86
1989	45	43.16	2009	63.3	55.60

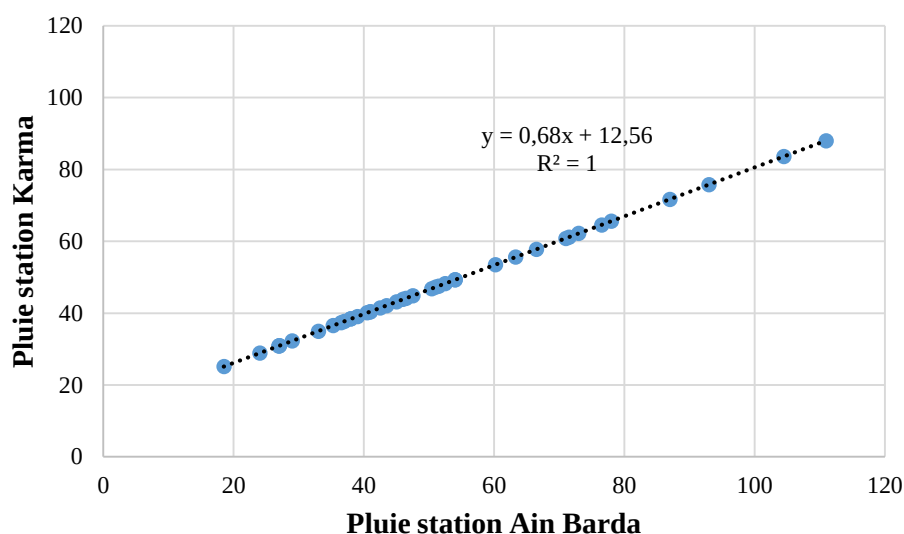


Figure 17 : régression linéaire simple des Pjmax station Ain Berda –Karma après la reconstitution

4.4.2 Cas des pluies maximales journalières de la station de Pont Bouchet

Tableau 11 : Présentation des séries des Pjmax de la station de Pont Bouchet

Année	Station Ain Berda	Station Pont Bouchet	Année	Station Ain Berda	Station Pont Bouchet
1970	26.9	/	1990	54	45
1971	50.4	/	1991	71.5	58
1972	60.2	/	1992	93	71
1973	39	/	1993	42.5	32.8
1974	27	/	1994	51.5	32.8
1975	35.3	/	1995	38	43
1976	73	/	1996	24	34.4
1977	27	48.9	1997	52.5	47.2
1978	66.5	57.7	1998	40.5	60
1979	29	34	1999	111	82.8
1980	43.5	/	2000	37	28.7
1981	41	38.4	2001	36.5	39

1982	87	114.6	2002	104.5	101
1983	54	114.6	2003	76.5	/
1984	38	83.7	2004	46.5	/
1985	33	28.8	2005	46	/
1986	41	23.6	2006	71	62.1
1987	18.5	26.2	2007	51	53.7
1988	78	47.4	2008	47.5	63.3
1989	45	54	2009	63.3	/

K = 28 ans

L'efficacité E de la corrélation est:

$$E = 1 + \left(1 - \frac{k}{n}\right) \times \frac{1 - (k - 2) \times r^2}{k - 3}$$

E=0.88

On peut étendre la série B de $31.86 - 28 = 3.86$ ans.

On aurait pu combler les valeurs manquantes de la série A en utilisant l'équation de régression B en A.

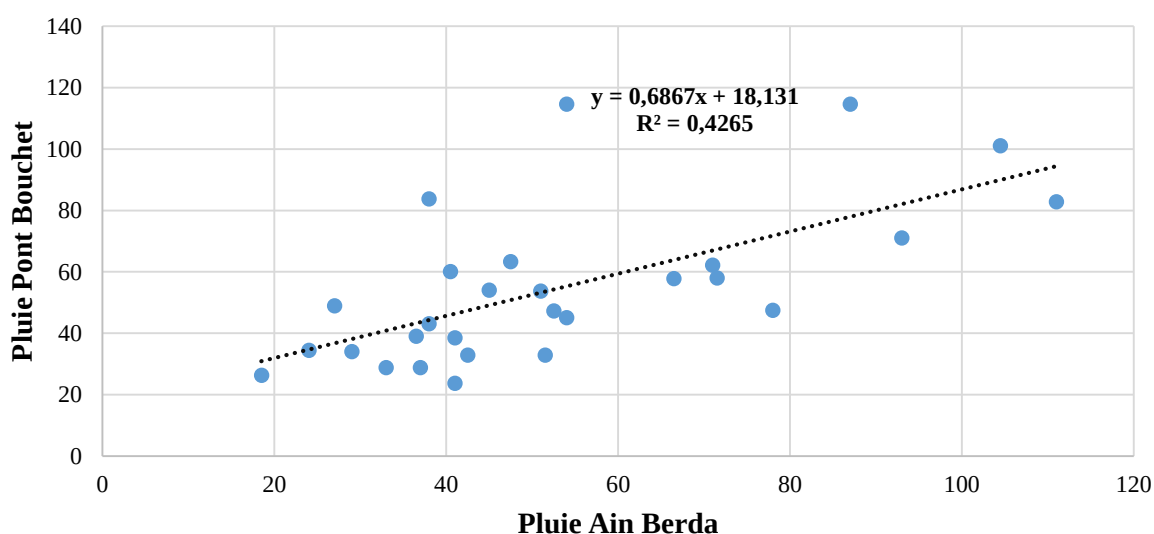


Figure 18 : régression linéaire simple des Pjmax de la station Ain Barda -Pont Bouchet

Le comblement des lacunes de la série de tableau 26 est reporté dans le tableau ci-après.

Tableau 12 : série des Pjmax de station Pont Bouchet

Année	Station Ain Berda	Station Pont Bouchet	Année	Station Ain Berda	Station Pont Bouchet
1970	26.9	36.69	1990	54	55.39
1971	50.4	52.91	1991	71.5	67.47
1972	60.2	59.67	1992	93	82.30

1973	39	45.04	1993	42.5	47.46
1974	27	36.76	1994	51.5	53.67
1975	35.3	42.49	1995	38	44.35
1976	73	68.50	1996	24	34.69
1977	27	36.76	1997	52.5	54.36
1978	66.5	64.02	1998	40.5	46.08
1979	29	38.14	1999	111	94.72
1980	43.5	48.15	2000	37	43.66
1981	41	46.42	2001	36.5	43.32
1982	87	78.16	2002	104.5	90.24
1983	54	55.39	2003	76.5	70.92
1984	38	44.35	2004	46.5	50.22
1985	33	40.90	2005	46	49.87
1986	41	46.42	2006	71	67.12
1987	18.5	30.90	2007	51	53.32
1988	78	71.95	2008	47.5	50.91
1989	45	49.18	2009	63.3	61.81

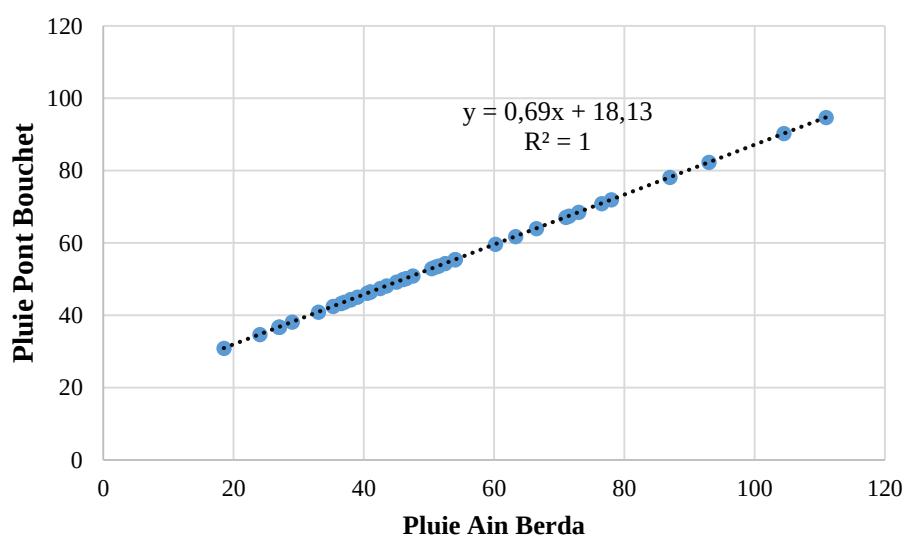


Figure 19 : régression linéaire simple des Pjmax de la station Ain Barda -Pont Bouchet après la reconstitution

L'on voit que les points s'alignent sur une droite sans cassure ; notre série a donc été rendue homogène. Si l'on constate une autre cassure, on recommence l'opération.

CHAPITRE 04

PREDETERMINATION DES DEBITS DE CRUE

1. INTRODUCTION

De tout temps, l'estimation des crues a été un souci majeur, préoccupant tout ingénieur responsable de dimensionnement d'un ouvrage hydrotechnique.

L'étude des crues revêt une place importante dans une étude hydrologique et doit être menée avec prudence pour ne pas tomber dans des erreurs de sous-estimation ou de sur estimations compromettant respectivement la sécurité de l'ouvrage et son environnement.

L'estimation des débits de crue et des volumes correspondants est l'étape initiale indispensable pour le dimensionnement rationnel des aménagements liés à la protection contre les crues et à la construction des barrages. Les méthodes d'évaluation sont nombreuses et dépendent de la diversité et de la complexité des facteurs qui déterminent les crues.

Avant toute étude de crue, il est important de définir ce qu'est une « crue » et quelles sont les principales variables à déterminer.

2. DEFINITION D'UNE CRUE

La crue est une phase du régime hydrologique d'un cours d'eau caractérisé par l'augmentation plus ou moins brutale du débit sous l'effet de facteurs extérieurs et maintenant ce débit au-dessus d'un seuil donné. L'élévation rapide du niveau d'eau peut produire non seulement le remplissage du lit mineur mais aussi la submersion du lit majeur.

Le choix du seuil dépend de l'importance du cours d'eau. Très souvent ce seuil est estimé égal à la moyenne interannuelle de l'écoulement ; c'est-à-dire que toute crue dont le coefficient de l'écoulement moyen est supérieur ou égal à celui de l'écoulement moyen interannuel du cours d'eau est considérée comme crue et peut faire l'objet d'une étude précise.

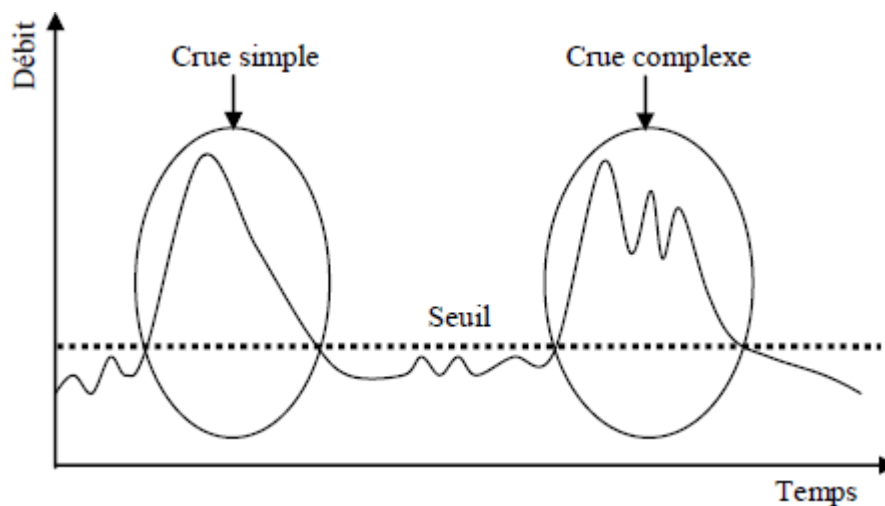


Figure 20 : Crue simple et crue complexe

En général, on distingue deux types de crues : les crues fluviales et les crues torrentielles même si le passage de l'une à l'autre se fait de façon continue. Les crues fluviales, souvent saisonnières, affectent les cours d'eau importants aux vastes bassins versants ; en général la montée des eaux y est lente. Les crues torrentielles ou rapides, subites, brutales, soudaines ou encore éclair affectent n'importe quelle partie du réseau hydrographique ; elles sont souvent dues à des pluies de caractère convectif très violentes et localisées ; elles sont caractérisées par une évolution très

rapide, la montée des eaux étant très brutale. Cependant, certains hydrologues désignent par "la crue" l'épisode complet de crue et décrue jusqu'au retour à un régime non influencé. La crue est simple, si elle présente une seule pointe. Elle est dite complexe si elle présente plusieurs pointes comme le montre la figure suivante.

3. OBJECTIFS DE L'ANALYSE DES CRUES

L'objectif final de l'analyse des crues est de déterminer le degré et la fréquence selon lesquels elles interfèrent avec la vie et les activités normales d'une collectivité, afin qu'on puisse prendre des mesures préventives appropriées. Etant donné qu'une crue peut avoir des effets fâcheux de type divers, dont chacun peut être rapporté à des caractéristiques différentes, l'objet de l'analyse n'est d'ordinaire par la crue en soi, mais certains de ses aspects particuliers, à savoir ceux qui sont dans le rapport le plus étroit avec le risque dont il s'agit. En général, on cherche à déterminer un hydrogramme vraisemblable d'une crue probable en respectant la liaison génétique de ces principales caractéristiques, à savoir le débit de pointe, le temps de montée, le temps de base et le volume d'eau écoulé durant la crue. Pour simplifier l'analyse, on suppose d'ordinaire que la plupart des effets fâcheux des crues peuvent être rapportés de façon convenable à leurs débits de pointe, qui sont ainsi devenus l'objet le plus fréquent de l'analyse.

4. VARIABILITE SPATIO-TEMPORELLE D'UNE CRUE

Pour décrire un phénomène qui varie à la fois dans l'espace et dans le temps, on peut utiliser un observateur virtuel qui décrit le phénomène.

Considérons dans un premier temps un observateur fixe, posté à un endroit donné le long du cours d'eau. Il perçoit la variabilité temporelle du débit de la rivière et de la hauteur d'eau. La variation du débit au cours du temps est appelée hydrogramme de crue (Figure 21). Ce schéma peut aussi être décrit par une chronologie de processus.

Au plus fort de la crue, le débit maximal de la rivière est appelé débit de pointe de la crue. Le débit de la rivière varie en permanence tout au long de la crue. La pointe de la crue correspond à un laps de temps limité, et difficile à définir précisément, par rapport à la durée totale de l'événement.

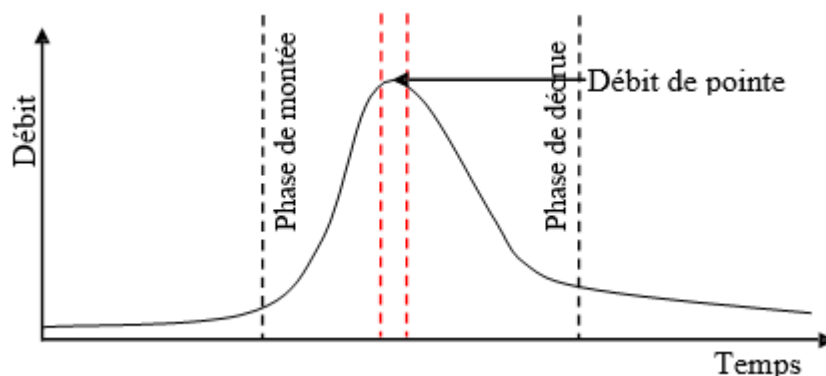


Figure 21 : les différentes phases d'une crue décrites par un hydrogramme

Si on considère un observateur qui se déplace le long du cours d'eau, à la même vitesse que l'onde de crue, il constate que le débit de pointe augmente au fur et à mesure que les différents affluents viennent alimenter le cours d'eau principale.

La variabilité à la fois temporelle et spatiale de la crue implique qu'on ne peut pas la décrire complètement en un seul lieu et à un instant choisis à priori. Dans le cas des rivières de grand bassin, la variabilité spatio-temporelle est forte car les bassins versants sont plus hétérogènes en termes de géologie et de pluviométrie. Pour décrire un événement de crue en tout point du bassin versant une approche spatialisée est nécessaire, or la plupart des données disponibles sont localisées.

5. CARACTERISTIQUES DES CRUES

Du point de vue de la gestion, la crue se caractérise essentiellement par le degré auquel elle interfère avec les activités humaines, qui se mesure par l'ampleur des pertes économiques effectives ou virtuelles et par son danger pour les vies humaines.

Pour un tronçon de rivière et pour une utilisation donnée des terres qui le bordent, la gravité d'une crue dépend généralement de son "amplitude". Bien qu'intuitivement il paraisse clair, ce terme a en fait un sens très vague, car il peut se rapporter à plusieurs caractéristiques physiques de l'onde de crue.

5.1. La hauteur de crue

La hauteur de crue est la hauteur maximale atteinte par l'eau au cours de la crue. Théoriquement c'est la caractéristique la plus importante, puisque c'est d'elle que dépend le débordement. Hydrologiquement, ce n'est pas la plus indiquée pour une évaluation de la crue, puisqu'elle varie d'un point à un autre et caractérise donc une section transversale donnée, mais non l'onde de crue se déplaçant le long du cours. De plus, la hauteur n'est pas toujours le meilleur indicateur de la gravité de la crue. Par exemple, une crue provoquée par un orage d'été peut être très haute, mais souvent de courte durée et de volume relativement réduit. En conséquence, l'inondation ne cause pas nécessairement beaucoup de dégâts, car elle met en cause une petite quantité d'eau et les terrains ne restent que peu de temps sous l'eau.

5.2. Le débit de pointe de la crue

Le débit de pointe de la crue est la valeur maximale instantanée du débit pendant la crue. C'est une caractéristique hydrologique très commode ; car elle se rapporte à l'onde de crue et non pas à une section transversale particulière. Bien qu'elle ne demeure pas constante à mesure que la crue descend le cours d'eau. Le débit de crue ne dépend pas non plus des variations locales du lit (érosion, sédimentation) comme la hauteur de crue : c'est donc une caractéristique plus représentative non seulement pour la crue elle-même, mais aussi pour toute section transversale donnée.

Autre avantage : le débit de pointe d'une crue coïncide étroitement avec le moment où l'eau atteint son niveau maximal, ce qui donne donc une bonne indication de la hauteur. En réalité, ce débit de pointe est atteint avant le niveau maximal mais, dans la plupart des cas, la différence entre ce niveau maximal et celui qui correspond au débit de pointe est négligeable.

5.3. Volume de la crue

Le volume de la crue équivalant au volume d'eau transité par le système durant toute la durée de la crue, constitue une caractéristique indispensable chaque fois que les dégâts dépendent de la quantité d'eau qui inonde et dans les cas d'intervention visant à réduire le débit de pointe.

5.4. Durées relatives à un seul événement de crue

La notion de durée est indispensable dans la description du régime des crues. C'est pourquoi de nombreuses durées ont été définies par les hydrologues. Les temps caractéristiques définis ci-dessous sont tous relatifs à un événement de crue. Ce sont des ordres de grandeurs, plutôt que des valeurs calculables avec précision. En effet, leur définition fait référence à une représentation très simplifiée de la transformation pluie-débit (en particulier les écoulements sont supposés être majoritairement des ruissellements).

5.5. La fréquence d'apparition d'une crue et la notion de temps de retour

Lorsque l'on étudie des grandeurs comme les débits de crues d'un point de vue statistique, on cherche en règle générale à déterminer la probabilité pour qu'un débit donné ne soit pas dépassé. On nomme cette probabilité fréquence de non-dépassement ou probabilité de non-dépassement. Son complément à l'unité est appelé probabilité de dépassement, fréquence de dépassement ou encore fréquence d'apparition. On définit alors le temps de retour T d'un événement comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition de l'événement.

Convenable pour une fin donnée, on recherche la fréquence des crues dont le volume dépasse un débit donné, ou de celles d'une certaine durée à certains niveaux de débit.

6. METHODES D'ESTIMATION DES CRUES

En général, l'estimation des crues se situe à trois niveaux d'appréciation issus : de mesures, d'enquêtes et de calcul. Elle dépend également d'autres critères, telle la fréquence d'apparition ou le temps de retour.

6.1. Les mesure

Les mesures peuvent être classées en deux catégories :

- La mesure standard de la hauteur de l'eau ;
- Mesures de délaisses et traces de crue dans l'environnement après la crue (hauteur des herbes couchées, de l'érosion sur les berges, de traces des conséquences du passage de l'eau sur des cultures, des arbres, des édifices). En conséquence, il faut considérer les mesures de crue avec beaucoup de prudence, spécialement lors d'événement majeurs, mais il ne faut pas les rejeter non plus car tout de mêmes utiles à des estimations « grossières » ou à des ordres de grandeurs, qui permettent de « contrôler » les résultats de calcul issus d'application de méthodes pluie élaborées.

6.2. Les enquête

Les enquêtes peuvent être effectuées à deux niveaux :

- Immédiatement après une crue spécifique, auprès des personnes qui ont vécu l'événement. Cette enquête permet d'obtenir des informations qu'il faut analyser avec la même prudence que pour celles concernant les mesures.
- En archive et ou par le biais d'autres enquêtes personnelles, pour retrouver des informations historique sur le comportement des crues dans une région ou pour une rivière donnée. L'enquête historique permet plus de situer l'événement dans sa chronologie (donc utile à la fréquence d'apparition de la crue dans un contexte géographique et socio-économique spécifique)

que d'estimer ses grandeurs. De telles informations sont également très utiles pour définir une « crue de projet » lors de dimensionnement d'ouvrages ou d'évaluation des risques hydrologiques.

6.3. Les méthodes de calculs

Au niveau technique, elles doivent être adaptées essentiellement aux mesures et aux informations disponibles.

Au niveau de leur degré de développement et indirectement, à celui de leur coût, elles doivent prendre en considération l'importance des aménagements à mettre en place et/ou celle des valeurs socio-économiques des biens que l'on souhaite protéger.

De manière générale, les méthodes de calcul utilisées se répartissent comme suit, fonction surtout des données disponibles dans la zone où l'on souhaite procéder à leur application.

- Pas ou peu de données disponibles : Application de méthodes analogique, régionales, empiriques ou pseudo empiriques.
- Données concomitantes de pluie et de débit (au même pas de temps) : Application de méthodes déterministes.
- Données existantes et en suffisance de pluie et de débit : Application de méthodes statistiques qui peuvent être couplées aux méthodes déterministes.

7. ESTIMATION DU DEBIT MAXIMUM D'UNE CRUE

Le choix du débit maximum d'une crue peut résulter soit d'une étude de conséquences soit il est fixé et ne doit pas dépasser, cela dépend de l'utilisateur.

Plusieurs méthodes sont utilisées, le choix est très grand et très difficile où certains pays ont même normalisés la méthode d'estimation.

Ces méthodes peuvent être classées en trois groupes :

7.1. Méthodes basées sur l'historique des crues

Cette méthode très ancienne repose sur l'idée qu'on ne verra jamais pire que ce qu'on a déjà vu dans un passé suffisamment répandu. Elle est toujours utilisée lorsqu'on ne dispose pas d'observations sur le débit maximum enregistré lors d'une crue exceptionnelle et où actuellement, on a la tendance à l'oublier. L'information déduite des crues historiques est précieuse et constitue une banque de données très importante. Elle peut être définie comme l'étude des crues anciennes antérieures à leur mesure directe par des techniques modernes, dont le but est de définir des crues des périodes historiques en vue de compléter les données existantes, de les comparer avec d'autres méthodes et d'améliorer le degré de précision des valeurs résultant de l'applications des méthodes d'extrapolation statistiques.

7.2. Les méthodes probabilistes

Que l'on peut ranger en :

- Méthodes à échantillonnage fixé comme la méthode maximum annuelle qui est simple et très répandue dans le monde et qui reste très insuffisante pour des échantillons de taille inférieure à 30.
- Méthodes hydrométéorologiques comme les méthodes de Gradex mes valable pour des bassins versants limités ($S < 20\,000 \text{ km}^2$) et homogènes.

- Méthodes stochastiques très utilisées pour simuler des variables complexes par la modélisation statistique du processus à l'échelle journalière et mensuelle. Cependant, elles contrôlent très mal les incertitudes.
- Méthodes du type renouvellement dont le principe est de probabiliser d'une part les débits de toutes les crues qui dépassent un certain seuil critique et d'autre part l'occurrence d'apparition dans le temps de ces crues pour recomposer par la suite ces deux aléas afin d'obtenir le risque annuel de dépassement d'un certain débit. L'avantage de cette méthode est de prendre en considération l'aspect temporel du processus et mieux analyser l'information.

7.2.1. La méthode du GRADEX

La méthode du Gradex conçue par des ingénieurs d'Electricité de France en 1967, pour apporter une réponse au problème du dimensionnement des évacuateurs de crue des barrages hydro-électriques. Cette méthode exploite la forte liaison pluie-débit pour les fortes crues, elle se fonde sur trois hypothèses :

- Les cumuls pluviographiques sur différentes durées suivent une loi exponentielle, souvent on prend celle de Gumbel. La pente des distributions de ces intensités sur papier de "Gumbel" est appelée Gradex. On choisira pour appliquer la méthode, une durée au moins égale au temps de concentration du bassin versant considéré. Dans la plupart des applications, on utilise les distributions des cumuls de pluie sur une durée de 24 heures, les données de pluies journalières étant plus nombreuses que les données pluviographiques mesurées à des pas de temps plus fins.
- Capacité limite de la rétention du sol atteinte à partir d'une certaine période de retour qui implique un parallélisme entre les distributions de pluie et de débit (calculés sur une même durée).
- L'invariance de la forme de l'hydrogramme de crue unitaire pour les fortes pluies : c'est-à-dire le rapport débit de pointe sur le débit moyen durant la crue, appelé « coefficient de forme » est indépendant du volume de la crue.

7.2.2. Les méthodes reposant sur l'association d'un générateur stochastique de pluie et d'un modèle pluie-débit

Ce type d'approche est fréquemment utilisé dans le cadre de l'estimation des débits et des lames écoulées pour des fréquences rares dans le cas où peu de données pluie-débit sont disponibles. Il s'agit en fait de générer stochastiquement des chroniques de pluie simulées. A partir d'une chronique de pluies observées de 10 ans par exemple, on peut générer des chroniques de pluies simulées de 100 ou 1000 ans. Ces chroniques de pluies simulées sont ensuite transformées en chroniques de débits simulés au moyen d'un modèle pluie-débit. Le classement des pluies et des débits simulés permet de tracer leurs distributions de fréquences empiriques pour toutes durées et d'en déduire les quantiles pour l'ensemble de la gamme de fréquences. Les quantiles de pluie et de débit ainsi obtenus ne sont cependant pas les quantiles réels.

Nous ne présenterons pas ici toutes les méthodes existantes reposant sur l'association d'un générateur stochastique de pluie et d'un modèle pluie-débit. Juste, à titre d'exemple, nous citons la méthode SHYPRE.

7.2.2.1. La méthode SHYPRE

La méthode SHYPRE (acronyme de Simulation d'HYdrogramme pour la PREdétermination des crues) développée par le Cemagref dans l'arc méditerranéen, puis elle a été étendue aux milieux tropicaux et tempéré. La méthode est architecturée comme suit :

- La première étape de la modélisation est la phase de calage du modèle de pluie et du modèle pluie - débit à partir des événements observés. Pour ces derniers, on doit disposer à la fois de données de pluies horaires et d'hydrogrammes à pas de temps horaire.
- Une fois les deux modèles calés, on procède à la simulation d'un grand nombre d'épisodes de pluie qui sont transformés en hydrogrammes de crue par GR3H.
- La phase de validation consiste à vérifier que les événements de crue simulés suivent les mêmes distributions de probabilités que les événements observés. Si la méthode est validée, on peut utiliser les événements simulés pour prolonger les distributions de probabilités jusqu'à des périodes de retour élevées.

7.3. Formules et méthodes empiriques et semi empiriques

Ces formules sont nombreuses, elles sont basées sur l'expérimentation ou sur certaines informations propres à certaines régions pour lesquelles elles ont été déterminées. Ces formules empiriques sont à prendre avec précaution dans le sens où si elles sont valables dans une région, elles ne le sont pas dans d'autres et donnent souvent des valeurs sous-estimées ou surestimées.

7.3.1. La méthode rationnelle

Le concept de la méthode ou formule rationnelle doit son origine à un ingénieur irlandais Mulvaney responsable de drainage agricole au siècle dernier (1850). Malgré de nombreuses hypothèses simplificatrices, c'est probablement de loin la formule la plus connue et la plus utilisée essentiellement à cause de sa simplicité. Sa conception est cependant fondée sur une loi physique extrêmement simplifiée : la lame d'eau écoulée est proportionnelle au volume précipité sur l'ensemble du bassin. Le coefficient de proportionnalité appelé coefficient de ruissellement est constant. Le volume de pluie précipite sur le bassin pendant une durée correspondant au temps de concentration du bassin. La méthode rationnelle suppose également que le temps de montée est égal au temps de concentration.

7.3.2. Formule d'Iskowski (1886)

Après analyse des crues observées sur 30 cours d'eau européens, Iskowski a tiré la formule suivante :

$$Q = \lambda * m * H * S$$

Avec:

H : module pluviométrique moyen annuel.

m : coefficient variant de 10 à 1 lorsque la superficie du bassin passe de 1 à 25000 km²

λ : Coefficient caractérisant la morphologie du bassin, il varie entre 0.017 et 0.8

S : superficie du bassin versant.

7.3.3. Formule de Forsaith (1949)

Après une étude exhaustive des débits de pointes et leurs fréquences de récurrence des divers cours d'eaux des Prairies, Forsaith a proposé en 1949 la formule suivante de calcul des débits de pointe.

$$Q_t = \alpha(32.3S^{0.5}T^{0.44})$$

Q_t : Débit maximal (m^3/s) égalée ou dépassée en moyenne une fois sur une période de T années ;
 α : Coefficient de ruissellement dépend aux caractéristiques des bassins notamment type de sol, type de végétation et la pente; S : Superficie de drainage en km^2 .

7.3.4. La formule Bejaia'2000

Considérant un hydrogramme de crue transformé par rapport à son ordonnée maximale de sorte que la surface sous la courbe reste la même (Figure 22).

L'équation de la nouvelle courbe s'écrit

$$q = q_{\max} \left(1 - \frac{t}{T_b}\right)^m$$

Après intégration, on obtient la formule du débit spécifique maximal.

$$q_{\max} = 0.28(m+1) \frac{R}{T_b}$$

0.28 : Coefficient de conversion des unités, quand max $q_{\max}$ est exprimé en $\text{m}^3/\text{s}.\text{km}^2$, le temps de base de la crue T_b en heures, la lame ruisselée R en mm ; m : Coefficient de forme de la crue. La formule a été vérifiée par des données hydrométriques du nord de l'Algérie.

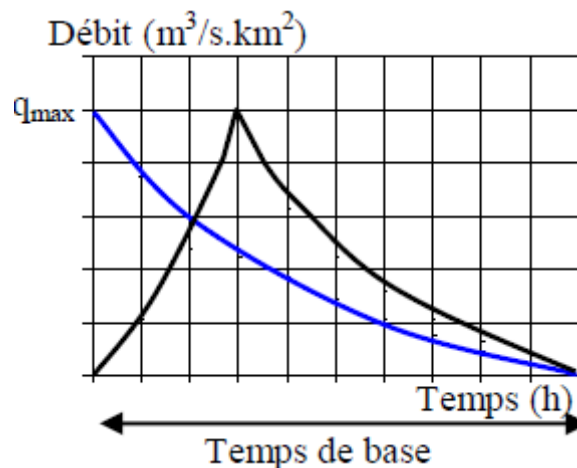


Figure 22 : Hydrogramme transformé à son maximum

8. Estimation du temps de concentration

Le temps de concentration est une caractéristique importante dans la formation de la crue pluviale et son débit de pointe. Pour les crues, cette variable caractérise la durée que met la portion constituant le noyau maximum central de la pluie pour se transformer en ruissellement et qui génère le débit maximum de la crue. L'estimation de ce temps de concentration pose de nombreux problèmes. Il se mesure de la fin de la pluie efficace à la fin de l'écoulement

superficiel en analysant les événements « averse-crue ». Cependant cette analyse nécessite l'existence de données concomitantes de pluies et de débits, ce qui n'est pas toujours possible. Le recours aux formules empiriques est donc inévitable. Elles sont nombreuses dans la littérature et conduisent à des écarts sur l'estimation du temps de concentration pouvant atteindre 500%. Pour les petits bassins versants ruraux, le temps de concentration peut être considéré comme très proche du temps de montée au pic.

Le temps de concentration pour un mouvement uniforme, exprimé en heures, est défini par le rapport de la longueur du cours d'eau principal L (km) et la vitesse de concentration V_c (km/h). Il est donné par la relation suivante :

$$t_c = \frac{L}{V_c}$$

Nous citons les formules qui nous semblent applicables :

8.1. Kirpich (1940)

Cette formule est adaptée aux bassins versants dont la superficie varie entre 0,4ha et 81ha, dont les sols sont argileux et dont la pente moyenne est comprise entre 3% et 10%. Le temps de concentration est alors calculé à partir de la relation suivante :

$$t_c = 32.45 * 10^{-5} L^{0.77} I^{-0.385}$$

t_c : Temps de concentration en h ;

L : La longueur du cours d'eau principal exprimé en m ;

I : Pente longitudinale moyenne du bassin versant, en suivant l'écoulement de l'eau. Cette pente est calculée entre les points qui se trouvent à 10 % et à 85 % de la distance totale entre le point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant (en termes de temps de parcours de l'eau) et l'exutoire du bassin versant. Exprimée en m/m.

8.2. Befani (1989)

Le temps de concentration pour les petits bassins versants est exprimé par :

$$t_c = \left(\frac{L}{0.75 S^{0.2} I^{0.33}} \right)$$

Où :

L : La longueur du cours d'eau principal exprimé en m ; S : La superficie du bassin versants, en km^2 ; I : La pente moyenne du talweg principal, en ‰.

8.3. Formule de Giandotti

Développée en Italie, elle est exprimée comme suit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S}}{0.8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} + \frac{1.5L}{0.8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$$

Où :

H_{moy} : Altitude moyenne, en m ; H_{min} : Altitude minimale, en m ; L : La longueur du cours d'eau principal exprimé en m ; S : La superficie du bassin versants, en km^2 .

9. ETUDE DE CAS : BASSIN VERSANT DE L'OUED RESSUL (NORD-EST DE L'ALGERIE)

9.1 Prédétermination des débits de crue par la méthode du GRADEX

Etant donné l'absence des jaugeages journaliers des débits facilitant l'analyse statistique des crues anciennes, on a eu recours à l'étude hydrologique. Cette approche vise la reconnaissance des crues de projet par les aspects du débit de pointe et de l'hydrogramme de crue. L'utilisation de la méthode du Gradex permettant d'atteindre deux objectifs principaux ; notamment l'estimation des débits de pointe (Q_p) à l'exutoire du bassin versant étudié, pour des périodes de retour allant de 10 à 500 ans et la détermination de la forme de l'hydrogramme des crues et l'estimation des volumes de crues.

9.2 Principe de la méthode de Gradex

La méthode du Gradex, a pour but de rechercher les débits maximaux de crues pour des fréquences d'apparition rares à très rares (temps de retour plus de 100 ans). Elle s'applique notamment lorsque l'on dispose d'une longue série de pluie sur le bassin, permettant ainsi de valoriser au maximum l'ensemble des données disponibles. De manière générale, on dispose souvent de plus d'informations pluviométriques. Cette méthode introduite par Guillot et Duband (1967) depuis, elle est utilisée par plusieurs auteurs. Le Gradex est une méthode très convenable pour les bassins versants dont on ne dispose pas de données de débits.

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- les débits maximum recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.
- les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène recherché (crues rares).
- Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.

La méthode de Gradex a été appliquée selon les étapes suivantes :

- Ajustement par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières et détermination, des P_{jmax} pour T allant de 10 à 500 ans.
- Détermination du gradex journalier ($G_p(24)$).
- Choix d'un hydrogramme unitaire.
- Calcul du Gradex des pluies sur le temps de concentration $G_p(T_c)$ à partir du Gradex des pluies en 24 heures.
- Calcul du débit de pointe de référence Q_p (T période de retour décennale) en utilisant les formules empiriques de Caquot.
- Calcul des débits de pointe et des lames d'eau ruisselées pour chaque période de retour par la méthode du Gradex.

Le principe de la méthode est de considérer que la droite de distribution des débits est parallèle à partir du seuil, correspondant au temps de retour 10 ans, à celle des pluies (Figure ci-après).

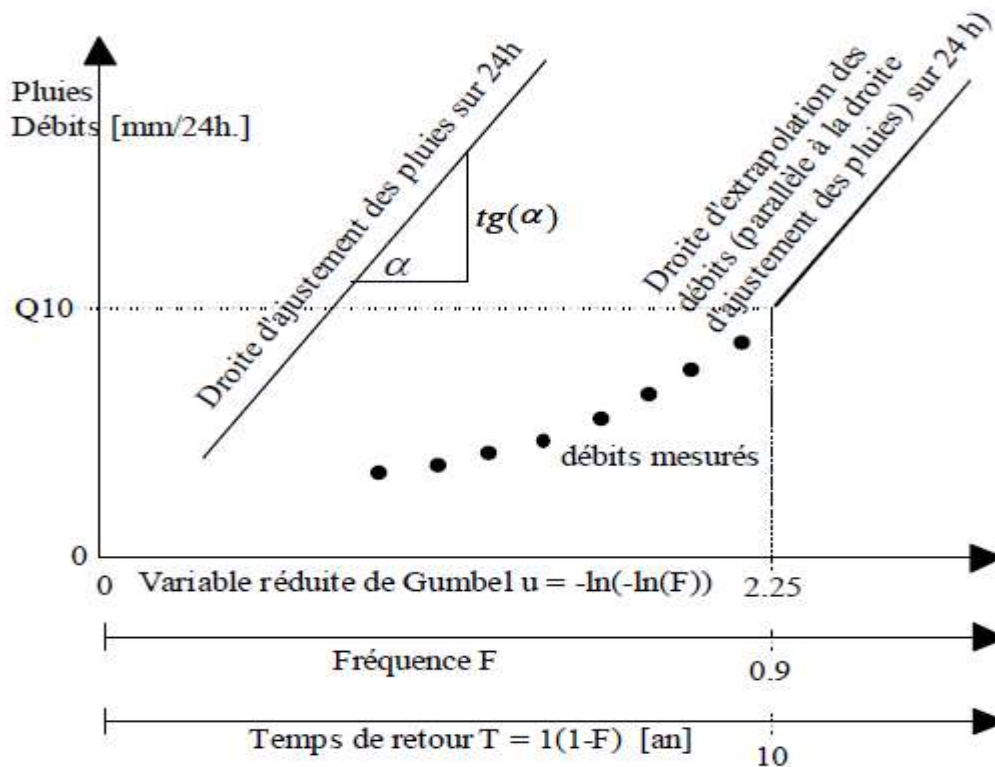


Figure 23 : Principe de la méthode de Gradex

L'application de la méthode du GRADEX implique plusieurs contraintes :

1. La durée des pluies considérées doit strictement correspondre à celle des débits (même Δt et en général 24 h). Elle est conditionnée par le temps de concentration des eaux du bassin au point d'intérêt.
2. Les unités des pluies et des débits doivent être identiques, si l'on procède à l'application de cette méthode en utilisant la loi de Gumbel (en mm/24h).
3. Les limites d'application de cette méthode sont conditionnées par des temps de concentration T_c variant de 1 heure à 4 jours. La méthode ne peut donc s'appliquer qu'à des bassins versants de 5000 km^2 au maximum.

Dans notre cas, nous utilisons les données des pluies journalières maximales annuelles et les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) du poste situé sur le bassin versant de l'Oued Ressoul. Les coefficients de Montana sont nécessaires à l'application de certaines formules liées à la méthode du Gradex, les paramètres (a et b) adoptés pour l'estimation du débit de point sont obtenus à partir des courbes (IDF) de la station météorologique Pont Bouchet.

9.3 Etablissement des courbes IDF

La méthodologie proposée d'établissement des courbes IDF est appliquée à la région de la ville de Annaba. Cette région est représentée par les 8 stations climatologiques. Parmi ces dernières, seule la station de Pont Bouchet dispose des données de dépouillement des averses s'étalent sur une période d'observation de 25 ans (1977-2001). Ces données proviennent des banques de données de l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH) et de l'Office National de Météorologie (ONM) de Constantine.

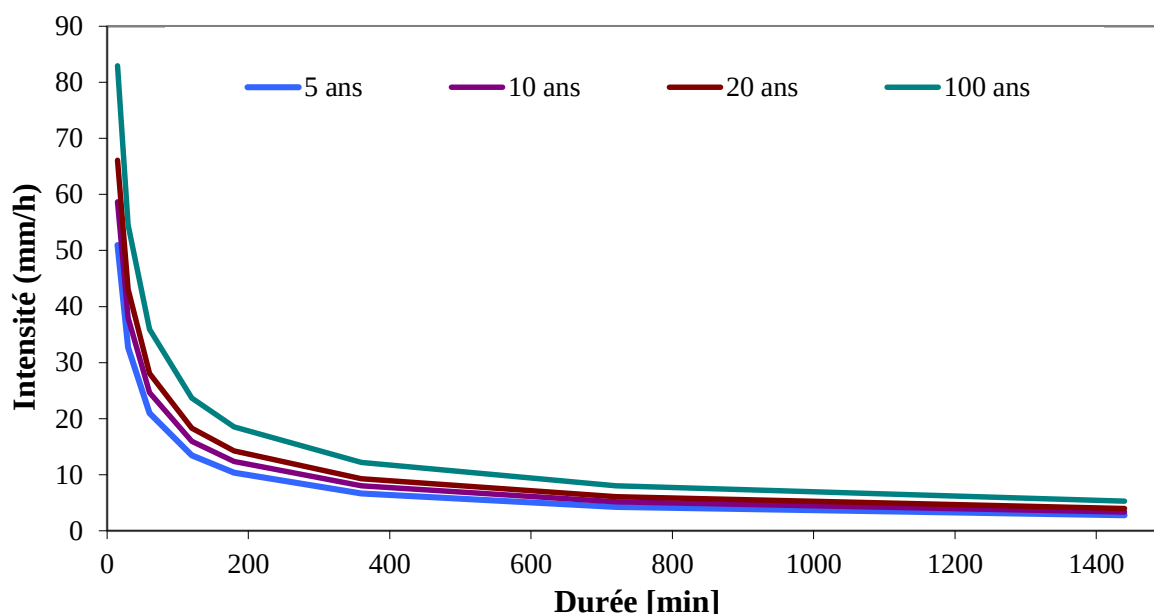
Tableau 13 : valeurs des intensités obtenues de la station Pont Bouchet

Fréquence	15min	30min	60min	120min	180min	360min	720min	1440min
5ans	51.0	32.7	21.0	13.5	10.4	6.7	4.3	2.7
10ans	58.7	38.0	24.6	15.9	12.4	8.0	5.2	3.4
20 ans	66.1	43.1	28.1	18.3	14.3	9.3	6.1	3.9
100 ans	82.9	54.6	35.9	23.6	18.5	12.2	8.0	5.3

Les échantillons à analyser ont été constitués des valeurs maximales annuelles des hauteurs des précipitations correspondantes à différents pas de temps d (d=15, 30, 60, 120, 180, 360, 720 et 1440 min.) pour les périodes d'observation respectives.

Tableau 14 : valeurs de Montana (a et b) obtenues pour la station de Pont Bouchet

Période	Fréquence	a	b
5 ans	0.80	0.292	0.360
10 ans	0.90	0.283	0.373
20 ans	0.95	0.277	0.383
100 ans	0.99	0.268	0.397

**Figure 24** : Courbes Intensité-Durée-Fréquence de la station de Pont Bouchet

9.4 Ajustement statistique des pluies maximales journalières

Pour estimer le Gradex, différentes approches sont possibles. Lorsque la série d'observation est longue (>30 ans) le plus simple et le plus efficace est d'ajuster directement les pluies maximales annuelles à une loi de Gumbel. Lorsque la série est plus courte, il est souvent préférable de travailler sur les pluies supérieures à un seuil (nombre de pluies supérieures au seuil ajusté à une loi de poisson, hauteur de cette précipitation ajustée à une loi de Fuller). On admet généralement qu'une quinzaine d'années d'observations donne une estimation relativement fiable du Gradex. Cette façon d'estimer les Gradex permet d'extrapoler les précipitations jusqu'à des périodes de retour de plusieurs milliers d'années.

Parmi les lois de distribution qui peuvent rendre compte de la statistique des phénomènes extrêmes, c'est la loi de Gumbel qui s'adapte le mieux aux variables pluviométriques. La loi de Gumbel a pour expression :

$$F(x) = \exp \left[-\exp \left(-\frac{x - x_0}{g} \right) \right]$$

Avec : $u = \frac{x - x_0}{g}$

Dans un graphique de Gumbel la distribution s'écrit comme suit :

$$u = -\ln[-\ln(f(x))]$$

U étant la variable de Gumbel. Le terme g représente la pente de la droite d'ajustement. Bien souvent et surtout pour les pluies, on appelle g "le Gradex" (contraction de gradient de l'exponentielle).

En hydrologie, la probabilité des valeurs d'un échantillon observé est donnée par la formule de Hasen:

$$F_i = \frac{i - 0.5}{n}$$

Dans notre cas, nous ajustons les pluies maximales journalières des trois stations météorologiques (stations utilisées précédemment dans le chapitre 3) pour une série d'observation assez longue (41 ans) par la loi de Gumbel, cet ajustement a permis d'estimer les valeurs des précipitations pour différentes fréquences de retour (Figure 25, 26 et 27). Par ailleurs ce Gradex présente une constance quelle que soit la période sur laquelle on prend la pluie maximale.

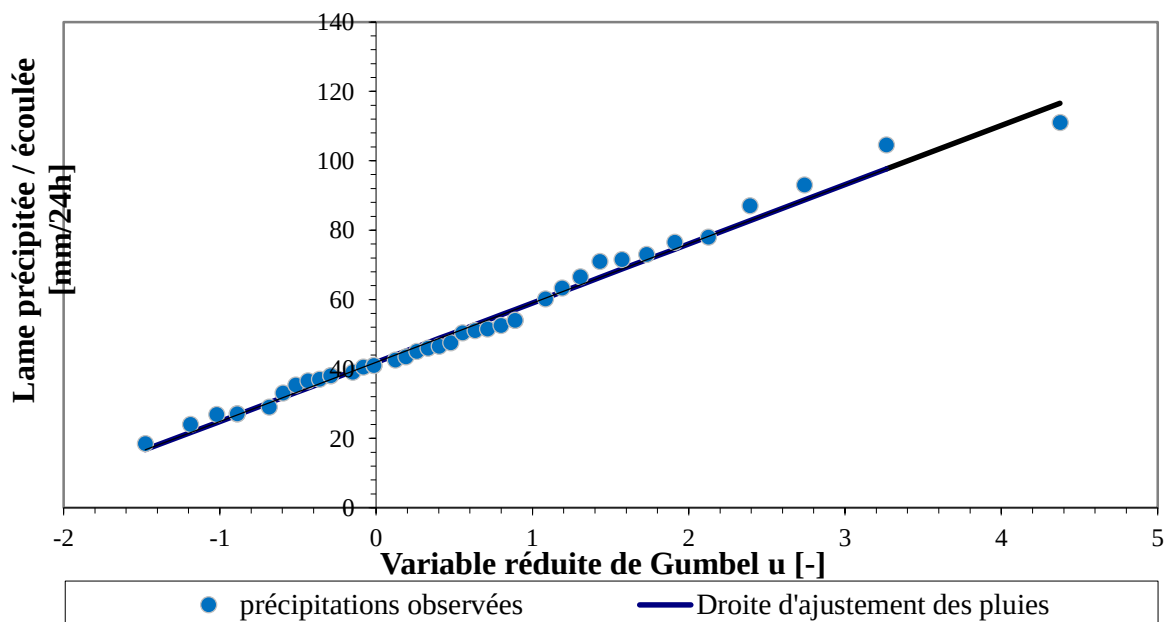


Figure 25 : Ajustement graphique des précipitations maximales annuelles de la station de Ain Berda selon la loi de Gumbel

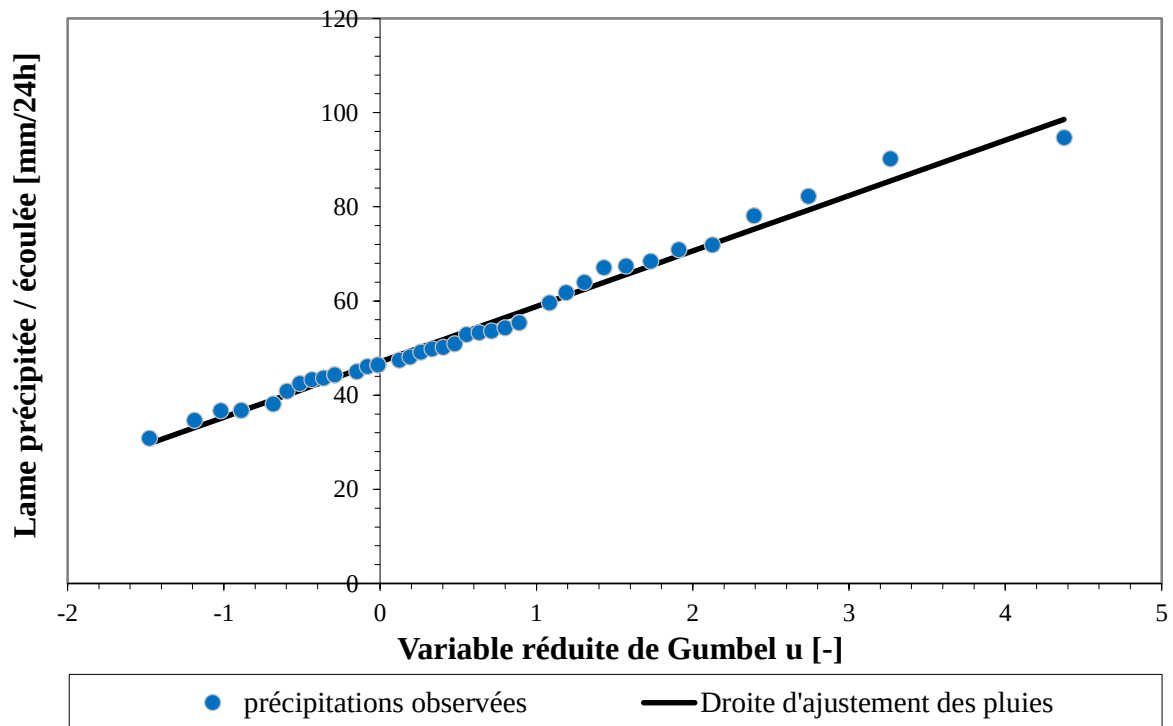


Figure 26 : Ajustement graphique des précipitations maximales annuelles de la station Pont Bouchet selon la loi de Gumbel

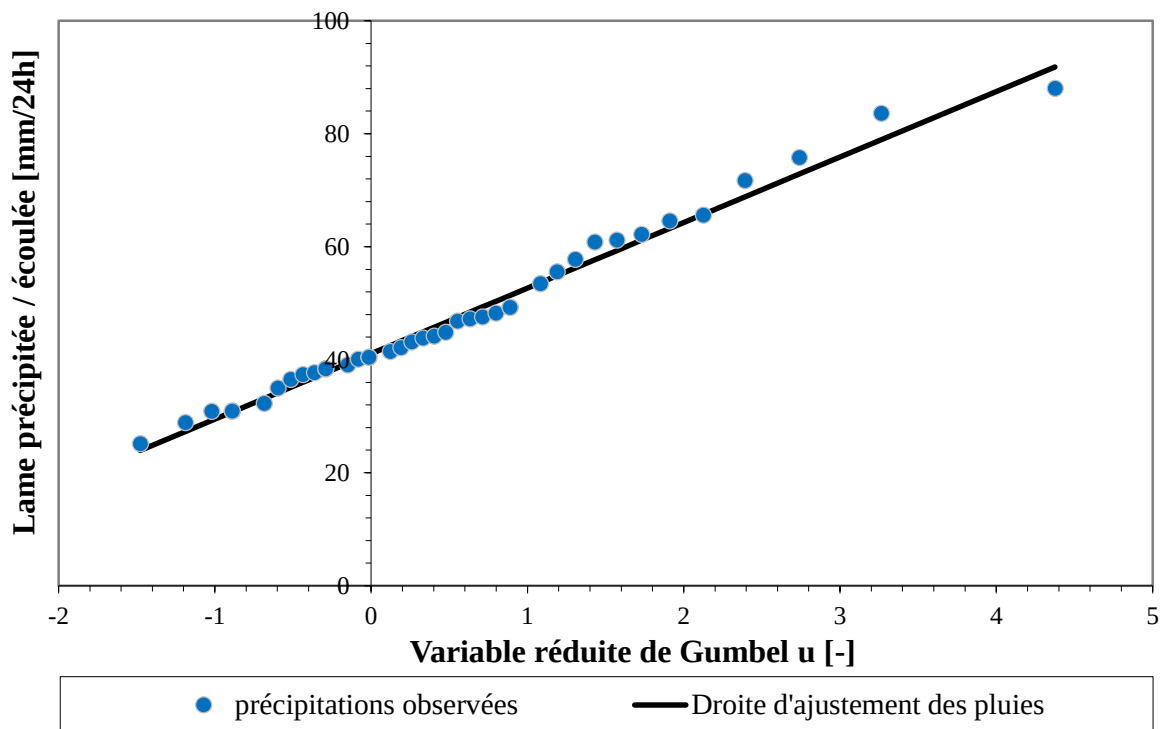


Figure 27 : Ajustement graphique des précipitations maximales annuelles de la station El Karma selon la loi de Gumbel

D'après le tableau 15, ci-dessous, on a pu reconnaître le Gradex et les pluies maximales journalières pour différentes périodes de retour.

Tableau 15 : Pluies maximales journalières par période de retour pour différentes stations

Stations	Gradex	Pmoy pour période de retour T				
		T 10ans	T 20ans	T 50ans	T 100ans	T 500ans
Ain Berda	17.1	80.33	92.61	108.51	120.42	147.95
Pont Bouchet	11.8	73.56	82.03	93.00	101.22	120.21
El Karma	11.6	67.19	75.54	86.35	94.45	113.16

9.5 Estimation du débit de référence (T 10 ans)

Le débit de référence Q_p (T 10 ans) est calculé par la formule empirique de Caquot :

$$Q_p(T = 10\text{ans}) = K \frac{I}{U} \frac{V}{C} \frac{1}{U} \frac{W}{A} \frac{1}{U}$$

Q_p (T=10 ans) : débit de référence de la fréquence décennale.

I : la pente moyenne du Talweg.

C : coefficient du ruissellement pris égal à 20%.

A : la superficie du bassin versant (en hectares).

Les coefficients d'expression (K, U, V et W) sont calculés par les formules suivantes :

$$K = 0.5^{b(T)} \frac{a(T)}{6.6}$$

$$U = 1 + 0.287b(T)$$

$$V = -0.41b(T)$$

$$W = 0.95 + 0.507b(T)$$

Les valeurs des paramètres a (T) et b (T) sont obtenus par la formule de Montana :

$$i(t, T) = a(T)t^{b(T)}$$

Le débit de référence Q_p (T = 10 ans) calculé par la formule empirique de Caquot égale :

$$Q_p(T = 10 \text{ ans}) = 225.09 \text{ m}^3/\text{s}$$

Après cette étape, nous avons calculé le coefficient d'allongement et le coefficient d'influence pour le bassin versant de l'Oued Ressoul, ces deux derniers visent à corriger le débit de référence calculé par la formule empirique de Caquot.

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

L : longueur du talweg en hm.

A : surface du bassin versant en ha.

Coefficient d'influence m :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7*b}$$

En effet ; le débit calculé par la méthode du Gradex est corrigé par un coefficient d'influence m.

La détermination du coefficient d'influence est basée sur les paramètres pluviométriques déduits des courbes (IDF) et sur les caractéristiques géométriques du bassin versant de l'Oued Ressoul (A et L).

Le coefficient de pointe de débit de crue a été estimé par la formule de Fuller :

$$r = 1 + \left(\frac{2.66}{S}\right)^b$$

On obtient la valeur du coefficient de pointe moyen $r = 1.25$ [-]

L'ajustement des précipitations selon la loi de Gumbel étant fait, on peut alors tracer la fonction de répartition de la loi de distribution des débits moyens journaliers maximaux, comme la parallèle à la droite des pluies ($b_2 = b_1$) et passant par le point pivot correspondant au débit moyen journalier de temps de retour 10 ans. Les valeurs de débit journalier (en m^3/s) doivent être convertis en lame écoulée (en mm) afin de pouvoir appliquer la méthode du GRADEX ($Q_{p(10)} = 234.41 \text{ m}^3/\text{s} = 191 \text{ mm}/24\text{h}$).

En appliquant la loi d'ajustement extrapolée des débits pour les temps de retour 20, 50, 100 et 500 et en faisant la conversion adéquate pour avoir des valeurs en m^3/s , on obtient des valeurs de débits moyens journaliers.

Pour calculer les débits de pointe en multipliant les valeurs de débits trouvées précédemment par le coefficient de pointe.

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 16 : Débits de crue moyens journaliers (m^3/s) pour différents période de retour T

Période de retour T	Station Ain Berda	Station Pont Bouchet	Station El Karma
20	249	245	245
50	269	258	258
100	284	268	268
500	317	292	291

Tableau 17 : Débits de pointe (m^3/s) pour différents période de retour T

Période de retour T	Station Ain Berda	Station Pont Bouchet	Station El Karma
20	312	306	306
50	336	323	322
100	354	335	335
500	397	365	364

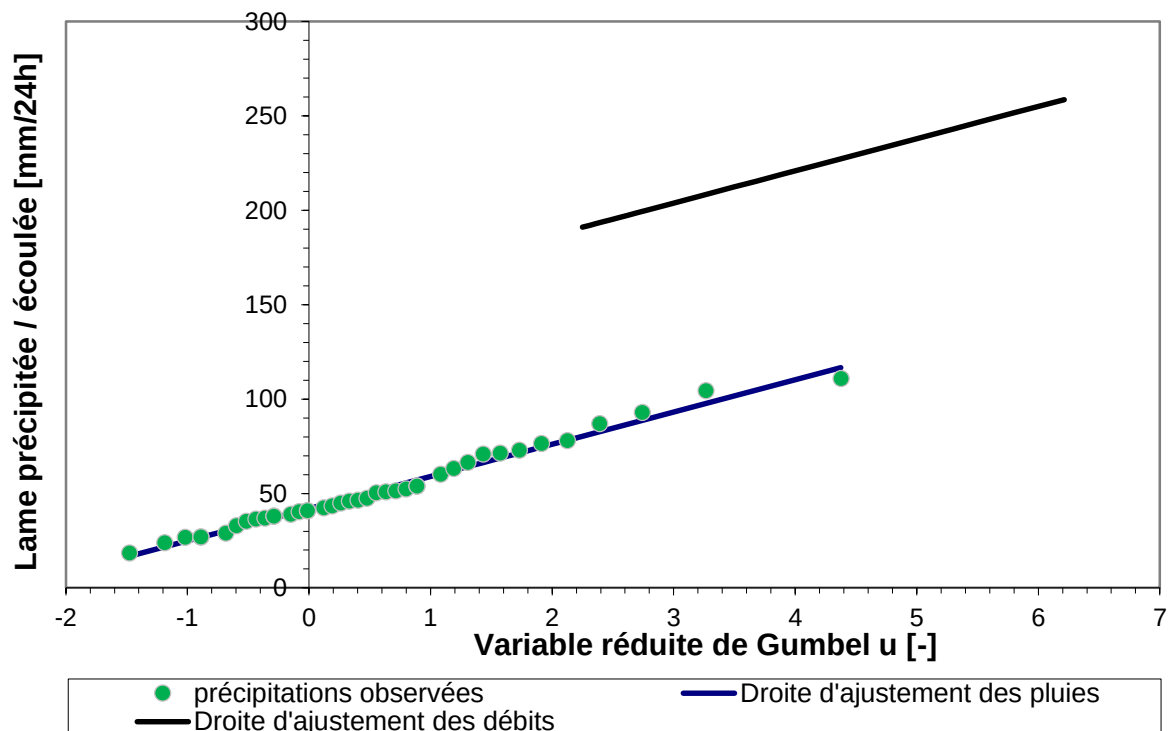


Figure 28 : Ajustement graphique pour les pluies et droite d'extrapolation pour les débits à la station de Ain Berda.

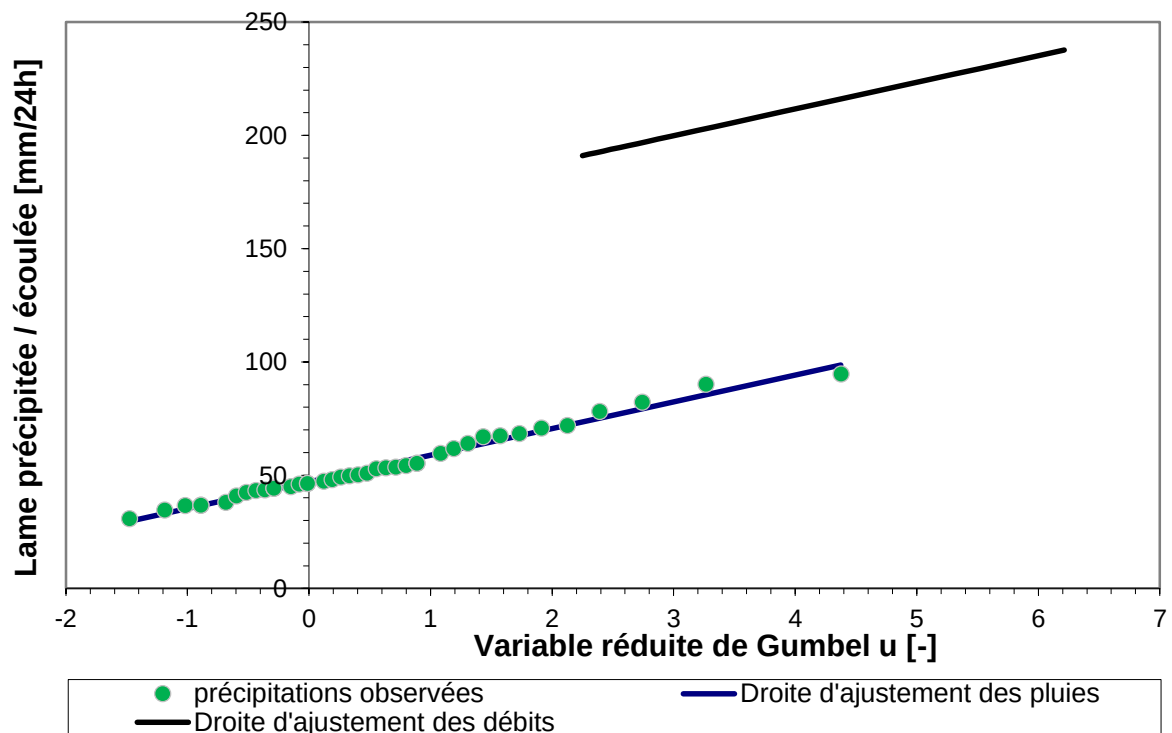


Figure 29 : Ajustement graphique pour les pluies et droite d'extrapolation pour les débits à la station de Pont Bouchet.

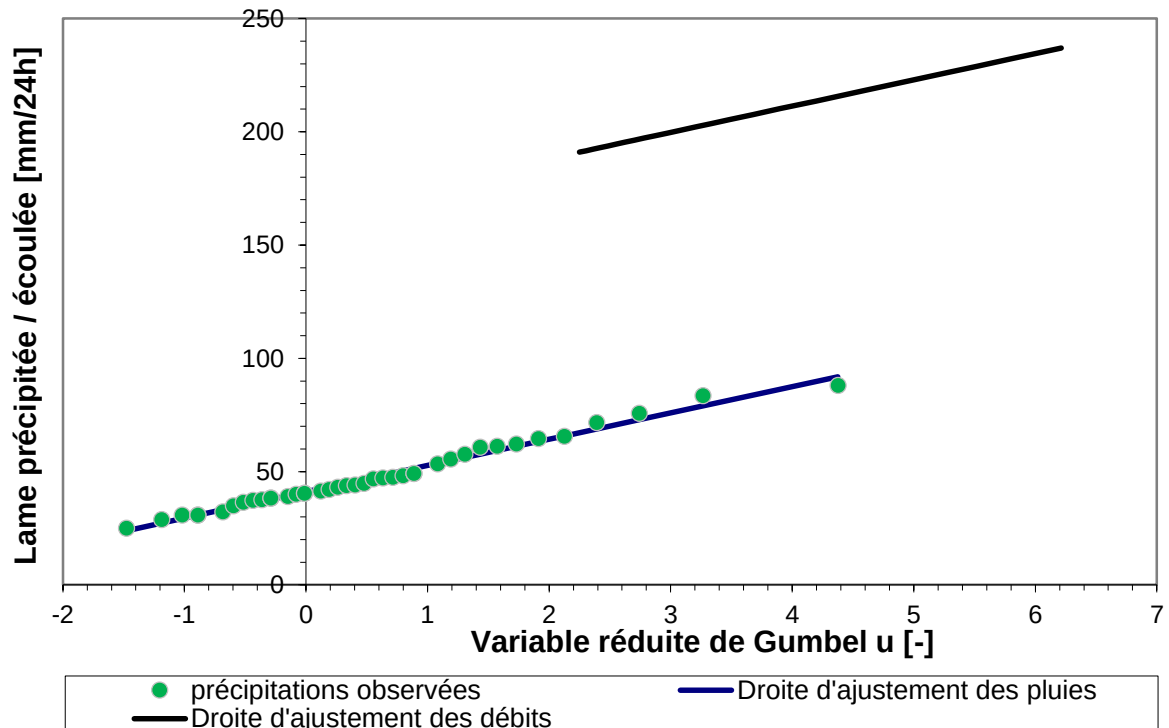


Figure 30 : Ajustement graphique pour les pluies et droite d'extrapolation pour les débits à la station d'El Kerma.

9.6 Calcul de coefficient de concentration

Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point situé le plus loin possible de l'exutoire pour atteindre ce dernier.

Théoriquement on estime que T_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

Dans cette étude nous avons calculé le temps de concentration par trois formules empiriques :

- La formule de Giordotti

$$T_c = \frac{1.5L + 4\sqrt{S}}{0.8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$$

L : Longueur du cours principal du thalweg ;

S : Surface du bassin versant (km^2) ;

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m).

- La formule de Kirplich

$$T_c = 0.01947 * L^{0.77} * I^{-0.385}$$

L : la longueur du Talweg en m.

I : la pente moyenne du talweg en m/m.

- La formule de Turrazza

$$Tc = 1.662 * Sbv^{0.5}$$

Tc : le temps de concentration en min.

Sbv : la surface du bassin versant en Ha.

Les valeurs adoptées sont les moyennes des résultats des trois formules (Tableau 18).

Tableau 18 : Temps de concentration en heures pour Oued Ressoul

	Giondotti	Kirplich	Turazza	Valeurs adoptées
Tc en H	3.26	2.75	3.16	3h 03 min

9.7 Calcul de la lame d'eau ruisselée et du volume d'eau pour la fréquence 10 ans

Le volume d'eau V (T = 10 ans) correspondant au débit de référence Qp (T=10ans) a été déduit à partir de l'hydrogramme type choisi en utilisant la formule suivante :

$$V(T = 10ans) = \frac{Q * 2Tc}{2}$$

Lr (T = 10 ans) est la lame d'eau ruisselée de référence ; elle est déduite du volume de référence V(T = 10 ans) divisé par la superficie du bassin versant.

$$Lr(T = 10ans) = \frac{V}{Sbv}$$

Les résultats sont groupés dans le tableau ci-après (Tableau 19) :

Tableau 19 : Débit, lame d'eau ruisselée et volume d'eau pour (T=10 ans)

	Qp (T=10ans) m³/s	V(T=10ans) Mm³	Lr (T=10ans) mm
Oued Ressoul	231.41	2.62	23.88

Ces résultats constituent un document utile à la modélisation hydraulique qui permet le calcul des profils d'écoulement et de la propagation des crues dans les cours d'eau. En effet, l'étude hydrologique constitue le socle sur lequel se construisent toutes les modélisations hydrauliques de rivière, qui permettent la prévision des inondations et la gestion des risques hydrologiques dans les plaines inondables.

Nous constatons que les débits de pointe estimés par la méthode de Gradex de la station de Ain Berda deviennent les plus dangereux en fréquence rare, ceci serait lié à la nature des précipitations, qui malgré leur faiblesse quantitative moyenne peuvent avoir une très forte intensité en fréquence rare. Cette intensité croissante est susceptible de provoquer sur des terrains mal protégés par la végétation des crues d'une grande ampleur.

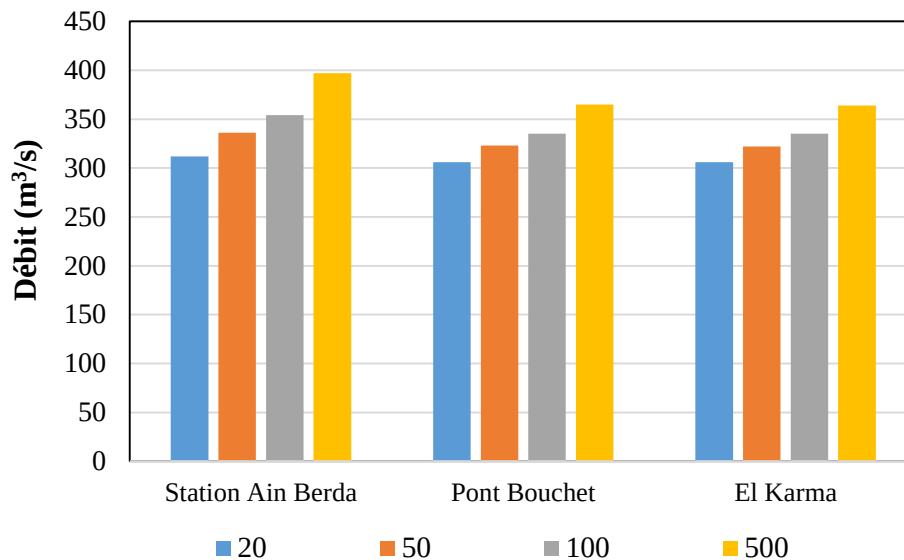


Figure 31 : Résultats des débits de pointe obtenus par différents temps de retour

Les inondations restent toujours des aléas naturels inmaîtrisables par l'homme. Plusieurs aménagements hydrauliques peuvent réduire l'ampleur des crues, mais le moyen le plus efficace est de ramener la conscience de la population à un niveau qui leur permettra de s'intégrer dans une politique de prévention contre les inondations. Dans notre cas, les débits des crues probables estimés à partir de la série de mesures disponibles pour différentes périodes de retour varient de 245 et 317 m³/s pour des périodes de retour allant de 10 à 500 ans.

Ces crues constituent un risque pour toutes les composantes du bassin versant étudié. En effet, les débordements qui ont eu lieu les dernières années, en particulier pendant les années 1973 et 1984, le niveau d'eau atteint une hauteur d'environ 4 mètres le débit de l'eau 510 m³/s, qui ont causé des pertes humaines et des dégâts matériels considérables.

L'application de la méthode du Gradex a permis d'approcher le débit maximal d'inondation au niveau de la commune de Ain Berda pour la fréquence d'occurrence rare (périodes de retour allant de 10 à 500 ans). La conception et le dimensionnement des ouvrages résultent d'un choix par le projeteur d'une probabilité des crues et de la prise en compte d'une revanche supplémentaire.

CHAPITRE 05

PROCEDES DE PROTECTION DES AGGLOMERATIONS CONTRE LES INONDATIONS

1. INTRODUCTION

La prévention des risques et la protection des populations nécessitent que soient prises des mesures collectives et des mesures individuelles.

La maîtrise de l'urbanisation s'exprime au travers des plans de prévention des risques naturels (PPR) qui :

- interdit la construction dans les zones les plus exposées ou qui présentent un intérêt pour le laminage des crues
- réglemente la construction dans les zones modérément inondables, en fixant par exemple une cote de plancher à respecter au-dessus du niveau de la crue de projet (cote de mise hors d'eau).

La protection collective:

- Aménagement du cours d'eau
- Aménagement du bassin versant

2. LES DIFFERENTS TYPES D'AMENAGEMENT

Pour empêcher ces inondations de se produire, il est cependant possible d'en atténuer les effets ou d'en diminuer la fréquence en priorité au niveau des zones les plus sensibles et les plus exposées. Ces protections peuvent être réparties en deux groupes : directes et indirectes.

2.1 Protection directe

La protection directe consiste à intervenir directement sur le site menacé par la mise en œuvre des actions suivantes :

- **Curage** qui permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite à l'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau. Le débroussaillage est également nécessaire à la traversée des agglomérations pour des raisons sanitaires et en sections courantes pour diminuer la rugosité et accroître la débitance.
- **Recalibrage** qui permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées.
- **Renforcement des ouvrages** de franchissements des Oueds et modification de leurs caractéristiques et des systèmes existants en cas de leur insuffisance (ponts, dalots, buses...).
- **Réalisation des canaux** permettant de régénérer le couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupé par des bâtiments ou par la voirie.
- **Protection des berges** qui comprend tout ouvrage visant à maintenir la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau. Les berges sont en effet attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues. De même, les terres glissent par suite de l'infiltration de l'eau après le retrait de la crue. La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages tels que les ponts.

- **Endiguement** des oueds par la réalisation de digues qui longent le cours d'eau sur ses deux berges. Cette opération est aisément réalisable par les ressources locales en main-d'œuvre et en matériaux. Par ailleurs, ce type de protection permet en outre de réaliser une protection sélective. Il peut en effet être établi graduellement en commençant par mettre à l'abri, de la plupart des crues, la partie la plus riche et la plus peuplée des zones exposées. En contrepartie on notera que ce procédé de protection présente l'inconvénient de provoquer une surélévation souvent notable du niveau des eaux et rend en outre plus difficile le drainage des terrains bas.

2.2 Protection indirecte

La protection indirecte par contre, consiste à intervenir plus loin des sites menacés, à l'extérieur du périmètre d'aménagement, en réalisant des ouvrages sur les oueds responsables des inondations :

- **Création des canaux périphériques** de dérivation des eaux vers les oueds permettant de les restituer vers des zones situées en dehors des aires à protéger. Cette déviation pourrait concerner une partie ou la totalité des eaux d'un oued vers un autre.
- **Réalisation des barrages ou seuils** pour stockage et laminage des crues à l'amont des zones menacées. Le volume et la capacité de laminage du barrage devront être optimisés de manière à répondre au-mieux à la protection envisagée.
- **Aménagement des bassins versants** contre l'érosion par des méthodes biologiques et/ou par la construction de seuils en gabions qui permettent la réduction des vitesses d'écoulement et le dépôt des sédiments en amont.

3. RECALIBRAGE DU COURS D'EAU

Le principe du recalibrage consiste à augmenter la débitante du lit mineur en augmentant la section d'écoulement par élargissement du lit, approfondissement ou les deux.

Le recalibrage des cours d'eau est probablement l'un des types d'intervention les plus fréquemment réalisé. Ce type de travaux hydrauliques a été mis en œuvre très anciennement dans les zones urbaines et périurbaines, souvent accompagné d'endiguements étroits, pour réduire la fréquence des inondations. Il a été utilisé de manière quasi systématique dans les zones rurales, particulièrement au cours des années 1950 à 1980, pour diminuer la fréquence de submersion des terres agricoles, notamment celles exploitées en maïs, céréale très peu résistante à la submersion.

La rectification du lit mineur ;

- La protection des berges contre l'érosion ;
- La suppression de la ripisylve (systématique sur au moins l'une des deux berges) ;
- L'endiguement « rustique » (merlon réalisé avec les déblais du recalibrage)

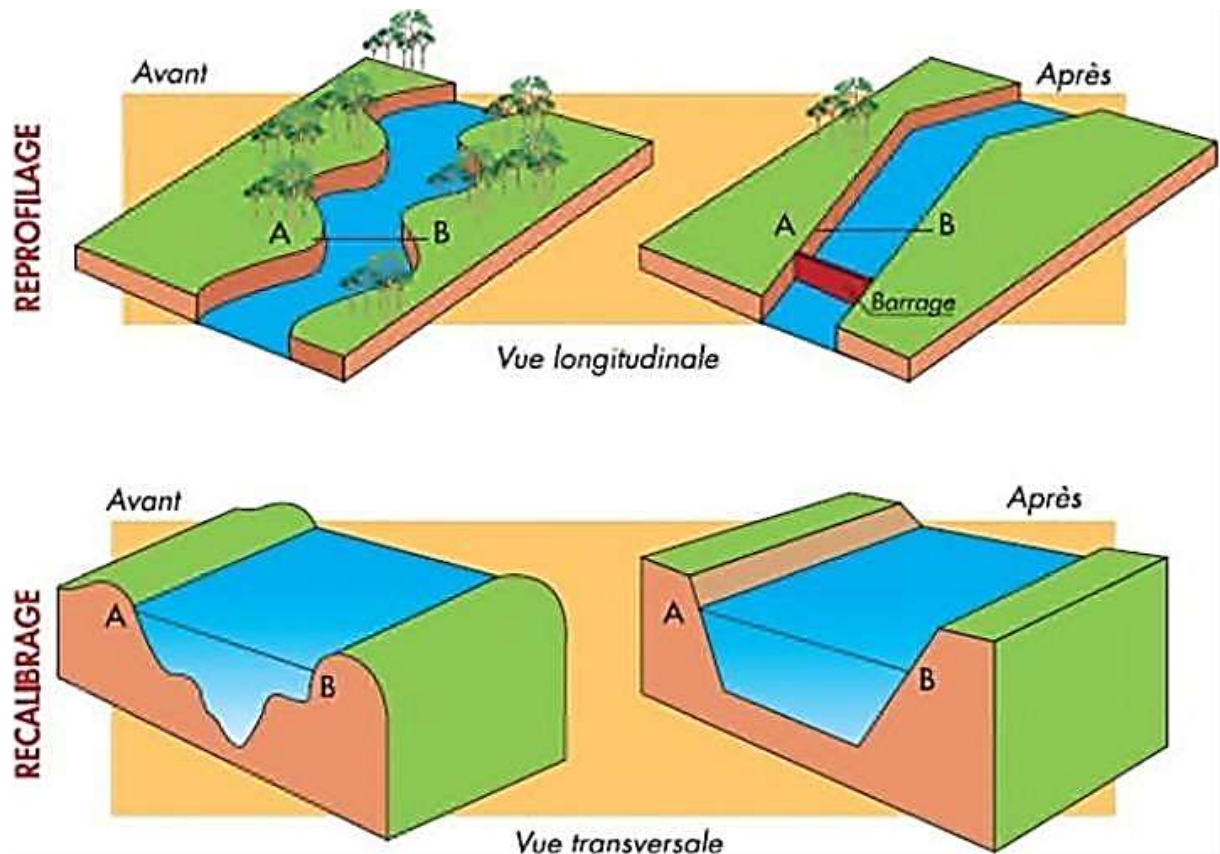


Figure 32 : Recalibrage d'un cours d'eau

Ce type de travaux hydrauliques a été mis en œuvre très anciennement dans les zones urbaines et périurbaines, souvent accompagné d'endiguements étroits, pour réduire la fréquence des inondations (diminuer la fréquence des submersions).

a) Les conséquences d'un recalibrage

- **Sur les débits de pointe**

Un recalibrage a forcément pour conséquence de diminuer localement la fréquence des submersions et donc de diminuer l'effet de laminage des crues par épandage dans le lit majeur.

- **Morphologiques pour le profil en long**

Les conséquences sur le profil en long d'un recalibrage avec risberme sont analogues. Si la risberme est fréquemment inondée, elle est l'objet de dépôts fins ou grossiers et se surélève. Lorsque des vieux seuils sont supprimés, une érosion régressive s'en suit ainsi qu'un exhaussement aval.

- **Morphologiques pour les berges**

Un recalibrage s'accompagne souvent, comme on l'a vu, d'un enlèvement important de la végétation, ce qui accroît la sensibilité des berges à l'érosion. De plus, un recalibrage entraîne une augmentation de la vitesse de l'eau. Une conséquence directe est l'accroissement de l'érosion en rive concave. Il faut aussi noter que l'augmentation des vitesses infléchit vers l'aval le courant dans les coudes.

Comme on trouve une autre conséquence est l'augmentation de la rapidité de la décrue. La stabilité au glissement des berges est donc affectée. Les solutions sont :

- L'adoption de pentes de berges suffisamment douces pour améliorer la tenue au glissement.
- La pose de matériaux plus résistants dans les coudes les plus prononcés.
- Et chaque fois qu'il est possible le maintien des arbres ou au moins des souches et le maintien des seuils existants.

b) Les inconvénients du recalibrage

Parmi les inconvénients de cette technique on trouve :

- Aggravation des inondations au débouché dans un tronçon aval non rééquilibré.
- Evacuation accélérée : moindre recharge des nappes en crue.
- Déconnexion des annexes fluviales, perturbation du cycle de reproduction de certaines espèces.
- Perturbation du transport solide : érosions et/ou dépôts.
- Augmentation des contraintes hydrauliques en crue.

4. ENDIGUEMENT DU COURS D'EAU

Une digue est une construction établie dans le but de contenir des eaux ou de se protéger de leurs effets Cette définition est d'une portée générale et englobe tous les types de digues, existants. Les digues peuvent avoir deux fonctions principales : dériver l'eau et/ou canaliser ou protéger contre l'inondation. Ainsi, le parc français de digues est composé de deux grandes familles de digues :

a) Les digues en charge en permanence

Une digue en charge en permanence est sollicitée en situation normale d'exploitation par la charge hydraulique. Ce cas correspond aux digues de navigation ou aux digues de dérivation pour certaines industries (hydroélectricité, nucléaire...).



Figure 33 : Digue de navigation en charge en permanence

Les digues de navigation le long des canaux à grand gabarit sont relativement récentes et en bon état. Par contre, les digues de navigation le long des canaux de plus petit gabarit sont plutôt anciennes, une partie d'entre elles datant du 19^e siècle. Les ouvrages sont donc hétérogènes et assez mal connus des gestionnaires, et on note environ 10 ruptures par an, en moyenne, le long des 6700 km de canaux navigables. Les digues de navigation le long des canaux présentent divers profils, selon la topographie du site.

L'effet d'un endiguement est d'empêcher le débordement pour des crues dont les débits sont inférieurs à ceux de la crue de projet. Au-delà de ces débits, le débordement aura lieu, ses conséquences sont souvent accrues du fait de vitesses d'écoulement importantes là où se produit la submersion.

b) Les digues de protection contre les inondations :

Les digues de protection contre les inondations sont des ouvrages dont au moins une partie est construite en élévation au-dessus du niveau du terrain naturel et destinés à contenir épisodiquement un flux d'eau afin de protéger des zones naturellement inondables.

Les digues de protection contre les inondations constituent le deuxième grand type de digues. On trouve ces digues essentiellement le long des cours d'eau, parfois positionnées directement en contact avec la berge, ou éloignées de plusieurs mètres.

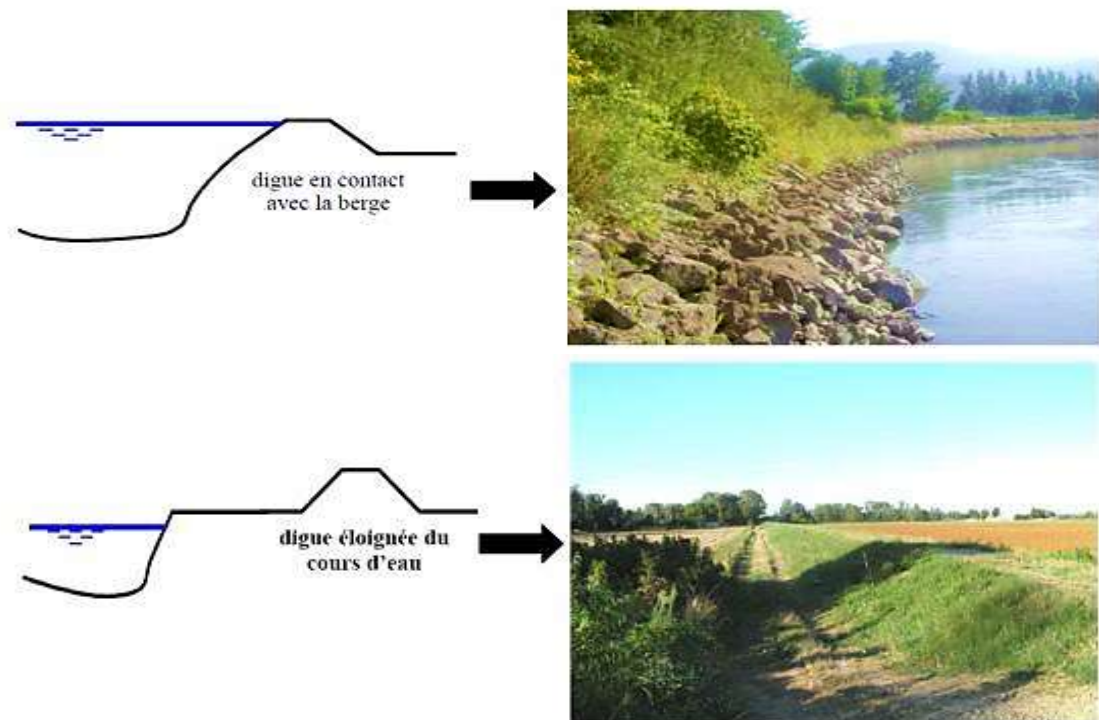


Figure 34 : Positions de la digue par rapport aux cours d'eau

Il s'agit d'aménagement longitudinal le long des berges qui sert à protéger de l'inondation des zones où sont présents des enjeux importants (habitations, zones commerciales industriels...etc.).

4.1. Caractéristiques des digues de protection contre les inondations :

On peut décrire le fonctionnement hydraulique d'une vallée endiguée de la façon suivant :

- Lors d'une crue, la rivière déborde de son lit mineur et inonde progressivement le lit majeur endigué.
- L'endiguement limite l'emprise de l'inondation pour les crues faibles et moyennes, mais il surélève la ligne d'eau là où la présence des digues conduit à rétrécir sensiblement la largeur du lit naturel (c'est très souvent le cas dans la traversée des villes).
- Dans le cas des fortes crues, le rôle des digues est limité et la vallée sera complètement inondée.
- On aménage parfois des déversoirs qui permettent de protéger la digue contre le déversement.
- Pour les crues extrêmes, l'ensemble de la vallée est inondé, soit à la suite du fonctionnement des déversoirs, soit par des ruptures de digues ; le fleuve ou la rivière recouvrent ainsi l'ensemble de leur lit majeur, comme en l'absence de protections.



Figure 35 : Digue enroché

5. REBOISEMENT

En plus de leur rôle à développer le volet écologique et touristique, les forêts ont un rôle considérable dans la conservation de sol et des eaux. Le volume intercepté de pluies et non négligeable et contribue dans le ralentissement de la montée de crue et en opposé on doit conserver les forêts existants contre le déboisement (un fort accroissement de ruissellement a été observé après des coupes sélectives des forêts).

Le taux d'infiltration sous un couvert végétal naturel non modifié est généralement élevé et le ruissellement est un phénomène relativement rare sauf dans le cas de pluie exceptionnellement violente.

Au plan de la tenue des berges, un arbre peut jouer différents rôles selon, sa taille, sa position et son espèce citons ici le platane qui tapisse la berge et la protège de l'érosion.



Figure 36 : Aménagement des berges de l’oued contre le glissement

Au plan morphologique, la végétation a un rôle important. Lorsque la végétation existe au niveau des berges, le lit est moins large plus profond et la pente des berges est plus forte.

6. BARRAGE ECRETEUR

Le barrage écreteur a pour but l’écêtement des crues, et parfois, a vocation multiple, son principe de fonctionnement est de stocker temporairement un certain volume dans le lit du cours d’eau de façon a démunie le débit de crue en aval selon le schéma.

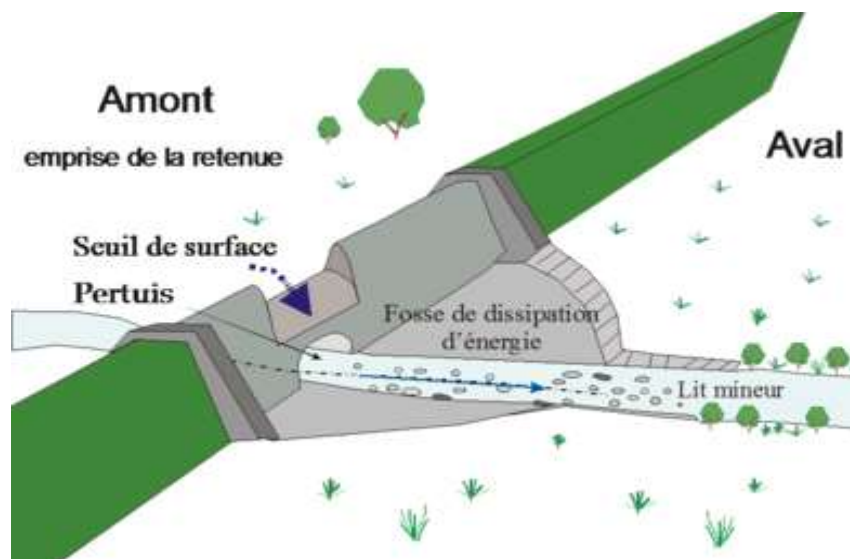


Figure 37 : Schéma de fonctionnement d’un barrage écreteur de crue.

Les barrages écreteurs sont implantés en travers du thalweg et ont pour objet de stocker temporairement un certain volume dans le lit du cours d’eau, de façon à diminuer le débit de pointe de la crue en aval.

Le principe général de fonctionnement, dans le cas d’un barrage écreteurs sans vannes, est le suivant :

Un pertuis de fond correctement dimensionné et protégé de l’obstruction par les flottants, permet de limiter le débit en aval, à une valeur compatible avec les enjeux à protéger contre l’inondation ; l’ouvrage est donc transparent pour les débits courants et pour les crues fréquentes.

Lorsque la capacité du pertuis est saturée, la retenue se remplit progressivement, ce qui permet de stocker temporairement une partie du volume de la crue ; le débit en aval augmente peu en fonction de la montée du niveau dans le réservoir (écoulement en charge) ; en fin de crue, le volume temporairement stocké dans la retenue se vide naturellement par le pertuis ; l'ouvrage écrête fortement les crues moyennes à rares.

En cas de très forte crue, lorsque la retenue est pleine, le déversoir de sécurité entre en fonction pour évacuer la différence entre le débit entrant dans la retenue et le débit transitant dans le pertuis (avec un effet complémentaire de laminage dans la tranche supérieure de la retenue) ; l'ouvrage perd de son efficacité pour les crues rares à exceptionnelles.

Par un pertuis de fond dimensionné de façon qu'il permet l'écoulement ordinaire et de crues fréquentes et limiter le débit en aval selon les enjeux à protéger contre l'inondation. En cas de crue qui dépasse la capacité de pertuis, le barrage se remplit progressivement et se vide lentement par le pertuis en fin de crue. En cas où la crue est très forte et le volume d'eau dépasse la capacité de stockage du barrage, le débit excédent s'évacue par le déversoir de sécurité.

7. CORRECTION TORRENTIELLE

C'est une technique qui a pour objectif de limiter les vitesses des écoulements dans les cours d'eau ayant des régimes torrentiels. Un torrent est corrigé par la construction d'un nombre de digues successives transversales sur les lits des canaux naturels.



Figure 38 : Correction torrentielle dans la région de Tlemcen

8. LES EPIS

Un épi en rivière est ouvrage transversal au courant, enraciné dans la berge, ne barrant qu'une partie du lit et au moins partiellement submersible. Les épis sont utilisés pour protéger les berges ou pour faciliter la navigation. Dans le domaine maritime, des épis peuvent être utilisés pour protéger des plages.

L'espacement entre les épis dépend de la largeur de la rivière, de leur longueur et de leur nature. Théoriquement, pour qu'un système d'épis soit efficace, il faut que l'écart entre deux épis successifs soit de l'ordre d'une fois et demie (1,5) leur longueur moyenne.

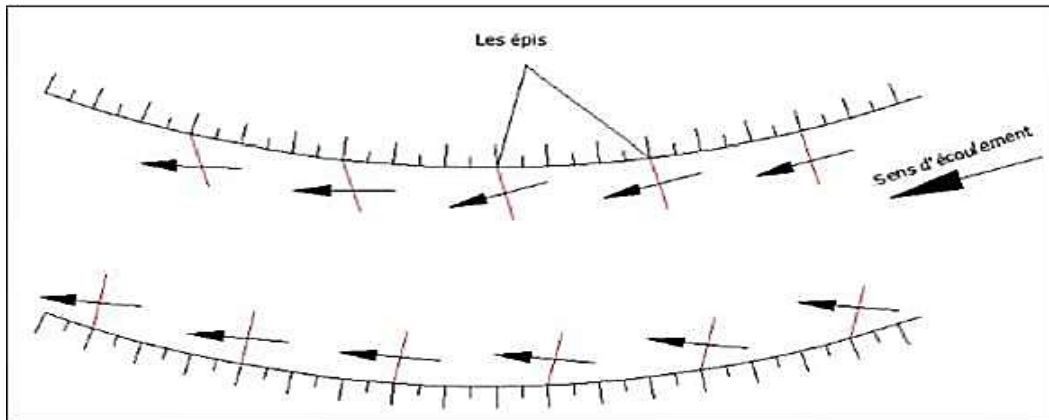


Figure 39 : Implantation des épis

9. BANQUETTE

La technique des banquettes est de double objectif, la lutte contre l'érosion et la réduction de ruissellement en favorisant l'infiltration due à la diminution de pente. Leurs effets sont considérables dans la défense et la restauration de sol.

La banquette mécanique se divise en quatre zones.

- Le fossé large reçoit les eaux de ruissellement de l'impluvium.
- Le talus reçoit la pluie et un apport latéral des eaux du fossé.
- L'impluvium à l'amont du fossé ; zone cultivée entre les bourrelets, qui ne reçoit plus que la pluie moins le ruissellement.
- La zone de l'impluvium à l'aval et proche du bourrelet qui pourrait recevoir un appoint d'eau par drainage à travers le bourrelet lors des grosses averses.

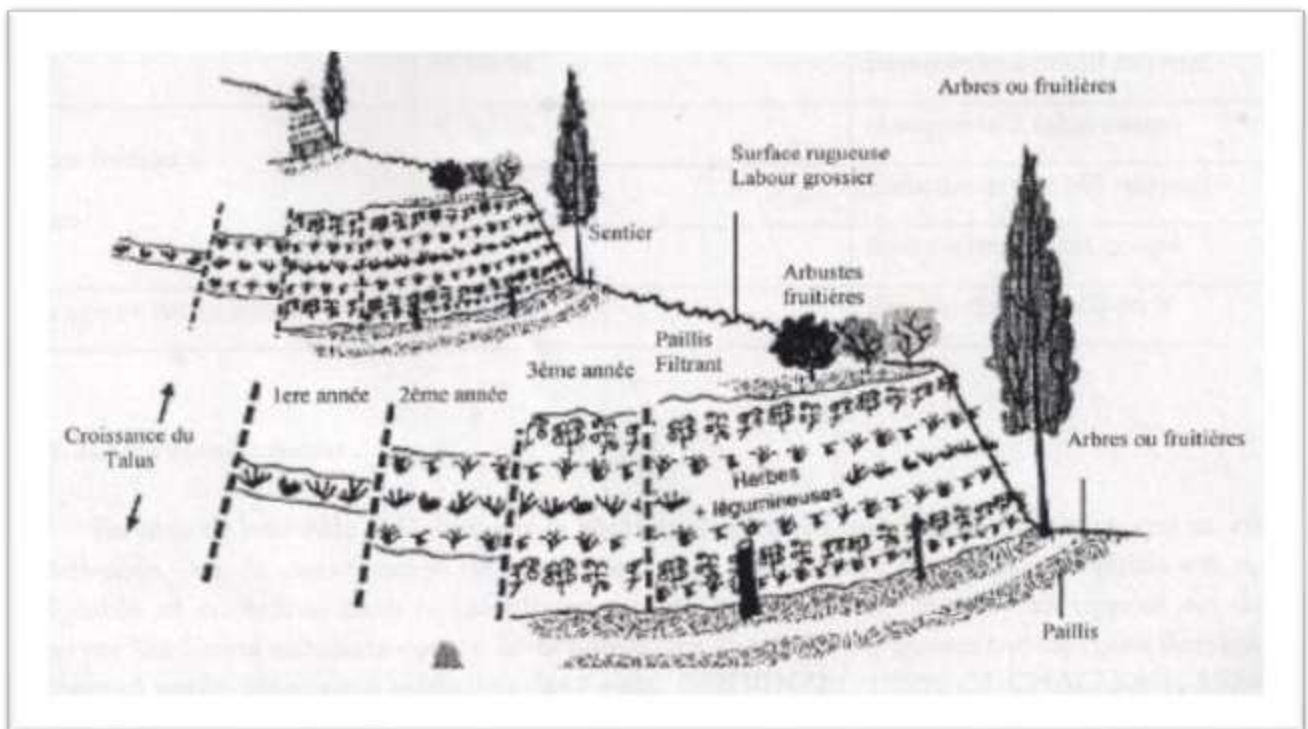


Figure 40 : Technique de banquettes

CHAPITRE 06

TECHNIQUES ALTERNATIVES DE GESTION DES EAUX PLUVIALES

1. INTRODUCTION

D'importants programmes d'aménagement doivent être élaborés lorsqu'il s'agit de corriger des insuffisances avérées des réseaux qui exposent les riverains à d'importantes inondations. Les techniques alternatives curatives répondent à cet objectif et permettent de suppléer le niveau de protection des réseaux sans les redimensionner.

Les techniques alternatives préventives doivent, normalement, intervenir lors de l'extension des zones urbaines afin d'assurer un contrôle des eaux de ruissellement et de limiter les débits en fonction des capacités aval.

Ces techniques exploitent différentes stratégies de gestion des eaux pluviales et peuvent ou non être raccordées aux réseaux d'eaux pluviales. Les ouvrages de rétention, de stockage ou d'infiltration procèdent avec différentes techniques plus ou moins évoluées. Certaines techniques d'infiltration, comme les chaussées drainantes, découlent d'applications directes et pratiques du domaine routier.

Leur fonction est donc de permettre, par le stockage ou l'infiltration des eaux de pluies, l'intégration progressive des nouveaux espaces urbains sans procéder à un redimensionnement des réseaux existants.

2. TYPOLOGIE DES TECHNIQUES ALTERNATIVES

Techniques alternatives (fonction de rétention et/ou infiltration) :

Structures d'infiltration :

- ✓ Puits
- ✓ Tranchées d'infiltration

Structures de stockage des voiries :

- ✓ Chaussées à structures réservoirs
- ✓ Structures de stockage sous chaussées alimentées par avaloirs ou caniveaux

Ouvrages de stockage :

- ✓ Bassins de rétention enterrés
- ✓ Bassins de rétention à ciel ouvert
- ✓ Stockage en toiture-terrasse
- ✓ Noues

3. STRUCTURES D'INFILTRATION

L'infiltration des eaux pluviales de ruissellement repose sur un principe de transfert vertical de l'eau de surface dans une structure fortement perméable. L'eau recueillie est alors infiltrée dans le sol ou bien orientée vers des structures de drainage raccordées aux réseaux. Cette approche est particulièrement intéressante lorsqu'elle s'applique à des espaces récemment urbanisés puisqu'elle peut être mise en œuvre aussi bien sur des parcelles que sur des lotissements. Ces ouvrages peuvent être associés à des géotextiles semi-imperméables qui permettent un prétraitement des eaux de ruissellement.

Différents matériaux (poreux ou structures alvéolaires) sont susceptibles de constituer la structure de stockage. Le volume de stockage est alors défini en fonction des surfaces drainées, de la pluie de projet retenue et de la porosité des matériaux employés. De nombreux types

d'ouvrage de régulation des débits peuvent être mis en œuvre afin de s'adapter aux conditions aval (contraintes hydrauliques et régulation des débits, contrôle des polluants).

3.1. Puits

Les puits sont des dispositifs qui permettent le transit du ruissellement vers un horizon perméable du sol pour assurer un débit de rejet compatible avec les surfaces drainées. Appliqués à une échelle spatiale réduite, ces dispositifs procurent de nombreux avantages. De conception simple, ces ouvrages sont particulièrement utiles lorsque les terrains sont plats et qu'ils posent des difficultés pour la réalisation des réseaux.

Le problème de la présence de nappes phréatiques peut être contourné par l'emploi de géotextiles. Ces couches permettent de filtrer les eaux afin de retenir certains polluants comme les hydrocarbures.

❖ Principe de fonctionnement

- Alimentation par ruissellement ou par conduites
- Stockage temporaire dans le puits
- Evacuation des eaux stockées par infiltration dans le sol

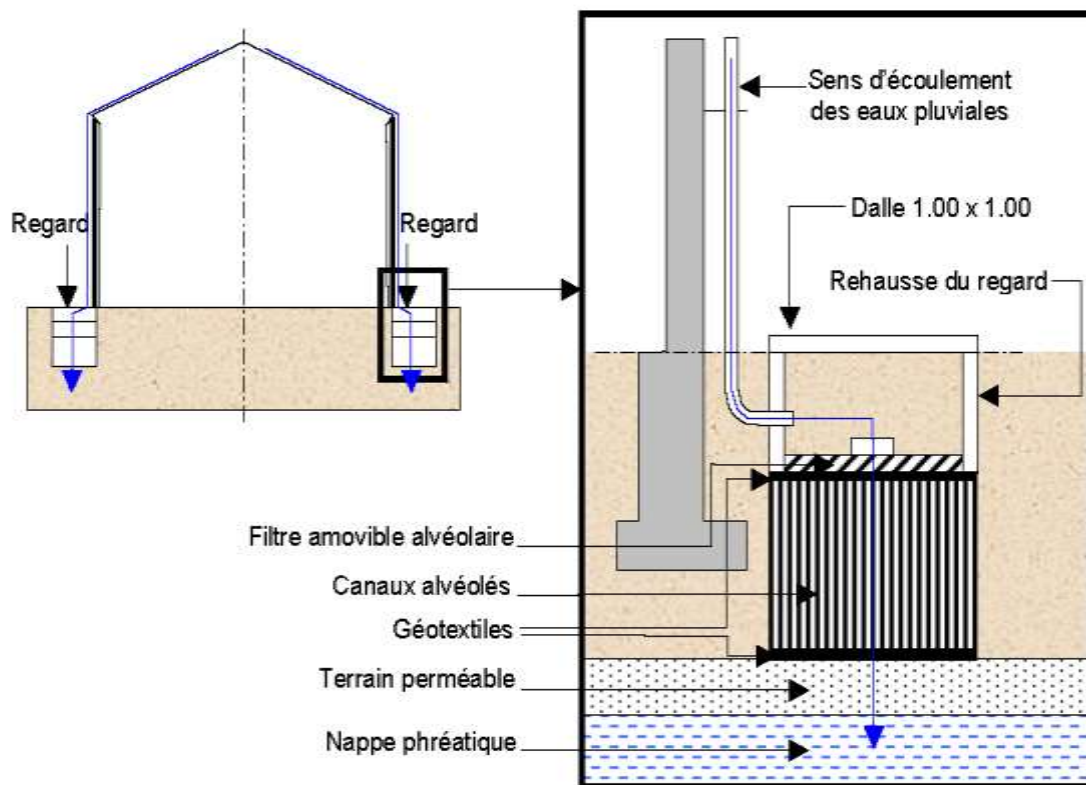




Figure 41 : Recommandations d'applications pour les puits d'infiltration

La profondeur de ces puits peut être forcée afin que les écoulements ne soient pas bloqués par une couche imperméable (si celle-ci n'est pas trop épaisse). Ces techniques remplissent parfaitement les fonctions de stockage et d'amortissement. Le volume de stockage est défini à la fois par la porosité des matériaux employés et par le volume de la structure.

Avantages :

- Conception simple
- Bonne intégration dans le site
- Pas d'exutoire à prévoir (ou uniquement un trop-plein)
- Intéressant dans le cas d'un sol superficiel
- Contribue à l'alimentation de la nappe
- Pas de contrainte topographique majeure

Inconvénients :

- Entretien régulier spécifique indispensable
- Colmatage possible des ouvrages.
- Capacité de stockage limité
- Risque de pollution accidentelle de la nappe si celle-ci est trop proche du fond de l'ouvrage

3.2 Tranchées d'infiltration

Le principe des tranchées d'infiltration est très proche de celui des puits puisque celles-ci bénéficient d'un volume de stockage poreux. Leur domaine d'application est cependant différent. En effet, ces ouvrages sont bien adaptés pour contrôler le ruissellement des eaux pluviales sur de grandes surfaces (parkings, lotissements, rues larges, etc.).

La collecte des eaux de ruissellement peut se faire, soit à partir de surfaces drainantes, soit à partir d'avaloirs. L'évacuation s'effectue soit par le biais de drains avec un raccordement aux réseaux d'eaux pluviales, soit par infiltration dans le sol (uniquement si les eaux ne sont pas polluées), soit dans des techniques alternatives, complémentaires à leur usage (bassins de rétention enterrés par exemple).

❖ Principe de fonctionnement

- Introduction des eaux pluviales : par ruissellement ou acheminement par une conduite ;
- Stockage des eaux recueillies dans un ouvrage linéaire rempli de matériaux poreux ;
- Evacuation des eaux stockées par infiltration dans le sol, et au besoin par un réseau canalisé, à un débit régulé.

Avantages :

- Diminution des réseaux à l'aval
- Mise en œuvre facile
- Bonne intégration paysagère
- Solution peu coûteuse (gain financier à l'aval car diminution des réseaux à l'aval)

Inconvénients :

- Entretien et nettoyage régulier spécifique indispensable
- Contrainte dans le cas d'une forte pente (cloisonnement nécessaire)
- Colmatage possible des ouvrages.
- Emprise foncière importante dans certains cas.



Tranchées d'infiltration



Tranchées le long de la voirie



Tranchées sous toit



Figure 42 : Réalisation d'une tranchée drainante dans la ville de Lambre, France

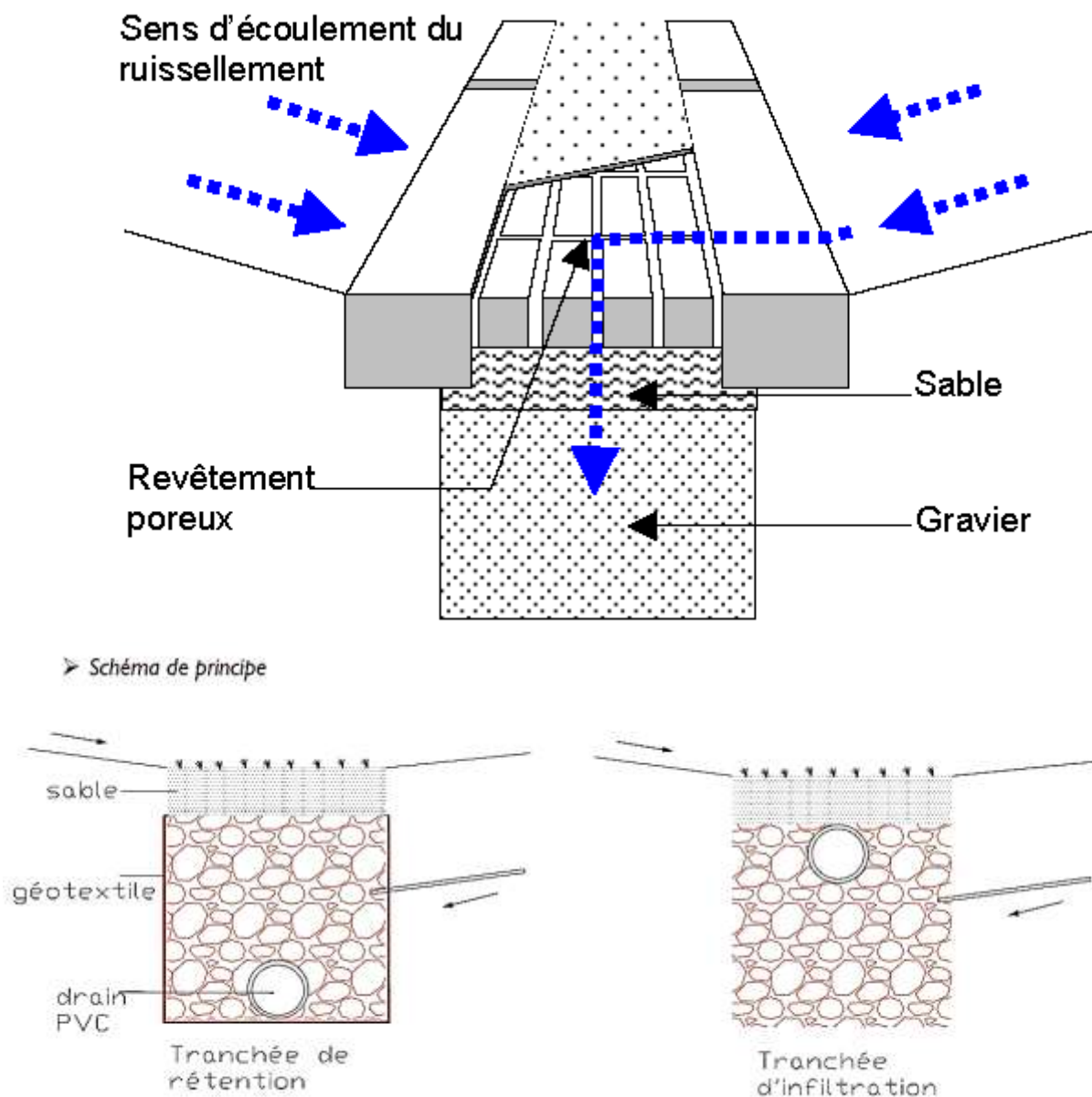


Figure 43 : Schéma de fonctionnement d'une tranchée drainante

4. STRUCTURES DE STOCKAGE DES VOIRIES

Le développement des zones urbaines s'accompagne d'un développement des axes de circulation. La voirie représente une surface plus ou moins importante selon le type d'habitat. Les structures de stockage permettent de tirer profit des surfaces imperméabilisées en utilisant la partie du sol située en dessous des chaussées. Différentes approches peuvent être mises en œuvre selon les conditions de circulation et les particularismes des sites.

Ces techniques alternatives reposent, soit sur le principe d'infiltration diffuse à travers une chaussée poreuse, soit sur des approches plus traditionnelles d'alimentation ponctuelle.

4.1. Chaussées poreuses et structures réservoirs.

Le principe de fonctionnement des chaussées poreuses et structures réservoirs repose sur l'infiltration des eaux pluviales dans une surface poreuse. D'un point de vue pratique, ce type de surface offre de nombreux avantages à la circulation routière :

- Très forte limitation des projections par temps de pluie et amélioration de la visibilité ;
- Limitation importante des risques de dérapage sur une pellicule d'eau ;
- Limitation importante du bruit par temps sec et humide ;
- Diminution des distances de freinage par temps de pluie ;
- Limitation du ruissellement sur la chaussée.

❖ Principe de fonctionnement

- Stockage temporaire des eaux de ruissellement recueillies dans le corps de la structure
- Si le revêtement est poreux : infiltration directe dans la structure ; Si le revêtement est étanche : injection par l'intermédiaire d'avaloirs
- Evacuation des eaux stockées par infiltration dans le sol, et au besoin par un réseau canalisé, à un débit régulé.

Avantages :

- Aucune emprise supplémentaire nécessaire
- Filtration des polluants
- Revêtement drainant
- Meilleur confort de conduite par temps de pluie
- Amortissement des bruits de roulement (pour les vitesses >50km/h)
- Cas particulier de l'infiltration
- Il n'est pas nécessaire de prévoir un exutoire sur un sol perméable (sauf en cas de trop-plein)
- Alimentation de la nappe phréatique

Inconvénients :

- Structure tributaire de l'encombrement du sous-sol
- Sensibilité au gel
- Revêtement drainant
- Sensibilité au colmatage, nécessite un entretien régulier spécifique
- Contrainte liée à l'encombrement du sous-sol
- Cas particulier de l'infiltration
- Risque de pollution accidentelle de la nappe si celle-ci est trop proche du fond de l'ouvrage



Préparation de la structure réservoir



Chaussée non
poreuse

Chaussée poreuse
avec structure
réservoir

Chaussée à structure réservoir, Craponne (CERTU - 1994)

4.2. Structures de stockage sous chaussées alimentées par avaloirs ou caniveaux

Le principe de ces techniques repose sur la réalisation d'un volume de stockage important sous la voirie. A la différence des chaussées poreuses, l'eau est infiltrée dans la structure de stockage à partir d'avaloirs ou de bouches d'égout. Ces ouvrages n'apportent, en termes de confort de circulation (projections, visibilité, bruit), aucun avantage spécifique. Au niveau du stockage, deux orientations peuvent être retenues en fonction des conditions du site : soit un raccordement de la structure au réseau, soit une infiltration des eaux pour l'alimentation des nappes (dans le cas, où les eaux de ruissellement ne sont pas contaminées par des polluants). Les techniques de protection face aux polluants sont les mêmes que pour les chaussées drainantes ou pour les puits et reposent donc essentiellement sur le pouvoir filtrant de la structure poreuse. Dans le cas de structures à très forte capacité de stockage, l'interception et la limitation des polluants ne peuvent se faire qu'à partir de géomembranes semi-perméables ou imperméables.

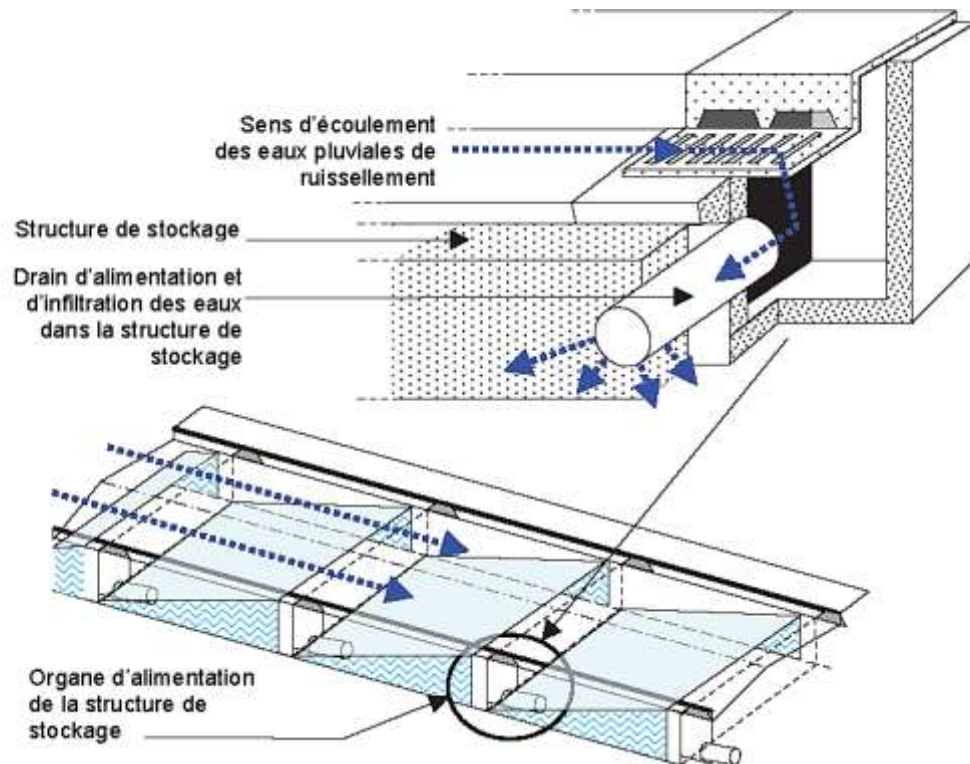


Figure 44 : Exemple d'aménagement de structures de stockage sous voirie alimentées par une bouche d'égout dans le cas de fortes pentes.



Le transfert de l'eau de ruissellement se fait à partir d'un organe de collecte des eaux (fonctionnement gravitaire) et la diffusion à travers des drains qui traversent la structure de stockage. Pour les sites où les pentes sont importantes, il est nécessaire de procéder à un découpage en caisson des unités de stockage afin d'augmenter le volume utile (figure 44).

L'entretien de ces structures de stockage est moins contraignant que celui des chaussées poreuses puisque les organes d'alimentation sont facilement accessibles et ne demandent pas de compétences spécifiques (matériel classique employé pour le curage des réseaux d'assainissement : hydrocureuse ou aspiratrice). Les coûts d'entretien sont donc faibles.

Les propriétés mécaniques des structures à très forte capacité de stockage ne sont pas cependant adaptées à des trafics de véhicules lourds. Ce type d'aménagement est donc préférable pour des lotissements, parkings etc.

5. OUVRAGES DE STOCKAGE

Le choix des ouvrages de stockage s'avère pertinent lorsque les surfaces imperméabilisées sont importantes. Les différentes formes d'ouvrages de stockage ne diffèrent pas de celles employées dans le cadre d'aménagements curatifs (exception faite des tuyaux capacitaires).

Ces ouvrages sont généralement réalisés lorsqu'il est possible de les raccorder à un réseau d'eaux pluviales. Dans le cas contraire, il est préférable d'opter pour des techniques d'infiltration des eaux de ruissellement. Pour les ouvrages à ciel ouvert, leur conception doit faire l'objet d'efforts importants pour leur intégration paysagère ou accueillir des infrastructures permettant leur utilisation par temps sec.

5.1. Bassins de rétention enterrés

Le bassin de rétention enterré (bassin en béton) est une technique alternative particulièrement bien adaptée aux zones urbaines denses. En effet, elle ne mobilise pas d'espace foncier. Sa réalisation technique est très simple. Ces ouvrages sont souvent exécutés dans le cas de lotissements, de bâtiments, de centres commerciaux ou industriels, mais aussi parfois pour des maisons individuelles. Ils trouvent alors leur place sous les parkings ou sous les bâtiments eux-mêmes.

D'un point de vue financier, les bassins de rétention enterrés sont beaucoup plus coûteux que les autres techniques alternatives. En effet, ces structures nécessitent des travaux de fouilles et de terrassement importants, mais aussi la construction d'un ouvrage en béton ainsi que l'application de nombreuses normes de sécurité pour le contrôle des conditions d'accès (tampon en fonte, échelle de visite, etc.). Ces ouvrages doivent aussi être raccordés aux réseaux et parfois même être équipés de pompes lorsque la vidange du bassin ne peut être gravitaire.

Au contraire, le coût de réalisation peut être diminué sensiblement lorsque l'ouvrage est réalisé en même temps que les bâtiments (économie sur le coffrage et sur le coût du béton grâce à des économies d'échelle, mais aussi sur la mise en place du chantier).

❖ Principe de fonctionnement

Les eaux sont stockées puis évacuées vers un exutoire en garantissant débit régulé.

Trois fonctions se combinant les unes aux autres peuvent lui être attribuées : stockage pour réutilisation, volume tampon, infiltration (si le sol est perméable).

Avantages :

- Surface au sol inchangée, possibilité de valoriser l'espace en surface
- Multitude de techniques et de choix de matériaux, donnant une liberté de forme de volume et de réalisation
- Cas particulier de l'infiltration
- Il n'est pas nécessaire de prévoir un exutoire sur un sol perméable (sauf en cas de trop-plein)
- Alimentation de la nappe phréatique

Inconvénients :

- Entretien et nettoyage régulier spécifique indispensable des ouvrages de prétraitement amont (décanteur,
 - débourbeur, déshuileur)
 - Signalisation de surface pour éviter les surcharges roulantes si non acceptées
 - Etude approfondie nécessaire sur l'encombrement, l'indice de vide et la portance du sol
- Cas particulier de l'infiltration
- Risque de pollution accidentelle de la nappe si celle-ci est trop proche du fond de l'ouvrage

➤ *Schéma de principe*

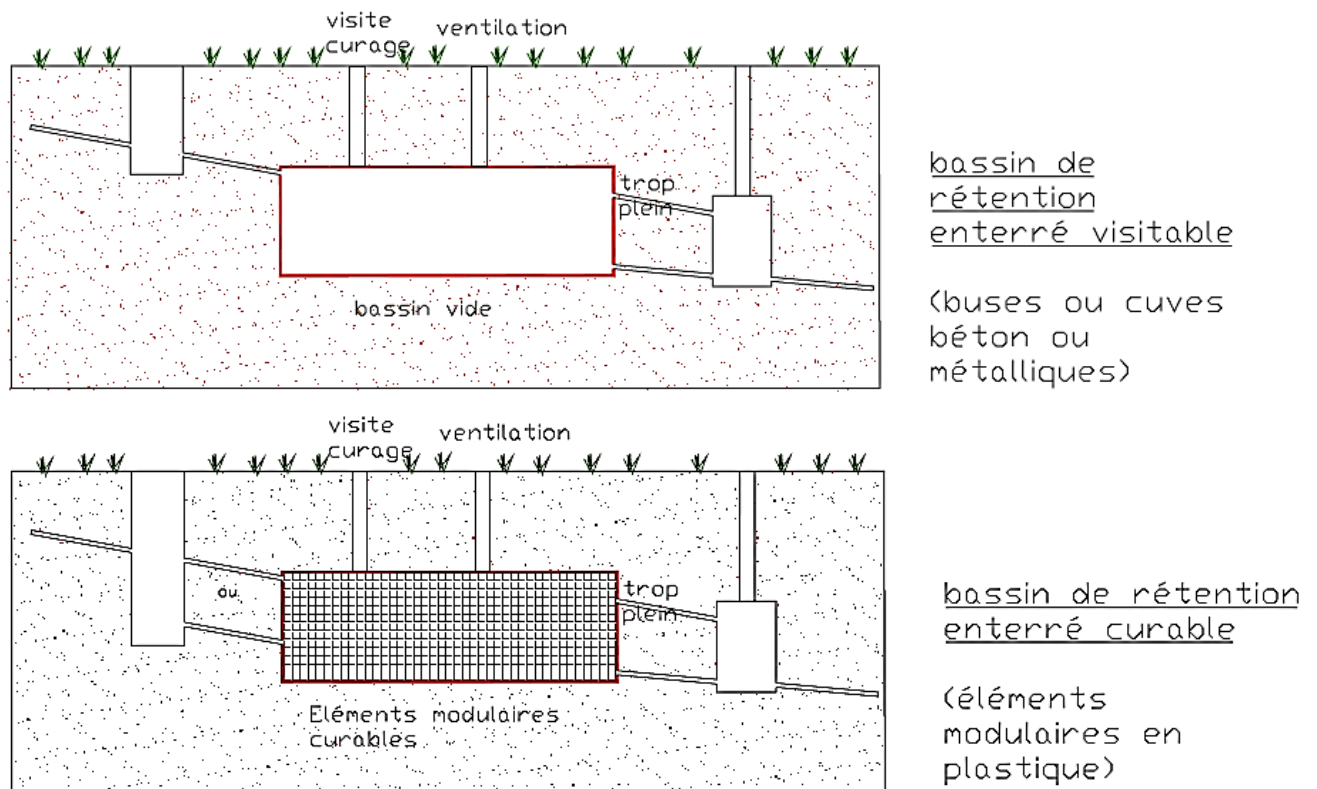


Figure 45 : Schéma de positionnement des bassins de rétention enterrés



Figure 46 : A droite, un bassin de rétention enterré d'un immeuble d'un volume de 60 m³, à gauche un bassin enterré d'une villa de 25 m³.

Ces ouvrages, dont les coûts de réalisation sont élevés, ne devraient être destinés qu'à des structures de capacités importantes réalisées dans un espace urbain dense. Cependant, leur conception technique est relativement simple. Ainsi, les aménageurs ont tendance à les privilégier même pour des maisons individuelles alors que les volumes de stockage sont faibles. Le coût de stockage au mètre cube est alors très élevé.

5.2. Bassins de rétention à ciel ouvert

Les bassins de rétention des eaux pluviales à ciel ouvert, réalisés dans le cadre de mesures préventives, sont le plus souvent des ouvrages à sec. Leur fréquence de remplissage relativement faible suppose que les aménageurs fassent des efforts importants pour améliorer leur intégration et valoriser l'espace qu'ils occupent.



Figure 47 : Bassin à ciel ouvert en partie rempli après une averse

Avantages :

- Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.
- Conservation d'espaces verts en zone urbaine.
- une bonne intégration paysagère.
- Entretien simple
- Sensibilisation du public par visualisation directe du problème du traitement des eaux pluviales.

Inconvénients :

- Importante emprise foncière la plupart du temps.
- Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux,...) par défaut de réalisation ou manque d'entretien.

Les coûts de ces ouvrages sont relativement faibles et leur entretien ne demande pas de compétences spécifiques. Certaines mesures de près-traitement peuvent cependant être réalisées afin de limiter la présence d'hydrocarbures. La figure 29 présente un bassin à ciel ouvert équipé d'un séparateur d'hydrocarbures pour les eaux pluviales provenant de la voirie. Les contraintes géologiques (perméabilité des sols) et la présence ou l'absence de nappes phréatiques définissent le type de couverture de sol formant le fond du bassin. Certaines formules peuvent être adoptées :

- Si le sol est imperméable et si la nappe n'est pas vulnérable, les conditions permettent la réalisation d'un bassin en eau (si le niveau peut être maintenu par des apports réguliers) ;
- Si les eaux d'apport sont fortement polluées, le bassin sera revêtu ;
- Si les eaux pluviales ruissellent sur des surfaces industrielles, commerciales ou de stationnement, le bassin à sec sera pourvu d'un système de traitement des eaux ;
- Si le bassin n'est pas souvent sollicité, l'espace mobilisé pourra avoir une ou plusieurs autres fonctions (jardin, terrain de sports, etc.).

5.3. Bassins intégrés pluri-fonctionnels

Les bassins intégrés pluri-fonctionnels sont destinés à être intégrés parfaitement dans le tissu urbain. L'espace couvert par l'ouvrage de stockage est consacré, par temps sec, à des activités de loisirs. Ces ouvrages bénéficient en général d'un entretien régulier. En effet, les dysfonctionnements engendrent rapidement des nuisances pour l'entourage et empêchent la pratique de l'activité qu'ils proposent au public. Ces ouvrages sont le plus souvent le résultat d'aménagements réalisés par les collectivités.



Figure 48 : Bassin de rétention aménagé et pratique du sport en milieu urbain dense, centre-ville, avenue Foch, ville Antibes-Juan-les-Pins, France.

5.4. Stockage en toiture-terrasse

L'aménagement des toits des bâtiments permet de maîtriser le ruissellement le plus en amont possible. Le principe consiste à retenir les eaux de pluie avec un parapet (acrotère), en pourtour de la toiture, élevé sur une hauteur donnée, puis de les redistribuer avec un ou plusieurs orifices calibrés en fonction du débit de régulation voulue.

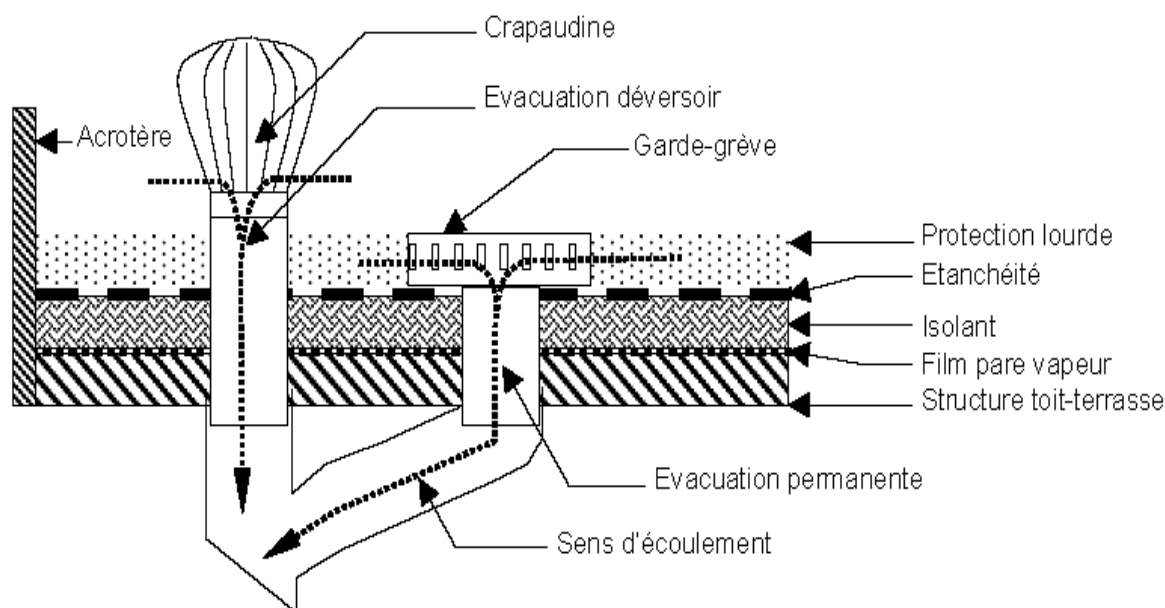


Figure 49 : Exemple de dispositif d'évacuation des eaux en toiture-terrasse.

❖ Principe de fonctionnement

Stocker provisoirement les eaux de pluie et les restituer au réseau en assurant un débit régulier grâce à un dispositif de vidange.

Avantages :

- réduction du débit de pointe
- réduction du réseau en aval
- bonne intégration dans le tissu urbain
- conception simple
- pas d'emprise foncière et peu d'espace nécessaire

Inconvénients :

- Entretien régulier
- A utiliser avec précautions sur une toiture existante (vérification de la stabilité et de l'étanchéité)
- Difficile à mettre en place sur toiture en pente ($> 2\%$)
- Léger surcoût dans certains cas
- Réalisation soignée par entreprises spécialisées (étanchéité)
- Possibilité de problèmes liés au gel
- Risque de pollution des eaux dans le cas d'un toit jardin à cause des produits chimiques utilisés

Ces dispositifs d'évacuation peuvent se situer au centre du toit ou bien à sa périphérie. Le revêtement imperméable de la toiture peut être recouvert de gravillons afin de le protéger.

En cas de dysfonctionnement, la stagnation des eaux entraîne rapidement des nuisances comme la prolifération d'insectes et d'odeurs. Ces ouvrages nécessitent une conception particulièrement rigoureuse.

5.5 Noues

Les noues sont des ouvrages de stockage quelque peu particuliers car ils sont souvent situés en amont d'autres ouvrages de régulation. Le stockage et l'écoulement de l'eau se font en surface, à l'air libre. La force de ces ouvrages réside dans le fait qu'ils sont souvent parfaitement intégrés à la végétation urbaine.

Lorsque les rejets sont limités en sortie de l'ouvrage, il est possible de coupler ces ouvrages avec des techniques d'infiltration.



Figure 50 : Exemples d'aménagement de noues engazonnées et paysagères

❖ Principe de fonctionnement

- Introduction des eaux pluviales : généralement direct par ruissellement ou acheminement par une conduite ;
- Stockage des eaux recueillies à l'air libre ;
- Evacuation des eaux stockées par infiltration dans le sol, et au besoin par un réseau canalisé, à un débit régulé.

Avantages :

- Contribuent à une meilleure délimitation de l'espace
- Bon comportement épuratoire
- Bonne intégration dans le site
- Utilisation éventuelle en espaces de jeux et de loisirs, de cheminement piéton par temps sec
- Solution peu coûteuse (gain financier à l'aval car diminution des réseaux à l'aval)

Inconvénients :

- Entretien et nettoyage régulier
- Colmatage possible des ouvrages.
- Emprise foncière importante dans certains cas
- Risque de pollution accidentelle de la nappe si celle-ci est trop proche du fond de l'ouvrage

Cependant, l'espace mobilisé par ces ouvrages est important. Les noues sont ainsi difficiles à mettre en œuvre en milieu urbain dense. Ces ouvrages requièrent un minimum d'espace (tout du moins en largeur) et une pente suffisante pour l'écoulement des eaux (dans le cas de faible pente, une cunette en béton peut être réalisée au fond de l'ouvrage pour faciliter les écoulements). Lorsque les pentes sont fortes, ces ouvrages peuvent être réalisés en escalier.

Les eaux arrivant à ces ouvrages ne doivent pas être polluées par des eaux usées. Ainsi, les noues ne peuvent traiter que des eaux pluviales de ruissellement issues des toitures, parkings ou chaussées.

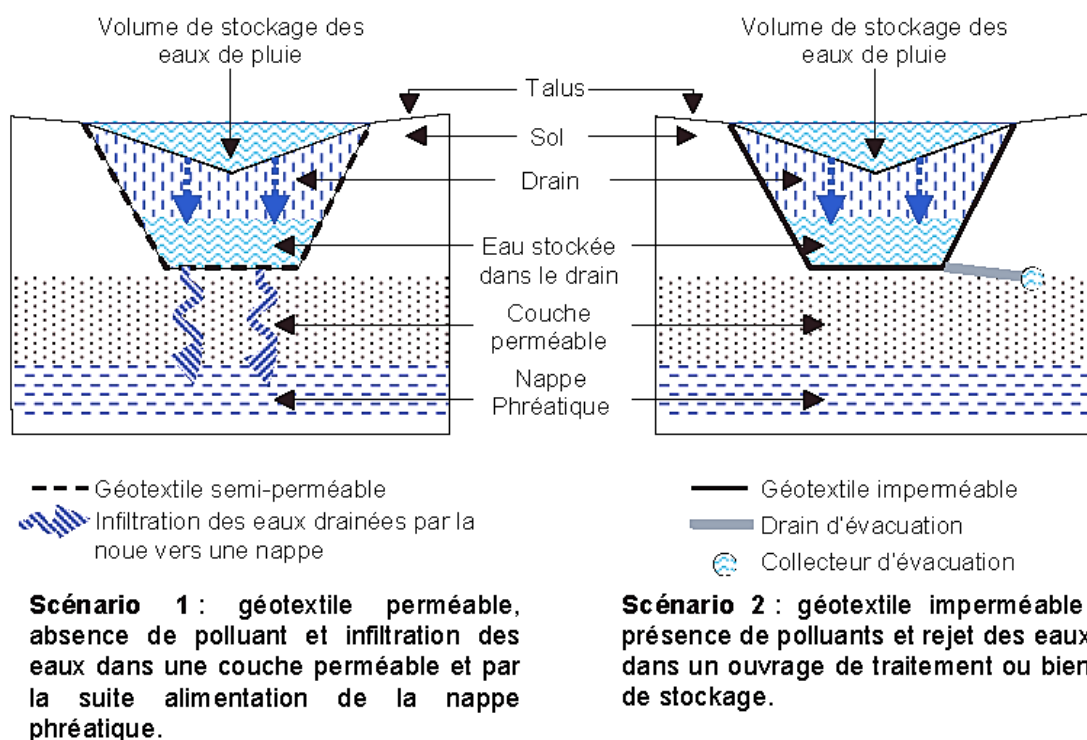


Figure 51 : Schéma de fonctionnement d'une noue avec un massif drainant.

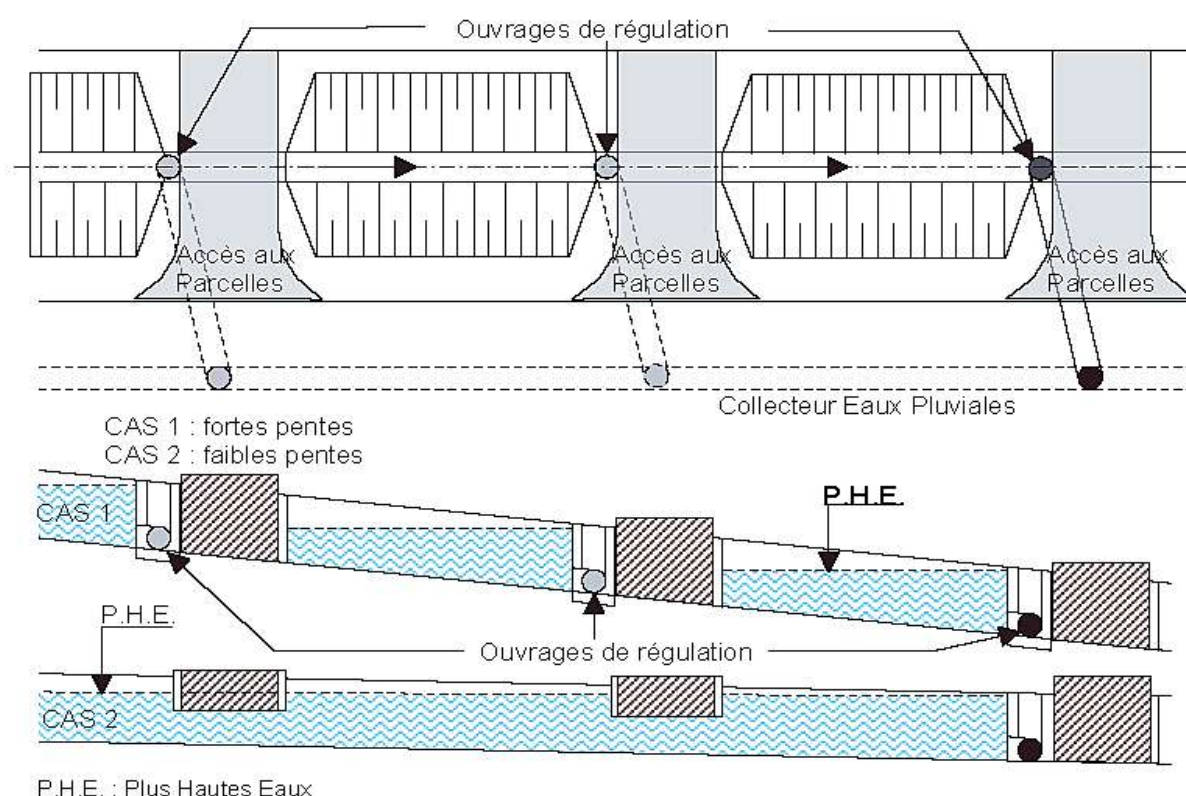


Figure 52 : Schéma du principe de stockage des eaux pluviales avec des noues, cas d'application avec des pentes faibles et fortes.

6. DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE : OUVRAGES DE RETENTION ET D'INFILTRATION

Cette méthode permet une première approche pour déterminer le volume d'eau pluviale qui doit être stockée dans un ouvrage. Elle s'applique au dimensionnement des fosses, noues, puits d'infiltration, tranchées et structures réservoirs. La méthode utilisée est « **la méthode des pluies** »

La « méthode de calcul du volume des ouvrages de rétention ou d'infiltration » présente des limites d'utilisation :

- elle ne peut être utilisée que pour des projets d'aménagements de maisons individuelles et inférieurs à 1 ha ;
- elle ne prend en compte que les eaux de pluies qui tombent sur la parcelle ;
- elle ne prend pas en compte les eaux de ruissellements qui proviennent de l'extérieur de la parcelle ;
- elle ne peut être utilisée que pour des surfaces urbaines ;
- le débit de fuite de l'ouvrage de stockage est constant.

6.1 Détermination du débit de fuite

En fonction de la qualité des eaux, de la perméabilité du sol, du risque de pollution et de la sensibilité du milieu et de ses usages, il est possible :

- ✓ Soit d'infiltrer les eaux pluviales à la parcelle, le débit de fuite correspond alors à la capacité du sol à infiltrer les eaux.
- ✓ Soit de les rejeter, dans un cours d'eau ou au réseau d'assainissement collectif, à débit régulé (si l'infiltration est impossible ou non appropriée).

6.2 Infiltration

Pour que l'eau puisse s'infiltrer, la perméabilité du sol (K en m/s) doit être comprise entre 10^{-5} et 10^{-2} m/s.

Avec une perméabilité plus faible que 10^{-5} m/s l'infiltration de l'eau est difficile voire impossible. Pour déterminer la perméabilité du sol, se reporter au tableau ci-dessous. Pour vérifier l'infiltration à la parcelle, il est recommandé de réaliser un essai de perméabilité (type test de Porchet).

Tableau 20 : Ordres de grandeur de la conductivité hydraulique dans différents sols

K (m/s)	10^{-1} 10^{-2} 10^{-3}	10^{-4} 10^{-5}	10^{-6} 10^{-7} 10^{-8}	10^{-9} 10^{-10} 10^{-11}
Types de sols	Gravier sans sable ni éléments fins	Sable avec gravier, sable grossier à sable fin	Sable très fin Limon grossier à limon argileux	Argile limoneuse à argile homogène
Possibilités d'infiltration	Excellentes	Bonnes	Moyennes à faibles	Faibles à nulles

Dans le cas d'une perméabilité plus forte que 10^{-2} m/s des dispositifs de prétraitement ou filtres doivent être mis en place pour éviter le lessivage des sols. Dans ce cas, les puits d'infiltration sont strictement interdits.

Pour déterminer le débit de fuite, il faut établir une surface pour l'ouvrage d'infiltration. Celle-ci peut ensuite être affinée en fonction des dimensions finales de l'ouvrage.

6.3 Surface d'infiltration des bassins de rétention/infiltration

On prend en compte uniquement le fond horizontal.

Les talus ne sont pas considérés dans le calcul de dimensionnement initial (surface supplémentaire de sécurité qui sera nécessaire après quelques années de fonctionnement et de colmatage).

Débit de fuite : $Q_f = S_{\text{inf (fond du bassin)}} \times K$

Avec : K, perméabilité du sol (en m/s).

6.4 Surface d'infiltration des noues et fossés

Elle correspond à la surface au miroir (projection horizontale de l'ouvrage).

Débit de fuite : $Q_f = \text{Largeur} \times \text{Longueur} \times K$

6.5 Surface d'infiltration des tranchées et puits d'infiltration

On prend en compte uniquement la moitié des parois verticales (on ne considère pas le fond de ces ouvrages qui se colmate rapidement).

Débit de fuite : $Q_f = 1/2 \times S_{\text{parois verticales}} \times K$

6.6 Calcul du volume d'eau à stocker pour un rejet à débit limité ou avec infiltration :

Pour déterminer le volume d'eau à stocker avant rejet, il faut connaître le coefficient d'apport (Ca, coefficient qui mesure le rendement global de la précipitation) ainsi que la surface active de ruissellement (Sa) qui sera raccordée à l'ouvrage de stockage.

6.7 Détermination du coefficient de ruissellement (Cr) et du coefficient d'apport (Ca)

Le coefficient de ruissellement change en fonction du type de sol. Celui-ci est déterminable à l'aide du tableau ci-dessous (issu du « Guide technique de l'assainissement » éditée par Le Moniteur).

Tableau 21 : valeurs de coefficient de ruissellement en fonction du type de sol

	Nature de la surface	Coefficient de ruissellement (Cr)
Imperméable	Pavage, chaussée revêtue, piste ciment	Entre 0.7 et 0.95
	Toiture et terrasse	Entre 0.7 et 0.95
	Sol imperméable avec végétation	
	Pente < 2%	Entre 0.13 et 0.18
	2% < pente < 7%	Entre 0.13 et 0.18
	Pente > 7%	Entre 0.13 et 0.18
Perméable	Sol perméable avec végétation	
	Pente < 2%	Entre 0.05 et 0.10
	2% < pente < 7%	Entre 0.10 et 0.15
	Pente > 7%	Entre 0.15 et 0.20
	Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
Imperméable	Industriel	Entre 0.5 et 0.8

6.8 Valeurs des coefficients de ruissellement en fonction de la nature de la surface et du type d'occupation du sol

Le coefficient d'apport (C_a) mesure le rendement global de la pluie (fraction de la pluie qui parvient réellement à l'exutoire du bassin-versant considéré). On peut déterminer le coefficient d'apport global à partir de coefficients de ruissellement (C_{ri}) de surfaces homogènes (S_i) :

$$C_{a\text{ global}} = \frac{\sum C_{ri\text{ imper}} * S_{i\text{ imper}} + \sum C_{ri\text{ non imper}} * S_{i\text{ non imper}}}{S_{\text{totale}}}$$

$$S_{\text{totale}} = \sum (S_{i\text{ imper}} + S_{i\text{ non imper}})$$

6.9 Détermination de la surface active (S_a)

La surface active est la surface participant au ruissellement.

$$S_a = C_{a\text{ global}} \times S$$

Avec :

S_a : la surface active de ruissellement (en m^2).

$C_{a\text{ global}}$: le coefficient d'apport (sans unité).

S : la surface totale du projet (en m^2).

Conclusion

Les techniques alternatives permettent de répondre soit curativement, soit préventivement aux risques d'inondation. Les mesures curatives interviennent généralement après une phase importante d'urbanisation et viennent compenser les défaillances répétées des réseaux responsables d'inondations.

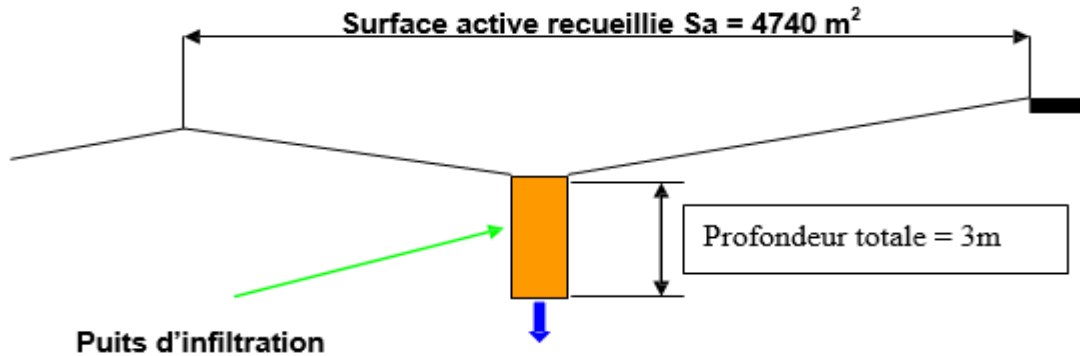
Les mesures préventives ont une mission différente puisque leur objectif est de maintenir en l'état les conditions hydrologiques qui définissent les processus de ruissellement. Ces mesures accompagnent donc l'extension spatiale des zones urbaines et évitent le surdimensionnement des réseaux en aval des zones nouvellement construites. Les techniques alternatives se caractérisent par leur capacité d'adaptation aux sites. Les options qui s'offrent aux aménageurs sont multiples, mais chaque type d'ouvrage possède ses limites.

ETUDE DE CAS

Dimensionnement des ouvrages de rétention et d'infiltration
des eaux pluviales

ENONCÉ

1. ETUDE DE CAS : Dimensionnement d'un puits d'infiltration



Il est demandé, en fonction de la profondeur (connue) du puits de déterminer le rayon (R) du puits en utilisant la méthode des pluies.

Pour trouver le diamètre, on s'appuie sur les données de hauteurs de pluies pour différentes durées d'observation et pour une période de retour de 10 ans.

Données d'entrée :

- Profondeur totale = 3 m,
- Hauteur perméable = 2 m,
- Surface active recueillie $Sa = 4740 \text{ m}^2$
- Capacité d'absorption du sol en place $3,3 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$
- Mise en place de 8 puits creux (porosité $n = 1$).

Tableau 1 : Données pluviométriques observations de 1970 - 2012

Période de retour	domaines de validité des coefficients de Montana			
	D1 : $6 < T < 30$		D2 : $15 < T < 360$	
	a	b	a	b
10 ans	340.14	0.600	685.02	0.819

Dans un premier temps, il s'agit de calculer le volume nécessaire V_n qui correspond à la différence maximale entre le volume entrant ($V_{entrant}$) et le volume sorti (V_{sorti}) et de résoudre l'équation de R (rayon du puits) afin de connaître le diamètre optimum du puits à réaliser.

❖ Formules utilisées

- Pour connaître la hauteur de pluie en fonction d'une durée :

$$H = \frac{1}{60} * a * t^{1-b}$$

- Pour connaître le volume entrant en fonction d'une durée de pluie :

$$V_{entrant} = H * Sa$$

- Pour connaître le volume sortant en fonction d'une durée de pluie :

$$V_{sorti} = \pi * 2R * \frac{3}{4} Hp * q_{as} as * t$$

- Pour connaître le volume nécessaire de stockage :

$$V_n = \frac{\max(V_{entré}(t) - V_{sorti}(t))}{n}$$

- Pour connaître le volume géométrique :

$$V_g = \pi * R^2 * H$$

- Pour connaître le rayon du puits, il faut équilibrer :

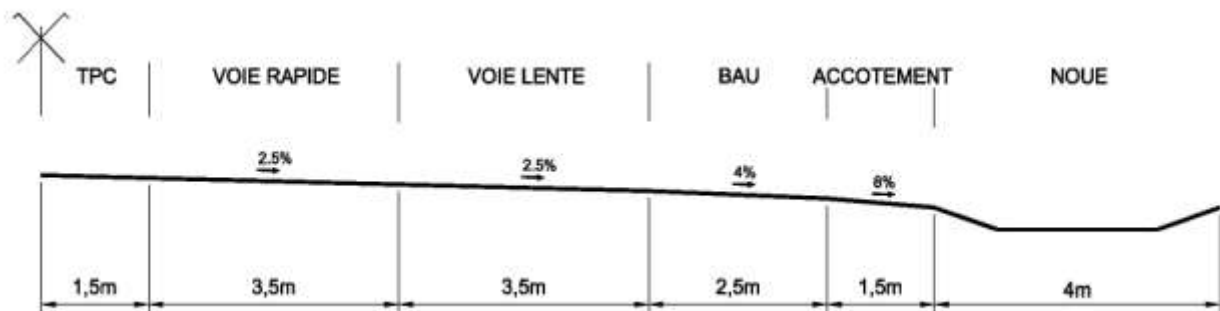
$$V_g \cong V_n$$

2. ETUDE DE CAS : Calcul de dimensionnement hydraulique d'une noue

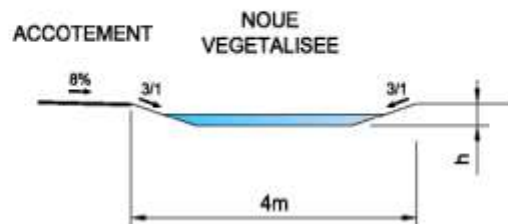
On cherche à mettre en place des noues d'infiltration pour recueillir les eaux pluviales d'une plate-forme routière. Les noues sont implantées de part et d'autre de la route.

Les caractéristiques du projet sont les suivantes :

- La route fait 1000 m de longueur, elle est en palier (pente longitudinale nulle).
- C'est une 2x2 voies avec des voies circulées de 3,5 m de large, un TPC (tube pour canalisations) de 3 m et deux BAU (bande d'arrêt d'urgence) de 2,5 m de large,
- 2 accotements enherbés de 1,5 m de large chacun,



détail de la noue



Le débit de fuite vers l'exutoire est fixé par la capacité d'infiltration du sol, dont la **perméabilité** a été évaluée à **$K = 10^{-6}$ m/s**. On adoptera un **coefficient d'apport de 0,95** pour les surfaces imperméables, **0,7 pour les accotements** et de **1 pour les surfaces de noues** pour le calcul de la surface active du projet S_a .

Au niveau de la pluviométrie, la période de retour choisie est de 20 ans, les paramètres de Montana sont les suivants :

Coefficients de Montana, T = 20 ans

Intervalle de validité	a	b
15 min à 6h	11.722	0.791
6h à 24h	11.785	0.794

Avec $i = a \cdot t^{-b}$

i intensité de pluie en mm/min

t durée de pluie en minutes

1 - Calculer le volume d'eaux pluviales à stocker selon la méthode des pluies et définir les caractéristiques des noues à mettre en place (profondeur des noues).

2 – La chaussée présente une pente longitudinale de 0,5%. La mise en place de cloisonnements tous les 20 m est envisagée, en réalisant une noue de hauteur constante au moins égale à 10 cm. Les cloisonnements envisagés permettent-ils d'assurer la gestion des eaux pluviales de la route ?

3 – Calculer la profondeur des noues à prévoir.

3. ETUDE DE CAS : Calcul hydraulique d'une chaussée réservoir

On cherche à mettre en place une chaussée réservoir sous une voie desservant des habitations. Les eaux de toitures sont reprises dans la chaussée réservoir.

Les caractéristiques du projet sont les suivantes :

- Voirie de 7 m de large avec deux trottoirs de 1,5 m de large,
- Longueur de voirie de 100 m avec une pente longitudinale de 0,5 %,
- 16 parcelles desservies, de dimensions 12,5 m par 40 m avec un coefficient d'occupation du sol maximum de 30 %.

Le débit de fuite vers l'exutoire est fixé à 2 l/s/ha.

Au niveau de la pluviométrie, la période de retour choisie est de 10 ans, les paramètres de Montana sont les suivants :

Coefficients de Montana, T = 10 ans

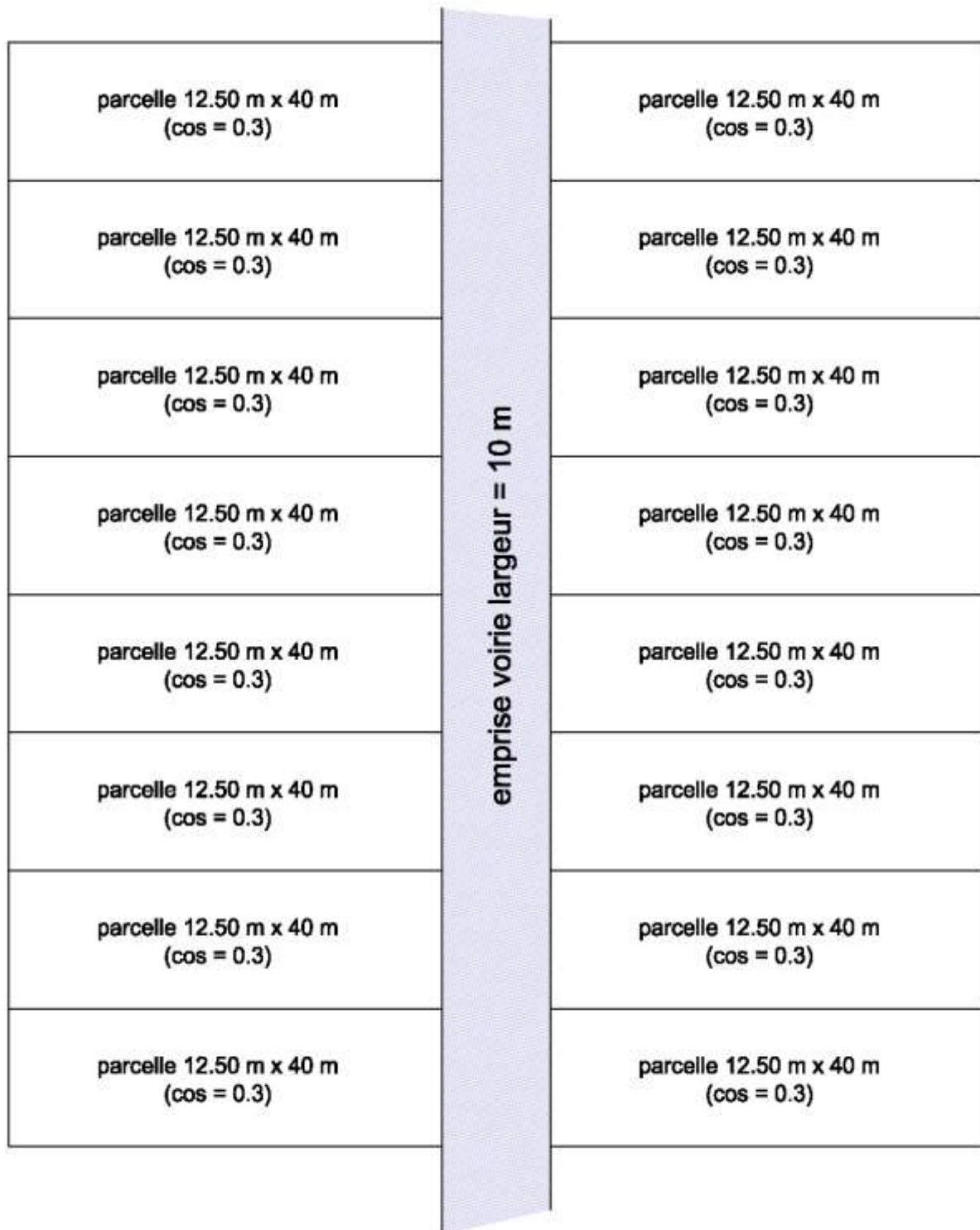
Intervalle de validité	a	b
15 min à 6h	9.773	0.781
6h à 24h	9.998	0.787

Avec $i = a \cdot t^{-b}$

i intensité de pluie en mm/min

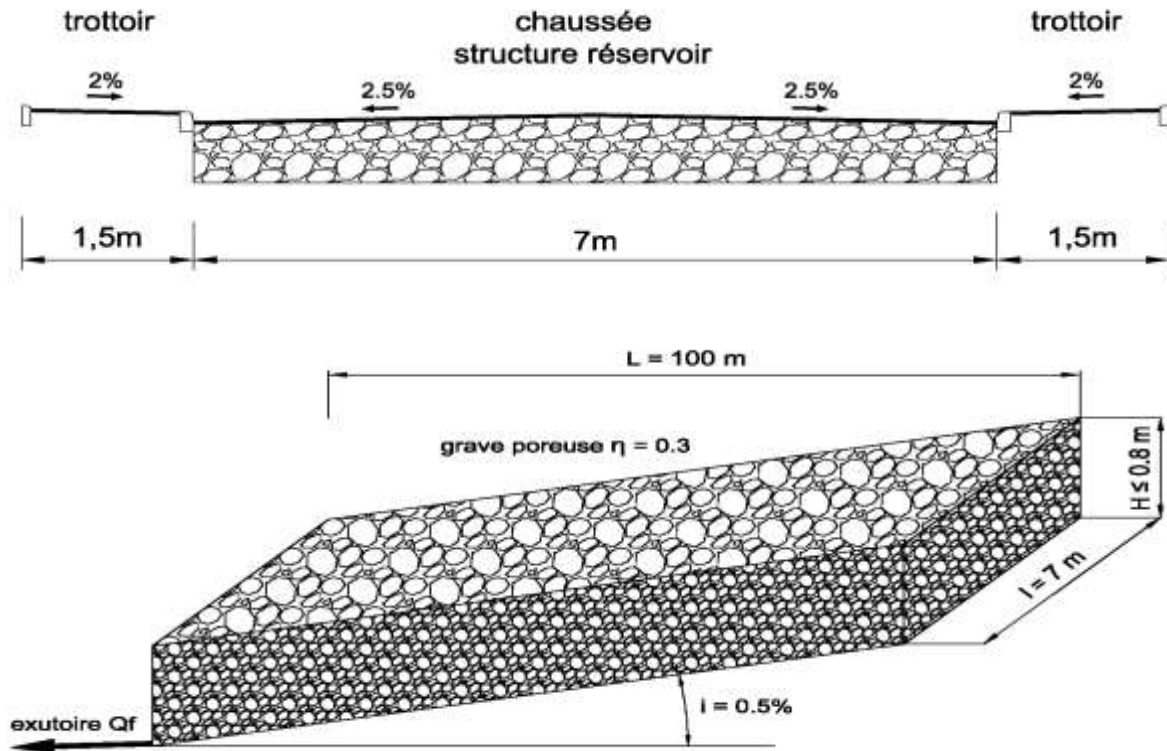
t durée de pluie en minutes

Les sols sur la zone d'études sont limoneux voire argileux. Des sondages ont permis d'évaluer le coefficient de perméabilité du sol K à 10^{-7} m/s. La voirie se situe sur une zone non sensible vis-à-vis des eaux souterraines.



La structure réservoir prévue se situe sous la chaussée (trottoirs non compris), elle est constituée d'une grave poreuse à porosité utile de 30 %. L'épaisseur de la structure maximale a été fixée à 0,80 m.

On adoptera un coefficient d'apport de 0,9 pour les surfaces imperméables et de 0.3 pour les surfaces vertes pour le calcul de la surface active du projet S_a .



On adoptera un coefficient d'apport de 0.9 pour les surfaces imperméables et de 0.3 pour les surfaces vertes pour le calcul de la surface active du projet S_a .

Le temps de remplissage de la structure réservoir est donné par la formule :

$$t = \left(\frac{60000 * Q_f}{S_a * a * (1 - b)} \right)^{\frac{-1}{b}}$$

Avec :

t en minutes

Q_f en m^3/s

S_a en m^2

Le volume de stockage résultant est égal à :

$$V = S_a * \frac{a * t^{1-b}}{1000} - 60 * Q_f * t$$

On rappelle la formule

$$Q_f = 0.6 * \pi * \frac{\phi^2}{4} * \sqrt{2 * g * H} \text{ pour le calcul des orifices calibrés}$$

Avec :

Q_f : le débit de fuite en m^3/s

ϕ : le diamètre de l'orifice de fuite en m

g : l'accélération de la pesanteur, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

H : la hauteur de charge d'eau au niveau de l'orifice en m

Il est demandé de dimensionner la structure réservoir à prévoir sous la chaussée (épaisseur de matériau poreux, cloisons éventuelles, orifices calibrés pour débit de fuite...)

4. ETUDE DE CAS : Dimensionnement d'un bassin de rétention

La surface totale de l'emprise reprise par le bassin de retenue est égale à 6 hectares. Son coefficient de ruissellement pondéré s'élève à 0.8.

Notre exutoire ne peut recevoir qu'un faible apport supplémentaire, il nous faut donc prévoir la réalisation d'un bassin de retenue calculé sur la base d'un débit de fuite de 2 l/s/ha (bassin d'orage).

A) Il est demandé de dimensionner le bassin par la méthode des pluies.

1- de manière graphique en utilisant directement la courbe enveloppe pour une période de retour de 10 ans (Figure ci-après).

Il est rappelé l'équation de la droite de la hauteur de pluie évacuée en fonction du temps :

$$H = \frac{360 * Q_f * t}{S * Ca}$$

H en mm, Q_f en m³/s, S en ha et t en h.

D'où : $V_u \text{ (m}^3\text{)} = 10 \times \Delta H \text{ (mm)} \times S_a \text{ (ha)}$

2 – de manière analytique en utilisant les paramètres de Montana pour une période de retour 10 ans ci-après :

Tableau 2 : Données pluviométriques observations de 1965 - 2011

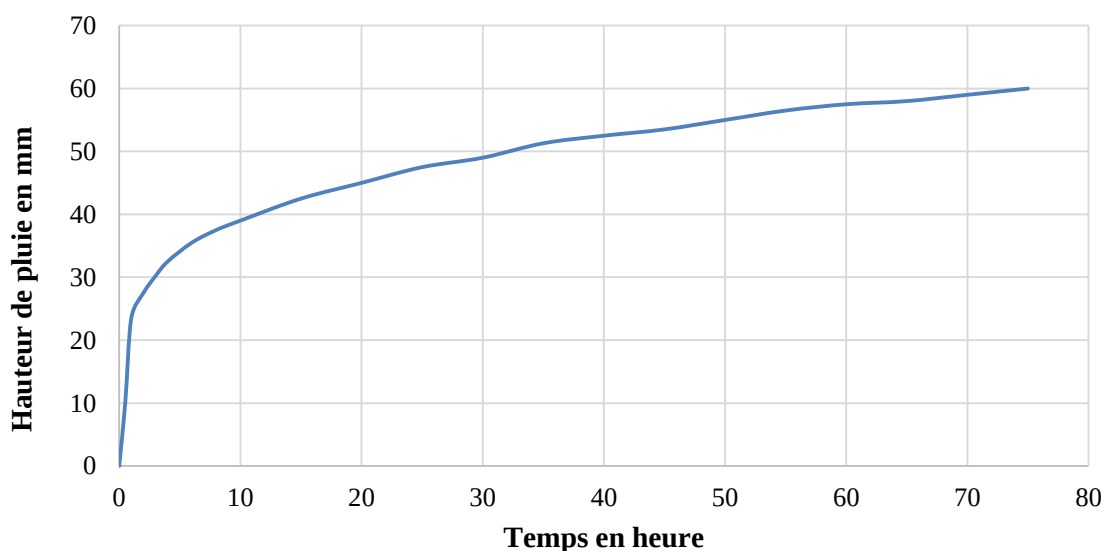
Période de retour	domaines de validité des coefficients de Montana					
	D1 : 6<T<30		D2 : 15<T<360		D3 : 360<T<1440	
	a	b	a	b	a	b
10 ans	4.73	0.547	9.773	0.781	9.998	0.787

B) Déterminer le volume réel nécessaire.

La régulation des débits du bassin va être effectuée par un orifice calibré. Calculer la majoration du volume nécessaire (le débit de fuite n'est plus constant).

C) Calculer le diamètre de l'orifice de sortie (ajutage circulaire).

Une hauteur de marnage maximale de 1 m est retenue pour le bassin.



ETUDE DE CAS

Dimensionnement des ouvrages de rétention et d'infiltration
des eaux pluviales

DETAIL DU CORRIGE

1. ETUDE DE CAS : Dimensionnement d'un puits d'infiltration (corrigé)

1 – Calcul des hauteurs statistiques de pluie en fonction de durées d'observation

Les durées de pluie D retenue de manière arbitraire sont : 10 min, 20min, 30 min, 60min, 120 min, 180 min, 240 min, 300 min, 360 min,

Les hauteurs de pluies en mm (H) sont obtenues par l'utilisation de la formule de Montana :

Nota : pour les durées de 10 et 20 minutes utilisation de $a = 340,14$ et $b = 0.600$ pour les durées de 30 à 3600 minutes utilisation de $a = 685,02$ et $b = 0.819$

En exemple pour $D = 10$ min, $H = \frac{1}{60} * 340.14 * 10^{1-0.6} = 14.2$ mm

Ce qui donne les valeurs indiquées dans le tableau ci-après :

Durée de la pluie D en minute	Hauteur de la pluie décennale H en mm
10	14.2
20	18.8
30	21.1
60	24
120	27.2
180	29.2
240	30.8
300	32.1
360	33.1

2 – Calcul des hauteurs statistiques de pluie et des volumes entrant en fonction de durées d'observation

Les volumes entrant ($V_{entrant}$) sont obtenus par l'utilisation de la formule :

$$V_{entrant} = H * Sa$$

Pour notre cas, chaque puits recueille une surface active (Sa) de $4740 \text{ m}^2 / 8$ soit $592,5 \text{ m}^2$

En exemple pour $D = 10$ min

$$V_{entrant} = 14.2 * 10^{-3} * 592.5 = 8.41 \text{ m}^3$$

Ce qui donne les valeurs suivantes :

Durée de la pluie D en minute	Hauteur de la pluie décennale H en mm	Volume entrant $V_{entrant}$ en m^3
10	14.2	8.41
20	18.8	11.1
30	21.1	12.5
60	24	14.2
120	27.2	16.1
180	29.2	17.3
240	30.8	18.2
300	32.1	19
360	33.1	19.6

3 – Calcul du volume sortant

Les volumes entrant (V_{sorti}) sont obtenus par l'utilisation de la formule :

$$V_{\text{Sorti}} = \pi * 2R * \frac{3}{4} Hp * q_{as} as * t$$

On suppose que seule les $\frac{3}{4}$ de la hauteur perméable participe à la vidange.

Avec : la hauteur perméable $Hp = 2$ m, la capacité d'absorption $q_{as} = 3.3 * 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$,

$$V_{\text{Sorti}} = \pi * 2R * \frac{3}{4} * 2 * 3.3 * 10^{-5} * t$$

$$\text{D'où } V_{\text{sorti}} = 3.110 * 10^{-4} * R * t$$

Durée de la pluie D en minute	Hauteur de la pluie décennale H en mm	Volume entrant V_{entrant} en m^3	Volume sortant V_{sorti} en m^3
10	14.2	8.41	0.186R
20	18.8	11.1	0.373R
30	21.1	12.5	0.560R
60	24	14.2	1.120R
120	27.2	16.1	2.240R
180	29.2	17.3	3.360R
240	30.8	18.2	4.480R
300	32.1	19	5.600R
360	33.1	19.6	6.720R

4- Calcul du volume nécessaire :

Le puits étant creux, la porosité est donc égale à 1, d'où :

$$V_n = \max(V_{\text{entrée}}(t) - V_{\text{sorti}}(t))$$

En exemple pour $D = 10$ min,

$$V_n = 8,41 - 0,186R$$

Durée de la pluie D en minute	Volume entrant V_{entrant} en m^3	Volume sortant V_{sorti} en m^3	Volume nécessaire V_n en m^3
10	8.41	0.186R	8.41-0.186R
20	11.1	0.373R	11.1-0.373R
30	12.5	0.560R	12.5-0.560R
60	14.2	1.120R	14.2-1.120R
120	16.1	2.240R	16.1-2.240R
180	17.3	3.360R	17.3-3.360R
240	18.2	4.480R	18.2-4.480R
300	19	5.600R	19-5.600R
360	19.6	6.720R	19.6-6.720R

5- Calcul du volume géométrique de stockage :

Pour notre cas $H = 3\text{m}$ soit :

$$V_g = 9.425 \cdot R^2$$

Pour connaître le R , il faut résoudre $V_n = V_g$ (équation du second degré)

Pour exemple pour une durée de 10 min, il vient :

$$9.425 \cdot R^2 + 0.186 \cdot R - 8.41 = 0$$

La résolution de l'équation donne :

$$R = \frac{-0.186 \pm \sqrt{0.186^2 - 4 \cdot 9.425 \cdot (-8.41)}}{2 \cdot 9.425} = 0.93\text{m}$$

Durée de la pluie D en minute	Hauteur de la pluie décennale H en mm	Rayon R du puits en m
10	14.2	0.93
20	18.8	1.07
30	21.1	1.12
60	24	1.17
120	27.2	1.19
180	29.2	1.19
240	30.8	1.17
300	32.1	1.15
360	33.1	1.13

Ainsi, le puits devra avoir un rayon R de **1.19 m** arrondi à **1.20 m** pour une profondeur de **3 m**.

2. ETUDE DE CAS : Calcul de dimensionnement hydraulique d'une noue (corrigé)

1 – Chaussée à pente longitudinale nulle

Calcul de la surface active du projet :

$$S_a = 0.95 \cdot S_{\text{imp}} + 0.7 \cdot S_{\text{ACC}} + 1 \cdot S_{\text{noue}} = (0.95 \cdot (1.5 + 3.5 \cdot 2 + 2.5) + 0.7 \cdot 1.5 + 1 \cdot 4) \cdot 1000 \cdot 2 = 31000 \text{ m}^2$$

Débit de fuite des noues (débit d'infiltration) :

$$S_{\text{noues}} = 4 \cdot 1000 \cdot 2 = 8000 \text{ m}^2$$

$$Q_{\text{infiltration}} = K \cdot S_{\text{infiltration}} = 10^{-6} \cdot 8000 = 8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \text{ soit } 8 \text{ l/s}$$

$$Q_f = 8 \text{ l/s}$$

Calcul du volume d'eaux pluviales à stocker :

Dans un premier temps, on choisit le premier jeu de coefficients de Montana pour appliquer la formule du temps de remplissage :

$$t = \left(\frac{60000 * Q_f}{S_a * a * (1-b)} \right)^{\frac{-1}{b}} = \left(\frac{60000 * 0.008}{31000 * 11.722 * (1-0.791)} \right)^{\frac{-1}{0.791}} = 603 \text{ min}$$

Le temps obtenu de remplissage n'est pas dans l'intervalle de validité des coefficients de Montana utilisés ($t < 360 \text{ min}$), le calcul est donc à reprendre avec le deuxième jeu de coefficients de Montana ($360 < t < 1440 \text{ min}$).

$$t = \left(\frac{60000 * Q_f}{S_a * a * (1-b)} \right)^{\frac{-1}{b}} = \left(\frac{60000 * 0.008}{31000 * 11.785 * (1-0.794)} \right)^{\frac{-1}{0.794}} = 582 \text{ min}$$

Le temps obtenu de remplissage est bien dans l'intervalle de validité des coefficients de Montana utilisés ($360 < t < 1440 \text{ min}$), le calcul est donc valide.

$$V = S_a * \frac{a * t^{1-b}}{1000} - 60 * Q_f * t = 31000 * \frac{11.785 * 582^{1-0.794}}{1000} - 60 * 0.008 * 582 = 1077 \text{ m}^3$$

Le volume d'eaux pluviales à stocker est de 1077 m³ pour la pluie de retour vicennale.

Calcul des caractéristiques géométriques des noues :

Vérifions d'abord que la largeur des noues de 4 m est bien compatible avec le volume d'eau à stocker.

Dans le cas le plus défavorable, les noues ont une section triangulaire avec des parois pentées à 3/1 soit une profondeur au centre de $2/3 = 0,66 \text{ m}$.

$$V_{\text{noues max}} = 1000 * \frac{4 * 0.66}{2} * 2 = 2640 \text{ m}^3 > 1077 \text{ m}^3$$

La profondeur de la noue à adopter peut être obtenue par itération (en faisant varier la profondeur des noues de 5 en 5 cm) ou en résolvant directement l'équation du second degré selon la hauteur de la noue h (la section en travers de la noue est trapézoïdale) :

$$V_{\text{noues max}} = 1000 * \frac{4 + (4 - 2 * 3 * h)}{2} * h * 2 = 1077 \text{ m}^3 \quad (\text{Valable pour } 0 < h < 0.66 \text{ m})$$

Il vient $h = 0.152 \text{ m}$ soit $h = 20 \text{ cm}$

2 – Chaussée avec une pente longitudinale de 0.5%

Calcul de la surface active d'un compartiment de noue :

$$S_a = 0.95 * S_{\text{imp}} + 0.7 * S_{\text{Acc}} + 1 * S_{\text{noue}} = (0.95 * (1.5 + 3.5 * 2 + 2.5) + 0.7 * 1.5 + 1 * 4) * 20 = 310 \text{ m}^2$$

Débit de fuite d'un compartiment de la noue (débit d'infiltration) :

La noue étant d'une hauteur supérieure à 0.1 m (la question précédente nous informe que la hauteur sera supérieure à 15 cm !), la surface d'infiltration d'un compartiment est maintenant un trapèze en vue de dessus si l'on prend en compte la pente longitudinale de la route :

$$S_{noues} = \frac{4 + (4 - 6 * p * L)}{2} * 20 = \frac{4 + (4 - 6 * 0.005 * 20)}{2} * 20 = 74 m^2$$

$$Q_{f \text{ infiltration}} = K * S_{\text{infiltration}} = 74 * 10^{-6} m^3 / s \text{ soit } 0.074 \text{ l/s}$$

Calcul du volume d'eaux pluviales à stocker dans un compartiment :

$$t = \left(\frac{60000 * Q_f}{S_a * a * (1-b)} \right)^{\frac{-1}{b}} = \left(\frac{60000 * 74 * 10^{-6}}{310 * 11.785 * (1-0.794)} \right)^{\frac{-1}{0.794}} = 642 \text{ min}$$

Le temps obtenu de remplissage est bien dans l'intervalle de validité des coefficients de Montana utilisés ($360 < t < 1440 \text{ min}$), le calcul est donc valide.

$$V = S_a * \frac{a * t^{1-b}}{1000} - 60 * Q_f * t = 310 * \frac{11.785 * 642^{1-0.794}}{1000} - 60 * 74 * 10^{-6} * 642 = 11 m^3$$

Le volume d'eaux pluviales à stocker est de 11 m³ pour la pluie de retour vicennale.

Calcul de la capacité de retenue maximale d'un compartiment

En supposant un profil triangulaire de la noue et par utilisation de la formule des trois niveaux, il vient :

$$V_{\text{compartiment max}} = \left(\frac{0.66 * 4}{2} + 4 * \frac{0.61 * 3.7}{2} + \frac{0.56 * 3.4}{2} \right) * \frac{20}{6} = 22.6 m^3$$

La noue permet de gérer la pluie vicennale.

Calcul de la profondeur de la noue

Dès lors que la profondeur de noue est supérieure à 10 cm, toute la noue sera en eau, le volume d'un compartiment devient, suivant h la profondeur des noues :

$$V = \left(\frac{4 + (4 - 6h)}{2} * h + 4 * \frac{3.7 + (4 - 6h)}{2} * (h - 0.05) + \frac{3.4 + (4 - 6h)}{2} * (h - 0.1) \right) * \frac{20}{6}$$

$$\text{Soit } V = -60 * h^2 + 80 * h - 3.8 = 11 m^3$$

Il vient $h = 0.22 \text{ m}$ soit une hauteur de noue à prévoir de 25 cm.

3. ETUDE DE CAS : Calcul hydraulique d'une chaussée réservoir (corrige)

Calcul du débit de fuite :

- Calcul du débit de fuite vers l'exutoire :

La surface du projet est égale à :

$$S = S_{\text{voirie}} + S_{\text{parcelles}} = 100 * 10 + 16 * 12.5 * 40 = 9000 m^2 \text{ soit } 0.9 \text{ ha}$$

$$Q_{\text{fexutoire}} = 2 * S = 1.8 l / s$$

- Calcul du débit d'infiltration :

$$Q_{\text{f infiltration}} = K * S_{\text{infiltration}} = 10^{-7} * 700 = 7 * 10^{-5} m^3 / s \text{ soit } 0.07 l/s$$

$$Q_{\text{f infiltration}} \ll Q_{\text{fexutoire}} \text{ donc on néglige ici l'infiltration.}$$

$$Q_f = 1.8 l/s$$

Calcul de la surface active :

$$S_a = 0.9 * S_{\text{imp}} + 0.3 * S_{\text{vert}} = 0.9 * (100 * 10 + 16 * 12.5 * 40 * 0.3) + 0.3 * (16 * 12.5 * 40 * 0.7) = 4740 m^2$$

$$t = \left(\frac{60000 * Q_f}{S_a * a * (1-b)} \right)^{\frac{-1}{b}} = \left(\frac{60000 * 0.0018}{4740 * 9.773 * (1-0.781)} \right)^{\frac{-1}{0.781}} = 336 \text{ min}$$

Le temps obtenu de remplissage est bien dans l'intervalle de validité des coefficients de Montana utilisés ($t < 360 \text{ min}$), le calcul est donc valide.

$$V = S_a * \frac{a * t^{1-b}}{1000} - 60 * Q_f * t = 4740 * \frac{9.773 * 336^{1-0.781}}{1000} - 60 * 0.0018 * 336 = 130 m^3$$

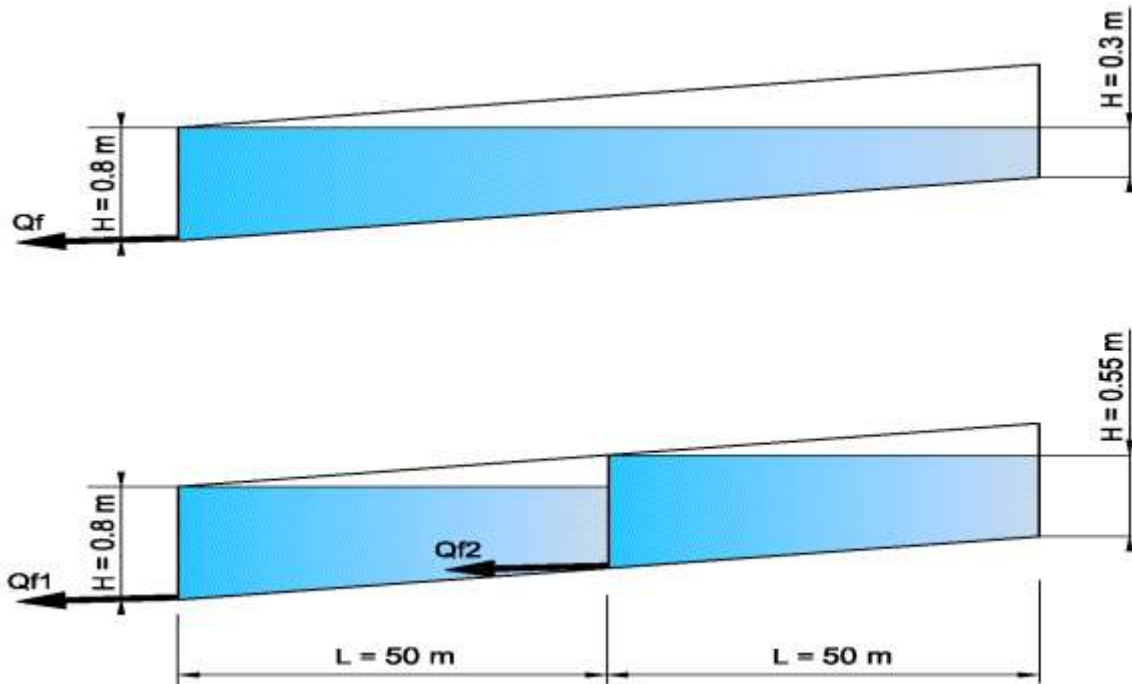
Le volume d'eaux pluviales à stocker est de $130 m^3$

Dimensionnement et cloisonnement de la structure réservoir :

- Vérification de la faisabilité de la technique :

Pour vérifier que la structure réservoir est compatible avec le volume à stocker, il faut nécessairement que le volume des vides en supposant la route sans pente soit supérieur au volume d'eaux pluviales :

$$V_{\text{vides}} = 100 * 7 * 0.8 * 0.3 = 168 m^3 \geq 130 m^3$$



- Chaussée réservoir sans cloison (1 compartiment de 100 m de longueur) :

Si l'on suppose la structure réservoir d'un seul tenant, au niveau du point bas de la chaussée on aura 80 cm d'eau et au point haut 30 cm d'eau (100 m à 0.5 % donnent une dénivelée de 0.50 m). D'où :

$$V_{stockage} = \frac{(0.8+0.3)}{2} * 100 * 7 * 0.3 = 115.5m^3$$

Ce volume ne permet pas de stocker la pluie décennale.

- Chaussée réservoir avec une cloison (2 compartiments de 50 m de longueur) :

Suivant le même raisonnement, 50 m à 0.5 % donnent une dénivelée de 0.25 m, d'où :

$$V_{stockage} = \frac{(0.8+0.55)}{2} * 50 * 7 * 0.3 = 141.75m^3$$

Il faut donc une cloison à mi-longueur de la voirie pour stocker les 130 m³ nécessaires.

Optimisation de la structure :

Avec 2 cloisons, le volume de stockage est légèrement supérieur au volume strictement nécessaire. Le système peut donc être légèrement optimisé en réduisant la couche de grave poreuse nécessaire d'une hauteur h :

$$h = \frac{V_{stockage} - V_{pluie}}{100 * 7 * 0.3} = 0.056m$$

Il faut donc prévoir une couche de grave poreuse d'épaisseur H = 75 cm sous l'ensemble de la chaussée.

Calcul des orifices calibrés :

La structure réservoir présente deux éléments.

L'élément à l'aval présente un débit de fuite de 1.8 l/s, le débit maximal admissible à l'exutoire.

L'élément en amont présente un débit de fuite diminué de moitié dans le cadre du projet, car il collecte en effet la moitié de la surface du projet soit 0.9 l/s.

$$\text{Or } \phi = \sqrt{\frac{4 * Q_f}{\pi * 0.6 * \sqrt{2 * g * H}}} \text{ avec } H = 0.75 \text{ m}$$

Il vient pour l'orifice aval un diamètre de 34 mm et pour l'orifice amont un diamètre de 25 mm.

4. ETUDE DE CAS : Dimensionnement d'un bassin de rétention des eaux pluviales (corrigé)

A) Calcul du volume utile d'une retenue d'eaux pluviales, méthode graphique

Le bassin versant intercepté a une superficie de 6 hectares avec coefficient d'apport de 0.8.

La surface active de ce bassin versant est donc de :

$$S_a = S * C_a = 6 * 0.8 = 4.8 \text{ hectares}$$

$$Q_f = 4.8 * 2 = 9.6 \text{ l/s} = 0.0096 \text{ m}^3/\text{s}$$

1) Volume du bassin par la méthode des pluies en utilisant la courbe enveloppe

La droite de débit de fuite a pour équation $H(t) = \frac{360 * Q_f}{S_a} * t = 0.9 * t$

Sur le graphique, il vient $\Delta H = 30 \text{ mm}$ environ.

$$V_u = 10 * \Delta H * S_a = 10 * 30 * 4.8 = 1440 \text{ m}^3$$

2) Volume du bassin par la méthode des pluies en utilisant les formules analytiques - Détermination du temps de remplissage

Le temps de remplissage de la structure réservoir est donné par la formule :

$$t = \left(\frac{60000 * Q_f}{S_a * a * (1-b)} \right)^{\frac{-1}{b}} = \left(\frac{60000 * 0.012}{48000 * 9.773 * (1-0.781)} \right)^{\frac{-1}{0.781}} = 573 \text{ min}$$

Les paramètres pluviométriques utilisés ne sont pas utilisables au-delà de 360 minutes, le temps de remplissage obtenu n'est pas valide. Le calcul est effectué avec les coefficients de Montana de 6 à 24h :

$$t = \left(\frac{60000 * Q_f}{S_a * a * (1-b)} \right)^{\frac{-1}{b}} = \left(\frac{60000 * 0.0096}{48000 * 9.998 * (1-0.787)} \right)^{\frac{-1}{0.787}} = 543 \text{ min}$$

Le temps de remplissage est cette fois bien dans l'intervalle de validité des coefficients de Montana. Le calcul est valide.

- Détermination du volume utile :

Le volume de stockage V_u en m^3 résultant est égal à :

$$V = S_a * \frac{a * t^{1-b}}{1000} - 60 * Q_f * t = 48000 * \frac{9.998 * 543^{1-0.787}}{1000} - 60 * 0.012 * 543 = 1444 m^3$$

B) Volume réel du bassin (débit de fuite non constant)

$$\Omega = \left(\frac{1}{1+\alpha} \right)^{\frac{b-1}{b}}$$

α : coefficient caractéristique de l'ouvrage de régulation, $\alpha = 0.5$ pour un orifice calibré.

Ici, la régulation sera effectuée par un orifice calibré :

$$\Omega = \left(\frac{1}{1+0.5} \right)^{\frac{0.787-1}{0.787}} = 1.12$$

$$V \text{ « réel »} = V_u \times \Omega = 1617 m^3$$

C) Ajutage de sortie pour un rejet de 12 l/s

Celui-ci est déterminé pour permettre le passage du débit souhaité.

La surface de l'orifice est calculée par application de la formule de BERNOULLI

$$Q = \mu * S * \sqrt{2gh}$$

En supposant que le bassin présente une hauteur utile de remplissage de 1m, nous obtenons :

Q : débit de fuite = $0.012 m^3/s$

μ : coefficient de contraction = 0.5 (selon le GTPOR)

S : surface de l'orifice en m^2

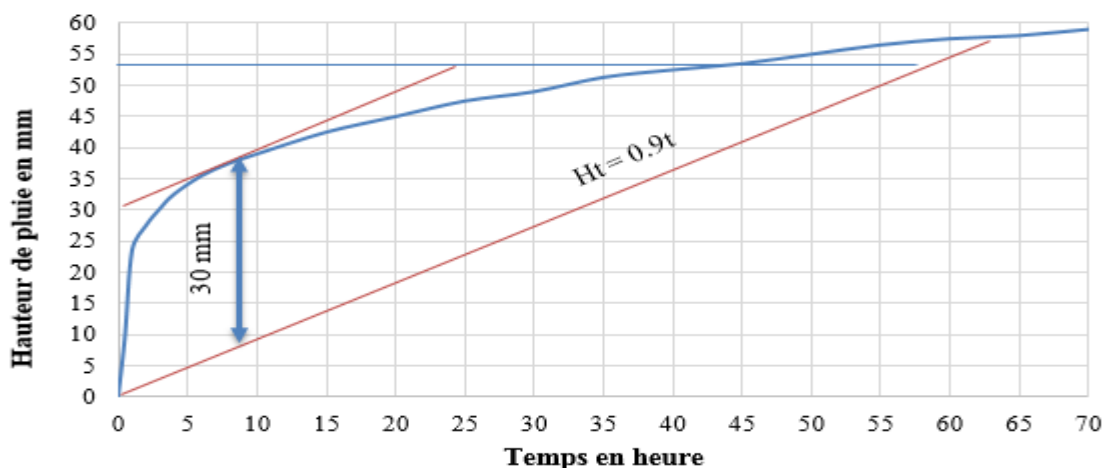
h : hauteur moyenne de charge = $1.0 m$

En supposant un rayon de l'orifice faible par rapport à la hauteur de charge, il vient :

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gh}} = \frac{0.012}{0.5 \sqrt{2 * 9.81 * 1}} = 0.00542 m^2$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \text{ d'où } D = \sqrt{\frac{4 * 0.00542}{\pi}} = 0.083 m$$

L'orifice aura un diamètre de 83 mm, et nous vérifions bien $h \gg D/2$.



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. CRED, 2007. Bilan des catastrophes naturelles dans le monde de 1975 à 2004, The OFDA/CRED International Disaster Database", Université Catholique de Louvain, Bruxelles, Belgique.
2. ATKINSON, ADRIAN. 2008. Stratégies pour un développement durable local renouvellement urbain et processus de transformations informelles, 223 pages.
3. AMBROISE, B. 1998. Genèse des débits dans les petits bassins versants ruraux en milieu tempéré : 1 - Processus et facteurs. Revue des Sciences de l'Eau, 11: 471-495.
4. HORTON, R.E. 1933. The role of infiltration in the hydrologic cycle. Transactions, American Geophysical Union, 14: 446-460.
5. KIRPICH Z. P. 1940. Time of Concentration of Small Agricultural Watersheds, Civil Engineering, American Society of Civil Engineers, vol. 10, p 362.
6. KLEMES V. 1975. Applications de l'hydrologie à la gestion des ressources en eau (au niveau de la planification et de la conception), OMM N° 356, Genève, 121 p.
7. LEDOUX Bruno, 2006. La gestion du risque inondation, Edition TEC et DOC, 11 rue Lavoisier-Paris, 770 pages.
8. BERTHIER, F. RODRIGEZ, H. ANDRIEU et G. RAIMBAULT. 2001. Les limites du schéma à pertes initiales et coefficient de ruissellement pour la simulation des évènements pluvieux courants, Novatech 2001, Les nouvelles technologies en assainissement pluvial, juin 2001, p 875.
9. CERTU, 1998. Techniques alternatives aux réseaux d'assainissement pluvial, n°3, 155 p.
10. Coste.C et coudet.m, 1988, guide de l'assainissement en milieu urbain et rural, édition Eyrolles.
11. Valentin.A, 1972. Ouvrages d'assainissement, édition Eyrolles.
12. BOURIER.R, 1992. Les réseaux d'assainissement, édition TEC et DOC.
13. Bennis Saad, 2007. Hydraulique et hydrologie, Edition Multimondes.