

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار- عنابة

Faculté des Sciences de l'Ingénieur Année 2009

Département d'Hydraulique

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de doctorat

Techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux pluviales

Option

Hydraulique

Par

Mme Tamara BENABDESSELAM

DIRECTEUR DE THESE : Mr. Y. HAMMAR Docteur M.C. Univ. de Annaba

DEVANT LE JURY

PRESIDENTE : Mme H. KHERICI-BOUSNOUBRA Professeur Univ. de Annaba

EXAMINATEURS : Mr M. DEBABECHE Professeur Univ. de Biskra

Mr M. LADJAL Docteur M.C. Univ. de Setif

Mr Y. DJEBBAR Docteur M.C. Univ. de Souk Ahras

REMERCIEMENTS

A monsieur le docteur HAMMAR Yahia, mon encadreur, mes plus vifs remerciements pour l'aide précieuse dans l'élaboration de ce travail. Veuillez trouver ici le témoignage de ma reconnaissance.

A la présidente de jury, Madame le professeur KHERICI-BOUSNOUBRA Houria. Vous me faites l'honneur d'avoir accepté de présider le jury de ma soutenance. Veuillez trouver ici l'expression de ma profonde gratitude.

Tous mes remerciements vont à Monsieur le professeur DEBABECHE M., à Monsieur le docteur LADJAL M. et à Monsieur le docteur DJEBBAR Y. qui m'ont fait l'honneur de participer au jury de soutenance.

J'exprime toute ma gratitude envers mes collègues Dr. AMARCHI H. et Dr. DJEMILI L. pour leurs soutiens durant ce travail.

Tous mes remerciements vont à mon amie Mme DJELLAB N. pour son aide et soutien.

Aux personnels de l'Agence Nationale des Ressources Hydriques de Constantine et de l'Office National de la Météorologie de Annaba et particulièrement Mr. BOUMAZA (ANRH) et Mr. BOUDIAF (ONM) que je tiens à remercier pour leur disponibilité.

TABLE DES MATIERES

Remerciements

Résumé

Introduction générale..... 1-3

Chapitre 1. Introduction à la gestion des eaux pluviales..... 4

1.1 Eaux pluviales.....	4
1.2 Gestion des eaux pluviales urbaines. Assainissement urbain.....	4
1.2.1 Rappel historique de l'assainissement.....	4-5
1.2.2 Contexte « hygiéniste » dans le développement du réseau d'assainissement.....	5-6
1.2.3 Nouvelle vision de l'assainissement.....	6-7
1.3 Urbanisation et inondation.....	7
1.3.1 Urbanisation e l'aménagement de l'espace périurbain.....	7-8
1.3.2 Construction d'obstacles à l'écoulement.....	8-9
1.3.3 Artificialisation des hydrosystèmes.....	9
1.4 Problématique de la gestion des eaux urbaines (usées et pluviales) en Algérie.....	9
1.4.1 Gestion des eaux urbaines.....	9-12
1.4.2 Gestion des eaux urbaines et des inondations de la ville de Annaba.....	12-15
1.5 Objectif de l'étude	16

Chapitre 2. Méthodes et modèles hydrologiques en hydrologie générale et urbaine ... 17

2.1 Modèles hydrologiques.....	17
2.1.1 Différentes approches de modélisation.....	17-18
2.1.2 Modèles hydrologiques.....	19-20
2.2 Méthodes de l'hydrogramme unitaire.....	20
2.2.1 Hydrogramme unitaire.....	20-22
2.2.2 Hydrogramme unitaire synthétique de Snyder.....	23-24
2.3 Méthode de SCS (Soil Conservation Service).....	24
2.3.1 Fonction de production.....	24-25
2.3.2 Fonction de transfert.....	25-26
2.4 Modèles à réservoirs.....	26
2.4.1 Concepts de base des modèles à réservoirs.....	26-28
2.4.2 Modèle à réservoir linéaire.....	28
2.4.3 Modèles à cascades de réservoirs linéaires.....	29-30
2.5 Conclusion.....	30

Chapitre 3. Méthodes d'analyses statistiques des données pluviométriques (application à la région de la ville de Annaba).....31

3.1 Analyse statistique des données pluviométriques.....	31
3.1.1 Notion des données pluviométriques.....	31-32
3.1.2 Principes d'analyses hydrologiques.....	32-34
3.2 Etude statistique de la répartition des précipitations mensuelles appliquée à la région de Annaba.....	34
3.2.1 Réseau pluviométrique de la région de Annaba.....	35
3.2.2 Répartition mensuelle des précipitations.....	36
3.2.3 Caractéristiques statistiques des variations des précipitations mensuelles.....	36-39
3.3 Méthodologie proposée d'établissement des courbes IDF des précipitations	40
3.3.1 Notion d'intensités et des courbes intensité-durée-fréquence (IDF).....	40-41
3.3.2 Approche statistique à l'établissement des courbes IDF.....	41-42
3.3.3 Tests d'adéquation des lois statistiques.....	42-43
3.3.4 Modèles empiriques des courbes IDF.....	43-44
3.4 Etablissement des courbes IDF des précipitations pour la région de Annaba.....	44
3.4.1 Données d'étude.....	44-45
3.4.2 Etablissement des courbes IDF des précipitations pour la station LES SALINES.....	45
1. Ajustement des séries et choix des lois statistiques.....	45-48
2. Modélisation des courbes IDF.....	48-51
3.4.3 Etablissement des courbes IDF des précipitations pour la station PONT BOUCHET.....	51
1. Ajustement des séries et choix des lois statistiques.....	51-53
2. Modélisation des courbes IDF.....	54-56
3.4.4 Conclusion.....	56

Chapitre 4. Méthode d'analyse fréquentielle régionale des précipitations journalières maximales annuelles : application à la région de Annaba.....57

4.1 Introduction aux méthodes d'estimation régionale des précipitations.....	57-58
4.2 Théorie des L-Moments.....	58-59
4.3 Méthodologie d'analyse de fréquence régionale des précipitations.....	59-60
4.3.1 Constitution de groupes de station e tests d'homogénéité.....	60-61
4.3.2 Loi de probabilité des événements pluvieux extrêmes d'une région.....	62-63
4.3.3 Estimation des quantiles des précipitations journalières maximales annuelles pour les stations d'une région homogène.....	64
4.4 Application de la méthode de l'analyse fréquentielle aux précipitations journalières maximales annuelles de la région de Annaba.....	64
4.4.1 Les données : statistiques simples et fonction de distribution.....	64-67
4.4.2 Test d'homogénéité statistique.....	68
1. Algorithme de simulation.....	68-69
2. Résultats du test d'homogénéité statistique.....	69-70
4.4.3 Résultats d'estimation des quantiles pour différents périodes de retour..	70-72

4.5 Conclusion.....	72
---------------------	----

Chapitre 5. Inondations et mesures de protection contre les inondations.....73

5.1 Définition de différents types d'inondation.....	73
5.1.1 Inondation lente.....	73
5.1.2 Inondation rapide.....	73
5.1.3 Inondation indirecte.....	73-74
5.1.4 Inondation par ruissellement superficiel urbain.....	74-75
5.2 Causes naturelles et facteurs d'aggravation d'inondation.....	75
5.2.1 Processus de formation des crues d'un cours d'eau.....	75
5.2.2 Facteurs influençant l'apparition d'une crue.....	75-76
5.2.3 Inondation par ruissellement. Causes naturelles et facteurs d'aggravation.....	76-78
5.3 Mesures et outils de gestion des inondations.....	78-79
5.3.1 Mesures structurelles : les techniques classiques.....	79-80
5.3.2 Mesures structurelles en milieu urbain.....	80-81
5.3.3 Mesures structurelles plus douces : les techniques compensatoires.....	81-83
5.3.4 Mesures « non structurelles » de la gestion des inondations.....	83
5.4 Gestion des inondations en Algérie.....	84-85
5.5 Stratégie de la gestion des risques d'inondations de la ville de Annaba.....	86
5.5.1 Conditions physico-climique de la ville.....	86-87
5.5.2 Réseau hydrographique	87-88
5.5.3 Démographie et urbanisation.....	88-89
5.5.4 Historique des inondations.....	89-90
5.5.5 Ouvrages de protection contre les inondations.....	90-93
5.5.6 Conclusion.....	93-94

Chapitre 6. Stratégie de la prévention des risques d'inondation par ruissellement pluvial.....95

6.1 Définition et création du risque.....	95
6.1.1 Notion du risque pluvial.....	95-96
6.1.2 Genèse du risque pluvial.....	96-99
6.1.3 Concept de prévention du risque d'inondation.....	99-100
6.2 Contexte juridique et réglementaire à la gestion du risque d'inondation en Algérie.....	100
6.2.1 Outils législatifs relatifs à l'aménagement et l'urbanisme	100
6.2.2 Textes législatives et réglementaires relatives à la prévention et à la gestion des risques d'inondations.....	101-102
6.2.3 Prescriptions sur les actions et initiation des collectivités locales.....	102
6.3 Méthodologie pour l'élaboration du Plan de Prévention des Risques d'Inondation par ruissellement.....	103
6.3.1 Objectifs et actions relevant du PRPI.....	103-104
6.3.2 Connaissance d'aléas.....	104-107
1. Approche historique-hydrogéomorphologique.....	107-108

2. Approche hydraulique simplifiée.....	108-110
3. Modélisation hydrologique et hydraulique.....	110-113
6.3.3 Cartographie d'aléa.....	113-115
6.3.4 Evaluation des enjeux.....	115-116
6.3.5 Zonage réglementaire.....	116-121
6.3.6 Conclusion.....	121-122
6.4 Etude du risque d'inondation par ruissellement : application au bassin versant de Bouhadra III (Commune El Bouni).....	122
6.4.1 Effet de l'imperméabilisation sur le risque d'inondation par ruissellement.....	122
6.4.2 Données et description de la zone d'étude.....	122-124
6.4.3 Approche méthodologique.....	125
1. Modélisation du ruissellement.....	125-126
2. Modèle de pluie de projet.....	126-127
3. Modélisation des pertes au ruissellement.....	127
6.4.4 Application au bassin versant étudié.....	128-131
6.4.5 Conclusion.....	131
Conclusions.....	132-134

Références bibliographiques

Annexes

RESUME

Le développement des systèmes d'assainissement et de drainage a débuté à partir de la fin du 19^{ème} siècle sur le principe du « tout-à-l'égout ». Les villes s'équipèrent alors de réseaux unitaires. Mais le développement des villes et de leur périphérie a rendu ces réseaux insuffisants, provoquant des inondations de plus en plus fréquentes et importantes. De même, la détérioration engendrée des milieux récepteurs devint alors des plus préoccupantes.

Pour minimiser ces impacts, le concept de réseau séparatif est apparu. Mais aujourd'hui encore, le bilan n'est pas à la hauteur des espérances. En effet, les eaux pluviales issues du ruissellement sont souvent polluées et rejetées directement dans le milieu récepteur.

De plus, les surfaces imperméables ne cessent de s'étendre, du fait d'une urbanisation toujours plus grandissante, la quantité d'eau de ruissellement générée continue de s'accroître, en amplifiant les risques d'inondation. Ainsi, la gestion des eaux pluviales a pour objectif la protection des personnes et des biens contre les inondations et la préservation du milieu naturel.

Pour gérer les risques d'inondation une stratégie de prévention peut être envisagée. Cette stratégie est possible par l'emploi des outils réglementaires qui permettent de réduire les risques en imposant des mesures de maîtrise du ruissellement (techniques compensatoires) et en fixant les règles relatives à l'occupation du sol.

Le but de ce travail est d'établir une méthodologie pour la gestion des risques d'inondation et l'élaboration des méthodes d'estimation des données pluviométriques nécessaires au dimensionnement des ouvrages d'assainissement pluvial et de protection contre les inondations.

Mots-clés : gestion des risques d'inondation, plan de prévention des risques d'inondation par ruissellement, analyse fréquentielle régionale des précipitations, L-moments, courbes IDF, loi GEV.

ABSTRACT

The development of sewerage and drainage systems began from the late 19th century on the principle of “cleaning in sewage system”. Then the cities realised the combined sewer systems. But the development of cities and their suburbs has made these networks as inadequate, causing floods more frequent and important. Similarly, the resulting deterioration of the receiving environments became of great concern.

To minimize these impacts, of separate network is appeared. But still, the picture is not up to expectation. Indeed, the storm water borned from runoff are often polluted and discharged directly into the receiving environment.

In addition, the impermeable surfaces are in constant expansion, due to growing urbanization, the amount of generated runoff water continues to increase, amplifying the risk of flooding. Thus, the management of storm water has for aim the protection the people and property against flooding and also the protection of natural environment.

To manage the flood risk, a prevention strategy can be considered. This strategy can be developed by the use of regulatory tools which allow to reduce the risks by imposing the measures to control runoff and the setting the rules relative to land use.

The aim of this work is to establish a methodology of for the flood risk management and the development of methods for estimating rainfall data necessary for the structural design of storm water sewerage and flood protection works.

Key words: flood risk management, plan of flood hazard prevention by runoff, regional frequency analysis of precipitation, L-moments, IDF curves, GEV law.

موجز

ان تطوير المرافق الصحية والصرف الصحي بدأ في أواخر القرن ال 19 على مبدأ وجود شبكة الصرف الصحي. ثم انشأت المدن وحدة الشبكات. ولكن تطور المدن والضواحي جعل هذه الشبكات غير كافية ، مما تسبب في فيضانات أكثر تواترا وأهمية. وبالمثل ، مما أدى إلى تدهور البيئات المستقبلية ، وأصبحت مصدر قلق كبير. للتقليل من هذه الآثار ، ويبدو أن مفهوم الشبكات المستقلة. ولكنها لا تزال، فإن الصورة ليست على مستوى التوقعات. والواقع أن قضايا تلوث مجاري مياه السيول وغالبا ما تكون مباشرة في البيئة المستقبلية.

وبالإضافة إلى ذلك، المساحات الكتيمة في توسع مستمر، نظرا لتزايد التحضر، وكمية مياه الصرف المتولدة في تزايد مستمر، تضاعف من خطر الفيضانات. على سبيل المثال، التسيير الجيد لهذه السيول يعمل على حماية الناس والممتلكات ضد الفيضانات والبيئة الطبيعية.

لإدارة مخاطر الفيضانات وجود إستراتيجية وقائية يمكن أن تكون. ويمكن لهذه الإستراتيجية عن طريق استخدام الأدوات التنظيمية التي تحد من المخاطر من خلال فرض تدابير للسيطرة على الجريان السطحي (التقنيات التعويضية)، ووضع قواعد للأرض.

والهدف من هذا العمل هو وضع منهجية لإدارة مخاطر الفيضانات ووضع أساليب لتقدير كمية الأمطار البيانات اللازمة لتصميم هيكلية وصرف مياه العواصف، والحماية من الفيضانات.

الكلمات الرئيسية: إدارة خطة المخاطر الفيضانات، مخطط الوقاية من مخاطر الفيضانات من خلال الجريان السطحي، تحليل تردد الأمطار الإقليمية، لحظات، المنحنيات IDF، القانون GEV .

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est partout présente dans le milieu terrestre. Elle passe de l'atmosphère au réseau hydrographique de surface, au sous-sol, puis à la mer et de nouveau à l'atmosphère en subissant des transformations en état, quantité et qualité. Ce processus complexe, qui n'a ni début, ni fin, est appelé cycle de l'eau.

L'eau pluviale est une composante du ruissellement qui, dans le cycle hydrologique, est produite par l'activité humaine, en particulier par les changements d'utilisation du sol. Les facteurs anthropiques, c'est-à-dire liés aux activités humaines et en particulier l'urbanisation, modifient l'aspect quantitatif et qualitatif des eaux pluviales.

Depuis la naissance des villes, l'homme a imaginé différentes techniques susceptibles de lui permettre de mieux maîtriser et gérer son environnement. L'assainissement urbain constitue l'une de ces techniques.

Les villes d'aujourd'hui sont « assainies » par un réseau représentant un système de conduites enterrées dont le fonctionnement est fondé sur le principe de l'évacuation au plus vite des eaux résiduaires urbaines et des eaux pluviales.

Les premiers réseaux sont des réseaux unitaires dont le rôle est de collecter et d'évacuer le mélange d'eau usée et pluviale, qu'on appelle « eau unitaire », vers une station d'épuration.

Par temps de pluie les déversoirs placés le long de ces réseaux unitaires rejettent les eaux unitaires directement dans le milieu récepteur. Le constat de la détérioration de la qualité des milieux récepteurs est à l'origine d'une réflexion à caractère plus environnementaliste d'où émerge le concept de réseau séparatif, basé sur la séparation des eaux pluviales et des eaux usées. Or, les eaux pluviales issues du ruissellement lessivent les surfaces urbaines et sont également très polluées, particulièrement en métaux lourds et hydrocarbures. Les masses entraînées par les eaux pluviales rejetées directement dans le milieu récepteur sont, pour beaucoup d'autres produits polluants, quasiment du même ordre de grandeur que celle contenues dans les eaux unitaire déversées par les déversoirs d'orage. Ainsi, la responsabilité des rejets urbains de temps de pluie est de plus en plus souvent mise en cause dans la dégradation des milieux aquatiques. L'importance de ces rejets est d'autant plus grande que les milieux qu'ils dégradent sont ceux situés à proximité des grandes concentrations humaines, c'est-à-dire là où les problèmes de ressources et de valeurs d'usage liées à l'eau sont les plus forts.

Sur le plan quantitatif, l'extension des villes et l'urbanisation des zones périurbaines nécessitent le développement de réseaux secondaires de collecte. Ceux-ci sont alors simplement reliés aux réseaux existants ramenant ainsi les eaux pluviales vers les centres urbains, construits généralement dans les points bas.

Le premier effet de cette évolution de l'urbanisation est l'engorgement du système d'assainissement, notamment dans les parties avales de ce dernier. Ceci se traduit par l'apparition d'inondations de plus en plus fréquentes engendrées par les événements pluvieux, dépassant à peine la période de retour des événements retenus pour le dimensionnement et la conception des ouvrages d'assainissement. Par exemple, en Algérie les événements généralement retenus pour le dimensionnement du réseau d'assainissement pluvial sont décennaux ($T=10$ ans) et cela quelle que soit la région climatique du pays.

En réponse aux situations évoquées précédemment, dans les pays développés, on a commencé à employer une stratégie, reposant sur la diversification des solutions et des exutoires. On diminue ou on régule les apports des eaux pluviales avant leur rejet vers le milieu récepteur. Cette action est fondée sur la rétention à débit limité et/ou l'infiltration des eaux pluviales. Cette stratégie est possible par l'emploi de techniques alternatives ou

techniques compensatoires à l'imperméabilisation. Parmi ces techniques, on peut citer : les bassins de retenue secs, en eau et enterrés, les chaussées à structure réservoirs, etc.

Néanmoins, la conception de ces ouvrages nécessite une approche intégrée, qui associe les auteurs du projet d'urbanisme et d'aménagement à ceux des ouvrages d'assainissement.

Les réseaux d'assainissement ne sont pas conçus pour protéger les zones urbanisées contre les événements pluvieux importants, voire rares.

Les débits ruisselés dépendent, évidemment, de l'intensité de l'événement mais aussi des caractéristiques géomorphologiques du bassin versant. La topographie et la forme du bassin, qui sont des données permanentes, influent surtout sur la vitesse de ruissellement et donc sur le temps de réponse du bassin.

Suivant les activités humaines, les conséquences d'un événement pluvial peuvent être minimales ou catastrophiques. L'imperméabilisation, comme conséquence de l'urbanisation, se traduit par une suppression presque complète de l'infiltration de l'eau dans le sol, en provoquant ainsi un ruissellement quasi immédiat après le début de la pluie d'où la réduction du temps de réponse et la montée rapide des eaux, ce qui constitue un facteur aggravant le risque d'inondation. Le mode d'urbanisation et d'aménagement de l'espace peut constituer des obstacles à l'écoulement de l'eau et aggraver par conséquent les impacts des inondations.

La prise en compte de ces considérations relie la conception du système d'assainissement à celle de l'aménagement urbain.

Le risque est le résultat de la conjonction d'un événement perturbateur et de la vulnérabilité du milieu qui le subit. Pour réduire le risque d'inondation, il ne suffit pas de dimensionner à posteriori des ouvrages de protection contre l'inondation pour une pluie d'une certaine période de retour en limitant l'aléa, tout en sachant que des pluies plus importantes peuvent toujours se produire, il faut aussi réduire la vulnérabilité de l'urbanisation, notamment par le choix de son implantation.

Dans les zones potentiellement inondables, il faut trouver des formes d'urbanisation compatibles avec l'aléa inondation, voire interdire l'urbanisation des zones à fort aléa.

Des études de diagnostic avant toute future urbanisation aident à comprendre son état. Des simulations du comportement du bassin, modifié par l'urbanisation projetée, en réponse à des pluies fortes devraient être menées. Ceci permettra de choisir les stratégies appropriées de gestion des risques d'inondation.

En résumé, dans le cadre de la gestion globale des eaux pluviales les objectifs visés sont les suivants :

- Protéger les vies humaines et les biens contre les inondations,
- Préserver le milieu naturel,
- Assurer le confort des citoyens.

Quelles que soient les techniques employées dans la gestion des eaux pluviales, le dimensionnement et la conception des ouvrages nécessitent la connaissance de la pluie estimée et égale à la période de retour d'insuffisance de ces ouvrages.

Pour gérer les risques d'inondation, la première question qui se pose est: Contre quel événement faut-il se prémunir?

Après le chapitre introductif, la première partie de cette étude, représentée par les trois chapitres suivants, porte sur l'élaboration des méthodes d'estimation des données pluviométriques.

La deuxième partie représentée par les deux derniers chapitres, est consacrée à l'approche de la gestion des risques d'inondation.

Dans le premier chapitre introductif on analyse l'influence de l'urbanisation sur l'aspect qualitatif et quantitatif des eaux pluviales, en s'appuyant sur l'exemple de la gestion des eaux pluviales de la ville de Annaba.

Dans le deuxième chapitre sont présentés les modèles hydrologiques utilisés en hydrologie générale et urbaine.

Le troisième et le quatrième chapitre sont consacrés à l'élaboration de la méthodologie d'établissement des courbes IDF (intensité-durée-fréquence) et de la méthode d'estimation régionale des précipitations journalières maximales annuelles et, appliquées au réseau des stations météorologiques de la région de Annaba.

Quant aux deux derniers chapitres, ils portent sur l'approche de la gestion des risques d'inondation.

Une méthodologie pour l'élaboration du plan de prévention des risques d'inondation a été proposée et appliquée à l'étude du risque d'inondation d'un bassin versant à urbaniser, situé dans la partie sud de la ville de Annaba.

CHAPITRE 1

INTRODUCTION A LA GESTION DES EAUX PLUVIALES

1.1 Eaux pluviales.

L'eau, sous toutes ses formes, est en mouvement constant. La pluie tombe et ruisselle ou s'infiltré dans le sol, pour se retrouver dans les ruisseaux, les cours d'eau et, finalement, dans l'océan. L'évaporation de ces cours d'eau et la transpiration des plantes vont dans l'atmosphère, où se forment les précipitations, pour relancer le cycle.

L'eau pluviale est le nom que l'on donne à l'eau de pluie après qu'elle ait touché le sol ou une surface construite ou naturelle susceptible de l'intercepter ou de la récupérer.

L'eau pluviale est une composante du ruissellement qui, dans le cycle hydrologique, est produite par l'activité humaine, en particulier par les changements d'utilisation du sol. Lorsque des zones anciennement boisées ou recouvertes de végétation sont remplacées par des surfaces dures ou imperméables, la quantité de pluie qui ruisselle s'accroît considérablement tandis que la quantité d'eau retournant dans le sol par filtration s'en trouve grandement réduite.

Les changements d'utilisation du sol qui produisent les eaux pluviales peuvent avoir des répercussions importantes sur les cours d'eau et milieux aquatiques :

- L'augmentation des surfaces dures issues de l'urbanisation donne lieu à de plus grands volumes de ruissellement et à des débits de pointe plus élevés dans les cours d'eau récepteurs ou dans les zones urbanisées. Cette situation peut en retour causer davantage d'inondation.
- Lors de précipitations, les polluants urbains provenant des espaces urbanisés sont entraînés jusque dans les cours d'eau, dégradant ainsi le milieu aquatique.

De telles répercussions peuvent mettre en danger les propriétés et les infrastructures, endommager ou détruire les habitats aquatiques et limiter l'utilisation des ressources en eau.

1.2 Gestion des eaux urbaines. Assainissement urbain

1.2.1 Rappel historique de l'assainissement

Les relations entre la gestion des eaux de surface et l'aménagement de l'espace en milieu urbain sont liés à une technique urbaine particulière : l'assainissement.

Les relations entre l'eau et la ville sont complexes et anciennes. Leur compréhension nécessite une analyse historique du développement des villes, et en particulier une analyse de l'évolution des techniques utilisées pour assainir la ville.

L'homme a, depuis l'origine de l'habitat, imaginé différentes techniques susceptibles de lui permettre de mieux maîtriser son environnement. L'assainissement urbain, compris au sens large (assainir = rendre sain) constitue l'une de ces techniques.

Les problèmes posés par l'évacuation des eaux usées sont aussi anciens que les villes. Il est donc naturel que des solutions aient été trouvées, à toutes les époques et sous toutes les conditions :

- Dans la ville de Mohenjo-Daro au nord-ouest de l'Inde, qui est représentative de l'une des premières civilisations urbaines qui soient apparues sur notre planète, les archéologues ont dégagé des canalisations conduisant à des bassins, dont tout laisse à penser qu'ils servaient à stocker les eaux de pluie ;
- Les fouilles de la ville de Fostat en Egypte ont permis de découvrir des fosses d'aisance dans les maisons, leur contenu était probablement vendu aux maraîchers comme fumier ;
- A Byzance, les habitations étaient munies de latrines et dans la capitale, les égouts faisaient l'objet d'une réglementation leur imposant d'aboutir à la mer ;
- Les rues de la ville Maya de Palenque étaient équipées d'un égout et d'un caniveau d'écoulement ;
- Au temps de la monarchie à Rome, Taquin l'ancien fit construire, deux siècles avant le premier aqueduc, « Cloaca Maxima » dont la fonction première était de drainer la vallée du Tibre. Au fil du temps, il se transforma en grand égout, usage pour lequel il est demeuré célèbre ; etc.

En dehors du fait que l'égout est indissociable de l'utilisation de l'eau courante en ville, ces premiers pas du réseau d'assainissement montrent déjà clairement une de ses principales caractéristiques : la multiplicité et la transformation, dans la durée, de ses fonctions. En Europe, au Moyen Age les systèmes d'évacuation des eaux sales, mis au point par les romains ne sont pas oubliés, plus simplement, ils ne sont pas utilisés car les villes n'ont pas les ressources nécessaires pour les entretenir. A la campagne ou dans les petites villes les techniques utilisées sont les puits perdus en terrain perméable situés derrière les maisons. Dans les grandes villes la plupart des maisons n'ont pas de fosse d'aisance et la technique utilisée est celle du « tout à la rue ». Les petits ruisseaux servent d'égouts à ciel ouvert aussi bien pour les eaux usées que pour les eaux pluviales. A cette époque, les rejets humains ne sont pas exclus de la vie urbaine, comme ils le seront plus tard, car ils sont utilisés.

1.2.2 Contexte « hygiéniste » dans le développement du réseau d'assainissement

Dès le milieu du 18^e siècle, on invente la chasse d'eau, les puits d'accès, le dégrillage à la sortie du réseau, etc.. Les voiries, qui ne sont pas contestées jusqu'à présent, commencent à poser des problèmes. En effet, l'augmentation de la densité de la population dans les grandes villes et le besoin de confort entraînent une augmentation des volumes et des dilutions. Il faut trouver une solution pour les eaux excédentaires. Les premiers égouts se développent, essentiellement destinés à assainir les rues, ils n'ont pas été conçus pour évacuer les eaux d'origine domestique.

C'est essentiellement de la seconde moitié du 19^e siècle que date la conception moderne de l'assainissement dans les pays développés (Guillaume, 1988). Cette période a été marquée par l'émergence du mouvement « hygiéniste » qui préconisait de collecter les eaux urbaines et de les transporter dans des canalisations enterrées pour les rejeter au milieu naturel en dehors

de la ville, afin d'éviter le développement des épidémies dont les populations étaient périodiquement victimes (Chocat, 1994). Ainsi, l'objectif principal des réseaux souterrains est, selon le principe « hygiéniste », d'évacuer le plus loin et le plus rapidement possible les eaux usées et pluviales, en dehors des agglomérations. Une autre fonction non négligeable dévolue aux réseaux souterrains était d'embellir la ville et, déjà, de protéger les milieux récepteurs.

Les villes ont ainsi été « assainies » par la réalisation de réseaux d'égouts destinés à recevoir toutes les eaux, y compris les eaux de pluie. Il s'agit donc de collecteurs « unitaires », souvent largement dimensionnés et qui ont protégé les villes contre les inondations dues au ruissellement urbain.

La notion de « tout-à-l'égout » s'est ainsi développée, avec l'avantage d'apporter une réponse simple et universelle, pour l'habitant, au problème de l'évacuation des eaux, ainsi qu'une réelle amélioration des conditions de vie en ville. Les pays développés d'Europe et d'Amérique du nord disposaient à cette époque des moyens financiers et techniques permettant la mise en œuvre de ce mode d'assainissement dans les « grandes » agglomérations, agglomérations qui étaient en fait très petites, comparées aux mégapoles modernes actuelles.

Les problèmes sérieux apparaissent dans les pays développés à la fin de la seconde guerre mondiale. Le premier exode rural ainsi que l'accroissement de la consommation en eau dû au développement de l'équipement sanitaire des appartements, provoquent une augmentation importante des rejets d'eaux usées et une dégradation concomitante de la qualité des milieux récepteurs. Ces problèmes ne remettent pas en cause les principes du « tout-à-l'égout ». Face à cette situation de plus en plus alarmante des mesures ont été prises dont un développement très important des stations d'épuration. En outre, un système séparatif de collecte des eaux a été proposé. Ce système est réputé améliorer le fonctionnement des installations d'épuration des eaux usées. Ainsi, selon cette stratégie, les eaux pluviales, considérées comme non polluées, et les eaux des surverses des réseaux unitaires de temps de pluie sont évacuées vers les exutoires naturels.

1.2.3 Nouvelle vision de l'assainissement pluvial urbain

Actuellement, l'extension des villes entraîne l'imperméabilisation de surfaces considérables, générant des débits eux-mêmes considérables lors des pluies, et provoquant des inondations parfois graves dans les centres urbains traditionnels, souvent situés dans les points bas. Le phénomène d'urbanisation s'accélère aussi, dans les pays en voie de développement, qui voient la taille et la population de leurs villes s'accroître à un rythme sans commune mesure avec celui des pays développés. Les problèmes sanitaires liés à l'eau ainsi que les inondations catastrophiques deviennent l'un des fléaux majeurs de beaucoup de pays d'Afrique, d'Amérique du sud ou d'Asie.

Les réseaux d'assainissement pluviaux ne sont pas conçus pour protéger la ville contre les inondations engendrées par les événements rares ou exceptionnels. L'assainissement par réseau permet de ne pas avoir les pieds dans l'eau lors des pluies moyennes, mais est incapable de protéger les citoyens contre les risques d'inondations graves (Chocat, 1994). Plus pernicieusement encore, les villes se sont souvent développées dans les points bas, en bordure des cours d'eau, près des ports naturels. Les réseaux d'assainissement, du fait de leur fonctionnement gravitaire, canalisent ainsi les eaux de toute agglomération vers les centres traditionnels, concentrant les flux et les risques dans les zones les plus vulnérables. La construction de nouveaux réseaux, aux dimensions plus importantes, destinés à mieux

protéger les quartiers périphériques des villes, augmente les risques dans les centres traditionnels. De plus, les coûts engendrés par la construction des ouvrages nécessaires au drainage de surfaces imperméables de plus en plus étendues et situées de plus en plus loin des exutoires naturels (cours d'eau) deviennent difficilement supportables pour les collectivités locales.

Sur un autre plan, la prise de conscience environnementaliste entraîne une demande croissante de remise en valeur des milieux aquatiques. Pour régler ce problème, on a longtemps cru qu'il suffisait de récupérer les eaux usées d'origine industrielle et domestique, et de les traiter dans les stations d'épuration avant de les rejeter au milieu naturel. Quelques esprits avaient attiré l'attention dès le début du 20^e siècle sur la pollution rejetée par les réseaux unitaires par temps de pluie, cependant les eaux pluviales ont été longtemps considérées comme non polluées. On sait aujourd'hui que les eaux de pluie qui ont ruisselé sur les surfaces urbaines sont extrêmement sales (Chebbo et al., 1995 ; Chocat et al., 1994).

Les concentrations en polluants dans les eaux pluviales peuvent même être, pour certains produits très dangereux (plomb, hydrocarbures cancérigènes, matières en suspension, etc...), supérieures à celles des eaux usées. Comme d'autre part les volumes d'eaux apportés par une pluie sont sans commune mesure avec les volumes d'eaux usées produits dans le même temps, on comprend que les masses de pollution rejetées par les réseaux d'assainissement pluviaux doivent être maîtrisées pour améliorer la qualité des milieux aquatiques.

Pour apporter des éléments de solution aux différents problèmes précédemment évoqués, dans les pays développés, on a commencé à proposer un nouveau concept, de type environnementaliste, permettant de reposer le problème de l'assainissement en s'appuyant sur une formulation plus ouverte de la problématique et une liaison plus forte avec l'aménagement urbain (Piel et Maytraud, 2004). De nombreuses techniques ont ainsi été imaginées. Toutes reposent sur la même stratégie : essayer de se rapprocher le plus possible du cycle naturel de l'eau, c'est-à-dire continuer à utiliser au mieux les cheminements que prenait l'eau avant urbanisation (Deutsch, 2000). La plupart de ces systèmes (techniques alternatives) existent déjà : chaussées à structure réservoirs avec ou sans revêtements poreux, bassins de retenue, etc. Les principes de base de ces solutions nouvelles peuvent se résumer en une seule phrase : retarder le transfert de l'eau vers les exutoires de surface et accélérer son évacuation vers les exutoires souterrains.

Cependant, la conception de ces techniques est complexe puisqu'elle exige une concertation forte entre différents acteurs qui n'ont pas forcément l'habitude de travailler ensemble : entre les techniciens de l'eau d'abord (hydrauliciens, hydrologues, hydrobiologistes, etc.) mais aussi entre les acteurs de la conception urbaine (aménageurs, architectes, paysagistes, etc.)

1.3 Urbanisation et inondation

1.3.1 Urbanisation et aménagement de l'espace périurbain

L'urbanisation est un phénomène assez récent en Algérie, qui a débuté après l'indépendance du pays et s'est accéléré durant les dernières décennies.

La première conséquence majeure de l'urbanisation, en ce qui concerne le cycle de l'eau, est l'imperméabilisation des sols. La couverture par de l'asphalte, du béton, ou d'autres matériaux, d'étendues considérables entraîne une augmentation des volumes ruisselés, l'eau ne pouvant plus s'infiltrer dans le sol. Cet élément a souvent été mis en avant pour expliquer les inondations urbaines. Cependant, si l'accroissement du ruissellement est très sensible pour

les événements pluvieux fréquents, voire pour les événements correspondants aux périodes de retour prises en compte dans le calcul des systèmes d'assainissement pluvieux (de l'ordre de dix ans), il n'est pas toujours déterminant pour les événements rares ou exceptionnels (période de retour supérieure à cinquante ans). En effet, le taux d'infiltration de la plupart des sols, en l'absence de couvert forestier dense, est très inférieur aux intensités pluvieuses que l'on peut rencontrer lors d'événements exceptionnels. Ainsi, dans ce type de situation, les terrains non revêtus donnent souvent lieu à des volumes ruisselés spécifiques (volumes produit par unité de surface) qui tendent vers ceux des sols imperméables (Chocat, 1989).

La deuxième conséquence directe de l'urbanisation ou de l'aménagement des espaces périurbains, bien que moins évidente, est sans doute beaucoup plus déterminante. Elle consiste en un accroissement très fort des vitesses d'écoulement superficiel, entraînant, même à coefficient de ruissellement constant, une augmentation considérable des débits de pointe. Cet accroissement des vitesses d'écoulement est dû, dans les zones urbaines, au remplacement d'un réseau hydrographique naturel, parfois non permanent, utilisant des cheminements sinueux, très encombrés et peu pentus par un réseau d'assainissement souvent surdimensionné dans ses parties amont, au tracé direct pour en limiter la longueur, et doté d'une pente confortable pour éviter son ensablement. Il est également dû, en particulier dans les zones périurbaines, au drainage des sols et au « recalibrage » des réseaux et des fossés. Le recalibrage, présenté comme un moyen de lutter contre les inondations, a souvent eu comme origine l'urbanisation du lit majeur du ruisseau, zone naturelle d'expansion de la crue et donc régulateur du débit pour l'aval.

Sous l'effet conjugué de toutes ces actions, certains bassins versants ont vu leur temps de réponse divisé par un facteur de l'ordre de cinq à quinze (Desbordes, 1989). La diminution du temps de réponse a deux conséquences. En premier lieu, pour une même pluie et un même volume ruisselé, elle augmente considérablement le débit de pointe. En second lieu, elle rend le bassin versant sensible à des événements pluvieux de durées plus courtes, donc plus intenses et produisant des débits spécifiques plus importants. Au total, la réduction du temps de réponse peut conduire à une multiplication du débit de pointe spécifique par un facteur allant de cinq à cinquante (Desbordes, 1989).

1.3.2 Construction d'obstacles à l'écoulement

L'urbanisation, y compris dans les zones périurbaines, s'accompagne toujours de la mise en place d'un réseau de routes et de rues, parfois, pour les plus importantes (autoroutes, rocades...), en surélévation par rapport aux terrains naturels qui les bordent, ou au contraire en tranchée. Ces voies de circulation superposent au relief naturel un relief artificiel qui, en particulier dans les zones peu pentues, peut modifier considérablement l'écoulement des eaux superficielles. Lorsqu'elles sont perpendiculaires à la ligne de pente, et donc aux lignes d'écoulement naturelles de l'eau, elles constituent de véritables digues « forçant l'écoulement des eaux accumulées vers des passages obligés, généralement placés sur des cheminements naturels significativement apparents (lits de ruisseaux, talwegs importants,...) » (Desbordes, 1989). Elles peuvent même, dans certains cas et sur des secteurs à relief peu marqué, modifier de façon importante la délimitation des bassins versants. Elles jouent alors un rôle de collecteur, amplifiant, par la concentration des débits qu'elles provoquent, la gravité de l'inondation. Lorsqu'elles sont dans le sens de la pente, elles peuvent devenir de véritables canaux, souvent linéaires, parfois pentus, et toujours de faibles rugosité en regard d'un relief naturel. Les écoulements peuvent alors atteindre des vitesses très grandes provoquant des effets dévastateurs, comme ce fut le cas de l'inondation à Alger (Bab El Oued, 2002).

Pour permettre à l'eau de traverser les obstacles constitués par les voies de circulation (ou plutôt pour permettre aux voies de circulation de traverser les cours d'eau ou les talwegs), les techniciens ont imaginé des ouvrages hydrauliques. Dans la pratique, ces ouvrages s'avèrent très souvent mal conçus, mal gérés et mal entretenus. Les défauts de conception ont des causes multiples : manque de fiabilité des données hydrologiques, manque de fiabilité des formules et modèles hydrologiques, difficulté de prévoir l'évolution de l'urbanisation sur les bassins versants. Cependant, trop souvent, la cause fondamentale a été (et reste encore) le manque d'attention porté par les techniciens et par les décideurs d'ouvrages routiers aux problèmes d'hydrologie et d'hydraulique, considérés comme mineurs.

Le résultat en a été la mise en place d'ouvrages mal dimensionnés, mal implantés, s'obstruant facilement. Les conséquences de ce type d'erreurs, souvent associées à des aberrations de gestion et à une absence d'entretien, peuvent être catastrophiques : création d'embâcles, rupture et effondrement de chaussées.

1.3.3 Artificialisation des hydro systèmes

Du fait de la localisation des villes à proximité des cours d'eau, la nécessité de se protéger contre les conséquences des crues est apparue comme une nécessité. Les moyens de protection ont consisté à l'endiguement, l'élargissement ou la rectification des cours d'eau. La croissance urbaine occupe de plus en plus fréquemment l'espace vital des cours d'eau. Le résultat de cette évolution est double :

- Busés, canalisés, cachés, les cours d'eau urbains ont progressivement été oubliés des citoyens qui n'en perçoivent plus que les nuisances ;
- Enserrés dans un corset trop étroit les cours d'eau urbains ont perdu toute possibilité naturelle d'épanchement de leurs trop-pleins en cas de crue.

Les conséquences peuvent devenir catastrophiques : la ville, correctement protégée tant que le niveau de l'eau reste inférieur à celui des ouvrages de protection, se trouve submergée si la crue augmente. N'étant plus habituée à la présence de l'eau, elle révèle sa vulnérabilité accrue : installations sensibles (standards téléphoniques, transformateurs électriques) situées dans les sous-sol, parkings souterrains, etc. tout se conjugue pour transformer la crue en catastrophe. Sur un plan écologique, l'artificialisation des cours d'eau n'est pas non plus sans conséquences. Un cours d'eau est en effet un milieu vivant qui doit être considéré dans sa dynamique : la succession de crues et d'étiages, le transport solide, les transformations du lit sont indispensables à son équilibre. Un cours d'eau ne peut être séparé de son environnement : le bassin versant qui l'alimente et en particulier son lit majeur, conditionnent totalement son fonctionnement et son évolution. Or la ville n'a cessé de couper le cours d'eau de son environnement immédiat, de régulariser son lit et son régime.

1.4 Problématique de la gestion des eaux urbaines (usées et pluviales) en Algérie

1.4.1 Gestion des eaux urbaines

Après l'indépendance en 1962, l'Algérie a connu un important développement économique et une explosion démographique, en particulier urbaine, qui ont été suivis d'une urbanisation massive, qui s'est traduite par l'extension des villes et la naissance de nouvelles

agglomérations périphériques. Les réseaux d'assainissement, en grande majorité unitaires, ont été réalisés pour collecter les eaux urbaines (usées et pluviales) afin d'assurer les conditions sanitaires et préserver la salubrité publique. Actuellement, le taux de raccordement moyen national au réseau d'assainissement collectif est de 85% (Ministère des Ressources en Eau (MRE), 2005). Cette performance place l'Algérie parmi les pays développés dans le domaine de l'assainissement (Fig. 1.1).

Mais, l'urbanisation accélérée et non réfléchiée en matière de gestion de l'assainissement, l'absence de schémas directeurs d'assainissement des villes et le manque de maîtrise des stations d'épuration (technicité, moyens financiers nécessaires) qui s'est traduit par l'arrêt de la quasi-totalité des stations d'épuration existantes (140/145) (Khouti, 1995 ; Boudjadja et al., 2003), ont fait qu'une grande partie des eaux urbaines non épurées est rejetée dans le milieu naturel.

L'absence d'une approche environnementaliste de la gestion des eaux urbaines a conduit (hormis d'autres sources de pollution) à ce que les cours d'eau et les milieux aquatiques soient de plus en plus pollués par les rejets urbains en temps sec et en temps de pluie (Djabri, 1996 ; Nacer et Ramini, 2005 ; Benabdesselam, 2005). Ceci a un impact sur les ressources en eau, qui sont limitées et vulnérables face à la pollution, au vu des conditions climatiques du pays. Pourtant, de nombreux textes législatifs concernant la protection de l'environnement et des ressources en eau ont été promulgués et régissent la mise en œuvre de la politique nationale de l'eau. Parmi ces textes on peut citer quelques uns.

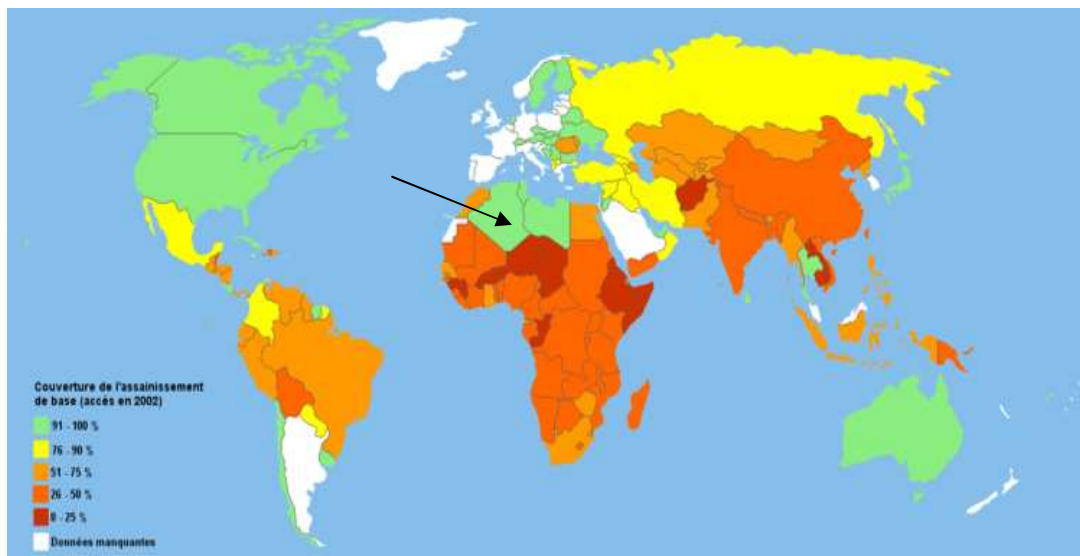


Fig. 1.1 Taux de raccordement au réseau d'assainissement de base dans le monde (Banque mondiale, 2004)

Le code des eaux (loi n°83-17, 1983) complété et modifié par l'ordonnance n° 96-13 (1996), marque un tournant dans la manière d'appréhender le problème de l'eau. En terme des eaux résiduaires urbaines, l'article 99 du code des eaux stipule « *il est interdit d'évacuer dans les fonds du domaine public hydraulique des effluents urbains et industriels contenant des substances solides, liquides et gazeuses, des agents pathogènes, en quantité et concentration de toxicité susceptible de porter atteinte à la santé publique, à la faune et à la flore* ».

L'article 85 bis, du même code des eaux, précise que « *les agglomérations de plus de cent mille habitants doivent disposer impérativement de procédés et de systèmes d'épuration des eaux usées. Sont soumis aux mêmes obligations, les localités situées dans les périmètres de protection, en amont des ouvrages hydrauliques d'approvisionnement des populations en eau potable* ».

La nouvelle loi n°05-12 (2005) relative à l'eau fixe les règles applicables pour l'utilisation, la gestion et le développement durable des ressources en eau. En matière d'assainissement urbain, l'article 2 de cette loi souligne que les objectifs assignés au développement durable des ressources en eau visent à assurer « *la préservation de la salubrité publique et la protection des ressources en eau et des milieux aquatiques contre les risques de pollution à travers la collecte et l'épuration des eaux usées domestiques et industrielles ainsi que les eaux pluviales et de ruissellement dans les zones urbaines* ».

C'est le seul texte législatif relatif à la gestion des eaux pluviales urbaines et qui admet que les eaux pluviales et les eaux de ruissellement dans les zones urbaines ne doivent pas être considérées comme « propres ».

Le cadre réglementaire algérien présente aussi de nombreuses prescriptions relatives à la protection de l'environnement.

La loi n° 83-03 (1983) relative à la protection de l'environnement précise que « *l'autorisation de déversement est refusée notamment lorsque les matières déversées sont de nature à nuire à la capacité de « régénération naturelle des eaux, aux exigences de l'utilisation des eaux réceptives, à la protection de la santé publique, à la protection de la faune et de la flore, à l'écoulement normal des eaux* ».

En outre, conformément aux dispositions des articles 48 à 51 de la loi n° 03-10 (2003), plus récente, relative à la protection de l'environnement dans le cadre du développement durable, les milieux hydriques et les écosystèmes aquatiques doivent être protégés contre toutes formes de pollution susceptible d'altérer la qualité des eaux.

La réglementation internationale (directive européenne 21-05-91), qui est utilisée actuellement en Algérie, précise les niveaux de traitement à atteindre en fonction de la sensibilité du milieu récepteur.

Les textes législatifs évoqués précédemment ⁽¹⁾, reflètent la politique nationale de la gestion de l'eau dont l'une des préoccupations principales est la protection des ressources en eau et de l'environnement dans le cadre d'un développement durable.

Ces textes définissent les obligations que les acteurs concernés par l'assainissement doivent respecter pour assurer la sauvegarde des milieux aquatiques. Les prescriptions réglementaires font obligations aux responsables de l'assainissement à collecter et épurer les eaux usées et industrielles ainsi que les eaux pluviales urbaines, si cela s'avère nécessaire (loi n°05-12 relative l'eau).

En ce qui concerne les rejets urbains, ces lois ne semblent pas faire l'objet d'une application dans la pratique, d'où la pollution organique et physico-chimique croissante des cours d'eau.

Le milieu urbain et périurbain évolue très rapidement. Pour résoudre les problèmes d'assainissement engendrés par cette évolution rapide, la problématique de la gestion des eaux urbaines doit être évoquée et prise en compte lors de la procédure d'élaboration d'un projet d'aménagement et d'urbanisme.

(1) Les textes législatifs ont été consultés sur le Journal Officiel de la République Algérienne Démocratique Populaire /www.joradp.dz

Par exemple, la procédure d'élaboration d'un plan d'occupation des sols (POS) permet d'organiser une concertation entre les différentes personnes concernées par l'aménagement urbain, qu'il s'agisse des acteurs des collectivités locales, des services de l'Etat, ou encore, des citoyens organisés en associations (Art. 7 et Art. 8, décret exécutif n° 91-178 (1991)). Cette étape constitue donc un moment privilégié pour aborder la gestion de l'assainissement et de la maîtrise des eaux pluviales urbaines. La composition du groupe de travail résultant de cette concertation peut être déterminante pour la mise en évidence des problèmes d'assainissement. De la qualité du dialogue dépend en fait, la prise en compte globale du cycle de l'eau.

Mais, dans la plupart des cas, les techniciens de l'assainissement sont absents du groupe de travail, tandis que les urbanistes sont largement représentés ; ceci traduit l'idée selon laquelle l'urbanisme précède l'assainissement qui doit alors s'adapter aux décisions. Actuellement, l'étude du projet d'assainissement au niveau du POS commence une fois que le plan de masse est fixé.

Cette approche exclut l'occasion de proposer des solutions techniques nouvelles pour l'assainissement des eaux pluviales, en remplacement ou en complément des solutions traditionnelles. Pourtant, le règlement de POS (Art. 18 (1b), décret exécutif n° 91-178 (1991)) peut être utilisé pour établir les prescriptions sur le mode d'assainissement à privilégier ou les limitations d'imperméabilisation du sol et imposer aux aménageurs la réalisation de surfaces d'espaces verts proportionnelles aux superficies drainées pour la meilleure maîtrise des eaux pluviales.

Pour mieux comprendre les problèmes de la gestion des eaux pluviales, nous nous sommes penchés sur le cas de la ville de Annaba.

1.4.2 Gestion des eaux urbaines et des inondations de la ville de Annaba

Après l'indépendance, la ville de Annaba à l'image du pays, a connu une industrialisation massive (Fig. 1.2). Ceci s'est traduit par un exode rural important. Actuellement la ville compte 244247 habitants (RGPH de 1998) contre 86000 habitants en 1966.

Cet accroissement de la population s'est accompagné d'une forte urbanisation entraînant une extension du réseau d'assainissement, dont le linéaire compte actuellement 120 km (Office National d'Assainissement de Annaba (ONA), 2006). Le réseau d'assainissement fonctionne en système séparatif presque pour toute la ville, sauf pour sa partie centrale qui est dotée d'un système unitaire.

Les analyses des eaux pluviales réalisées en différents points du réseau pluvial ont révélé les concentrations élevées de ces dernières en polluants tels que DBO5, DCO, MES et NTK (Rapport « Mesures sur les réseaux », DHW, 2007). Ceci peut être expliqué par le raccordement illicite des eaux résiduaires domestiques au réseau pluvial. Face aux multiples problèmes de l'assainissement, dans les années 80 la ville s'est dotée d'un système de lagunage afin d'épurer les eaux résiduaires provenant de la ville et des agglomérations environnantes. Mais par le manque de maîtrise de ce système, ce dernier n'est pas opérationnel depuis deux dernières décennies.

Ainsi, l'urbanisation rapide qui procède souvent les réflexions sur les projets d'assainissement, l'absence du schéma directeur de l'assainissement de la ville ont fait que la quasi-totalité des eaux usées et pluviales urbaines est rejetée directement dans le milieu naturel (Fig. 1.3 et Fig. 1.4) (Source : DHW de Annaba, 2007).

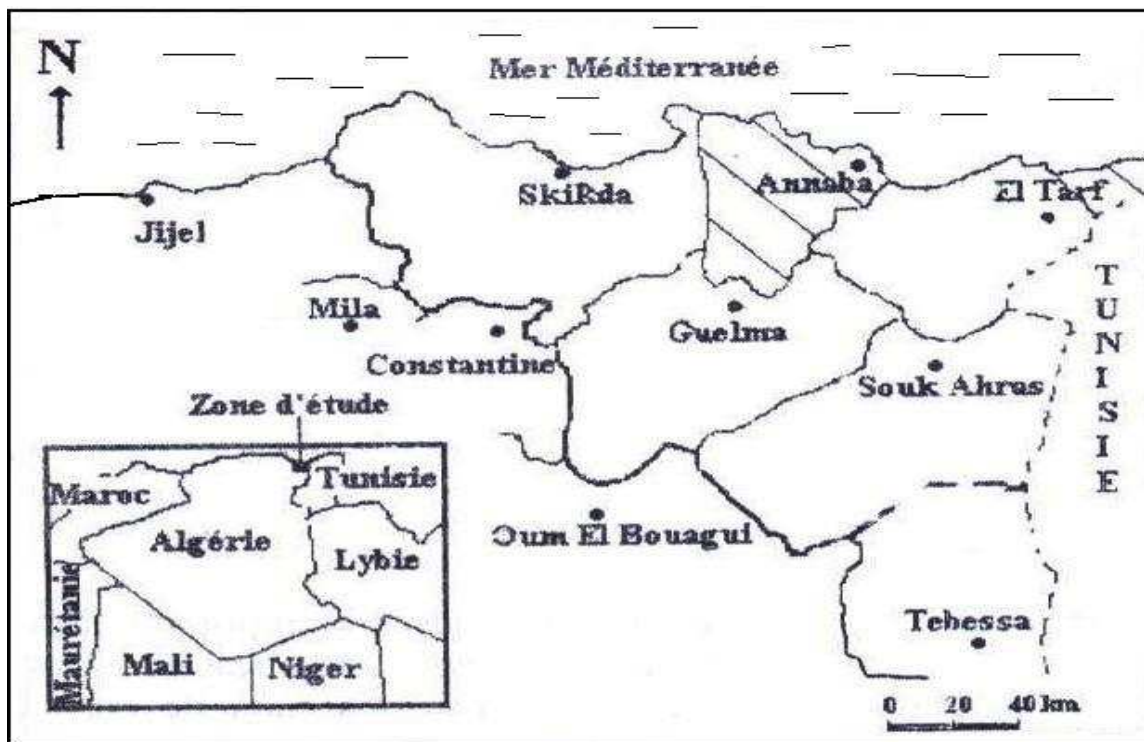


Fig. 1.2 Situation géographique de Annaba

Ainsi, la gestion actuelle des eaux urbaines (usées et pluviales) est telle que leurs rejets provoquent la pollution des milieux aquatiques et aggravent les conditions sanitaires de la ville.

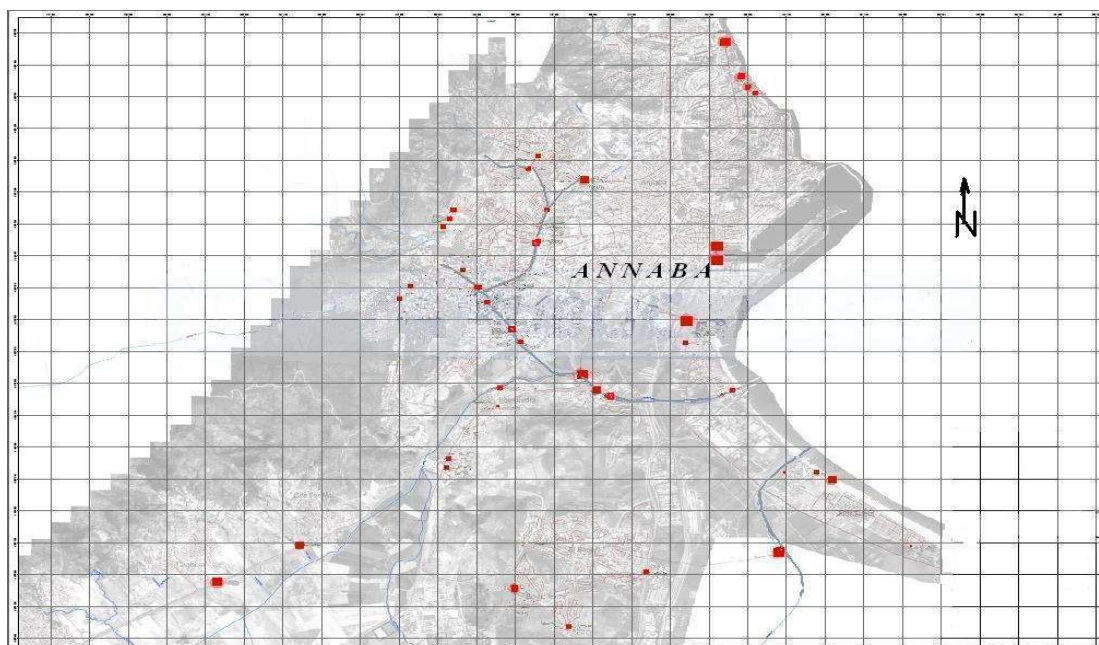


Fig. 1.3 Localisation des points de rejets directs des eaux usées et pluviales urbaines de Annaba. Les rejets sont marqués par les points de couleur rouge. (Source : DHW de Annaba, 2007).



Fig. 1.4 Points de rejets directs des eaux usées et pluviales de Annaba

La ville de Annaba étant située sur une plaine à faible pente, lieu de l'expansion des crues des oueds drainant les bassins versants à forte pente du massif de l'Edough est constamment exposée au risque d'inondation. En outre, le développement de la ville sur les zones particulièrement exposées aux inondations (zone horizontales, et même dépressionnaires) constitue un facteur aggravant le risque d'inondation par ruissellement superficiel urbain.

Durant les trois dernières décennies la ville a subi trois inondations majeures, qui ont marqué la mémoire de ses habitants. Ces inondations ont eu lieu en 1979, 1982 et 2005. Lors de l'inondation survenue le 14 décembre 2005, les quartiers les plus touchés par l'eau étaient situés dans la partie sud de la ville (Sidi Brahim), dans les zones dépressionnaires de la partie centrale de ville (La Colonne) et sur la plaine Ouest (cité Ryhm, cité Oued Forcha) (Fig. 1.5) (source : Service de Protection Civile de Annaba). Hormis ces inondations importantes, la ville souffre quasi annuellement des inondations aux conséquences moins graves.



Fig. 1.5 Image représentant la localisation des quartiers inondés (en couleur bleu clair) de Annaba lors de l'événement pluvial du 14 décembre 2005.

Pour protéger la ville contre les inondations les mesures structurelles ont été privilégiées ⁽²⁾. Ainsi, un réseau de canaux a été réalisé et est constitué du canal de ceinture et du canal Kef N'Sour. L'objectif principal de la réalisation de ces ouvrages est de faire transiter les débits des oueds du massif Edough jusqu'à la mer afin de protéger la ville contre l'expansion des crues.

Néanmoins, les inondations fréquentes dont souffre la ville, démontrent que l'une des causes de ces dernières est l'insuffisance hydraulique du système de protection et du réseau d'assainissement pluvial existants face à la nouvelle situation de la ville.

L'extension de la ville vers les zones potentiellement inondables (plaine Ouest) continue sans qu'aucune réglementation ne soit appliquée afin de diminuer la vulnérabilité des habitants face au phénomène d'inondation (Rapport sur la situation des ouvrages de protection de la ville contre les inondations. Commune de Annaba, 2005). Ceci crée un danger réel en cas d'événement important car l'enjeu humain est vital.

⁽²⁾ L'analyse plus détaillée de la gestion des inondations de la ville de Annaba est présentée au chapitre 5.

1.5 Objectif de l'étude

Il découle de ce qui a été dit précédemment, que la gestion des eaux pluviales a pour objectif la protection des personnes et des biens contre les inondations et la préservation du milieu naturel.

Il a été constaté, sur l'exemple de la gestion des inondations de la ville de Annaba, que l'une des causes des inondations fréquentes que subit la ville est l'insuffisance hydraulique des ouvrages de protection et du réseau d'assainissement pluvial urbain face aux événements pluvieux qui se sont produits. La conception et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques nécessitent la connaissance des pluies estimées pour une « période de défaillance » appropriée aux ouvrages. En réponse à cette problématique, la première partie de l'étude est consacrée à l'estimation des données pluviométriques. Dans cette étude, la méthode d'estimation régionale des précipitations journalières maximales a été élaborée, ainsi que la méthodologie d'établissement des courbes intensité-durée-fréquence (IDF) dont le modèle demeure l'approche statistique la plus courante, particulièrement en hydrologie urbaine, pour établir la relation pluie-débit et dimensionner les ouvrages hydrauliques. Ces méthodes ont été appliquées aux données pluviométriques de la région de Annaba.

La deuxième partie porte sur la stratégie de la gestion des risques d'inondation. L'exemple de la gestion des inondations de la ville de Annaba montre que la stratégie adoptée de cette gestion est une stratégie de protection, qui se traduit par la réalisation d'ouvrages de protection. Mais, quelle que soit la technique utilisée et quelles que soient les dimensions des ouvrages, il y aura forcément un jour où ces ouvrages seront insuffisants. Ainsi, pour assurer le développement durable de la ville vis-à-vis du risque d'inondation, il est nécessaire de combiner les techniques de protection avec les mesures préventives, qui permettront de réglementer voir d'interdire l'urbanisation dans les zones potentiellement inondables. Le Plan de Prévention des Risques des Inondations (PPRI) constitue l'un des instruments de prévention des risques des inondations. A cet égard, dans cette étude nous avons proposé une méthodologie d'élaboration d'un Plan de Prévention des Risques des Inondations par ruissellement pluvial dont certaines étapes ont été appliquées dans l'étude du risque d'inondation d'un bassin versant à urbaniser, situé dans la partie sud de la ville de Annaba.

CHAPITRE 2

METHODES ET MODELES HYDROLOGIQUES EN HYDROLOGIE GENERALE ET URBAINE

2.1 Modèles hydrologiques

La résolution des problèmes liés à la gestion des eaux pluviales des bassins versants notamment l'aménagement des ouvrages hydrauliques et la prévention des inondations nécessite la connaissance des débits. Dans cette optique, l'utilisation d'un modèle de calcul des débits et d'estimation des précipitations à l'échelle d'un bassin versant devient nécessaire.

L'intérêt d'un modèle réside dans sa capacité à apporter une réponse satisfaisante aux questions que l'on se pose à propos de l'objet modélisé, ce qui nous renvoie à l'objet assigné au modèle qui doit bien entendu précéder et orienter la conception et la construction du modèle. Généralement les modèles sont utilisés pour la prévision, la prédétermination (évaluation de données d'un projet) et la reconstitution de données. Dans ce chapitre nous présentons les modèles les plus utilisés dans le domaine de la modélisation hydrologique.

2.1.1 Différentes approches de modélisation

Les composantes de base du cycle hydrologique incluent : les précipitations, l'évapotranspiration, l'infiltration, l'écoulement de surface, l'écoulement dans les cours d'eau et l'écoulement souterrain. Le mouvement de l'eau entre les différentes phases du cycle hydrologique est irrégulier dans l'espace et dans le temps pouvant produire des extrêmes (inondations et sécheresses). La détermination de la magnitude et de l'intensité de ces éventuels extrêmes est d'une grande importance pour l'hydrologue (Bendient, 2002). Le cycle hydrologique est très complexe, mais sous certaines hypothèses, la réponse d'un bassin versant pour un événement tel que les précipitations, les infiltrations ou l'évapotranspiration peut être faite. L'hydrologue doit être capable de calculer ou d'estimer l'ensemble de ces composantes pour concevoir convenablement un projet dans le domaine de la gestion des eaux pluviales. Les principales préoccupations d'un hydrologue incluent (Bendient 2002) :

- Les inondations ;
- L'effet du développement urbain sur la capacité du système de drainage ;
- La détermination des zones inondables suite à une éventuelle crue.

Dans n'importe quel système hydrologique, le bilan hydrologique peut être développé en tenant compte des différents cours d'eau et couches de stockage.

L'équation de continuité hydrologique pour n'importe quel système s'écrit sous la forme suivante :

$$K - Q = \frac{dS}{dt}, \quad (2.1)$$

avec, K : entrée du système en volume/ temps ; Q : sortie du système en volume/temps et dS/dt : variation de stockage du système en volume/temps.

Pour un intervalle de temps donné, le modèle mathématique du bilan hydrologique s'écrit, en tenant compte de toutes les composantes du cycle hydrologique, sous la forme suivante :

$$P - R - G - E - T = \Delta S, \quad (2.2)$$

Où P : précipitations ; R : ruissellement de surface ; G : écoulement souterrain ; E : évaporation ; T : transpiration et ΔS : variation de stockage.

La détermination du débit de sortie d'un bassin versant est d'une grande importance pour un hydrologue, surtout quand il s'agit du contrôle du phénomène inondation, du dimensionnement des ouvrages de protection contre les inondations ou du système d'assainissement pluvial urbain. Pour répondre de façon adéquate à leurs besoins, les hydrologues ont développé des outils que l'on appelle modèles hydrologiques.

Un modèle est une représentation d'un phénomène physique, afin d'en avoir une meilleure compréhension ou d'analyser l'influence qu'il exerce. La représentation peut être physique, analogue ou mathématique (Gaume, 2001). Dans le premier cas, le modèle est une maquette qui reproduit d'une manière adéquate la réalité. Les modèles analogues utilisent les similitudes qui existent entre le phénomène à étudier et un autre phénomène physique. La modélisation mathématique est un outil essentiel pour la connaissance des phénomènes naturels, ils essayent d'établir un lien entre les variables d'entrée et de sortie par les relations mathématiques. Au cours de ces dernières années, les efforts de la recherche pour la compréhension du cycle de l'eau dans les milieux naturels associés aux développements de l'informatique, se sont concrétisés par l'apparition d'une multitude de modèles mathématiques.

La modélisation des phénomènes et comportement hydrologiques des bassins versants est incontournable dès lors qu'on s'intéresse à des problèmes relatifs à l'aménagement du territoire et aux différents risques hydrologiques (inondation, sécheresse). Cette modélisation est sensée décrire de manière fidèle et réaliste les différentes étapes liées à la transformation de la pluie en débits et fournir aussi des informations sur le dimensionnement des ouvrages hydrauliques. Le terme de modèle recouvre une large variété d'outils, à la philosophie et aux objectifs différents. Les approches habituellement utilisées dans la modélisation pluie-débit sont :

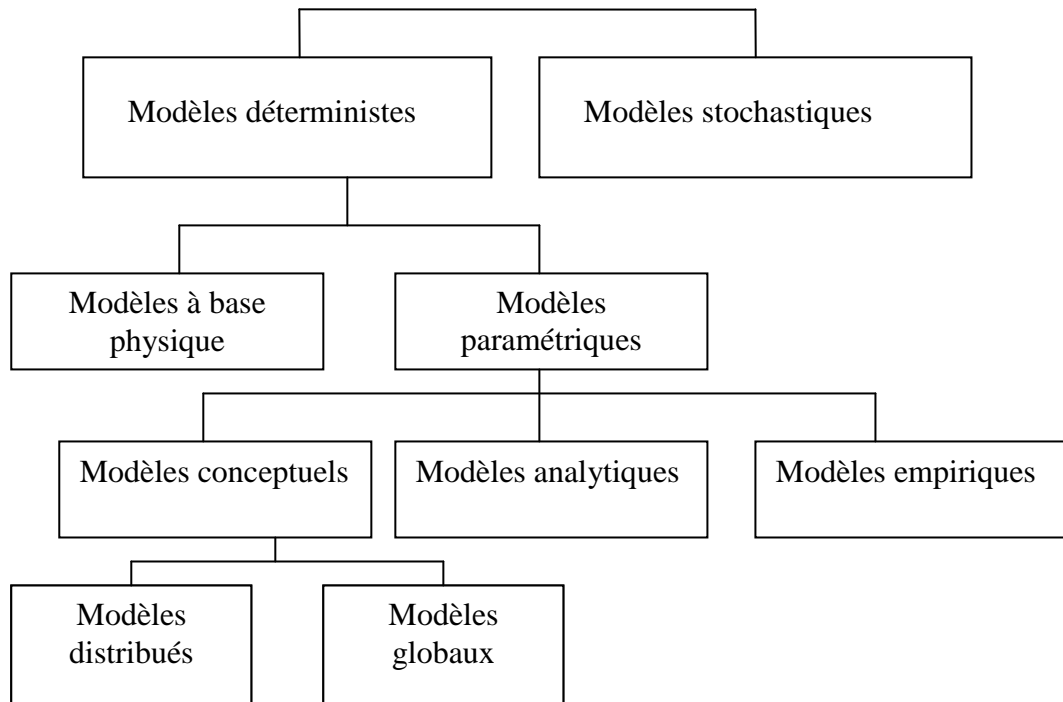


Fig.2.1 Différentes approches de modélisation

2.1.2 Modèles hydrologiques

1. Modèles stochastiques Compte tenu des incertitudes sur les données et quelquefois même sur les processus en jeu, une modélisation stochastique peut sembler appropriée, qu'il s'agisse de l'hydrologie ou de l'environnement. Ainsi Jensen (1992) considère qu'une approche stochastique est un moyen rationnel de traiter la caractérisation spatiale de la variabilité, et d'établir un lien entre les incertitudes des paramètres et celles des prédictions. Toutefois cette approche nécessite la connaissance des lois de probabilité les plus courantes pour la variable considérée ou au moins de leurs premiers moments.

2. Modèles déterministes. Un modèle est dit déterministe si aucune de ses grandeurs n'est considérée comme aléatoire. La plupart des modèles hydrologiques sont déterministes. Ces modèles associés à chaque jeu de variable de forçage (variables indépendantes d'entrée du modèle, peuvent être essentiellement des données pluviométriques), de variables d'état du système modélisé et de paramètres, une valeur de réalisation unique des variables de sortie (il s'agit essentiellement des débits, simulés à l'exutoire d'un bassin versant) (Mafti, 2002).

3. Modèles à base physique. Le modèle à base physique est basé uniquement sur des équations de la physique, et ne comportant aucun paramètre. Il n'existe pas de modèle à base physique au sens strict en hydrologie. Certains modèles tentent à s'en rapprocher.

L'importance de l'hétérogénéité spatiale dans la réponse hydrologique des bassins versants rend cependant difficile l'utilisation de tels modèles. La précision spatiale des données disponibles en particulier concernant les types de sols et leurs profondeurs n'est pas suffisante. Dans la pratique, certaines données disponibles du bassin versant doivent être évaluées par calage et deviennent, de fait, des paramètres et non des données (Maison, 2001).

4. Modèles paramétriques. Les modèles paramétriques sont des modèles incluant des paramètres dont la valeur doit être estimée par calage.

5. Modèles empiriques. Le type de fonctions reliant les variables est fixé a priori. Le niveau de complexité étant fixé, le calage consiste alors à déterminer la combinaison de fonction s'ajustant le mieux aux données mesurées (Gaume, 2001).

6. Modèles analytiques. Ce sont des modèles pour lesquels les relations entre les variables de sortie et les variables d'entrée ont été établies par analyse de série de données mesurées.

7. Modèles conceptuels. Ce type de modèle repose sur l'analogie remarquée entre le fonctionnement d'un bassin versant et un ensemble de réservoirs interconnectés. Plus précisément, quand la structure du système et des lois le régissant sont inconnues, le comportement du système en question est simplifié. Ainsi les modèles conceptuels intègrent des facteurs complexes en essayant de décrire le concept physique de comportement du système par une représentation plus simple.

8. Modèles globaux. Les modèles globaux offrent à l'utilisateur un choix très attractif car il présente une structure très simplifiée, il ne demande pas trop de données, faciles à utiliser et à calibrer. La représentation du processus hydrologique est très simplifiée. Il peut souvent mener à des résultats satisfaisants, et spécialement si l'objectif est la prévention d'une crue.

9. Modèles spatialisés. Actuellement plusieurs modèles spatialisés correspondant à différentes écoles hydrologiques sont en phase avancée de développement. En principe, les modèles spatialisés sont des modèles qui utilisent des entrées et des sorties où les caractéristiques des bassins versants sont distribuées dans l'espace. La spatialisation peut être arbitraire ou basée sur des divisions morphologiques naturelles (découpages en sous bassins versants) ou hydrologiques (aires contributives). Les modèles spatialisés sont classés en trois grands types de classes :

- Modèles conceptuels spatialisés ou semi spatialisés ;
- Modèles physiques spatialisés ;
- Modèles physiques conceptuels semi spatialisés.

2.2 Méthode de l'hydrogramme unitaire

2.2.1 Hydrogramme unitaire

La méthode de l'hydrogramme unitaire est une méthode semi empirique proposée par Sherman en 1932. C'est une des plus importantes contributions relatives au calcul du ruissellement de surface. Elle permet de déterminer le ruissellement direct, auquel on doit ajouter le débit de base calculé par ailleurs pour obtenir le débit total et le volume total de la crue. Cette méthode considère le bassin versant comme « transformateur » qui reçoit une entrée (hyétogramme de pluie) et fournit une réponse (hydrogramme à l'exutoire) et consiste en l'utilisation d'un hydrogramme unitaire (HU), réponse du bassin versant à une pluie élémentaire, représentée par un hyétogramme unitaire (Fig. 2.2)

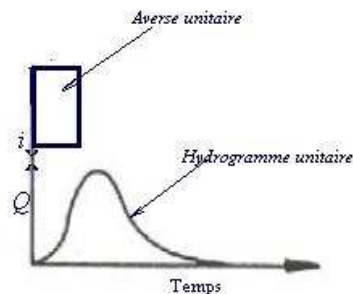


Fig. 2.2 Hydrogramme unitaire

Ainsi, on peut formuler la définition suivante de l'hydrogramme unitaire : c'est un hydrogramme représentant une unité de ruissellement direct, produit par une précipitation nette d'une hauteur unitaire répartie uniformément sur un bassin versant avec une intensité constante durant un intervalle de temps donné.

Les hypothèses à la base du concept de l'hydrogramme unitaire sont les suivantes:

- La précipitation nette unitaire est d'intensité constante et uniformément répartie sur le bassin versant ;
- Les caractéristiques du bassin versant ne varient pas dans le temps ;
- Le comportement hydrologique du bassin versant suit un comportement linéaire.

Dans le cadre de ces hypothèses, les durées d'averse unitaire doivent être suffisamment petites vis-à-vis du temps de concentration (t_c) du bassin versant. En pratique, on choisit une averse unitaire de durée $t_r \leq \frac{t_c}{3\text{à}5}$ (Réménéieras, 1986).

L'hypothèse fondamentale de la méthode de l'hydrogramme unitaire est la linéarité entre les entrées (averses) et les réponses (débits ruisselés), c'est-à-dire que l'hydrogramme résultant d'une averse k fois plus importante que l'averse unitaire de même durée t_r est k fois plus important que l'hydrogramme unitaire en tous points (Fig. 2.3, b)). Les averses de durée plus longue que celles pouvant être considérées comme unitaires seront divisées en plusieurs averses élémentaires suffisamment courtes pour que l'on puisse établir pour chacune d'elles les hydrogrammes unitaires y relatifs. L'hydrogramme afférent à l'averse totale sera obtenu par sommation des ordonnées des hydrogrammes de chacune des averses unitaires (Fig.2.3, c)).

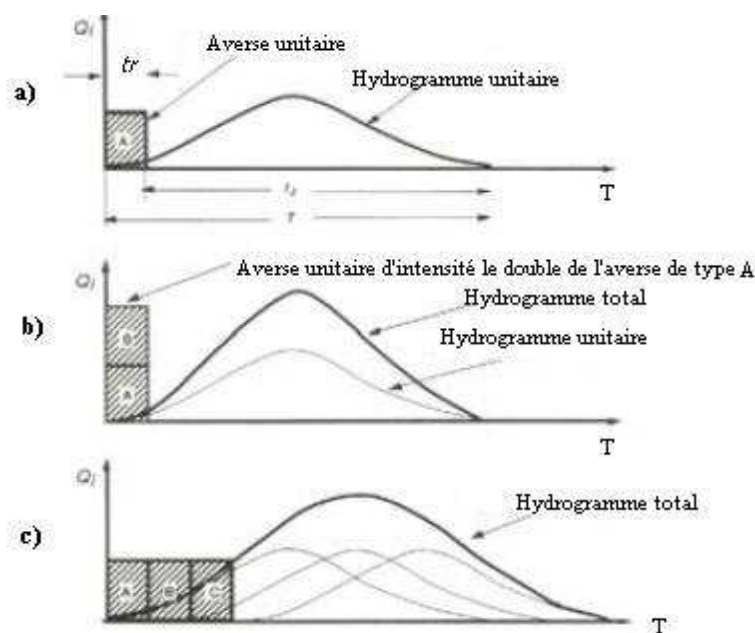


Fig. 2.3 Principe de proportionnalité et superposition de l'hydrogramme unitaire. Sur les figures a), b) et c) sont représentés respectivement l'averse unitaire et l'hydrogramme unitaire correspondant ; l'hydrogramme correspondant à une averse d'intensité double de celle de l'averse unitaire et l'hydrogramme correspondant à une averse de durée triple de celle de l'averse unitaire mais de même intensité.

1. Construction de l'hydrogramme unitaire à partir d'une averse complexe de durée très supérieure à celle des averses unitaires

Pour établir l'hydrogramme unitaire à partir d'une averse complexe, on suppose que les observations aient conduit à l'hydrogramme de ruissellement et à l'hétérogramme moyen de la pluie nette donnée par la figure 2.4. La crue résulte d'une averse d'intensité variable et de durée triple de la durée limite des averses unitaires du bassin. Pour déterminer l'hydrogramme unitaire on procède à la décomposition de l'averse réelle en averses élémentaires chacune d'intensité constante (i_1 , i_2 et i_3) et de même durée (t) et à la séparation des composantes de l'hydrogramme de ruissellement afférentes à ces averses élémentaires, par discrétisation de l'hydrogramme (Fig. 2.4).

Le schéma ci-dessus représente cette décomposition, que l'on effectuera en pratique en résolvant le système linéaire suivant :

$$\begin{cases} q_1 = i_1 \cdot y_1 \\ q_2 = i_1 \cdot y_2 + i_2 \cdot y_1 \\ q_3 = i_1 \cdot y_3 + i_2 \cdot y_2 + i_3 \cdot y_1 \\ \dots \\ q_n = \sum_{k=1}^n i_k \cdot y_{n-k+1} \\ \dots \end{cases} \quad (2.3)$$

où les notations sont celles du schéma ci-dessous (Fig.2.4) et les y_i les ordonnées de l'hydrogramme unitaire.

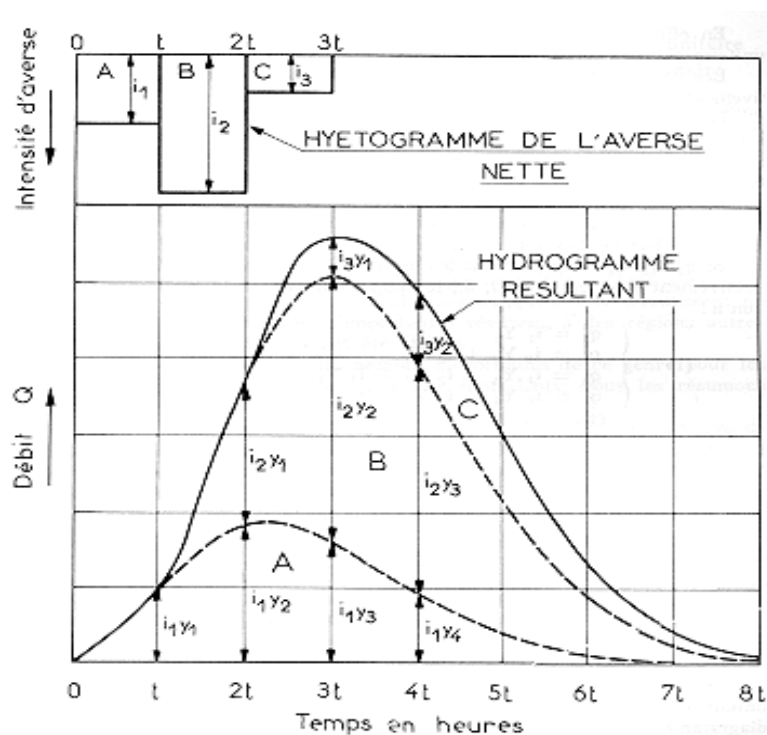


Fig. 2.4 Hyétogramme et hydrogramme relatifs à une averse complexe.

2. Détermination de l'hydrogramme afférent à une averse complexe

Le processus suivi ci-dessus peut être appliqué « en sens inverse » pour calculer l'hydrogramme de ruissellement d'une averse de longue durée, lorsqu'on possède l'hydrogramme unitaire du bassin versant. Dans ce cas, on connaît les ordonnées y_1, y_2, \dots, y_n de ce dernier diagramme, ainsi que les intensités de pluie i_1, i_2, \dots, i_n et le système d'équations simultanées (2.3) permet de calculer les ordonnées q_1, q_2, \dots, q_n de l'hydrogramme cherché. Sous cette forme, la méthode de l'hydrogramme unitaire a reçu maintes applications et a fait l'objet de nombreuses variantes, l'une des plus connues est celle de Snyder.

2.2.2 Hydrogramme unitaire synthétique de Snyder

L'hydrogramme unitaire synthétique est largement employé pour connaître l'allure générale de l'hydrogramme d'un bassin versant, car souvent les hydrogrammes et hyétogrammes ne sont pas disponibles. Snyder a proposé un certain nombre de formules pour déterminer les éléments principaux de l'hydrogramme unitaire tels que le débit de pointe, le temps de base et le « lag » à partir des caractéristiques physiques et géographiques des bassins de la Région des Appalaches aux Etats-Unis (Fig.2.5) (Chow, 1988).

Le paramètre de base choisi par cet auteur est le « lag » ou « temps de réponse » du bassin (t_l) qu'il définit comme intervalle de temps compris entre le centre de gravité de l'hyétogramme et la pointe de l'hydrogramme unitaire correspondant, il serait donné en heures par la formule :

$$t_l = 1.1 \text{ à } 1.4 (L L_g)^{0.3} \quad (2.4)$$

où L est la longueur du cours d'eau principal du bassin ; L_g est la distance (mesurée le long du cours d'eau principal) entre l'exutoire et le centre de gravité du bassin versant.

La durée t_r de l'averse unitaire est déduite du « lag » par la formule :

$$t_r = \frac{t_l}{5.5} \quad (2.5)$$

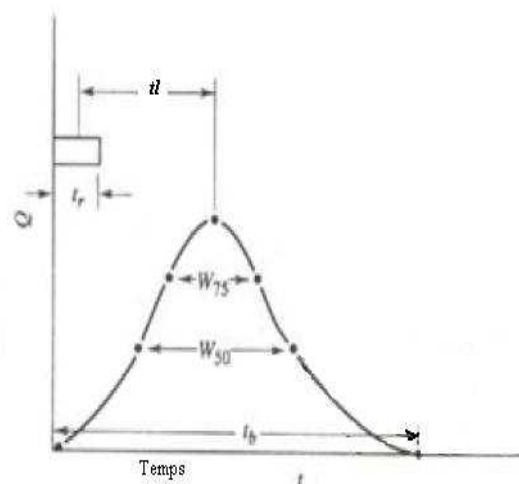


Fig. 2.5 Hydrogramme unitaire synthétique de Snyder

Si la durée de l'averse nette excède t_r de quantité Δt_r le « lag » prend la valeur :

$$t_l' = t_l + \frac{\Delta t_r}{4} \quad (2.6)$$

La valeur de débit de pointe Q_p de l'hydrogramme unitaire exprimé en $m^3/s/cm$ est calculée par :

$$Q_p = \frac{2.75 A C_p}{t_l} \quad (2.7)$$

Où A est la superficie du bassin et C_p est un coefficient empirique qui varie de 0.59 à 0.69.

On calcule le temps de base selon la formule $t_b = 24(3 + t_l/8)$ pour les grands bassins, et il varie entre $3t_c$ et $5t_c$ pour les moyens et petits bassins, ici t_c est le temps de concentration du

bassin. Pour construire la courbe de l'hydrogramme unitaire, on calcule sa largeur à 50 et 75% du débit de pointe :

$$W_{50} = 2.14 \left(\frac{Q_p}{A} \right)^{-1.08} ; \quad W_{75} = 1.22 \left(\frac{Q_p}{A} \right)^{-1.08} \quad (2.8)$$

L'hydrogramme unitaire synthétique de Snyder a été par la suite, tel qu'il a été rapporté par Chow (1988), modifié par le U.S. Army Corps of Engineers (1972) pour obtenir cinq paramètres permettant la construction d'un hydrogramme unitaire synthétique.

2.3 Méthode de SCS (Soil Conservation Service)

La méthode de SCS est une méthode semi empirique, proposée par Soil Conservation Service en 1972. Cette méthode peut être appliquée à des bassins peu imperméabilisés, montagneux et marécageux. Le Soil Conservation Service a développé une procédure permettant de définir la fonction de production et fonction de transfert du processus de transformation pluie-débit d'un bassin versant.

2.3.1 Fonction de production

Dans la réalité des faits lorsque la pluie commence à tomber, il n'y a pas de ruissellement immédiat. Le modèle SCS suppose qu'il faut qu'une hauteur de pluie I_a soit déjà tombée pour satisfaire l'interception par les végétaux et les dépressions du sol. On appelle S_{max} infiltration potentielle maximale du sol. Le modèle SCS donne les relations expérimentales suivantes :

$$R = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (2.9)$$

Où R est le volume ruisselé ; P est la hauteur totale de pluie tombée et S est l'infiltration potentielle maximale.

La méthode propose d'utiliser la relation (Deutsch, 1989):

$$I_a = 0.2 S \quad (2.10)$$

On admet que l'infiltration potentielle maximale est liée au paramètre de ruissellement CN par la relation :

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right). \quad (2.11)$$

CN est appelé dans la méthode « curve number » (un coefficient d'aptitude au ruissellement). L'appréciation de la fonction de production dans la méthode se ramène donc à une évaluation du paramètre S que l'on applique au bassin versant découpé en zones homogènes du point de vue du sol et du couvert végétal.

Cette approximation se fait par l'usage d'un tableau à triple entrée, dans lequel est pris en compte :

- Le facteur sol. Une classification en quatre groupes est en usage :
 - groupe A aptitude au ruissellement forte (sable profond et très perméable),

- groupe B infiltration moyenne (sols sableux moins profond, moyennement chargés en loess et argile),
- groupe C infiltration faible (sols peu profonds moyennement argileux),
- groupe D infiltration très faible (sols très argileux) ;
- Le facteur occupation du sol et pratiques culturales
- Le facteur antécédent de pluie et de la saison.

Les antécédents de pluie ont un important effet sur le ruissellement. Généralement, on considère qu'il est influencé par un antécédent de pluie de un à trente jours.

- Condition AI : c'est la condition du sol sec.
- Condition AII : c'est la condition moyenne.
- Condition AIII : quand les grosses chutes de pluie ou de légères pluies associées à de basses températures se sont produites dans les cinq jours précédents.

Les tableaux 1, 2 et 3, portés dans l'annexe 1, permettent une évaluation aisée du paramètre de ruissellement CN. Pour un bassin versant composé de différents types de sols, on peut aussi établir un CN composite par moyenne pondérée:

$$CN_{comp.} = \frac{\sum_i A_i CN_i}{\sum_i A_i}, \quad (2.12)$$

où i représente l'indice associé à la subdivision du bassin en sous bassins de type de sol uniforme et A_i est l'aire de la subdivision i .

2.3.2 Fonction de transfert

La fonction de transfert est présentée dans la méthode SCS par l'hydrogramme unitaire paramétrique synthétique dont les paramètres se déterminent par les relations empiriques suivantes :

Le temps de réponse (lag time) du bassin versant, exprimé en heures, est calculé par :

$$t_l = \frac{1.347L^{0.8}(S + 2.54)^{0.7}}{1900\sqrt{I}} \quad (2.13)$$

Où L est la longueur hydraulique du bassin (km^2) ; I est la pente moyenne du bassin et S est égal à $S = \frac{2540}{CN} - 25.4$.

Le temps de concentration du bassin versant est calculé par : $t_c = \frac{t_l}{0.6}$ (2.14)

Le temps de pointe est donné par : $t_p = \frac{D}{2} + t_l$ (2.15)

où D est la durée de l'averse nette.

La valeur de débit de pointe Q_p de l'hydrogramme unitaire exprimé en $\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}$ est calculée par :

$$Q_p = \frac{2.08A}{t_p} \quad (2.19)$$

Ainsi, le modèle du SCS de ruissellement direct repose sur l'hydrogramme unitaire normalisé (qui est la moyenne de nombreux HU calculés pour différents bassins versants) représenté sur la figure 2.6.

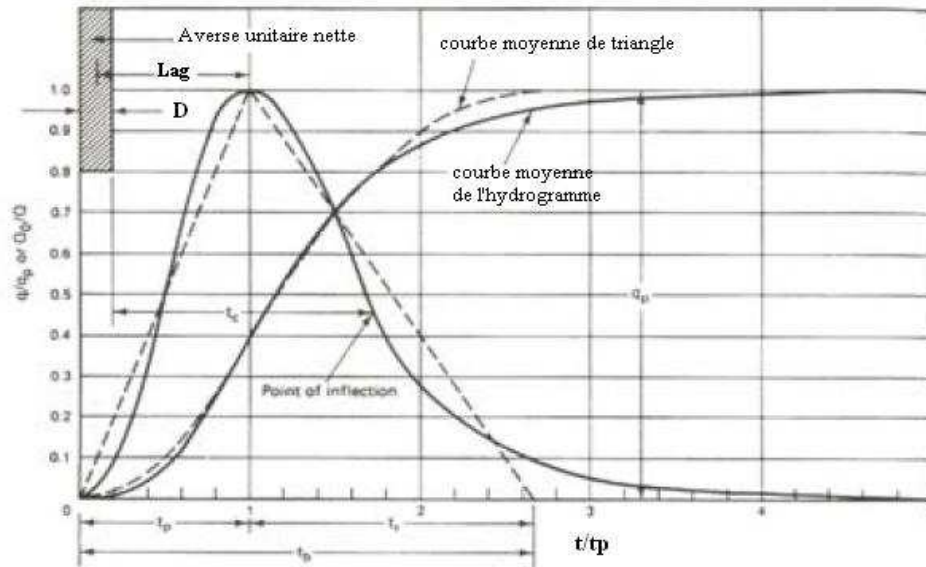


Fig. 2.6 Hydrogramme unitaire du SCS exprimé sous forme adimensionnelle

Cet hydrogramme normalisé représente le débit d'écoulement Q comme une fraction du débit de pointe Q_p . Ainsi il suffit de connaître le temps de concentration du bassin versant pour déterminer le temps de pointe t_p et débit de pointe Q_p et obtenir l'hydrogramme unitaire désiré par simple multiplication de l'hydrogramme unitaire normalisé.

2.4 Modèles à réservoirs

2.4.1 Concepts de base des modèles à réservoirs

Les modèles présentés précédemment sont beaucoup utilisés pour les bassins ruraux ou naturels dont les caractéristiques changent lentement, leur utilisation pour des bassins versants urbains dont les caractéristiques évoluent plus rapidement peut poser des problèmes (Chocat, 1997). Afin de pouvoir mesurer plus facilement l'influence des changements de structure dans les bassins versants de nouveaux modèles analytiques globaux ont été élaborés, issus de l'analyse dynamique des systèmes. Le bassin versant est considéré comme un système complexe réalisant un transfert de flux (transformation de pluie en débit à l'exutoire). L'idée de départ est que les différentes parties du sol se comportent comme des réservoirs d'eau, se remplissant chacun suivant une loi conditionnée par la partie du système située à l'amont, et se vidant selon une loi qui dépend de sa constitution, de son degré de remplissage. Pour la modélisation de la transformation pluie-débit à l'exutoire, les bassins peuvent être assimilés à une succession de réservoirs.

Comme on utilise une image réservoir, on introduit une nouvelle variable dite variable d'état, qui va mesurer la quantité d'eau stockée dans le réservoir au temps t . De ce fait la modélisation de cette transformation pluie-débit à l'exutoire suivra deux lois :

- une loi traduisant la conservation des volumes transités exprimée par la relation:

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (2.20)$$

Où $Q_e(t)$ est le débit de pluie nette à l'instant t ; $Q_s(t)$ est le débit de vidange au temps t , ou débit à l'exutoire au temps t ; $V_s(t)$ est le volume stocké au temps t par le réservoir.

- une loi empirique définissant la loi de stockage, dont la forme générale est :

$$V_s(t) = f(Q_s(t), Q_e(t), t) \quad (2.21)$$

Cette équation relie la variable d'état, le volume stocké $V_s(t)$, aux variables d'entrée, débit de pluie nette $Q_e(t)$ et de sortie $Q_s(t)$ du système.

C'est le choix de la fonction de transfert f qui différencie les différents modèles, on distingue généralement :

- les modèles à réservoirs non linéaires ;
- les modèles à réservoirs linéaires.

Parmi ces modèles, on peut citer :

- le modèle non linéaire de Thibault (1995) : $V_s(t) = K\{\alpha Q_e(t) + (1 - \alpha)Q_s(t)\}$;
- le modèle linéaire de Desbordes (1974) : $V_s(t) = K Q_s(t)$;
- le modèle linéaire de Nach (1958) : $V_s(t) = K Q_s(t)$;
- le modèle linéaire de Muskingum (Kunlandaiswamy, 1964) :
 $V_s(t) = K\{\alpha Q_e(t) + (1 - \alpha)Q_s(t)\}$.

Dans ces modèles K est le paramètre d'ajustement des modèles et α est généralement compris entre 0 et 1. De très nombreuses relations ont été proposées pour prédéterminer le paramètre K sur les bassins versants non jaugés (Linsley et al., 1975 ; Prediti et al., 1999; Desbordes, 1974, 1975 ; Rao et al., 1972 ; Clark, 1983). Certaines formules empiriques de K pour $\alpha=0$, figurent dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 Différentes formules pour le calcul de paramètre K exprimé en minutes

Auteurs	Formules proposées	Origines de données ayant servi à l'ajustement
Snyder	$K = \alpha(L.L_g)^{0.3} \quad 66 < \alpha < 84$	Bassins versants ruraux
Clark	$K = \frac{L}{\sqrt{I}} b \quad 300 < b < 840$	Bassins versants ruraux
Linsley	$K = c \frac{L\sqrt{A}}{\sqrt{I}} \quad 0.6 \leq c \leq 1.8$	Bassins versants ruraux
Inconnue	$K = 1.4L^{0.34} I^{-0.16} IMP^{-0.26}$	20 bassins versants urbains américains
Sarma, Delleur, Rao	$K = 1.27A^{0.46} (1 + IMP)^{-1.66} H^{-0.27} D^{0.37}$ $K = 1.21A^{-0.41} (1 + IMP)^{-1.68} H^{0.15} D^{0.29}$	13 bassins versants urbains américains
Desbordes	$K = 5.3A^{0.3} I^{-0.38} IMP^{-0.45}$ $K = 5.07A^{0.18} (1 + IMP)^{-1.9} H^{0.07} D^{0.21} L^{0.15} I^{-0.36}$	13 bassins versants urbains américains 7 bassins versants urbains américains
Desbordes	$K = 0.494A^{-0.0076} I^{-0.401} IMP^{-0.512} L^{0.608}$	Bassins versants français

Où L est la longueur du plus long parcours hydraulique du bassin versant en km pour Desbordes, ; L_g est la distance entre l'exutoire et le centre de gravité du bassin versant en km ; I est la pente moyenne du plus long parcours hydraulique du bassin versant; A est la superficie du bassin en km^2 (en ha pour Desbordes) ; H est la hauteur de pluie nette en mm et D est la durée de l'averse en heure (en minutes pour Desbordes).

2.4.2 Modèle à réservoir linéaire

Le modèle à réservoir linéaire est un modèle conceptuel de stockage. Le réservoir linéaire est une fonction de transfert très simple largement utilisé en hydrologie urbaine pour représenter la transformation d'un hydrogramme de pluie nette en hydrogramme à l'exutoire. Sous sa forme la plus simple, ce modèle combine l'équation de continuité (Eq. (2.20)) avec l'équation de stockage (Eq. (2.21)) reliant linéairement le volume stocké au débit sortant :

$$V_s(t) = KQ_s(t) \quad (2.22)$$

avec K : paramètre unique du modèle, homogène à un temps, appelé lag time ou temps de réponse (s) ; $Q_e(t)$: débit de pluie nette (m^3/s) ; $Q_s(t)$: débit à l'exutoire (m^3/s) et $V_s(t)$: volume instantané stocké dans le bassin versant (m^3).

Ce modèle peut être représenté par un réservoir unique, dont la loi de stockage et la loi de vidange varient linéairement en fonction de la hauteur d'eau (Fig. 2.7).

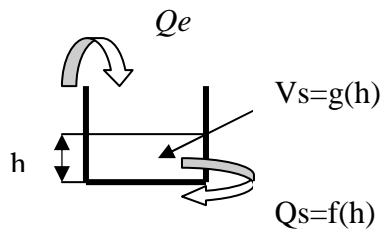


Fig. 2.7 Représentation du modèle du réservoir linéaire

Pour un système linéaire stationnaire et non spatialement distribué, le modèle du réservoir linéaire s'exprime directement à partir des équations (2.20) et (2.22) en une seule équation différentielle :

$$K \frac{dQ_s}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (2.23)$$

Cette équation peut être résolue sous la forme discrétisée suivante :

$$Q_{(t+\Delta t)} = e^{-\frac{\Delta t}{K}} Q_{(t)} + \left(1 + e^{-\frac{\Delta t}{K}}\right) i_{(t+\Delta t)} \quad (2.24)$$

Où i représente l'intensité de la pluie à l'instant $(t+\Delta t)$.

L'hydrogramme unitaire instantané de ce système est donné par la relation suivante (Chocat, 1997) :

$$u(t) = \frac{1}{K} e^{-\frac{t}{K}} \quad (2.25)$$

Où le paramètre K correspond au décalage dans le temps, entre le centre de gravité de l'hydrogramme de pluie nette et de l'hydrogramme à la sortie.

2.4.3 Modèles à cascade de réservoirs linéaires

Les modèles à cascade de réservoirs ont été développés dès la fin des années 60 en hydrologie des espaces naturels et ruraux et en particulier par Nach (Nach, 1958 ; Dooge, 1973 ; Kidd, 1979). Les cascades, ensembles de réservoirs en série, se déversant les uns dans les autres, sont les plus employés (modèle de Nach). Pour n réservoirs de même paramètre K , l'hydrogramme unitaire instantané répond à :

$$u(t) = \frac{1}{K} \left(\frac{1}{K} \right)^{n-1} \left(\frac{1}{\Gamma(n)} \right) e^{-\frac{t}{K}} \quad (2.25)$$

Dans cette relation, $\Gamma(n)$ représente la fonction gamma (pour $n > 0$). Sous cette forme le modèle comprend deux paramètres K et n . Certains chercheurs ont testé des cascades de modèles constitués par les réservoirs linéaires de paramètres K différents (Nussey et Sarginson, 1986).

Pour les bassins versants ayant des surfaces bien drainées et d'autres imperméables, les modèles à cascade parallèle de réservoirs linéaires peuvent être utilisés. Pour déterminer la fonction de transfert $u(t)$, la formule suivante peut être utilisée (Wackermann, 1981) :

$$u(t) = \alpha U^{(1)}(t) + (1 - \alpha) U^{(2)}(t) \quad (2.26)$$

Où α est le facteur de répartition de la pluie nette pour la cascade une ; $U^{(1)}(t)$ et $U^{(2)}(t)$ sont respectivement les fonctions de transfert de la cascade (1) et (2) (Fig. 2.8) et qu'on définit par l'expression suivante :

$$U(t) = \left[\frac{1}{k(n-1)!} \right] \left(\frac{t}{k} \right)^{n-1} e^{-\frac{t}{k}} \quad (2.26)$$

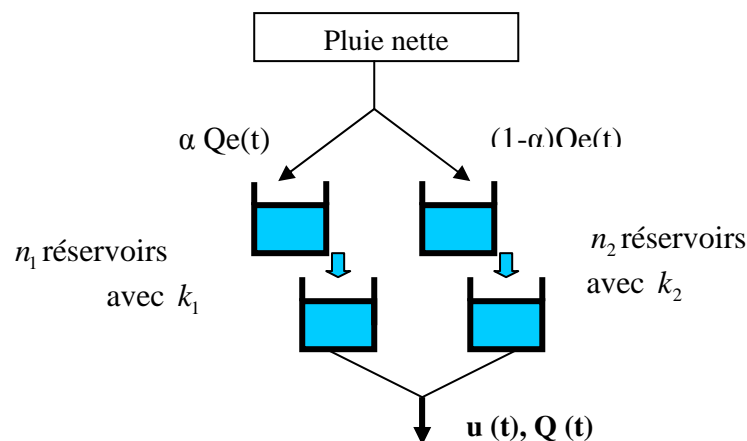


Fig. 2.8 Modèle de cascade parallèle

Ainsi, les modèles à réservoirs linéaires étaient et, sont encore très fréquemment employés pour simuler des processus de précipitation-ruissellement et, plus précisément, pour déterminer l'hydrogramme unitaire du bassin versant (Wang et Chen, 1996 ; Jeng et Coon, 2003). Récemment, Lopez et Gimena (2000), Lopez et al. (2005), Agirre et al. (2005) ont proposé les modèles d'hydrogramme unitaire et d'hydrogramme unitaire géomorphologique des réservoirs représentant la morphologie du bassin versant. L'application de ces modèles est basée sur une cascade de réservoirs linéaires qui représente la structure du bassin versant par ses sous-bassins, qui sont définis comme des parties de terrain alimentant un canal du réseau de drainage.

Dans un contexte urbain, les modèles à réservoirs linéaires sont très populaires et ils sont introduits dans la plupart des logiciels de calcul ou de simulation de la réponse hydrologique des bassins versants urbains. A ce titre, on peut citer les modèles les plus utilisés : SWMM (1988), MOUSE (1998).

2.5 Conclusion

Dans ce chapitre ont été présentés les méthodes et modèles hydrologiques les plus utilisés en hydrologie générale et urbaine. Ces modèles hydrologiques représentent le transfert de l'eau sur des bassins versants à travers le processus de transformation pluie-débit et permettent de définir la réponse hydrologique d'un bassin versant à une averse.

La détermination de la réponse hydrologique d'un bassin versant à une averse est indispensable, quand il s'agit du contrôle du phénomène inondation et du dimensionnement des ouvrages hydrauliques tels que le réseau d'assainissement pluvial, les ouvrages de protection contre les inondations, etc. La conception et le dimensionnement de ces ouvrages hydrauliques nécessitent la connaissance des pluies estimées pour une période de défaillance appropriée aux ouvrages, en d'autres termes, l'élaboration de modèles statistiques pluviométriques, qui représenteront l'entrée fondamentale aux modèles hydrologiques. Ainsi, dans le chapitre suivant (Chapitre 3) nous présentons les méthodes d'estimation des données pluviométriques appliquées aux précipitations de la région de Annaba.

CHAPITRE 3

METHODES D'ANALYSE STATISTIQUE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES (Application à la région de la ville de Annaba).

La conception et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques nécessitent la connaissance des données pluviométriques estimées pour une « période de défaillance » appropriée aux ouvrages.

En hydrologie urbaine, l'analyse des intensités moyennes maximales des averses de courte durée et précipitations maximales journalières pour les périodes de retour allant de quelques mois à 100 ans conditionne le dimensionnement des ouvrages (déversoirs d'orage, bassins de rétention), du réseau d'assainissement urbain, ainsi que les régimes de leurs fonctionnement.

Dans le chapitre précédent nous avons étudié les différents modèles de transformation pluie-débit utilisés en hydrologie urbaine et hydrologie générale. Les modèles pluviométriques constituent l'entrée fondamentale de ces modèles. Le modèle pluviométrique, courbes intensité-durée-fréquence (IDF), demeure l'approche statistique la plus courante pour établir la relation pluie-débit et construire les pluies de projet synthétiques.

Dans ce chapitre, nous proposons l'étude statistique des précipitations et élaborons la méthode d'établissement des courbes IDF pour une station de mesure (pluie ponctuelle) en se basant sur l'analyse statistique des précipitations de courte durée. Les méthodes proposées seront appliquées au réseau de stations météorologiques de la région de la ville de Annaba.

3.1 Analyse statistique des données pluviométriques

3.1.1 Notion de données pluviométriques

Les données hydrologiques relatives aux études de drainage urbain sont principalement les « petites pluies » et les averses.

Les « petites pluies »

La terminologie admise désigne par « petites pluies » les précipitations comprises entre les bruines (hauteur d'eau tombée très faible ne provoquant pas de ruissellement) et les averses orageuses.

Il faut une hauteur d'eau supérieure à 0.5 mm pour provoquer le ruissellement et une hauteur d'eau supérieure à 1 mm pour obtenir des débits dans les réseaux.

Les petites pluies se définissent également par les eaux résiduelles urbaines, en occurrence les eaux de ruissellement mélangées aux eaux usées, sauf la pluie « forte », dans la limite des contraintes économiques de traitement.

La traduction qui en est faite en pratique par divers professionnels, est de considérer comme « petites pluies » celles collectées par un système unitaire dont la hauteur d'eau tombée est, selon les conditions locales, inférieure à 6 ou 7 ou 8 mm en 3 heures (Bourrier, 1997).

Les averses

Les averses sont des éléments de pluies associées à une même perturbation météorologique bien définie (Bourrier, 1997; Révéniéras, 1986). La durée d'une averse peut varier de quelques minutes à une centaine d'heures et intéresser une superficie allant de quelques kilomètres carrés à quelques milliers.

Aussi, on distingue :

- les pluies cycloniques, que l'on observe rarement dans les régions méditerranéennes de forte intensité ;
- les orages qui sont des perturbations locales brusques, sont en général peu violentes mais de longue durée, et ne sont pas celles qui conditionnent le dimensionnement d'un réseau de faible durée, et concernent une superficie limitée.

Dans le domaine du drainage urbain, on réserve le nom « d'averse » pour une période de forte pluie interrompue, une telle averse dure rarement plus de quelques heures.

Les éléments averses considérés dans les études de réseaux se caractérisent soit par :

- un volume important ;
- une forte intensité par unité de temps ;
- un épïcêtre orageux, un déplacement du foyer et une diffusion dans l'espace ;
- une érosion ou un apport de pollution liés au ruissellement.

3.2.2 Principes d'analyses hydrologiques

Les premières analyses statistiques des données pluviométriques sont données par :

- ❖ La moyenne arithmétique qui a pour expression :

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^N x_i}{N},$$

où x_i - la hauteur de pluie annuelle (mensuelle ou journalière) afférente à l'année (ou au mois ou au jour) i ;

N - le nombre total d'années (ou de mois ou de jours) d'observation ;

\bar{x} - la moyenne annuelle (ou mensuelle ou journalière).

- ❖ L'écart type qui exprime la dispersion est :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}{N}}$$

La seconde analyse statistique relie la hauteur d'eau tombée h et la durée t , soit $h(t)$.

En hydrologie urbaine, les calculs sont menés en cherchant à se protéger des crues sur une période de retour T donnée, c'est-à-dire la probabilité qu'il y a de voir se produire l'événement, sur une année, sur dix années....

La hauteur d'eau en fonction du temps $h(t)$ devient $h(T, t)$. L'analyse statistique « classique » des données pluviométrique ne suffit pas à appréhender l'ensemble du domaine hydrologique à analyser selon les objectifs visés et à examiner selon différentes optiques.

Les principes d'analyses, résumés sur la figure 3.1, concernent :

- la **fréquence d'apparition** de l'événement ou du phénomène. Dans un cas, il s'agit de dimensionner des ouvrages pour des périodes de retour $T=10$ ans, dans un autre cas, ce sera le réglage des déversoirs pour des déversements au-delà de $T=1$ mois. Tout comme on peut rechercher sur un réseau existant le niveau de capacité de chaque tronçon (i) correspondant à un débit (Q) de fréquence donnée $Q_i(F)$;
- les **intensités-durées-fréquences (courbes IDF)** qui demeurent l'approche statistique la plus courante pour établir la relation pluie-débit et construire les hyétogrammes synthétiques ou « orages modèles » ;
- les **maxima** (hauteurs, intensité, ...) qui en raison de séries limitées d'observations, de la probabilité requise, sont en fait des maxima relatifs, ou plafonnés ou ajustés, telle la définition des intensités moyennes maximales ;
- les **moyennes** (hauteur, intensité, ...) sont représentatives des phénomènes aléatoires, aux variations des flux, ... et conviennent à réguler, à rechercher le fonctionnement efficace d'ouvrages, tels les décanteurs ou les séparateurs, en évitant le surdimensionnement à des maxima ;
- les **événements critiques**, les pluies qui peuvent se produire durant la période sensible (période estivale) ou ayant un effet de choc sur le milieu récepteur durant la période critique des basses eaux. Les composantes en sont par exemple : le nombre d'événements et leur charge hydraulique et polluante ;
- les **classes de pluies**, constitués de groupes d'événements dans une période critique donnée, à agréger en fonction de l'homogénéité du couple (hauteur d'eau - durée) ;
- les **pluies types**, qui permettent d'appréhender les bilans de pollution exigés par les conditions locales et les réglementations et directives nationales. Ces pluies peuvent également caractériser des classes de pluies significatives, telles les « petites pluies » ($T \leq 1$ mois), les pluies intermédiaires ($1 \text{ mois} \leq T \leq 1 \text{ an}$), les pluies exceptionnelles ($T > 1 \text{ an}$, ..., 10 ans) conduisant à des dispositions et des traitements spécifiques par classes ;
- les **pluies de projet** qui sont des représentations synthétiques (types avancé, intermédiaire, retardé) ou de formes imposées (triangulaire, trapézoïdale, ...) censées représenter un événement-type, de période de retour donnée, à appliquer dans une modélisation ;
- les **pluies observées**, enregistrées durant une campagne de mesures, ou en référence permanente, pour en juger les effets sur le réseau et le milieu. Dans le principe, l'élément d'averse observé est unique, et a une probabilité d'occurrence pratiquement nulle, cependant il convient de le rattacher à une fréquence donnée.

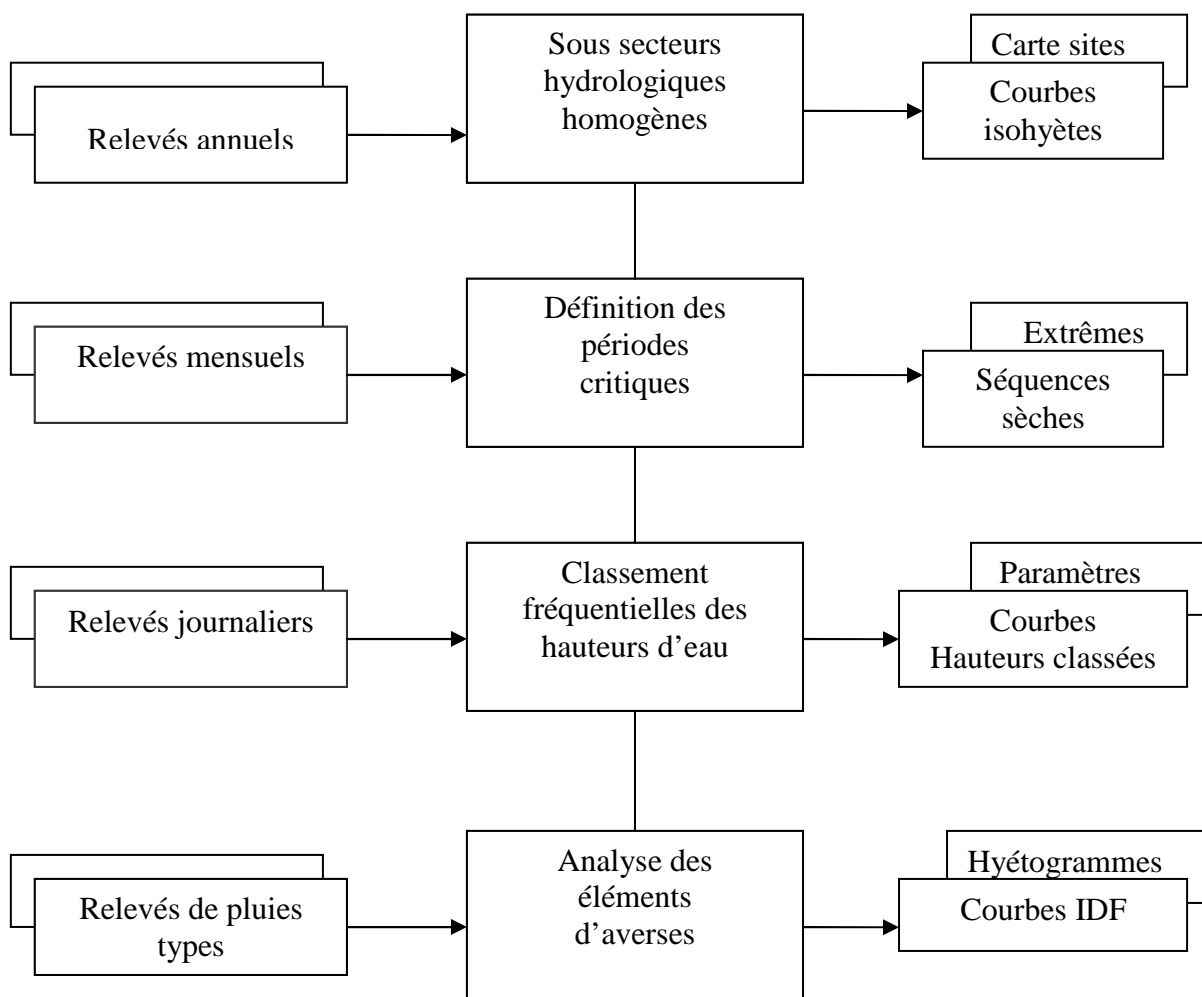


Fig. 3.1 Principes d'analyses hydrologiques

3.2 Etude statistique de la répartition des précipitations mensuelles appliquée à la région de la ville de Annaba

L'analyse statistique des précipitations mensuelles est utilisée pour caractériser le régime pluviométrique (régime des pluies) d'une région. On appelle « régime des pluies », la répartition de la hauteur des précipitations annuelles entre les diverses périodes – le plus souvent entre les divers mois de l'année. L'étude de la variation inter mensuelle des précipitations s'avère très importante à cause de l'influence du régime pluviométrique sur le régime de l'écoulement des cours d'eaux. La connaissance de la répartition mensuelle ou saisonnière des précipitations permet donc d'avoir une idée sur la gestion des rejets des eaux urbaines (usées et pluviales) sur le plan quantitatif et qualitatif.

3.2.1 Réseau pluviométrique de la région de Annaba

Les méthodes d'analyse statistique de la variation inter mensuelle ont été appliquées à la région de la ville de Annaba. Pour caractériser le régime pluviométrique de cette région, 8 stations météorologiques ont été retenues. Les codes, les coordonnées géographiques et les périodes d'observation de ces stations sont donnés dans le Tableau 3.1. Les données pluviométriques utilisées dans cette étude proviennent des banques de données de l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH) et de l'Office National de Météorologie (ONM) de Constantine. La situation géographique des stations considérées est représentée sur la figure 3.2.

Tableau 3.1 Stations météorologiques

Stations	Codes	X	Y	Z	Périodes d'observation
Les Salines	140612	955.2	403.8	28	1966-2006
Ain El Berda	140606	937.3	383.2	100	1959-2006
Pont Bouchet	140631	949.97	402.82	40	1976-2006
Berrahal	031302	924.00	403.10	35	1967-2006
Annaba Ville	031415	951.1	411.35	50	1987-2006
Ain El Assel	031601	1005.7	400.0	32.0	1966-2003
Seraïdi	031402	942.60	412.40	860	1988-2007
El Kerma	140609	943.69	394.66	14	1968-2006

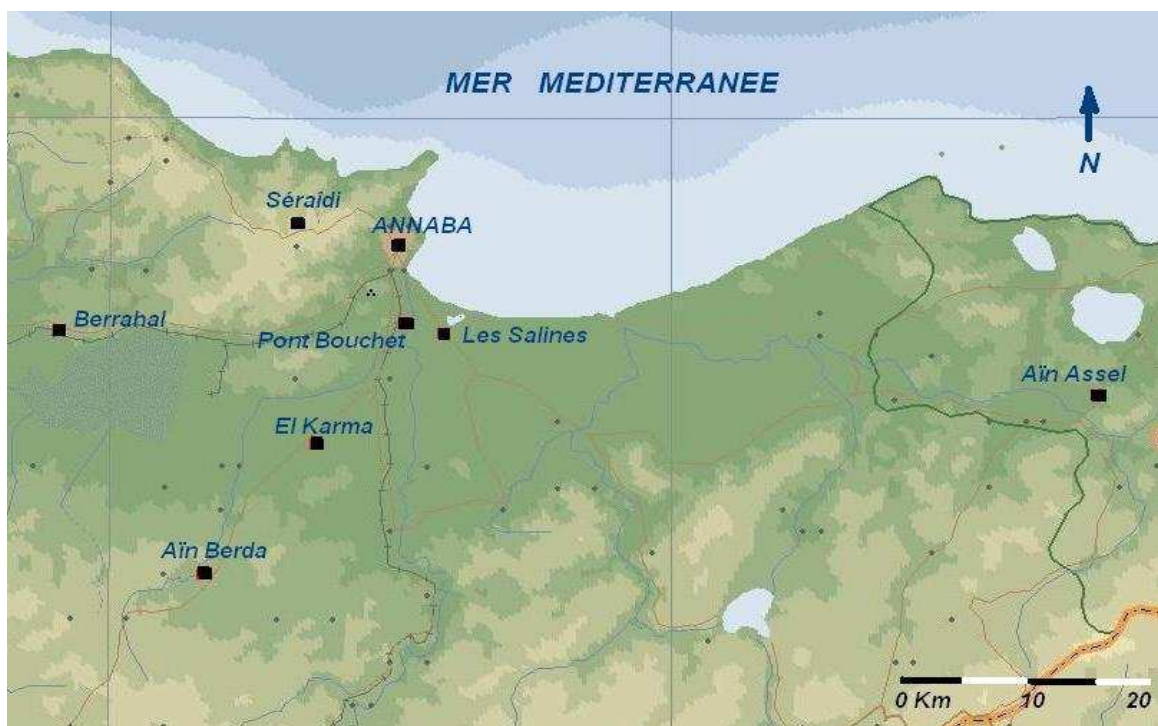


Fig. 3.2 Localisation géographique des stations météorologiques considérées

3.2.2 Répartition mensuelle des précipitations

Le traitement des données pluviométriques de chaque station a permis de définir les hauteurs moyennes mensuelles de pluie pour les mois de l'année et les maxima et minima des moyennes observées. Sur la figure 3.3 sont représentées à titre indicatif les courbes respectives des 3 stations : Les Salines, Ain Berda et Seraidi

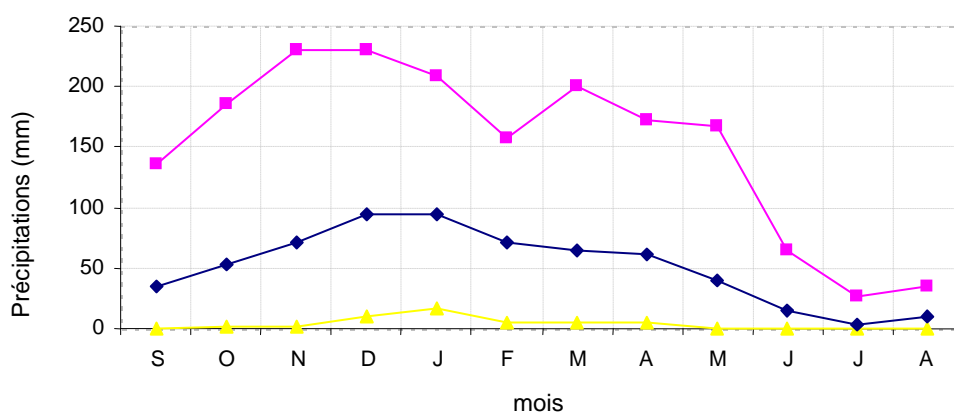
3.2.3 Caractéristiques statistiques des variations des précipitations mensuelles

Pour avoir une description plus complète et statistiquement plus correcte de la répartition des pluies au cours des différents mois et pour mettre en évidence la variation inter mensuelle des pluies on a établi le Tableau 3.2, donnant :

- les écart-types « σ » ;
- les coefficients de variation « Cv » ;
- les coefficients pluviométriques mensuels ⁽¹⁾ ;
- le nombre de jours de pluie.

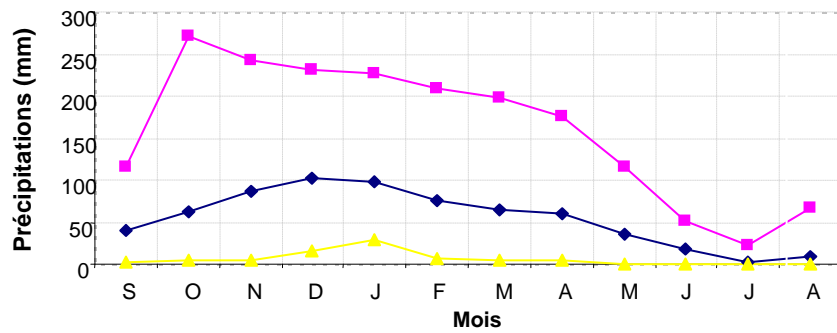
Les valeurs obtenues, ainsi que les courbes ci-dessous, montrent l'existence pour toutes les stations de deux périodes distantes : une période sèche qui correspond à la saison estivale « juin, juillet, août » caractérisée par de très faibles précipitations et une période humide qui correspond aux autres mois de l'année. Pour toutes les stations, la pluviométrie commence à évoluer à partir du mois de septembre et atteint son maximum durant les saisons automne -hivers. La comparaison des courbes de répartition mensuelle des précipitations des diverses stations montre qu'il existe une homogénéité de la répartition de pluviométrie durant les saisons humides (Fig. 3.4). On remarque aussi, que les coefficients pluviométriques mensuels comportent des valeurs maximales afférant au mois des saisons pluvieuses (Tableau 3.2).

(a)



(1) Le coefficient pluviométrique mensuel exprime le rapport entre la précipitation moyenne mensuelle et une précipitation moyenne mensuelle fictive égale au 1/12 du module pluviométrique annuel. La somme de tous les coefficients mensuels est donc égale à 12.

(b)



(c)

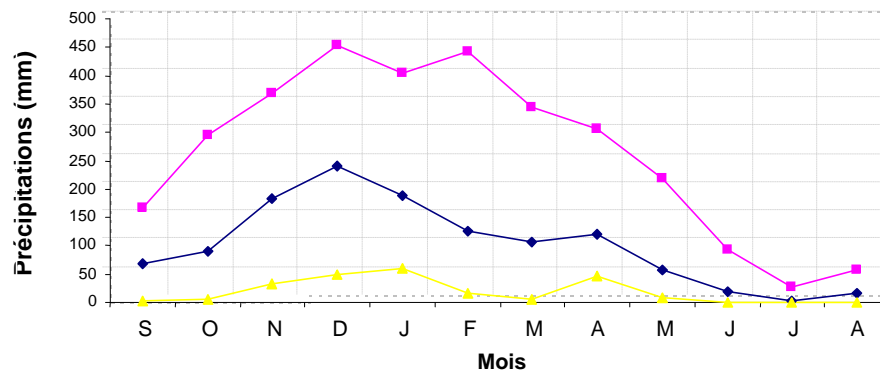


Fig. 3.3 Répartition de hauteurs des précipitations (moyennes, maxima et minima) mensuelles pour les stations (a) Ain Berda, (b) Les Salines et (c) Seraidi

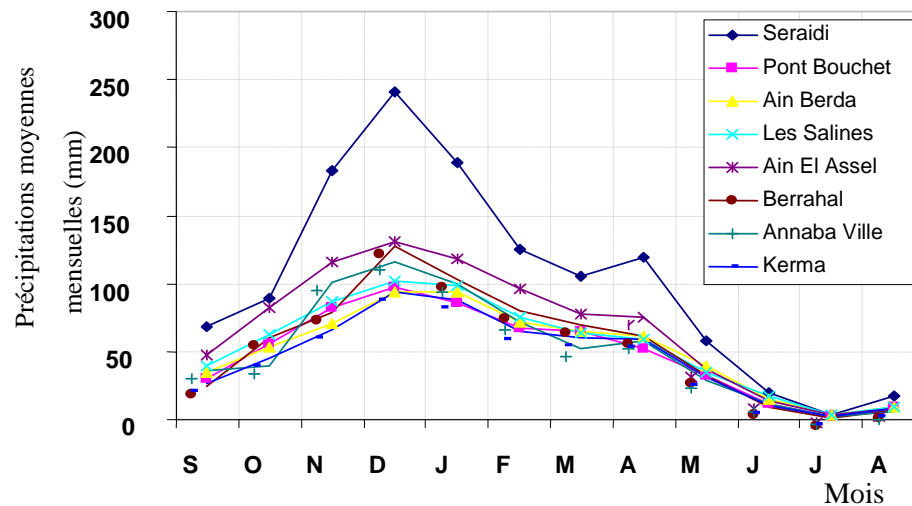


Fig. 3.4 Courbes de répartition mensuelle des précipitations pour les stations étudiées.

Conclusion

Toutes les caractéristiques déterminées laissent conclure que la région de la ville de Annaba présente le régime pluviométrique qu'on appelle « régime méditerranéen », caractérisé par des pluies concentrées, intenses mais peu fréquentes (Tableau 3.2) survenant surtout pendant une saison pluvieuse, en particulier, en mois de décembre (Fig. 3.4).

Tableau 3.2 Analyse statistique des précipitations mensuelles pour les stations de la région de Annaba

Stations/mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Les Salines													
1-Précipitations moyennes : m (mm)...	39.1	62.6	87.1	101.8	98.5	74.8	64.1	59.6	34.8	16.8	3.1	9.8	652
2- Ecart type : σ (mm)	25.4	53.4	59.3	53.8	49.9	43.1	41.4	40.1	24.6	14.6	5.4	12.3	157.5
3-Coefficient de variation : Cv.....	0.65	0.86	0.68	0.53	0.51	0.58	0.65	0.67	0.71	0.87	1.72	1.25	0.24
4- Précipitation maximum (mm).....	116.1	271	242.7	231	227	208.4	197	176	114.8	51.2	22.8	9.8	979.7
5- Précipitation minimum (mm).....	1.6	4.1	3.8	14.8	29.1	6.2	5.4	5.5	0.2	0.0	0.0	0.0	414.7
6- Coefficient pluviométrique	0.72	1.15	1.6	1.87	1.81	1.37	1.17	1.09	0.64	0.31	0.05	0.18	12
7- Nombre de jours de pluie	6	5	13	15	16	12	10	8	5	4	1	4	99
Ain Berda													
1-Précipitations moyennes : m (mm)...	35.6	59.5	72.6	88.8	90.7	68.8	68.4	59.2	41.6	12.4	2.6	6.6	612
2- Ecart type : σ (mm)	27.1	41.8	51.2	49.5	44.1	38.9	39.4	35.8	34.4	12.2	5.6	7.6	126.8
3-Coefficient de variation : Cv.....	0.78	0.7	0.71	0.56	0.49	0.57	0.58	0.61	0.83	0.98	2.19	1.14	0.21
4- Précipitation maximum (mm).....	136	185.6	204	211.8	185	157	200.3	172.2	166.5	48.7	28	29.4	863
5- Précipitation minimum (mm).....	0.6	3.3	2.4	9.9	17	4.5	5.4	5.3	0	0	0	0	391
6- Coefficient pluviométrique	0.7	1.18	1.43	1.76	1.79	1.36	1.35	1.17	0.82	0.25	0.05	0.13	12
7- Nombre de jours de pluie	6	9	11	12	12	11	11	10	7	3	1	2	94
Pont Bouchet													
1-Précipitations moyennes : m (mm)...	33.8	53.8	78.1	90.3	87.2	64.2	60.3	53.9	33.8	11.5	2.7	7.7	602
2- Ecart type : σ (mm)	21.7	50.2	55.9	52.3	46.6	43.2	41.6	35.3	25.5	12.5	5.6	11.9	143.6
3-Coefficient de variation : Cv.....	0.6	0.9	0.7	0.6	0.5	0.7	0.7	0.7	0.8	1.1	2.1	1.6	0.2
4- Précipitation maximum (mm).....	82.5	234.3	242.4	234.3	196.5	221.2	195.0	163.8	112.7	46.1	24.1	56.2	933.6
5- Précipitation minimum (mm).....	3.0	2.5	1.8	10.2	15.5	1.9	5.8	3.6	0	0.0	0	0	366.1
6- Coefficient pluviométrique	0.7	1.11	1.62	1.88	1.81	1.33	1.25	1.12	0.7	0.24	0.06	0.16	12
7- Nombre de jours de pluie	6	8	12	13	13	10	10	10	6	3	1	2	92
El Kerma													
1-Précipitations moyennes : m (mm)...	26.4	45.6	66.1	93.5	88.5	64.4	60.5	59.4	31.8	10.9	1.74	7.54	556
2- Ecart type : σ (mm)	19.9	39.9	54.7	59.3	50.3	43.9	47.5	34.8	26.8	15	3.48	10.2	152.3
3-Coefficient de variation : Cv.....	0.76	0.87	0.82	0.63	0.56	0.68	0.78	0.59	0.84	1.37	2.0	1.35	0.274
4- Précipitation maximum (mm).....	92.4	199.5	241.7	217.6	205	184.7	218.1	147.6	122.7	57.9	11.2	40	917.1
5- Précipitation minimum (mm).....	0.6	0	4.2	6.2	3.2	3.1	5.1	2.0	0	0	0	0	325.2
6- Coefficient pluviométrique	0.7	1.18	1.43	1.88	1.81	1.36	1.17	1.12	0.82	0.35	0.05	0.16	12
7- Nombre de jours de pluie	5	9	11	13	13	11	9	9	7	3	1	1	92

Berrahal													
1-Précipitations moyennes : m (mm)...	24.8	50.9	79.3	127.8	103.32	80.04	69.08	61.19	32.14	9.8	1.69	7.13	656.18
2- Ecart type : σ (mm)	18.4	56.72	61.9	88.42	61.53	52.94	53.01	44.7	36.74	13.8	4.16	10.54	156.79
3-Coefficient de variation : Cv.....	0.75	0.95	0.78	0.69	0.6	0.66	0.77	0.73	1.14	1.41	2.46	1.48	0.24
4- Précipitation maximum (mm).....	80	261.3	258.9	494.1	303	210.9	224	193	205.6	46.8	21.8	41.3	1006
5- Précipitation minimum (mm).....	0	2.2	0	14.8	6.9	6	7.5	0	0	0	0	0	308.2
6- Coefficient pluviométrique	0.45	0.93	1.45	2.33	1.89	1.46	1.26	1.12	0.59	0.18	0.03	0.13	12
7- Nombre de jours de pluie	6	7	15	10	13	12	12	4	7	3	0	2	91
Ain El Assel													
1-Précipitations moyennes : m (mm)...	47.9	81.9	116.4	131.1	118.7	95.8	77.7	75.8	37.4	14.4	3.3	8.2	809
2- Ecart type : σ (mm)	33.72	55.9	751	80.2	52.1	53.9	48.2	52.4	38.1	15.0	6.97	10.9	156.8
3-Coefficient de variation : Cv.....	0.71	0.68	0.67	0.63	0.48	0.57	0.6	0.67	0.77	1.15	2.04	1.59	0.22
4- Précipitation maximum (mm).....	124.3	183.8	273.7	340.4	248.7	223	261.1	260	116.5	61	29.9	53.8	1225
5- Précipitation minimum (mm).....	0	1.0	4.2	22.9	19.4	6.9	1	6.3	0	0	0	0	439.6
6- Coefficient pluviométrique	0.7	1.22	1.72	1.95	1.76	1.42	1.15	1.12	0.55	0.21	0.05	0.12	12
7- Nombre de jours de pluie	5	9	11	13	13	12	11	10	6	3	1	2	97
Annaba Ville													
1-Précipitations moyennes : m (mm)...	35.46	38.83	100.5	115.3	99.8	72.27	52.52	58	29.23	11.1	2.1	6.2	621.25
2- Ecart type : σ (mm)	28.6	28.95	83.58	59.29	46.67	54.71	43.99	40.69	28.41	15.12	3.68	7	164.19
3-Coefficient de variation : Cv.....	0.81	0.75	0.83	0.51	0.47	0.78	0.82	0.70	0.97	1.36	1.76	1.45	0.26
4- Précipitation maximum (mm).....	94.7	97	321.5	224.1	174.3	221.2	190.7	158.5	125	52.2	11.3	30.3	1008
5- Précipitation minimum (mm).....	0	0	15.50	13.1	30.2	9.1	0.2	14.6	0	0	0.0	0	346
6- Coefficient pluviométrique	0.68	0.75	1.93	2.23	1.93	1.39	1.01	1.12	0.56	0.21	0.04	0.12	12
7- Nombre de jours de pluie	5	9	7	15	16	4	8	8	6	5	0	4	87
Seraïdi													
1-Précipitations moyennes : m (mm)...	68.5	89.5	182.6	240.9	188.9	125	105.3	119.5	57.5	19.3	3.4	17.3	1293
2- Ecart type : σ (mm)	50.99	75.1	105.7	102.4	92.8	99.8	87.0	76.5	56.33	23.6	7.07	18.93	309.17
3-Coefficient de variation : Cv.....	0.74	0.84	0.58	0.42	0.49	0.8	0.83	0.64	0.98	1.23	2.08	1.1	0.25
4- Précipitation maximum (mm).....	165.9	293.9	369.5	452.7	403.6	443.8	344.4	307.0	218.1	93.1	28.1	57.3	1715
5- Précipitation minimum (mm).....	1.6	4.1	33.1	49.7	60.2	15.1	5.5	47.1	7.5	0.00	0.00	0.00	737
6- Coefficient pluviométrique	0.68	0.88	1.8	2.37	1.86	1.23	1.03	1.17	0.56	0.19	0.03	0.17	12
7- Nombre de jours de pluie	6	5	12	15	17	13	11	10	5	4	1	5	105

3.3 Méthodologie proposée d'établissement des courbes IDF des précipitations

3.3.1 Notion d'intensités et de courbes intensité-durée-fréquence (IDF)

Comme cela a été dit au paragraphe 3.1, on désigne par « averse » un ensemble de pluies associé à une perturbation météorologique bien définie. La durée d'une averse peut varier de quelques minutes à une centaine d'heures et intéresser une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques).

On définit finalement une averse comme un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité. L'intensité moyenne d'une averse s'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie observée et la durée de l'averse :

$$i_m = \frac{h}{t} \quad (3.1)$$

où i_m - intensité moyenne de la pluie en [mm/h, mm/min] ou ramenée à la surface [l/s/ha] ;
 h - hauteur de la pluie de l'averse en [mm] ; t - durée de l'averse en [h ou min].

L'intensité des précipitations varie à chaque instant au cours d'une même averse suivant les caractéristiques météorologiques de celle-ci. Plutôt que de considérer l'averse entière et son intensité moyenne, on peut s'intéresser aux intensités observées sur des intervalles de temps au cours desquels on aura enregistré la plus grande hauteur de pluie. On parle alors d'*intensité moyenne maximale*.

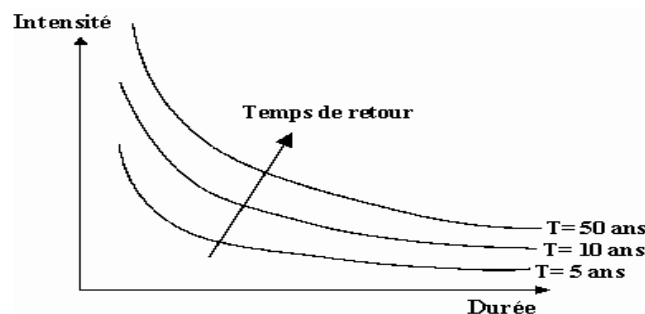


Fig. 3.4 Représentation schématique des courbes IDF

L'analyse des pluies a permis de définir deux lois générales de pluviosité qui peuvent s'exprimer de la manière suivante :

- Pour une même fréquence d'apparition, donc un même temps de retour, l'intensité d'une pluie est d'autant plus forte que sa durée est courte.
- A durée de pluie égale, une précipitation sera d'autant plus intense que sa fréquence d'apparition sera petite (donc son temps de retour sera grand).

Ces lois permettant d'établir les relations entre les intensités, la durée et la fréquence d'apparition des pluies peuvent être représentées selon des courbes caractéristiques : on parle généralement de courbes *Intensité-Durée-Fréquence (IDF)*, dont l'allure est représentée sur la Fig. 3.4. La notion de fréquence est exprimée par la notion de temps (période) de retour.

Les courbes IDF sont construites dans un but bien précis. Elles permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et, d'autre part de calculer succinctement des débits de projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique.

En particulier, si la méthode d'évaluation des débits pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques, comme par exemple, le réseau d'assainissement pluvial, est la méthode rationnelle, les courbes IDF représentent l'entrée fondamentale du modèle pluie-débit.

3.3.2 Approche statistique à l'établissement des courbes IDF

L'analyse de l'intensité moyenne maximale de la pluie pour une station (pluie ponctuelle) a fait l'objet de nombreux travaux dans le domaine des courtes averses, qui conditionnent le dimensionnement des réseaux et d'autres ouvrages d'assainissement urbain, des ouvrages de protection contre les inondations, des ouvrages de passages hydrauliques (routes, autoroutes,...), etc. L'ingénieur chargé du projet devra estimer l'intensité moyenne maximale afférente à un intervalle t égal au temps de concentration aux différents points du bassin et qui sera atteinte ou dépassée une fois en 10, 20, ou 50 ans selon la « période de défaillance » adaptée de l'ouvrage. A cet effet, on est amené à étudier l'intensité moyenne maximale sur des intervalles de temps compris entre 5 minutes et quelques heures, au cours d'averses de durées totales très différentes, pour une longue période d'observation., autrement dit, on est amené à élaborer les courbes IDF.

La méthodologie d'établissement des courbes IDF en Algérie est basée généralement sur l'utilisation du modèle statistique de Gumbel et du modèle empirique de type Montana (Achite et Meddi, 2005). Or, de récentes études (Chaouche et al., 2002 ; Koutsoyiannis, 2003 ; Coles et al., 2003 ; Barco et Chaouche, 2006) ont remis en cause la prédominance de la loi Gumbel dans l'estimation des quantiles des maxima des précipitations.

La méthodologie d'établissement des courbes intensité-durée-fréquence proposée dans cette étude est constituée de trois étapes. Dans la première étape, une distribution de probabilité est ajustée à chaque échantillon de chaque durée. Dans la seconde étape, on détermine les quantiles correspondant à plusieurs périodes de retour spécifiées, en utilisant la distribution ajustée et enfin, on modélise les courbes IDF en ajustant une équation empirique sur les quantiles estimés pour chaque période de retour, au moyen des régressions linéaires et non linéaires.

L'élément clé de l'approche statistique est le choix du modèle statistique le mieux approprié pour l'analyse statistique des maxima annuels observés. En tenant compte que la prédominance de la distribution Gumbel a été remise en cause par plusieurs auteurs, mentionnés précédemment, et que, de nombreux auteurs ont préféré l'usage de la loi GEV pour la modélisation des maxima annuels des précipitations dans différentes régions climatiques (Onibon et al., 2004 ; Sisson et al., 2006 ; Muller et al., 2008 ; Overeem et al., 2008), dans cette étude, notre choix s'est porté sur les lois Gumbel et GEV. La loi GEV est une loi à trois paramètres et la loi Gumbel (GEV1) est le cas particulier de la loi GEV pour k (paramètre de forme) égal à zéro. Nous rappelons ici, les fonctions de distribution cumulée de ces lois :

$$F(x) = \exp\left\{-\left[1 - \kappa \frac{(x - \zeta)}{\alpha}\right]^{\frac{1}{k}}\right\} \quad \text{pour } k \neq 0 \quad (3.2)$$

$$F(x) = \exp\left\{-\exp\left[-\frac{(x - \zeta)}{\alpha}\right]\right\} \quad \text{pour } k = 0, \quad (3.3)$$

où α , ζ et k représentent respectivement, les paramètres d'échelle, de position et de forme.

Le grand intérêt de ces lois est que leurs fonctions de distribution sont facilement inversibles. Ce qui permet d'obtenir aisément les fonctions d'estimation des quantiles qui se présentent sous la forme :

$$x(F) = \zeta + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[-\ln(1 - T^{-1}) \right]^k \right\} \quad \text{pour } k \neq 0 \quad (3.4)$$

$$x(F) = \zeta - \alpha \ln \left[-\ln(1 - T^{-1}) \right] \quad \text{pour } k=0 \quad (3.5)$$

où T est la période de retour ($T=1/(1-F)$) et F est la fréquence au non dépassement.

Les paramètres des distributions Gumbel et GEV sont déterminés par la méthode du maximum de vraisemblance, tandis que, l'estimateur de Grigorten ($\hat{F}_i = (i - 0.44)/(n + 0.12)$), qui est moins biaisé sur les valeurs extrêmes (Guo, 1990), est utilisé pour déterminer les fréquences empiriques.

3.3.3 Tests d'adéquation des lois statistiques

Le problème qui se pose est de choisir entre les distributions Gumbel et GEV celle qui s'ajuste le mieux aux séries de données pluviométriques. La solution à ce problème peut être trouvée à l'aide des tests statistiques bien connus. Le test de chi carré (χ^2) de Pearson et le test de Kolmogorov-Smirnov sont deux tests non paramétriques bien connus et dont l'objectif est de tester si un échantillon donné vient d'une distribution fixée à l'avance.

1. Test d'adéquation de χ^2

L'interprétation du test de χ^2 est la suivante : soit un échantillon de n valeurs classées par ordre croissant et pour lequel une loi de répartition $F(x)$ a été déterminée, on divise cet échantillon en un certain nombre K de classes contenant chacune n_i valeurs expérimentales. Le nombre ν_i est le nombre théorique de valeurs affectées à la classe i par la loi de répartition. Ce nombre ν_i est donné par :

$$\nu_i = n \int_{x_{i+1}}^{x_i} f(x) dx = n[F(x_i) - F(x_{i+1})] \quad (3.6)$$

où $f(x)$ étant la fonction densité de probabilité correspondant à la loi théorique.

L'expression de χ^2 est la suivante :

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - \nu_i)^2}{\nu_i} \quad (3.7)$$

La probabilité de dépassement correspondant au nombre de degré de liberté λ est déterminée ainsi :

$$\lambda = K - 1 - p \quad \text{où } p \text{ est le nombre de paramètres de la loi } F(x).$$

Si cette probabilité est supérieure à 0.05, l'ajustement est satisfaisant. Dans le cas contraire, il y a rejet de la loi.

2. Test d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov.

Le test de Kolmogorov-Smirnov est un test d'ajustement à une loi continue. Il consiste à mesurer la plus grande distance entre la distribution théorique $F_0(x)$ et la distribution expérimentale $F(x)$. Nous avons donc $H_0 : F(x) = F_0(x) \forall x$ et $H_1 : F(x) \neq F_0(x)$ pour au

moins une valeur de x . La distribution empirique, ou observée, se calcule dans la théorie de Kolmogorov-Smirnov, par la relation classique :

$$\widehat{F}(x_i) = \frac{i}{n} \quad i=1,2,\dots,n \quad (3.8)$$

On mesure l'adéquation de la fonction de répartition empirique à la fonction F_0 par la distance Kolmogorov-Smirnov, qui est la distance de la norme uniforme entre les fonctions de répartition. Pour la calculer il suffit d'évaluer la différence entre (F) et (F_0) aux points x_i . La statistique (D) est définie comme suit :

$$\begin{aligned} D^+ &= \text{Max} \left\{ F_0(x_i) - \frac{i}{n} \right\} \quad \forall i = 1,2,\dots,n ; \\ D^- &= \text{Max} \left\{ F_0(x_i) - \frac{i-1}{n} \right\} \quad \forall i = 1,2,\dots,n \\ D &= \text{Max} \{ D^+, D^- \} \end{aligned} \quad (3.9)$$

3.3.4 Modèles empiriques des courbes intensité – durée – fréquence

L'étape finale de la modélisation des courbes IDF consiste en l'ajustement d'une équation empirique aux quantiles estimés pour une période de retour spécifiée. Plusieurs modèles empiriques ont été proposés, Garcia-Bartual et Schneider (2001) donnent des références bibliographiques et présentent neuf modèles empiriques à deux et trois paramètres. Koutsoyiannis et al. (1998) généralisent les modèles proposés :

$$i_d(T) = a(T)/b(d), \quad (3.10)$$

où $i_d(T)$ désigne le quantile de période de retour T années, de l'intensité maximale annuelle mesurée sur un pas de temps d ; $b(d) = (d + \theta)^\eta$ avec $\theta > 0$ et $\eta \in (0,1)$ et $a(T) = F^{-1}(1 - 1/T)$ avec F une distribution de probabilité cumulée.

Récemment, Mohymont et al. (2004) ont proposé trois techniques à base physique d'établissement des courbes IDF, en séparant $a(T)$ et $b(d)$, avec $b(d) = \theta \left(1 + \frac{d}{\theta}\right)^\eta$.

Plus récemment encore, Veneziano et Furcolo (2002), Borga (2005) ont proposé des approches empruntées aux processus multi fractals.

Dans cette étude, nous utilisons les trois modèles empiriques à deux et trois paramètres suivants (Mohymont et Demarée, (2006) ; Koutsoyiannis et al., 1998 ; Garcia-Bartual et Schneider, 2001) :

$$i(T) = \frac{a(T)}{d^{\eta(T)}} \quad (3.11)$$

$$i(T) = \frac{a(T)}{(d + \theta(T))^{\eta(T)}} \quad (3.12)$$

$$i(T) = \frac{a(T)}{d^{\eta(T)} + \theta(T)}, \quad (3.13)$$

où $i(T)$ désigne l'intensité moyenne des précipitations (mm/h) pour une période de retour T (années) ; d est la durée des précipitations (min) ; a, θ et η sont respectivement, les paramètres d'ajustement ou les paramètres climatiques locaux. Le paramètre θ est exprimé en min. Les formules (3.11), (3.12) et (3.13) sont connues, respectivement, sous les noms de Montana, Talbot et Keifer-Chu.

Les paramètres des équations empiriques sont déterminés au moyen des régressions non linéaires appliquées sur les quantiles estimés pour les périodes de retour spécifiées.

3.4 Etablissement des courbes IDF des précipitations pour la région de Annaba

3.4.1 Données d'étude

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 citées précédemment. Parmi ces dernières, seules 2 stations disposent des données de dépouillement des averses. Ce sont les stations de Pont Bouchet et des Salines. Les données de dépouillement disponibles s'étalent sur une période d'observation de 17 ans (1976-1992) dans la station Pont Bouchet et sur une période d'observation de 31 ans (1971-2001) dans la station Les Salines. 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.

Les échantillons à analyser dans chacune des stations 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. Les caractéristiques de base des séries de données pluviométriques des deux stations considérées sont présentées dans les tableaux 3.3a et 3.3b.

Tableau 3.3a Caractéristiques statistiques des séries de données pluviométriques de la station Pont Bouchet

Statistiques de base	Durées (min)							
	15	30	60	120	180	360	720	1440
Moyenne $\hat{\mu}$ (mm)	12.2	17.0	20.3	22.9	25.6	34.4	40.4	51.1
Ecart-type $\hat{\sigma}$ (mm)	4.53	6.45	7.56	8.58	9.32	18.3	21.7	27.8
Coefficient de variation C_v	0.37	0.38	0.37	0.37	0.36	0.56	0.54	0.54
Coefficient d'asymétrie C_s	0.12	-0.15	-0.16	0.7	1.46	1.63	2.15	2.11
Coefficient d'aplatissement C_k	2.03	1.66	1.61	2.55	3.35	3.62	5.18	4.8

Tableau 3.3b Caractéristiques statistiques des séries de données pluviométriques de la station Les Salines.

Statistiques de base	Durées (min)							
	15	30	60	120	180	360	720	1440
Moyenne $\bar{\mu}$ (mm)	10.1	14.6	20.4	25.3	29.4	38.1	46.5	57.1
Ecart-type $\bar{\sigma}$ (mm)	6.17	7.87	9.58	8.88	8.93	11.8	16.4	21.2
Coefficient de variation C_v	0.61	0.54	0.47	0.35	0.30	0.31	0.35	0.37
Coefficient d'asymétrie C_s	1.28	1.17	1.22	1.21	0.97	0.66	0.89	0.64
Coefficient d'aplatissement C_k	4.34	3.86	3.47	3.34	3.02	2.52	2.96	2.35

3.4.2 Etablissement des courbes IDF de précipitations pour la station LES SALINES

1. Ajustement des séries et choix des lois statistiques

Après l'ajustement des lois Gumbel et GEV aux séries des maxima annuels, les tests d'adéquation non paramétriques de χ^2 et de Kolmogorov-Smirnov sont appliqués pour choisir parmi ces deux lois, celle la mieux appropriée aux données pluviométriques. L'application du test de Kolmogorov-Smirnov s'est révélée concluante pour toutes les séries de données et pour les deux lois avec un niveau de signification de 5%. Par contre, les résultats d'application du test de χ^2 ont montré que les deux lois peuvent être adoptées avec un niveau de signification de 5% pour les sept séries de données, et pas pour la série de données de durée de 180 min. Pour la loi Gumbel, cette série de données est acceptée au seuil de 1% (la valeur critique est égale à 13.28) et rejetée pour la loi GEV. Les résultats numériques des deux tests sont portés dans les tableaux 3.4a et 3.4b.

Tableau 3.4a Résultats numériques des tests d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov, de χ^2 et d'Anderson-Darling pour les valeurs maximales annuelles des hauteurs de précipitations de différentes durées. La distribution testée est la distribution Gumbel (Station Les Salines)

Test de Kolmogorov-Smirnov		Test de χ^2		Test d'Anderson-Darling	
Nombre de points : 31		Nombre de classes : 7		Nombre de points : 31	
Valeur limite 95% : 0.238		Valeur limite 95% : 9.49		Valeur limite 95% : 1.65	
Durée (min)	Statistique	Durée (min)	Statistique	Durée (min)	Statistique
15	0.08	15	4.9	15	0.1
30	0.12	30	7.16	30	0.25
60	0.13	60	3.55	60	0.4
120	0.11	120	1.74	120	0.51
180	0.16	180	9.87	180	0.86
360	0.11	360	0.38	360	0.17
720	0.08	720	2.65	720	0.23
1440	0.08	1440	1.29	1440	0.13

Tableau 3.4b Résultats numériques des tests d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov, de χ^2 et d'Anderson-Darling pour les valeurs maximales annuelles des hauteurs de précipitations de différentes durées. La distribution testée est la distribution GEV (Station Les Salines).

Test de Kolmogorov-Smirnov		Test de χ^2		Test d'Anderson-Darling	
Nombre de points : 31		Nombre de classes : 7		Nombre de points : 31	
Valeur limite 95% : 0.238		Valeur limite 95% : 7.815		Valeur limite 95% : 1.65	
Durée (min)	Statistique	Durée (min)	Statistique	Durée (min)	Statistique
15	0.07	15	6.25	15	0.08
30	0.11	30	7.16	30	0.20
60	0.10	60	1.74	60	0.13
120	0.09	120	1.29	120	0.36
180	0.17	180	10.3	180	0.88
360	0.10	360	2.65	360	0.21
720	0.08	720	3.55	720	0.24
1440	0.09	1440	1.74	1440	0.18

Les tests de χ^2 et de Kolmogorov-Smirnov ont permis de faire un premier tri du type de loi qui ajuste au mieux les séries de données pluviométriques, même si les deux lois considérées peuvent leur être appliquées dans la majorité des cas. A titre comparatif, la figure 3.5 présente l'ajustement des lois Gumbel et GEV aux valeurs maximales annuelles des hauteurs de précipitations de durées de 30 min. et 360 min.

Pour fixer notre choix définitif de la loi la mieux appropriée aux maxima annuels, nous effectuons le troisième test d'Anderson-Darling. La procédure de ce test se révèle particulièrement utile lorsqu'on s'intéresse, comme c'est le cas, aux valeurs extrêmes. Le test d'Anderson-Darling consiste à comparer la distribution théorique $F_0(x)$ à la distribution expérimentale $F(x)$ en calculant la statistique suivante :

$$\int_{-\infty}^{+\infty} [F(x) - F_0(x)]^2 \omega(x) dF(x) \quad (3.14)$$

où $\omega(x)$ est une fonction de pondération. Le cas standard d'Anderson-Darling correspond à la fonction de pondération suivante : $\omega(x) = 1/F_0(x)[1 - F_0(x)]$, qui permet de donner plus d'influence aux faibles et fortes fréquences. Cela conduit à la statistique notée A^2 . En modifiant la fonction de pondération en $\omega(x) = 1/[1 - F_0(x)]$ on obtient un test sensible au comportement pour des fréquences rares. La statistique A^2 est donnée par :

$$A^2 = -n - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (2i-1) \ln(F_0(x_i)) + (2n-2i+1) \ln(1-F_0(x_i)) \quad (3.15)$$

La variable u définie à partir de A^2 , permet de caractériser la qualité de l'ajustement et se note :

$$u = \frac{\ln(A^2 - 0.18/n^{\frac{1}{4}} + 0.8 + 1/\sqrt{n})}{0.65} \quad (n \geq 10) \quad (3.16)$$

L'ajustement est d'autant satisfaisant que u est faible et on pourrait justifier le seuil de rejet à 5% par la valeur de $u = 1.65$.

Les résultats de ce test sont donnés dans les tableaux 3.4a et 3.4b, respectivement, pour les lois Gumbel et GEV.

Le Tableau 3.5 présente les distributions retenues pour chaque série de données et leurs paramètres.

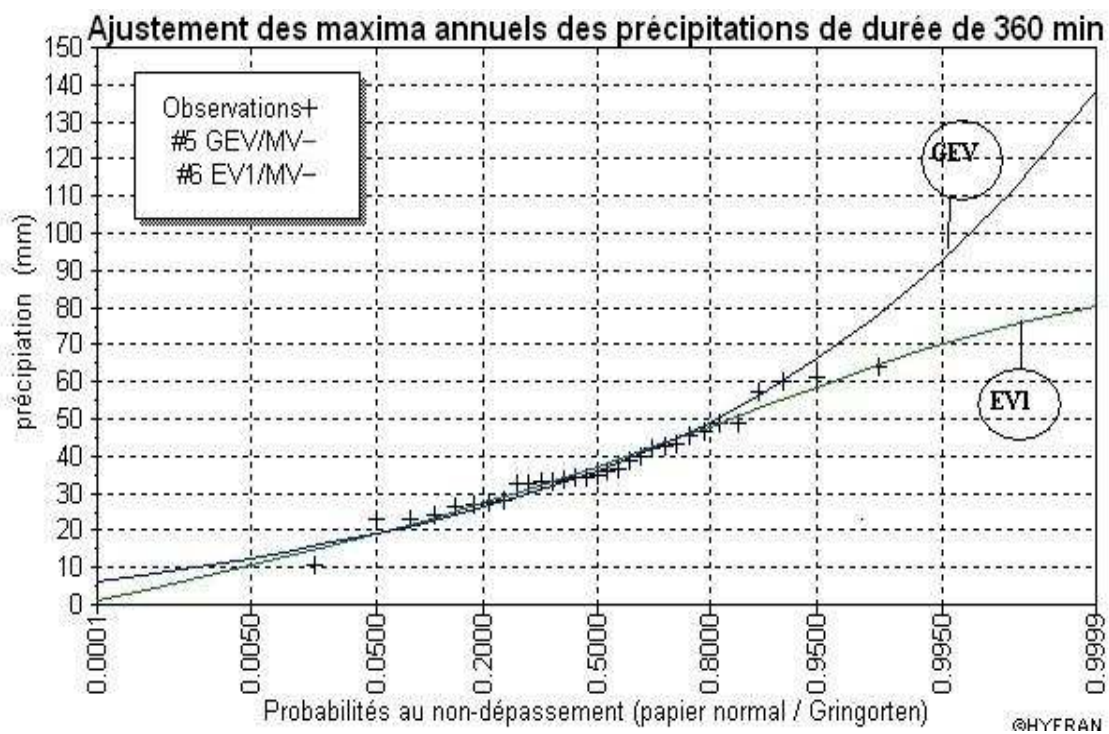
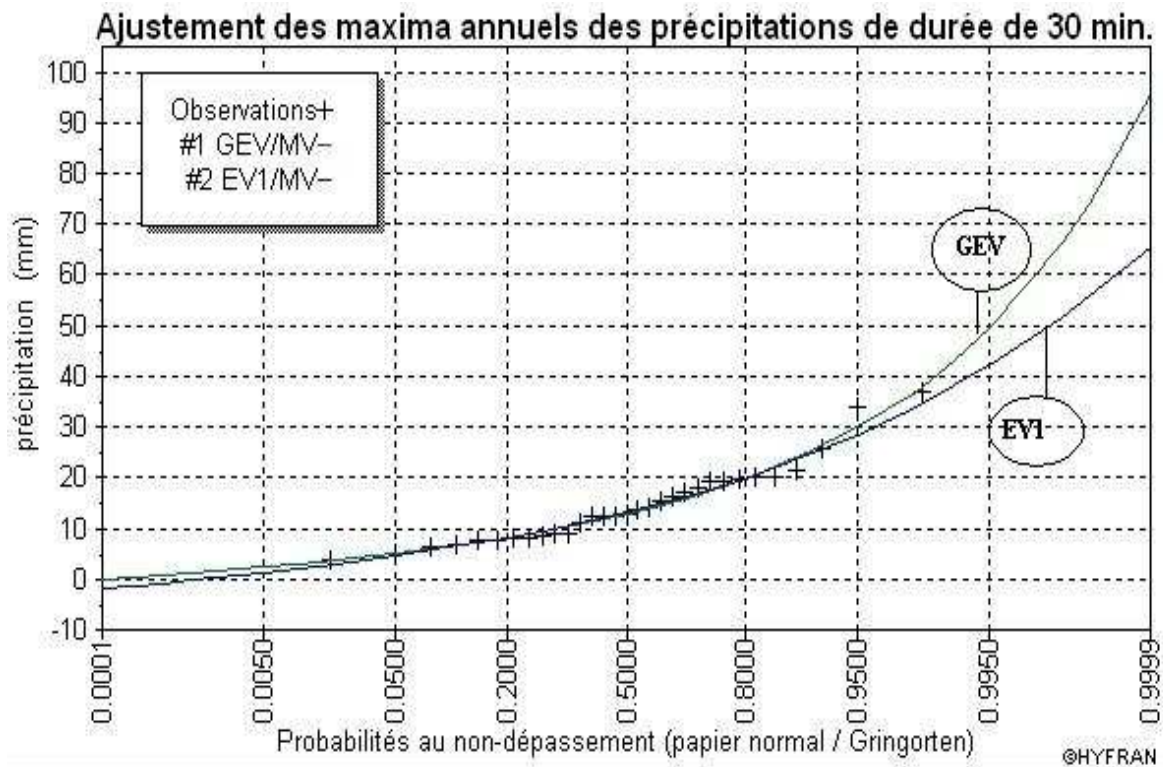


Fig. 3.5 Comparaison de l'ajustement à la loi Gumbel et à la loi GEV des séries des maxima annuels des précipitations de durées de 30 et 360 min. (EVI : la loi Gumbel ; MV : méthode du maximum de vraisemblance).

Tableau 3.5 Lois statistiques appropriées aux séries des maxima annuels des précipitations de durées 15, 30, 60, 120, 180, 360, 720 et 1440 min. et leurs paramètres. Les paramètres α , ζ et κ représentent respectivement, les paramètres d'échelle, de position et de forme.

Durée (min)	Lois statistiques retenues	Paramètres des lois		
		α	ζ	κ
15	Gumbel	4.55	7.41	-
30	GEV	5.47	10.8	-0.10
60	GEV	6.19	15.7	-0.16
120	GEV	5.94	21.1	-0.12
180	Gumbel	7.0	25.3	-
360	Gumbel	9.61	32.6	-
720	Gumbel	12.8	39.0	-
1440	Gumbel	17.0	47.1	-

Les résultats présentés dans le Tableau 3.5 montrent que la distribution Gumbel est prédominante pour l'estimation des quantiles des intensités maximales annuelles de la station des Salines. Cette prédominance de la distribution Gumbel, pourrait être justifiée par la taille des échantillons analysés, car dans une étude sur la longue série pluviométrique d'Athènes (136 années), Koutsoyiannis et Baloutsos (2000) ont constaté que la loi Gumbel n'est pas adaptée aux maxima annuels de la série de 136 années, tandis qu'elle paraissait appropriée si on ne considère, par exemple, que les 34 dernières années.

2. Modélisation des courbes IDF

Après avoir choisi le modèle statistique le mieux approprié à chaque série de données et estimé les quantiles des intensités maximales annuelles pour les périodes de retour spécifiées ($T=2, 5, 10, 20$ et 50 ans), nous avons déterminé les paramètres des trois modèles empiriques mentionnés précédemment (Tableau 3.6).

Pour valider la fiabilité de l'ajustement de ces modèles empiriques aux maxima annuels, nous avons calculé pour chaque période de retour, la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (*REQM*) relative aux quantiles estimés :

$$REQM(\%) = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{k=1}^N \left(\frac{i_k^Q - i_k^T}{i_k^Q} \right)^2} \quad (3.17)$$

où i_k^Q est le quantile estimé de l'intensité de pluie ; i_k^T est l'intensité théorique de pluie obtenue par l'équation empirique et N est le nombre de durées. Les valeurs des paramètres des modèles empiriques et des erreurs quadratiques (*REQM*) relatives pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 20 et 50 ans sont consignées dans le Tableau 3.6

A titre comparatif, dans le même Tableau 3.6 sont présentés les paramètres d'ajustement du modèle Montana aux quantiles des intensités maximales calculés à partir de la méthode statistique utilisée traditionnellement dans le pays. Pour éviter toute confusion, nous allons, dans le reste du texte, utiliser le terme méthode « conventionnelle » pour désigner cette méthode.

Tableau 3.6 Valeurs des paramètres des modèles empiriques et des erreurs quadratiques moyennes (REQM) relatives pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 20 et 50ans. Station Les Salines.

Périodes de retour	Modèles	Paramètres des modèles			REQM (%)
		a	θ	η	
2	Montana	209	-	0.61	6.2
	Talbot	376	14	0.7	1.7
	Keifer-Chu	390	4	0.7	2.7
	Méthode conventionnelle	217	-	0.62	6.8
5	Montana	355	-	0.65	4.1
	Talbot	452	5	0.69	2.8
	Keifer-Chu	542	3	0.71	4.0
	Méthode conventionnelle	355	-	0.65	3.9
10	Montana	468	-	0.67	4.1
	Talbot	585	4.5	0.71	4.1
	Keifer-Chu	659	2.6	0.72	5.1
	Méthode conventionnelle	420	-	0.66	4.4
20	Montana	590	-	0.69	5.1
	Talbot	626	1.1	0.70	5.2
	Keifer-Chu	791	1.7	0.73	5.9
	Méthode conventionnelle	537	-	0.67	4.9
50	Montana	768	-	0.71	6.7
	Talbot	816	1.0	0.72	6.7
	Keifer-Chu	967	1.5	0.74	7.4
	Méthode conventionnelle	655	-	0.68	5.4

Sur la figure 3.6 sont présentées les courbes IDF obtenues au moyen de l'ajustement des trois équations empiriques aux quantiles des intensités maximales annuelles de la station climatique Les Salines et les courbes IDF, établies suivant la méthode « conventionnelle ».

Les courbes IDF établies à partir du modèle empirique de Montana sont des séries de droites parallèles sur l'échelle bilogarithmique, alors que celles établies à partir des modèles empiriques à trois paramètres possèdent des parties recourbées. Ces courbes représentent plus correctement l'aspect infini d'une intensité instantanée que les droites parallèles.

Le paramètre θ de deux modèles empiriques à trois paramètres définit l'ampleur de recourbement et les points où les courbes IDF commencent à devenir des lignes droites. Par exemple, le paramètre θ du modèle de Talbot a la valeur la plus élevée ($\theta=14$ min) pour la période de retour de deux ans, il en résulte que la partie de recourbement de la courbe correspondante est plus longue que celle des autres courbes. On remarque aussi, que les valeurs du paramètre θ diminuent avec l'accroissement de la période de retour en allongeant la ligne droite des courbes IDF.

En ce qui concerne le paramètre η , c'est un paramètre proportionnel à la pente des courbes. Ses valeurs se différencient peu d'un modèle à l'autre et elles varient de 0.61 à 0.74 pour les différentes périodes de retour. Ceci est caractéristique pour un climat méditerranéen (Mohyont et Demarée, 2004).

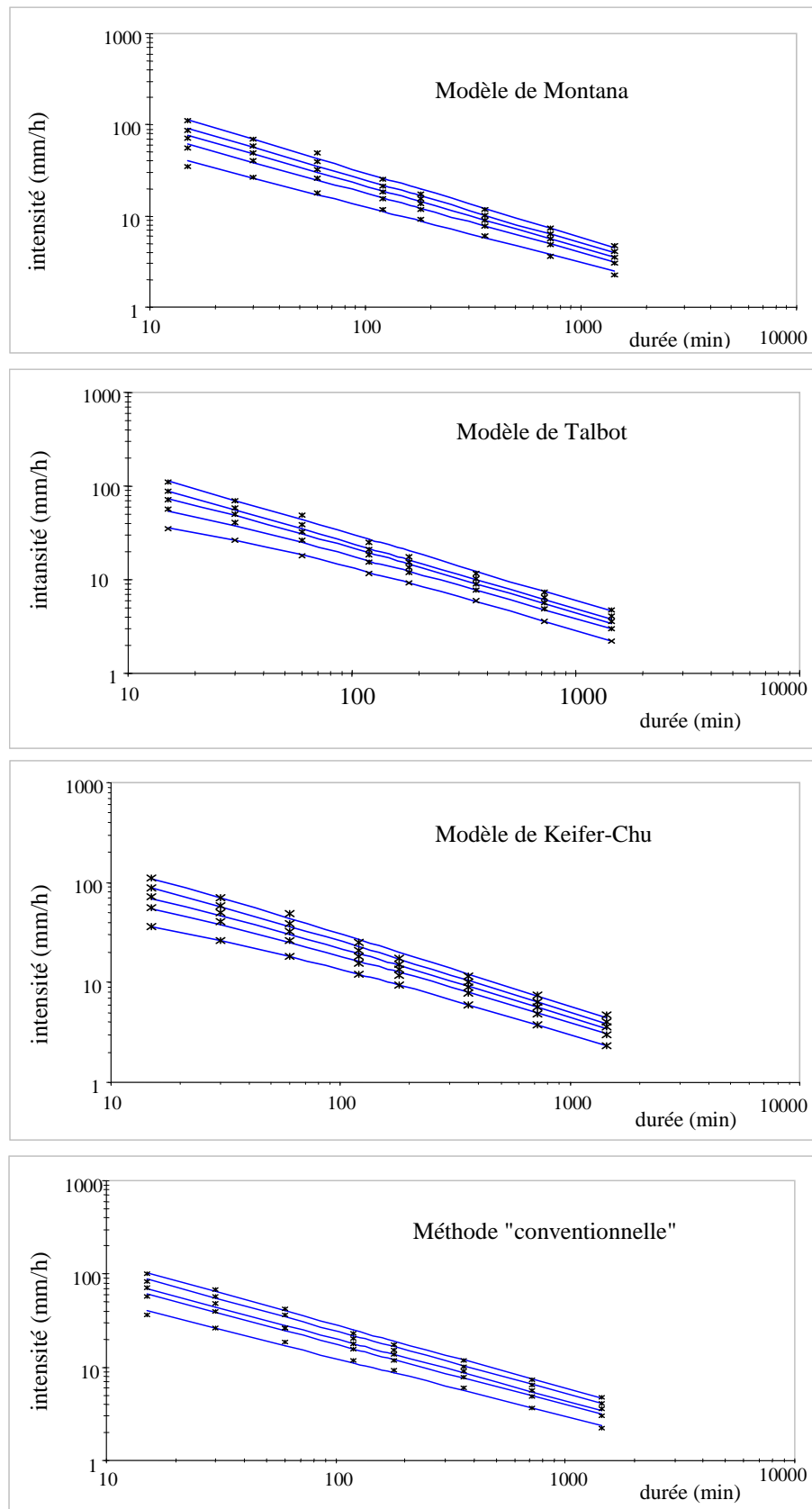


Fig. 3.6 Courbes IDF de la station Les Salines, établies à partir des modèles empiriques pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 20 et 50 ans. Les points représentent les valeurs des quantiles estimés. Les courbes sont disposées dans l'ordre croissant des périodes de retour, du bas vers le haut.

En examinant le Tableau 3.6, on note que les erreurs quadratiques moyennes relatives entre les courbes IDF, établies à partir des trois modèles empiriques, et les quantiles estimés

pour les différentes périodes de retour sont de l'ordre de 1.7 à 7.4 %, ce qui est un très bon résultat. Les erreurs quadratiques moyennes relatives totales entre les quantiles estimés pour les périodes de retour de 5 à 50 ans et les courbes IDF, établies à partir des modèles empiriques de Montana, de Talbot, de Keifer-Chu et de la méthode « conventionnelle », sont respectivement égales à 5.35, 4.46, 5.27 et 5.18 %. Le modèle de Talbot présente les plus faibles erreurs quadratiques moyennes relatives, surtout pour les périodes de retour $T < 20$ ans, les plus utilisées en hydrologie urbaine pour le dimensionnement du réseau d'assainissement pluvial.

3.4.3 Etablissement des courbes IDF des précipitations pour la station Pont Bouchet

Pour établir les courbes IDF pour la station Pont Bouchet nous avons utilisé la même méthodologie que pour la station Les Salines. L'estimateur de Cunnane ($\hat{F}_i = (i - 0.4)/(n + 0.2)$) a été utilisé pour déterminer les fréquences empiriques.

1. Ajustement des séries et choix des lois statistiques

Les séries de données ont été ajustées aux lois Gumbel et GEV. L'application du test de Kolmogorov-Smirnov s'est révélée concluante pour toutes les séries et pour les deux lois avec un niveau de signification de 5%. Le résultat d'application du test χ^2 a montré que la loi Gumbel est rejetée au seuil de 5% pour les séries de données pluviométriques de durées de 15 et 180 min. et la loi GEV pour la série de données de durée de 360 min. Pour les autres séries de données de durées de 30, 60, 120, 720 et 1440 les deux lois sont acceptées au seuil de 5%.

Pour fixer notre choix définitif de la loi la mieux appropriée aux hauteurs maximales annuelles de précipitations de ces durées nous appliquons le critère de comparaison des lois d'Anderson-Darling. Les résultats numériques de ces tests sont présentés dans les tableaux 3.7a et 3.7b. Les lois retenues à la suite de ces tests pour chaque série de données et leurs paramètres sont présentés dans le tableau 3.8.

Tableau 3.7a Résultats numériques des tests d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov, de χ^2 et d'Anderson-Darling pour les valeurs maximales annuelles des hauteurs de précipitations de différentes durées. La distribution testée est la distribution Gumbel (Station Pont Bouchet).

Test de Kolmogorov-Smirnov		Test de χ^2		Test d'Anderson-Darling	
Nombre de points : 17		Nombre de classes : 6		Nombre de points : 17	
Valeur limite 95% : 0.318		Valeur limite 95% : 7.81		Valeur limite 95% : 1.65	
Durée (min)	Statistique	Durée (min)	Statistique	Durée (min)	Statistique
15	0.23	15	13.7	15	0.70
30	0.18	30	3.82	30	1.00
60	0.13	60	0.29	60	0.44
120	0.10	120	1.00	120	0.15
180	0.20	180	8.75	180	1.32
360	0.27	360	6.65	360	0.75
720	0.24	720	6.65	720	1.01
1440	0.17	1440	3.12	1440	0.55

Tableau 3.7b Résultats numériques des tests d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov, de χ^2 et d'Anderson-Darling pour les valeurs maximales annuelles des hauteurs de

précipitations de différentes durées. La distribution testée est la distribution GEV (Station Pont Bouchet).

Test de Kolmogorov-Smirnov		Test de χ^2		Test d'Anderson-Darling	
Nombre de points : 17		Nombre de classes : 6		Nombre de points : 17	
Valeur limite 95% : 0.318		Valeur limite 95% : 5.99		Valeur limite 95% : 1.65	
Durée (min)	Statistique	Durée (min)	Statistique	Durée (min)	Statistique
15	0.18	15	5.94	15	0.59
30	0.13	30	1.0	30	0.31
60	0.13	60	1.0	60	0.29
120	0.09	120	3.12	120	0.15
180	0.17	180	3.2	180	0.61
360	0.18	360	8.06	360	0.66
720	0.15	720	5.94	720	0.36
1440	0.16	1440	3.12	1440	0.50

Tableau 3.8 Lois statistiques appropriées aux séries des maxima annuels des précipitations de durées 15, 30, 60, 120, 180, 360, 720 et 1440 min. et leurs paramètres. Les paramètres α , ζ et k représentent respectivement, les paramètres d'échelle, de position et de forme (Station Pont Bouchet).

Durée (min)	Lois statistiques retenues	Paramètres des lois		
		α	ζ	κ
15	GEV	4.72	10.7	0.34
30	GEV	6.64	14.9	0.34
60	Gumbel	7.22	16.5	-
120	Gumbel	6.68	19.0	-
180	GEV	5.41	21.1	-0.21
360	Gumbel	11.6	26.2	-
720	Gumbel	11.8	31.7	-
1440	Gumbel	21.3	41.2	-

Les résultats présentés dans le Tableau 3.8 montrent que la distribution Gumbel est prédominante pour l'estimation des quantiles des intensités maximales annuelles de la station Pont Bouchet. Le même résultat a été obtenu pour la station des Salines, où la distribution Gumbel s'est avérée prédominante.

A titre indicatif, la figure 3.7 présente l'ajustement des distributions statistiques appropriées et utilisées pour décrire les maxima annuels de la station Pont Bouchet pour les durées de 30 et 60 min.

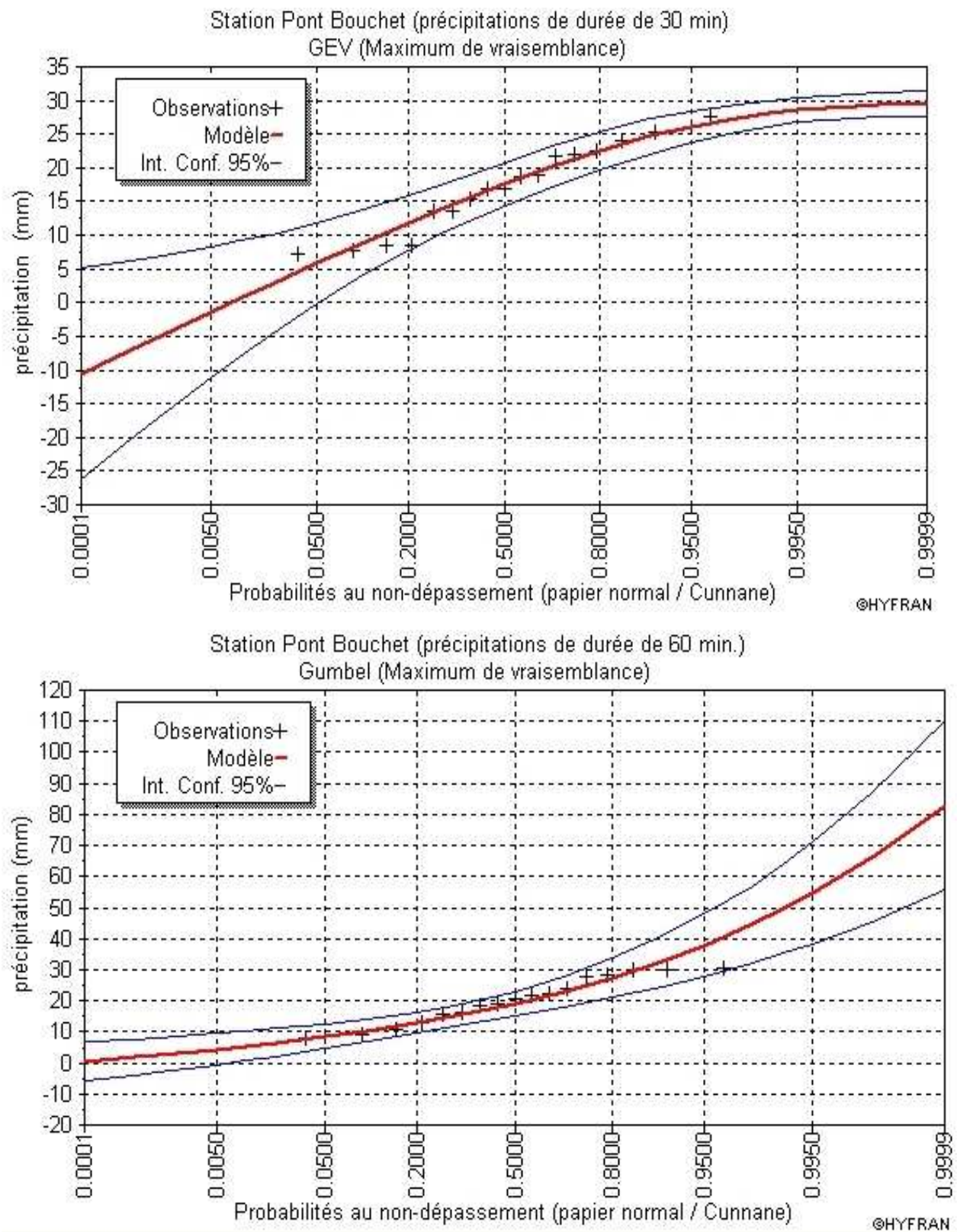


Fig. 3.7 Ajustement des lois GEV et Gumbel aux maxima annuels de la station Pont Bouchet pour les durées de 30 et 60 min.

2. Modélisation des courbes IDF

Après avoir choisi le modèle statistique le mieux approprié à chaque série de données et estimé les quantiles des intensités maximales annuelles pour les périodes de retour spécifiées ($T=2, 5, 10, 20$ et 50 ans), nous avons déterminé les paramètres des trois modèles empiriques, mentionnés précédemment, et calculé pour ces périodes de retour, la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (*REQM*) relative aux quantiles estimés (voir le Tableau 3.9).

Tableau 3.9 Valeurs des paramètres des modèles empiriques et des erreurs quadratiques moyennes (*REQM*) relatives pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 20 et 50ans (Station Pont Bouchet).

Périodes de retour	Modèles	Paramètres des modèles			REQM (%)
		a	θ	η	
2	Montana	362	-	0.72	6.6
	Talbot	404	2	0.74	6.8
	Keifer-Chu	428	1	0.74	8.7
	Méthode conventionnelle	326	-	0.71	5.2
5	Montana	452	-	0.70	8.8
	Talbot	500	2	0.72	8.8
	Keifer-Chu	550	1.5	0.72	11.9
	Méthode conventionnelle	436	-	0.7	7.5
10	Montana	486	-	0.69	8.5
	Talbot	580	2.5	0.71	9.6
	Keifer-Chu	610	1.5	0.71	11.2
	Méthode conventionnelle	509	-	0.69	9.6
20	Montana	509	-	0.67	8.4
	Talbot	656	3	0.71	8.7
	Keifer-Chu	696	1.5	0.70	13
	Méthode conventionnelle	580	-	0.69	10..3
50	Montana	522	-	0.65	9.2
	Talbot	794	5	0.71	10..3
	Keifer-Chu	790	1	0.70	11
	Méthode conventionnelle	670	-	0.69	11.1

Sur la figure 3.8 sont présentées les courbes IDF obtenues au moyen de l'ajustement des trois équations empiriques aux quantiles des intensités maximales annuelles de la station Pont Bouchet et les courbes IDF, établies suivant la méthode habituellement utilisée dans le pays.

D'après le tableau 3.9, le paramètre θ de deux modèles empiriques à trois paramètres, varie dans le même intervalle des valeurs de 1 à 5 min, que celui de la station Les Salines. Les valeurs du paramètre η varient peu d'un modèle à l'autre et elles varient de 0.65 à 0.74 pour les périodes de retour spécifiés.

Les erreurs quadratiques moyennes relatives pour les différentes périodes de retour sont de l'ordre de 5.2 à 12 %. Ces valeurs sont plus élevées que celles de la station Les Salines. Cela s'explique, en partie, par la faible taille des échantillons des maxima annuels de la station Pont Bouchet.

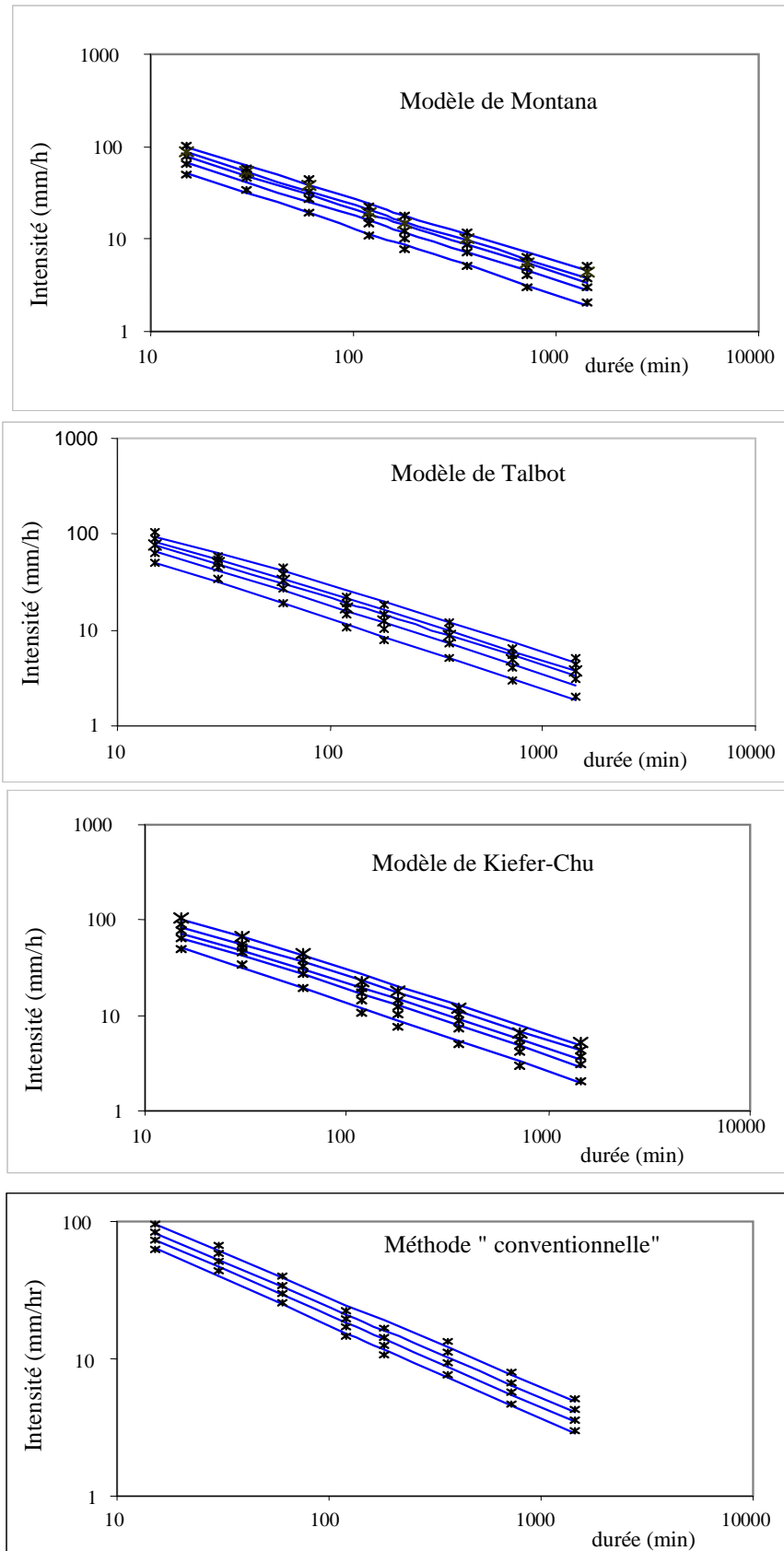


Fig. 3.8 Courbes IDF de la station Pont Bouchet, établies à partir des modèles empiriques pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 20 et 50 ans. Les points représentent les valeurs des quantiles estimés. Les courbes sont disposées dans l'ordre croissant des périodes de retour, du bas vers le haut.

Pour valider la fiabilité de l'ajustement des modèles empiriques aux maxima annuels de la station Pont Bouchet, nous avons calculé la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (*REQM*) relative totale. La *REQM* total pour les modèles empiriques de Montana, Talbot, Keifer-Chu et méthode « conventionnelle » est égale, respectivement, à 8.35, 8.9, 11.2 et 9%. Le modèle de Montana à deux paramètres, présente la plus faible erreur quadratique totale. Par contre, pour la station Les Salines le modèle le mieux approprié est celui de Talbot à trois paramètres.

3.4.4 Conclusion

La méthodologie d'établissement des courbes IDF proposée est constituée de trois étapes.

Dans la première étape on choisit la distribution de probabilité la mieux appropriée à chaque série de hauteurs maximales annuelles des précipitations de courtes durées allant de 15 à 1440 min.

Ensuite, on calcule les quantiles correspondant à plusieurs périodes de retour spécifiées ($T=2,5,10,20$ et 50 ans), en utilisant la distribution sélectionnée précédemment.

Enfin, on modélise les courbes IDF en ajustant les équations empiriques considérées aux quantiles estimées.

Il a été montré, en appliquant les différents tests statistiques, que les valeurs maximales annuelles des précipitations de courte durée des stations Les Salines et Pont Bouchet de la région de Annaba, suivent les fonctions de distribution de GEV et de distribution Gumbel, avec la prédominance de la distribution Gumbel. Cette prédominance peut être expliquée par la petite taille des échantillons de données pluviométriques des stations ($n=31$; $n=17$).

Ainsi, ce résultat démontre que l'approche statistique basée uniquement sur la loi Gumbel et utilisée habituellement dans le pays, n'est pas adéquate aux maxima annuels des précipitations des stations considérées.

La comparaison des valeurs des erreurs quadratiques moyennes relatives totales d'ajustement des trois modèles utilisés aux maxima annuels de deux stations, a montré que, le modèle à trois paramètres, modèle de Talbot, décrit plus aisément les intensités maximales annuelles des précipitations de la station Les Salines. Par contre, pour la station Pont Bouchet le modèle le mieux approprié est celui de Montana à deux paramètres.

CHAPITRE 4

METHODE D'ANALYSE FREQUENTIELLE REGIONALE DES PRECIPITATIONS JOURNALIERES MAXIMALES ANNUELLES

4.1 Introduction aux méthodes d'estimation régionale des précipitations

L'estimation des précipitations associées aux événements extrêmes est un sujet qui suscite de plus en plus d'intérêt dans le domaine des sciences de l'eau. L'estimation des précipitations journalières maximales de période de retour allant de 5 à 100 ans est souvent utilisée pour la conception et dimensionnement d'ouvrages hydrauliques tels que les ouvrages de protection contre les inondations et les réseaux d'assainissement.

Pour protéger les populations avec leurs habitations, les zones industrielles, etc., des inondations, plusieurs mesures peuvent être prises. Des ouvrages de protection (bassins de rétention, digues, etc.) peuvent être construits, des Plans de Prévention des Risques d'Inondation peuvent être établis.

Le dimensionnement de ces ouvrages, l'établissement des PPRI sont aussi fondés sur les calculs des crues extrêmes de référence (de fréquence d'apparition de l'ordre de 10^{-2}) à partir de la distribution des pluies extrêmes.

Parmi les méthodes couramment utilisées en hydrométéorologie pour estimer les précipitations en des sites ayant peu ou aucune donnée, on peut distinguer d'une part, les méthodes d'interpolation spatiale (Delhomme, 1978 ; Creutin et Obled, 1982 ; Amani et Lebel, 1998) et, d'autre part, les méthodes d'analyse de fréquence régionale (Hosking *et al.*, 1985 ; Ourda *et al.*, 1999 pour les crues, et Alila, 1999 pour les précipitations).

Les méthodes d'interpolation utilisent des approches géométriques (la méthode de trois stations les plus proches, les polygones de Thiessen) ou les fonctions de corrélation spatiale (krigeage) pour estimer à un site cible la précipitation associée à un événement ou à une fréquence donnée. Par contre, les méthodes d'analyse de fréquence régionale permettent d'estimer pour un site donné, et sur la base de l'information régionale, les quantiles (XT) de période de retour T .

Les méthodes d'analyse de fréquence régionale sont utilisées plus généralement pour permettre une description globale des caractéristiques de la structure spatiale des différents phénomènes hydrologiques dans la région. Elles ont été initialement développées pour l'estimation de crues (Dalrymple, 1960 ; Cunnane, 1988 ; Gupta et Waymire, 1998, Ouarda *et al.*, 2001). Leur champ d'application s'est ensuite étendu aux précipitations. Au Canada, Alila (1999, 2000) met l'accent sur l'importance de l'incorporation de l'information régionale dans l'analyse de la fréquence des précipitations à un site alors que, St-Hilaire et al. (2003) présentent et comparent les principales méthodes d'analyse de fréquence régionale couramment utilisées pour quantifier les événements pluvieux extrêmes. En France, les travaux de Kieffer (1998) et Djerboua (2001) ont porté sur l'estimation régionale des précipitations extrêmes en Alpes françaises et franco-italiennes.

L'objectif principal de l'étude présentée dans ce chapitre est le développement d'une méthode d'analyse de fréquence régionale devant permettre d'estimer des quantiles de précipitations en des sites ayant peu ou aucune donnée. La méthode utilisée repose sur l'application de la théorie des L-moments. La théorie des L-moments a été développée par Hosking (1999) à partir des moments pondérés de probabilité.

L'hypothèse de base dans cette étude est que les événements pluviométriques extrêmes sont indépendants et distribués selon la loi GEV (General Extreme Value).

La théorie des L-moments sera utilisée d'une part pour valider cette hypothèse à priori sur la distribution des précipitations maximales journalières, puis caractériser les paramètres de cette distribution, et d'autre part pour valider l'homogénéité statistique d'une région (région de la ville de Annaba).

4.2 Théorie des L-moments

La théorie des L-moments a été développée par Hosking (1990) pour résoudre certains problèmes liés à l'ajustement des lois à partir des moments conventionnels. Elle a par la suite fait l'objet de plusieurs travaux de recherche (Hosking et Wallis, 1993 ; Alila, 1999). Nous présentons ici les principes de base de la théorie des L-moments.

Soient X une variable aléatoire ayant une fonction de probabilité au non dépassement F et $x_{1:n}, x_{2:n}, \dots, x_{n:n}$ les statistiques d'ordre 1, 2, ..., n d'un échantillon de taille n . Les L-moments de la variable aléatoire X sont définis par (Hosking, 1990):

$$\lambda_r = \int_0^1 x(F) P_{r-1}^*(F) dF \quad (4.1)$$

où

$$P_r^*(F) = \sum_{k=0}^r (-1)^{r-k} \binom{r}{k} \binom{r+k}{k} F^k \quad (4.2)$$

Le premier L-moment λ_1 représente la moyenne arithmétique de la variable x , le second L-moment λ_2 est une mesure de la dispersion et est analogue à l'écart type. Afin d'avoir une indépendance des L-moments d'ordres supérieurs ($r \geq 3$) par rapport à la variable x , on utilise leur forme standardisée. On peut définir les rapports des L-moments comme suit :

$$\tau_r = \frac{\lambda_r}{\lambda_2} \quad r \geq 3 \quad (4.3)$$

Le rapport τ_3 est une mesure de l'asymétrie (souvent désigné par la L-asymétrie et notée $L-C_s$) et τ_4 est une mesure de l'aplatissement (souvent désigné par le L-aplatissement et notée $L-C_k$). Pour un échantillon ordonné par ordre croissant, les L-moments peuvent être estimés par :

$$\lambda_r = r^{-1} \sum_{k=0}^{r-1} (-1)^k \binom{r-1}{k} E(X_{r-k:r}) \quad (4.4)$$

avec

$$E(X_{j:r}) = \frac{r!}{(j-1)!(r-j)!} \int x \{F(x)\}^{j-1} \{1-F(x)\}^{r-j} dF(x)$$

Ou alternativement par :

$$l_r = \sum_{i=1}^n P_{r-1}^*(p_{i:n}) x_{i:n} \quad (4.5)$$

où la probabilité $p_{i:n}$ est estimée à partir de la formule empirique de calcul des probabilités au non dépassement. En estimant les L-moments théoriques à partir des L-moments d'un échantillon fini, les rapports de L-moments peuvent être obtenus en utilisant la relation :

$$t_r = \frac{l_r}{l_2} \quad r > 2 \quad (4.6)$$

D'autre part, le L-coefficient de variation $L-Cv$ est défini par :

$$t = \frac{l_2}{l_1} \quad (4.7)$$

Ainsi, la probabilité des moments correspondants est estimée par les équations suivantes :

$$\begin{aligned} b_0 &= n^{-1} \sum_{j=1}^n x_{j:n} \\ b_1 &= n^{-1} \sum_{j=2}^n \frac{j-1}{n-1} x_{j:n} \\ b_2 &= n^{-1} \sum_{j=3}^n \frac{(j-1)(j-2)}{(n-1)(n-2)} x_{j:n} \\ b_3 &= n^{-1} \sum_{j=4}^n \frac{(j-1)(j-2)(j-3)}{(n-1)(n-2)(n-3)} x_{j:n} . \end{aligned} \quad (4.8)$$

Où $x_{1:n} \leq x_{2:n} \leq \dots \leq x_{n:n}$ pour un échantillon ordonné.

Les L-moments de l'échantillon sont obtenus par :

$$\begin{aligned} l_1 &= b_0 \\ l_2 &= 2b_1 - b_0 \\ l_3 &= 6b_2 - 6b_1 + b_0 \\ l_4 &= 20b_3 - 30b_2 + 12b_1 - b_0 \end{aligned} \quad (4.9)$$

4.3 Méthodologie d'analyse de fréquence régionale des précipitations

La plupart des méthodes d'analyse de fréquence régionale sont constituées des trois principales étapes suivantes (St.-Hilaire & al., 2003) :

1. la constitution de groupes hydrologiquement homogènes de stations suivie du test d'homogénéité des regroupements formés ;
2. la détermination de la fonction de distribution des précipitations et des ses paramètres ;
3. l'estimation des quantiles correspondant à des périodes de retour spécifiées.

Le choix d'une méthode qui repose sur les L-moments est justifié par le fait que cette méthode est relativement facile à mettre en œuvre et qu'il a été démontré qu'elle conduit à

une estimation réaliste des quantiles associés aux événements extrêmes. Aussi plusieurs études rappellent que, par rapport à la méthode classique d'ajustement par les moments, la méthode des L-moments a l'avantage de ne pas faire intervenir des valeurs observées à une puissance supérieure à 1 (Hosking, 1990 ; Chow et Watt, 1994).

4.3.1. Constitution de groupes de stations et tests d'homogénéité

La première étape de l'estimation régionale d'une variable hydrométéorologique est la décomposition de la zone d'étude en groupes homogènes de stations. Les méthodes couramment utilisées en hydrologie pour constituer des groupes homogènes de stations sont en général basées sur la détermination d'indices régionaux et l'analyse multivariée. L'élément fondamental de la phase d'identification des groupes homogènes est la spécification des variables caractérisant cette homogénéité.

Dans cette étude, l'homogénéité est basée sur les rapports de L-moments à savoir t , $t3$ et $t4$. Pour constituer des groupes homogènes de stations, nous utiliserons les variables liées à la physique du phénomène étudié. Les précipitations moyennes annuelles sont souvent utilisées pour caractériser les différents types de climats d'une zone donnée (Alila Y., 1999). Nous allons également utiliser les précipitations moyennes annuelles pour constituer des groupes de stations permettant de caractériser différents types de régimes pluviométriques. Plus précisément, nous allons définir des intervalles de variabilité des précipitations moyennes annuelles permettant de classer les stations peu ou fortement arrosées.

Pour valider l'homogénéité d'une région en termes de rapports de L-moments, nous avons utilisé le test d'homogénéité statistique (Hosking et Wallis, 1993).

Pour une région, présentée par N site ayant chaque n_i enregistrements, les L-moments et rapports de L-moments sont calculés comme suit :

$$\bar{l}_r = \frac{\sum_{i=1}^N n_i l_r^{(i)}}{\sum_{i=1}^N n_i} \tag{4.10}$$

$$\bar{t}_r = \frac{\sum_{i=1}^N n_i t_r^{(i)}}{\sum_{i=1}^N n_i}$$

Pour tester l'homogénéité d'une région, nous nous procéderons à une série de simulation basée sur la génération de variables distribuées selon la loi GEV choisie à priori pour représenter les précipitations maximales journalières annuelles. Pour cet exercice de simulation, on vérifie si les observations représentent la réalisation d'un processus suffisamment stable. Chacune des simulations doit refléter la configuration de la base de données inhérente à la région considérée, autrement dit, le nombre de valeurs à reproduire à partir des paramètres de la loi GEV d'un site i au cours d'une simulation doit être égal au nombre n_i d'enregistrements.

Par la suite, pour chaque simulation, nous avons étudié la variabilité inter sites des L-moments en calculant (Saint Hilaire et al., 2003) :

- la variance pondérée du $L-C_v$:

$$V_1 = \frac{\sum_{i=1}^N n_i (t^{(i)} - \bar{t})^2}{\sum_{i=1}^N n_i} \quad (4.11)$$

où $t^{(i)}$ désigne le $L-C_v$ au site i et \bar{t} le $L-C_v$ régional calculé à partir de l'équation (4.10) ;

- la somme pondérée des distances de t et t_3 par rapport à leurs moyennes respectives :

$$V_2 = \frac{\sum_{i=1}^N n_i \sqrt{(t^{(i)} - \bar{t})^2 + (t_3^{(i)} - \bar{t}_3)^2}}{\sum_{i=1}^N n_i} \quad (4.12)$$

où $t_3^{(i)}$ désigne le $L-C_s$ au site i et \bar{t}_3 le $L-C_s$ régional calculé à partir de l'équation (4.10) ;

- la somme pondérée des distances de t_3 et t_4 par rapport à leurs moyennes respectives :

$$V_3 = \frac{\sum_{i=1}^N n_i \sqrt{(t_3^{(i)} - \bar{t}_3)^2 + (t_4^{(i)} - \bar{t}_4)^2}}{\sum_{i=1}^N n_i} \quad (4.13)$$

où $t_4^{(i)}$ désigne le $L-C_k$ au site i et \bar{t}_4 le $L-C_k$ régional calculé à partir de l'équation (4.10).

Après une longue série de simulations, nous avons calculé les moyennes μ_{sim} et les écart-types σ_{sim} des valeurs V_1 , V_2 et V_3 , calculées à partir des équations (4.11), (4.12) et (4.13). Pour mesurer l'homogénéité d'une région, on considère que les variables V_1 , V_2 et V_3 estimées à partir des observations sont la réalisation d'un processus aléatoire des moyennes μ_{sim} et des écart-types σ_{sim} . En désignant par V_{obs} l'une de ces trois variables (V_1 , V_2 et V_3), on calcule sa valeur centrée réduite (H) :

$$H = \frac{V_{obs} - \mu_{sim}}{\sigma_{sim}} \quad (4.14)$$

Où V_{obs} est la valeur observée de V_r ($r=1, 2, 3$); μ_{sim} est la moyenne des V_r obtenus par simulation et σ_{sim} est l'écart-type des V_r obtenus par simulation.

La variable H ainsi définie permet de comparer la dispersion des observations à celle des simulations. Une région peut être considérée comme étant homogène si $H < 1$, hétérogène si $1 \leq H < 2$ (Hosking et Wallis, 1993).

4.3.2. Loi de probabilité des événements pluvieux extrêmes d'une région

La détermination de la loi de probabilité des événements pluviométriques extrêmes d'une région donnée (dans notre cas des précipitations journalières maximales annuelles) est l'élément essentiel de la procédure d'analyse de fréquence régionale. La fonction de distribution des événements extrêmes est utilisée pour tester l'homogénéité d'une région et permet également d'estimer les événements pluvieux extrêmes associés à différents périodes de retour.

En hydrologie, des méthodes ont été proposées pour estimer les crues extrêmes de références à partir de la distribution des pluies extrêmes. Certaines de ces méthodes, couramment utilisées en France (par exemple, la méthode de Gradex (Guillot et Duband, 1967), (CFGB, 1994)), reposent sur l'hypothèse que la distribution des pluies extrêmes est une loi de Gumbel.

En hydrologie générale et urbaine, la distribution Gumbel a été, et est encore largement utilisée pour estimer les quantiles de valeurs extrêmes. Les auteurs Lu et Stedinger (1992) ont montré que les quantiles de la loi Gumbel avaient une variance d'échantillonnage plus faible que les quantiles d'une loi GEV, pour des échantillons de tailles courantes en hydrologie ($n=20$ à 100), et pour des fréquences supérieures à 0.95 . Ils affirment que les quantiles de période de fréquence supérieure à $1 - 1/n$ sont mieux estimés par la loi Gumbel. A l'inverse, les quantiles de période de retour inférieurs à 10 ans sont estimées de façon plus précise par la loi GEV à trois paramètres.

Il faut souligner que la plupart des services météorologiques en Algérie, utilisent la distribution Gumbel pour l'analyse fréquentielle des maxima annuels dans une station de mesure. La loi Gumbel est loin d'être une loi parfaite, néanmoins elle représente la loi de distribution la plus utilisée dans les études sur le climat extrême. La loi Gumbel a l'avantage d'être très connue par les ingénieurs qui l'utilisent dans le cadre de travaux sur la fiabilité des infrastructures, pour des raisons de simplicité mathématique ; il est beaucoup plus facile d'estimer deux paramètres (loi de Gumbel) que trois paramètres et plus.

Pillon et al. (1991) émettent certaines réserves quant à l'application de cette loi dans un contexte régional, en expliquant que certaines recherches ont démontré que la loi Gumbel est souvent difficilement ajustée aux précipitations maximales annuelles.

Pour l'analyse de fréquence régionale des événements pluviométriques extrêmes plusieurs auteurs recommandent l'utilisation de la loi GEV (Naghavi et Yu, 1995 ; Sveinsson *et al*, 2002). La GEV est la fonction de distribution qui a été la plus fréquemment utilisée dans les analyses régionales des précipitations. Cette loi est d'ailleurs recommandée en Angleterre pour toute analyse fréquentielle des précipitations.

Quelques auteurs (Wilks, 1993 ; Kontsoyannis et Baloutsos, 2000 ; Chaouche et al, 2002 ; Coles et al., 2003) ont préféré l'usage de la loi GEV pour modéliser les pluies extrêmes pour les différentes régions climatiques.

Sur la base de tout ce qui précède, nous avons fait l'hypothèse que les séries des données pluviométriques disponibles suivent une distribution GEV. Cette hypothèse sera par la suite vérifiée et validée.

La distribution des valeurs extrêmes provenant de n'importe quelle distribution converge vers la loi GEV. La distribution de cette loi s'exprime de la manière suivante :

$$F(x) = \exp\left\{-\left[1 - k \frac{(x - \zeta)}{\alpha}\right]^{\frac{1}{k}}\right\} \quad \text{pour } k \neq 0 \quad (4.15)$$

$$F(x) = \exp\left\{-\exp\left[-\frac{(x - \zeta)}{\alpha}\right]\right\} \quad \text{pour } k = 0$$

où α, ζ et k représentent respectivement les paramètres d'échelle, de position et de forme. Les trois lois peuvent être distinguées en fonction des valeurs de paramètre de forme k .

Leurs caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant (Musy, 2000) :

k	Type	Nom	Borne inférieure	Borne supérieure
$k > 0$	III	Weibull	$-\infty$	$\zeta + \frac{\alpha}{k}$
$k = 0$	I	Gumbel	$-\infty$	$+\infty$
$k < 0$	II	Fréchet	$\zeta + \frac{\alpha}{k}$	$+\infty$

L'intérêt de la loi GEV est que sa fonction de distribution est facilement inversible, ce qui permet d'obtenir la fonction d'estimation des quantiles qui se présente sous forme :

$$x(F) = \zeta + \frac{\alpha}{k} \left\{1 - [-\ln(F(x))]^k\right\} \quad \text{pour } k \neq 0 \quad (4.16)$$

$$x(F) = \zeta - \alpha \left\{\ln[-\ln(F(x))]\right\} \quad \text{pour } k = 0$$

En égalant les L-moments de la distribution GEV et les L-moments d'un échantillon fini (équations (4.6) et (4.8)), on obtient les équations suivantes :

$$l_1 = \zeta + \frac{\alpha}{k} [1 - \Gamma(1+k)] , \quad (4.17)$$

où $\Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} e^{-t} dt$ représente la fonction Gamma.

$$l_2 = \frac{\alpha}{k} (1 - 2^{-k}) \Gamma(1+k) \quad (4.18)$$

$$t_3 = \frac{(1 - 3^{-k})}{(1 - 2^{-k})} - 3 \quad (4.19)$$

La résolution de ces trois équations permet de déterminer les paramètres $\hat{k}, \hat{\alpha}$ et $\hat{\zeta}$ de la loi à partir de l_1, l_2 et t_3 . Dans un contexte de régionalisation, les paramètres de la loi GEV pour une région homogène seront calculés à partir des estimations régionales de l_1, l_2 et t_3 données par l'équation (4.10).

4.3.3. Estimation des quantiles des précipitations journalières maximales annuelles pour les stations d'une région homogène.

L'estimation des précipitations extrêmes correspondant aux quantiles de périodes de retour couramment utilisées en hydrologie est l'étape finale de la procédure d'analyse de fréquence régionale.

Pour chacun des sites d'une région homogène nous allons :

- calculer le L-écart type à partir du $L-C_v$ régional et de la moyenne des précipitations journalières maximales annuelles observées au site cible ;
- calculer les paramètres de la loi GEV en utilisant le L-écart type calculé à l'étape précédente et la moyenne des précipitations journalières maximales annuelles au site considéré à partir des équations (4.17)-(4.19);
- calculer les hauteurs de pluie correspondant aux périodes de retour spécifiées en utilisant l'inverse de la fonction de distribution de la loi de GEV (équation (4.16)).

Pour estimer les quantiles aux sites dépourvus d'enregistrements à partir de l'information disponible aux autres sites, il faut estimer la précipitation moyenne annuelle et la moyenne des précipitations journalières maximales annuelles au site cible. Pour estimer la moyenne des précipitations journalières maximales annuelles au site cible, on peut utiliser soit la méthode d'interpolation spatiale, soit les rapports de la répartition spatiale de la pluie journalière maximale et la moyenne des précipitations annuelles $\bar{P}_j = f(\bar{P}_{an})$, établis par Body K. (1985) pour tous les bassins hydrographiques de l'Algérie.

Pour la région de Annaba, ce rapport est représenté par la relation suivante :

$$\bar{P}_j = 0.0525\bar{P}_{an} + 18.6 \quad , \quad (4.20)$$

où \bar{P}_j représente la moyenne des précipitations journalières maximales annuelles et \bar{P}_{an} la moyenne des précipitations annuelles pour un site donné.

A partir des précipitations moyennes ainsi estimées, il faudrait identifier le groupe d'appartenance du site cible et estimer les différents quantiles en suivant la procédure présentée précédemment pour les sites pour lesquels on dispose de données.

4.4 Application de la méthode de l'analyse fréquentielle aux précipitations journalières maximales annuelles de la région de la ville de Annaba

4.4.1 Les données : statistiques simples et fonction de distribution

Les données utilisées sont relatives aux précipitations journalières observées sur les 8 stations météorologiques de la région de la ville de Annaba, citées au chapitre 3.

Le nombre d'années de données disponibles par station varie de 20 à 48 avec une moyenne de 35 années (tableau 4.1). De même, comme le montre le tableau 4.1, la moyenne

annuelle est peu variable d'une station à une autre, sauf pour les stations de Seraidi et de Ain El Assel, la moyenne pour la région étant de 725 mm.

Dans le tableau 4.1, nous avons indiqué les L-moments et les rapports de L-moments estimés pour chaque station à partir des précipitations journalières maximales annuelles et calculés selon les équations (4.6)-(4.9). Ces statistiques sont utilisées pour estimer les rapports de L-moments à l'échelle de l'ensemble de la région d'étude (Tableau 4.3).

Tableau 4.1 Données disponibles par station

Stations	Début	Fin	N	G	PMA	l_1	l_2	t	t_3	t_4
Pont Bouchet	1976	2006	31	1	602	54.66	13.62	0.22	0.23	0.10
Salines	1966	2006	41	1	652	50.14	11.21	0.22	0.12	0.135
Ain Berda	1959	2006	48	1	612	49.94	11.1	0.25	0.24	0.205
Berrahal	1967	2006	40	1	656	61.17	15.06	0.25	0.51	0.385
Annaba Ville	1987	2006	20	1	621	60.44	14.48	0.24	0.20	0.145
Seraidi	1989	2007	19	2	1293	92.38	20.08	0.22	-0.01	-0.12
Ain El Assel	1967	2003	37	2	809	57.9	12.04	0.21	0.25	0.245
El Kerma	1968	2006	39	1	556	47.96	10.76	0.22	0.26	0.165

N : nombre d'années d'observation ; PMA : précipitations moyennes annuelles

Pour tester l'adéquation de la loi GEV, nous avons utilisé le test chi-carré χ^2 de Pearson aux précipitations journalières maximales annuelles observées sur chacune des 8 stations. Ce test d'adéquation a montré que la loi GEV peut être adoptée avec un niveau de signification de 5% pour toutes les stations, sauf pour la station Pont Bouchet. Pour cette station, la loi GEV a été acceptée au seuil de 1% (Tableau 4.2).

De plus, en plaçant les rapports de L-moments $L-Cs$ et $L-Ck$ calculés pour l'ensemble de la région d'étude (Tableau 4.3) sur le diagramme des L-moments (Fig. 4.1), on observe qu'une distribution de type GEV s'ajuste bien aux données disponibles de la région.

A titre indicatif, sur la Fig.4.2 nous avons présenté les résultats de l'ajustement de la loi GEV aux précipitations journalières maximales annuelles observées aux stations Pont Bouchet, Ain Berda et Annaba Ville. Ces résultats valident l'hypothèse selon laquelle la loi GEV peut présenter de manière adéquate les événements pluvieux de la région de la ville Annaba.

Les résultats de l'ajustement de la loi GEV aux maxima annuels observés aux stations de la région de Annaba sont donnés à l'annexe 3.

Tableau 4.2 Résultats numériques de test d'adéquation χ^2 de Pearson pour les valeurs maximales annuelles des hauteurs des précipitations journalières. La distribution testée est la distribution GEV.

Stations	Seraidi	Annaba V.	Pont Bouchet	El Kerma	Ain Assel	Ain Berda	Berrahal	Salines
Nombre de classes	6	6	7	8	8	9	8	8
Degré de liberté	2	2	3	4	4	5	4	4
Valeur limite	5.99	5.99	11.35	9.42	9.42	11.07	9.42	9.42
Statistique	5.32	0.4	8.25	4.28	3.0	4.13	2.8	3.29

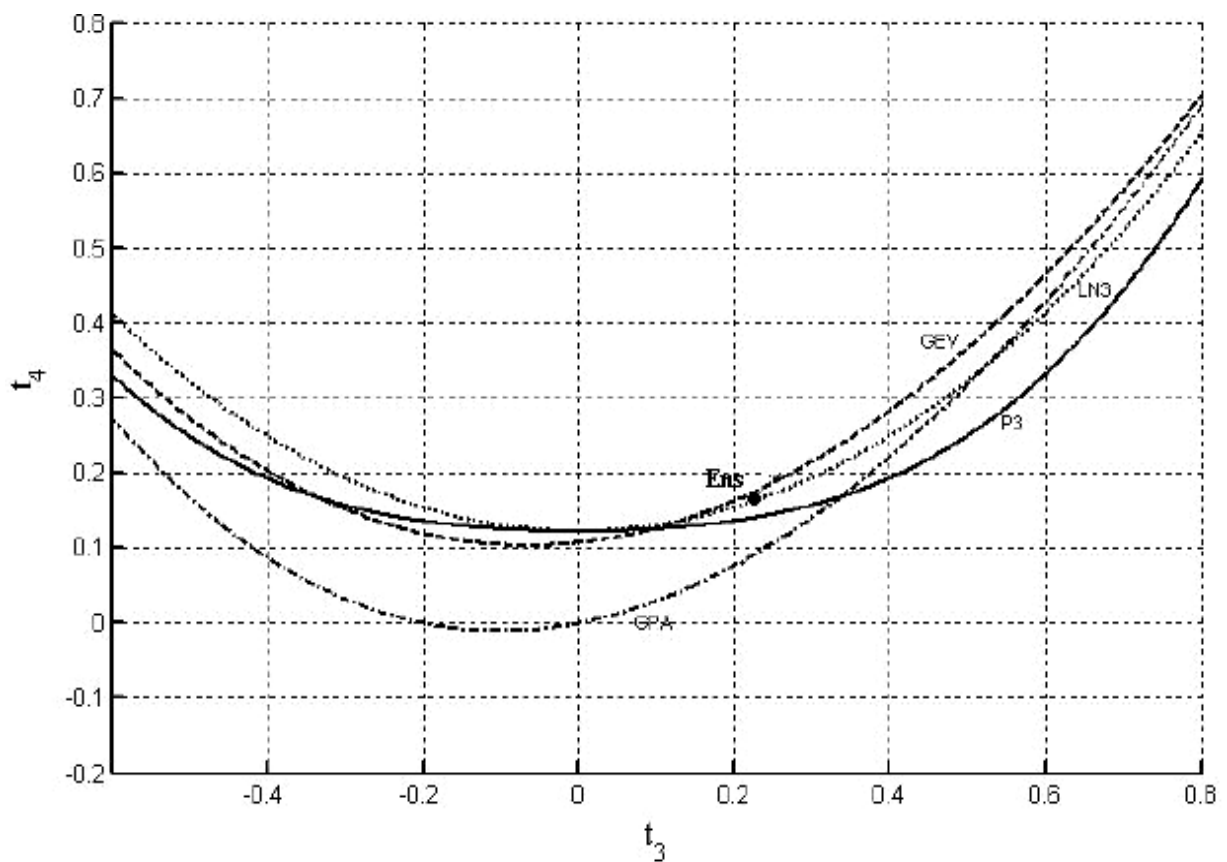


Fig. 4.1 Relation entre la $L-Cs$ et le $L-Ck$ des précipitations journalières maximales annuelles (GEV, LN3, P3 et GPA représentent respectivement les lois GEV, lognormale à trois paramètres, Pearson type 3 et Pareto généralisée ; **Ens** est la désignation du point correspondant aux caractéristiques obtenues à partir de l'ensemble des stations de la région de Annaba.

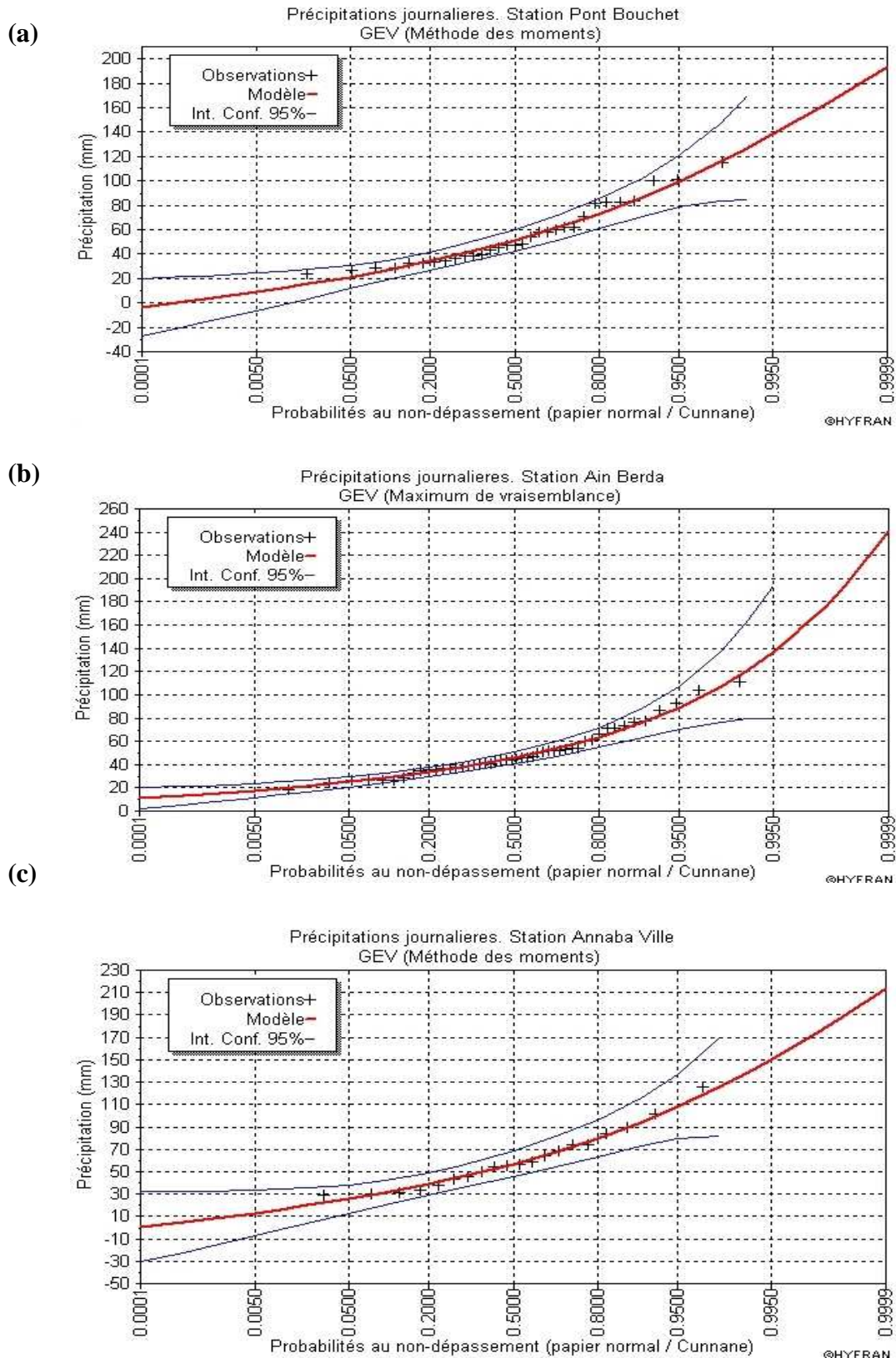


Fig. 4.2 Ajustement de la distribution GEV aux précipitations journalières maximales annuelles : (a) station Pont Bouchet ; (b) station Ain Berda ; (c) station Annaba Ville.

4.4.2 Test d'homogénéité statistique

La méthode d'analyse de fréquence élaborée doit requérir en préalable la vérification de l'homogénéité d'une région en termes de rapports de L-moments. Etant donné que la loi GEV s'ajuste bien aux précipitations journalières maximales annuelles observées aux stations, nous l'avons utilisée pour effectuer une série de simulations de précipitations et tester l'homogénéité d'ensemble de la région étudiée en termes de L-moments. Les étapes de l'algorithme de simulation sont présentées ci-dessous.

1. Algorithme de simulation

1. Introduire pour $i := 1$ à ns : α, β, k , taille de l'échantillon n

2. pour $i := 1$ à ns faire

Créer l'échantillon « pluies journalières »

3. pour $i := 1$ à ns faire

$$b_0 = n^{-1} \sum_{j=1}^n x_{j:n}$$

$$b_1 = n^{-1} \sum_{j=2}^n \frac{j-1}{n-1} x_{j:n}$$

$$b_2 = n^{-1} \sum_{j=3}^n \frac{(j-1)(j-2)}{(n-1)(n-2)} x_{j:n}$$

$$b_3 = n^{-1} \sum_{j=4}^n \frac{(j-1)(j-2)(j-3)}{(n-1)(n-2)(n-3)} x_{j:n} ;$$

$$l_1 = b_0$$

$$l_2 = 2b_1 - b_0$$

$$l_3 = 6b_2 - 6b_1 + b_0$$

$$l_4 = 20b_3 - 30b_2 + 12b_1 - b_0$$

$$CV = l_2 / l_1 ; CS = l_3 / l_2 ; CK = l_4 / l_2$$

4. pour $it := 1$ à 100 faire

$$CVR = \frac{1}{ns} \sum_{i=1}^{ns} CV_i ; CSR = \frac{1}{ns} \sum_{i=1}^{ns} CS_i ; CKR = \frac{1}{ns} \sum_{i=1}^{ns} CK_i ;$$

$$V_1 = \frac{1}{ns} \sum_{i=1}^{ns} (CV_i - CVR)^2 ;$$

$$V_2 = \frac{1}{ns} \sum_{i=1}^{ns} \sqrt{(CV_i - CVR)^2 + (CS_i - CSR)^2} ;$$

$$V_3 = \frac{1}{ns} \sum_{i=1}^{ns} \sqrt{(CS_i - CSR)^2 + (CK_i - CKR)^2} .$$

5. Calcul des résultats finaux

$$m_1 = \frac{1}{100} \sum_{it=1}^{100} V_{1it} ; \quad m_2 = \frac{1}{100} \sum_{it=1}^{100} V_{2it} ; \quad m_3 = \frac{1}{100} \sum_{it=1}^{100} V_{3it} ;$$

$$e_1 = \sqrt{\frac{\sum_{it=1}^{100} (V_{1it} - m_1)^2}{100}} ; \quad e_2 = \sqrt{\frac{\sum_{it=1}^{100} (V_{2it} - m_2)^2}{100}} ; \quad e_3 = \sqrt{\frac{\sum_{it=1}^{100} (V_{3it} - m_3)^2}{100}} .$$

6. Fin

Légende

ns – nombre de stations ;

i - numéro de la station ;

it - numéro de la réplique ;

α, β, k représentent respectivement les paramètres d'échelle, de position et de forme de la distribution GEV ;

l_1, l_2, l_3, l_4 sont respectivement les L-moments d'ordre 1, 2, 3, 4 ;

CV, CS, CK sont les rapports de L-moments ou respectivement L-coefficient de variation, L-asymétrie et L-aplatissement ;

CVR, CSR, CKR sont les moyennes des rapports de L-moments ;

V_1, V_2, V_3 sont les sommes pondérées des rapports de L-moments par rapport à leurs moyennes respectives ;

m_1, m_2, m_3 sont les moyennes des sommes pondérées des rapports de L-moments par rapport à leurs moyennes respectives pour le nombre défini de répliques (100) ;

e_1, e_2, e_3 sont les écart-types.

Remarque : Le programme informatique code source Turbo Pascal est donné dans l'annexe 1.

2. Résultats du test d'homogénéité statistique

Les résultats de ce test d'homogénéité sont présentés dans le tableau 4.4. Ils permettent de conclure que la région d'étude est hétérogène en termes de rapports de L-moments. Puisque l'ensemble de la région d'étude est hétérogène, nous avons procédé aux regroupements des stations en fonction des précipitations moyennes annuelles (PMA). Compte tenu du nombre de stations disponibles et de l'intervalle de variabilité des précipitations moyennes annuelles, nous avons constitué un premier groupe de stations dont les précipitations moyennes annuelles sont comprises entre 550 et 650 mm. Ces stations sont au nombre six (voir tableau 4.1). Les stations de Ain El Assel et de Seraidi, fortement arrosées (PMA > 800 mm), auraient pu être incluses dans le groupe 2. Ce groupe étant représenté seulement par deux stations, notre étude se limitera au premier groupe.

Dans le tableau 4.3, nous indiquons les L-moments et rapports de L-moments du premier groupe, calculés selon les équations (4.10). A partir des résultats présentés dans ce tableau, on observe que les rapports de L-moments estimés pour ce groupe sont pratiquement analogues à ceux estimés à partir de l'ensemble des stations de la région d'étude.

Pour évaluer le degré d'homogénéité du groupe 1, nous avons procédé à des séries de 100 simulations de précipitations selon la loi GEV. Les résultats du test de l'homogénéité du

groupe 1 sont présentés dans le tableau 4.4. Ces résultats montrent que ce groupe est homogène en terme des rapports de L-moments.

Tableau 4.3 L-moments et rapports de L-moments moyens par groupe.

Groupe	N	l_1	l_2	t	t_3	t_4
Ensemble	8	59..33	13..54	0.23	0.23	0.16
Groupe 1	6	54.06	12.71	0.23	0.26	0.19

N : nombre de stations

Tableau 4.4 Test d'homogénéité de l'ensemble des stations et du groupe 1 par rapport aux rapports de L-moments

Groupe	$H(V_1)$	$H(V_2)$	$H(V_3)$
Ensemble	1.28	1.75	1.91
Groupe 1	0.52	0.62	0.93

4.4.3 Résultats d'estimation des quantiles pour différentes périodes de retour

Pour présenter les résultats d'application de la méthode d'analyse régionale fréquentielle pour l'estimation des quantiles associées aux précipitations journalières maximales des stations de région homogène (groupe homogène), nous procédons à deux étapes.

Dans une première étape, nous calculons pour chaque station les quantiles de période de retour T , en utilisant les paramètres de la loi GEV estimés localement.

Dans une seconde étape, nous calculons les $L-Cv$ et $L-Cs$ régionaux en excluant la station cible.

Pour estimer les quantiles à partir de l'information régionale, nous combinons les moments ainsi calculés à la moyenne des précipitations journalières maximales annuelles observées à la station cible.

Pour valider la fiabilité de la méthode régionale d'estimation des quantiles, nous avons calculé pour chaque période de retour, la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne ($REQM$) relative et le BIAIS relatif lié à l'estimation régionale :

$$BIAIS(\%) = \frac{100}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i^R - Q_i^L}{Q_i^L} \right) \quad (4.21)$$

$$REQM(\%) = 100 \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i^R - Q_i^L}{Q_i^L} \right)^2} \quad (4.22)$$

où Q_i^R et Q_i^L représentent les quantiles de période de retour estimés pour le site i respectivement à partir des paramètres régionaux et locaux de la loi GEV et N le nombre de stations.

La racine carrée de l'erreur quadratique moyenne relative ($REQM$) et le BIAIS relatif ont été calculés pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200 et 1000 ans.

Sur la Fig. 4.3 sont présentés la $REQM$ et $BIAIS$ associés à l'estimation régionale des différents quantiles.

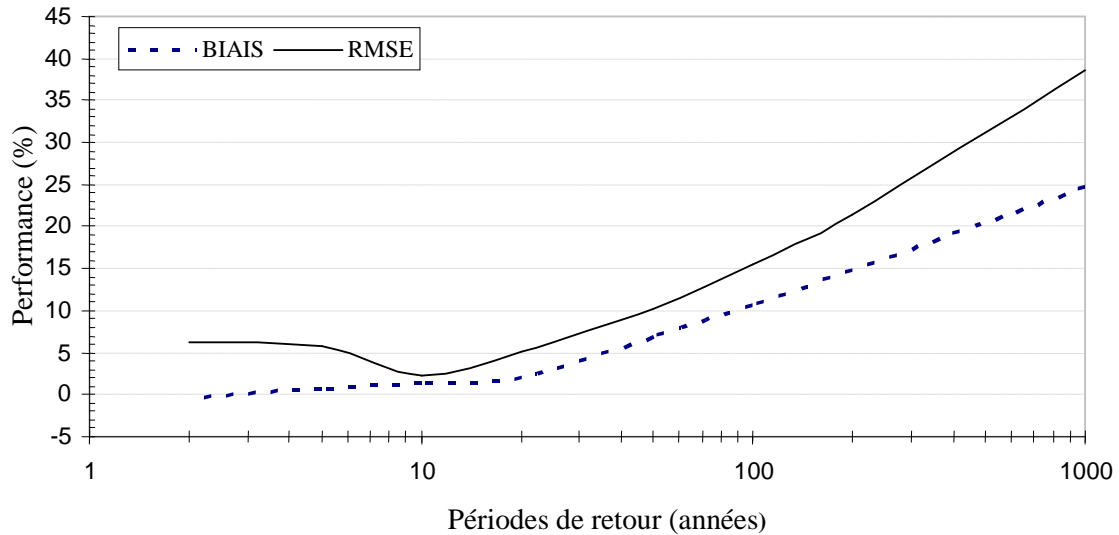


Fig. 4.3 Variation de la *REQM* et du *BIAIS* en fonction de la période de retour

En terme de biais, les quantiles estimés à partir de l'information régionale sont assez proches de ceux estimés localement pour les périodes de retour inférieures à 20 ans et la *REQM* est inférieure à 6%. Au-delà de ce seuil, le biais et la *REQM* croissent en fonction de la période de retour de telle manière que, pour une période de retour donnée, la *REQM* est systématiquement supérieure au *BIAIS* et l'écart observé s'amplifie lorsque $T > 100$ ans.

Etant donné que l'on a $REQM = \sqrt{BIAIS^2 + Variance}$, cela veut dire que, pour les fortes périodes de retour, la variance de l'erreur d'estimation des quantiles à partir de l'information régionale est relativement élevée. Ce résultat s'explique en partie par l'effet de l'information régionale sur les paramètres de la loi GEV pour certaines stations, en particulier celles ayant une courte période d'observation.

Dans le tableau 4.5 sont présentés les écarts $(Q_i^R - Q_i^L)$ à l'estimation régionale des quantiles pour les stations Pont Bouchet, Ain Berda et Annaba Ville.

Tableau 4.5 Ecarts dus à l'estimation régionale des quantiles pour les stations Pont Bouchet, Ain Berda et Annaba Ville (les écarts sont exprimés en *mm*).

Période de retour	Pont Bouchet	Ain Berda	Annaba Ville
1000	44.5	35.2	49.5
200	29.3	17.4	37.1
100	18.4	13.0	23.9
50	10.1	8.44	14.2
20	-2.1	4.31	4.28
10	-1.0	1.9	-0.37
5	-2.5	0.37	-2.8
2	-0.88	-0.9	-2.4

Pour $T \leq 10$ ans, l'écart est quasiment négligeable. Au-delà de ce seuil, l'estimation régionale introduit un écart qui se caractérise par une surestimation des quantiles.

Ainsi, les écarts sur les grandes périodes de retour sont dus à l'effet de l'information régionale sur l'estimation du $L-Cv$ et de la $L-Cs$. Lorsque l'estimation régionale de ces derniers donne des valeurs supérieures (ou inférieures) à celles estimées localement, le modèle régional a tendance à surestimer (ou sous-estimer) les quantiles associés aux grandes périodes de retour. C'est le cas par exemple des stations Pont Bouchet, Ain Berda et Annaba Ville.

4.5 Conclusion

Cette étude a porté sur le développement d'une méthodologie d'estimation des précipitations journalières maximales annuelles de la région de Annaba. La méthode utilisée est basée sur l'application de la théorie des L-moments dans l'analyse fréquentielle régionale des maxima annuels des précipitations (Hosking et Wallis, 1993). La théorie des L-moments, dont l'utilisation pour l'analyse fréquentielle des événements hydro-météorologiques extrêmes est en pleine expansion, a servi pour la validation des régions (groupes) homogènes et l'estimation des quantiles à un site sur la base d'information régionale et locale.

Nous avons montré, après avoir appliqué le test d'adéquation χ^2 de Pearson et le diagramme de L-moments, qu'on peut ajuster une loi GEV aux précipitations journalières maximales annuelles de la région de Annaba.

Pour tester l'homogénéité statistique de la région de Annaba, nous avons procédé à une série de simulations basées sur la génération de variables distribuées selon la loi GEV. Les résultats de simulation ont montré que la région de Annaba, représentée par 8 stations n'est pas homogène en terme des rapports de L-moments. De ce fait, et sur la base des valeurs locales des précipitations moyennes annuelles, un seul groupe de stations a été constitué. Ce groupe se compose de 6 stations : Pont Bouchet, Les Salines, El Kerma, Ain Berda, Berrahal et Annaba Ville. Le test d'homogénéité effectué pour ce groupe a montré son homogénéité en terme de L-moments. Les valeurs des $L-CV$ et $L-Cs$ régionaux de ce groupe sont égales, respectivement, à 0.23 et 0.26.

A partir des rapports des L-moments régionaux ($L-CV$ et $L-Cs$) et de la moyenne des précipitations journalières maximales annuelles observées à un site donné, les paramètres de la loi GEV sont estimés et utilisés ensuite pour estimer les quantiles de période de retour T à ce site.

Pour évaluer la pertinence du modèle proposé, nous avons calculé le *BIAIS* et la *REQM* relatifs à l'estimation régionale des quantiles. L'étude de la performance d'estimation régionale des quantiles des précipitations journalières maximales annuelles a relevé que le *BIAIS* et la *REQM* sont faibles ($\leq 6\%$) pour les périodes de retour ($T \leq 20$ ans). L'écart observé entre le biais et la *REQM* pour les fortes périodes de retour ($T > 100$ ans) est lié au fait que les erreurs d'estimation des quantiles sont assez dispersées.

Les résultats obtenus par l'application de la méthode d'analyse fréquentielle régionale pour la région de la ville de Annaba montrent la pertinence du modèle proposé.

CHAPITRE 5.

INONDATIONS ET MESURES DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS

5.1 Définition des différents types d'inondation

Une inondation est la submersion d'une zone qui peut être provoquée de plusieurs façons par des pluies importantes. Les inondations résultent généralement de crues. Une crue peut être définie comme l'augmentation plus ou moins rapide du débit d'un cours d'eau, permanent ou non, due à une précipitation.

Depuis le 19^e siècle, on classe les crues en rapides et en lentes, différenciées par la brutalité, la durée et le volume. (Clark, 1983 ; Chocat, 1997).

5.1.1 Inondation lente

Les crues à cinétique lente (ou inondations lentes) affectent des cours d'eau importants, alimentés par des bassins versants de grandes dimensions. Elles sont généralement dues à des pluies d'averses successives, de longue durée (plusieurs jours). La montée des eaux est lente, la crue se prolonge parfois plusieurs jours après la fin des précipitations.

Les dégâts matériels causés par ce type de phénomène sont souvent considérables, en revanche, la lenteur de la montée des eaux permet généralement d'évacuer les personnes exposées et limite les risques d'entraînement et de noyade. Ces inondations sont caractéristiques des régions de plaine (Fig. 5.1). Les inondations lentes sont rarement la cause de décès directs, mais ont des conséquences lourdes sur les infrastructures, les biens, les activités économiques et l'environnement.

5.1.2 Inondation rapide

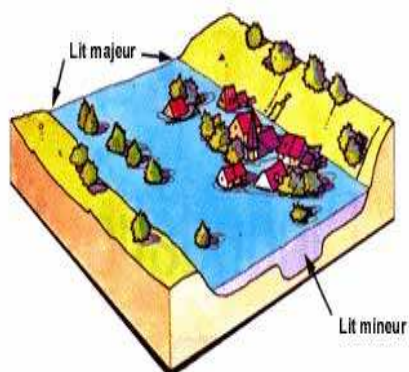
Les crues à cinétique rapide (ou crues subites, ou crues éclairs) peuvent apparaître sur n'importe quelle partie du réseau hydrographique (permanente ou non). Elles sont causées par des pluies orageuses intenses de quelques heures affectant parfois seulement une partie du bassin versant.

Les inondations rapides surviennent très rapidement après la pluie et concernent partiellement les bassins accidentés ou situés sur les bords de plateaux. Les inondations rapides ne laissent que très peu de temps pour alerter les riverains et sont les principales responsables des mortalités par noyade. C'est également ce type de crue qui caractérise le fonctionnement des réseaux d'assainissement.

5.1.3 Inondation indirecte

Les inondations indirectes sont les résultats des remontées de nappes. Ce phénomène correspond à une inondation par débordement indirect. Il se manifeste par de la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou d'une intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement. La crue du cours d'eau empêche l'évacuation des eaux et crée donc un refoulement. Il se crée des flaques isolées qui peuvent subsister quelques semaines. Ces phénomènes sont difficiles à prévoir. Ils ne sont généralement pas délimités sur une carte, sauf dans les zones sensibles. Dans bien des cas, seule l'expérience d'une crue permet de connaître les zones potentiellement touchées.

1. Par débordement direct d'une rivière qui touche des vallées entières



2. Par accumulation d'eau ruisselée



3. Par remontée dans les réseaux d'assainissement dans des points bas localisés



Fig. 5.1 Représentation des différents types d'inondation

5.1.4 Inondations par ruissellement superficiel urbain

Une inondation par ruissellement superficiel urbain résulte de l'insuffisance des systèmes artificiels d'évacuation des eaux pluviales d'une agglomération (Fig. 5.1). Elle est provoquée par les seules précipitations tombant sur l'agglomération et/ou sur les bassins versants périurbains ou ruraux de faible taille dont les ruissellements empruntent un réseau hydrographique naturel (ou artificiel) et sont ensuite évacués par le système d'assainissement de l'agglomération.

Elle est à distinguer de l'inondation due aux débordements d'un cours d'eau permanent traversant une agglomération.

Les inondations par ruissellement pluvial urbain se produisent généralement dans des milieux naturellement prédisposés avant l'urbanisation, mais les causes n'en sont pas identiques en chaque site, les plus générales sont :

- L'insuffisance de collecteurs d'évacuation
- La violence du ruissellement : l'eau passe devant les avaloirs, transforme les rues pentues en rivières torrentielles. Les collecteurs ne sont pas forcément saturés, mais les eaux qui arrivent au point bas peuvent atteindre des valeurs jusqu'à 10 ou 20 fois supérieures à ce qu'un avaloir traditionnellement dimensionné peut absorber.

En ville, les inondations par fortes pluies peuvent être très perturbantes, et même engendrer des effets de panique alors que les volumes sont incomparables à ceux du débordement d'un cours d'eau.

5.2 Causes naturelles et facteurs d'aggravation d'inondation

5.2.1 Processus de formation des crues d'un cours d'eau

Comprendre le processus de formation des crues revient à analyser les différents facteurs concourant à la formation et à l'augmentation temporaire des débits d'un cours d'eau. En simplifiant, on distingue :

- L'eau mobilisable, constituée de l'eau reçue par le bassin versant ;
- Le ruissellement, qui correspond à la part de l'eau qui n'a pas pu s'infiltrer dans le sol ;
- Le temps de concentration, qui est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu' à celui-ci ;
- La propagation de l'onde de crue, qui est fonction de la structure du lit, notamment de la pente et des caractéristiques du champ d'inondation.

5.2.2 Facteurs influençant l'apparition d'une crue

La nature et l'origine des crues sont liées aux régimes hydrologiques et aux caractéristiques du bassin versant. Les bassins versants des cours d'eau en Algérie, appartiennent au régime pluvial. Les crues auront ainsi pour origine les averses.

De nombreux paramètres influencent l'apparition d'une crue, parmi lesquels on peut citer les suivants :

- Tout d'abord la quantité et surtout la répartition spatiale et temporelle des pluies, par rapport au bassin versant, sont déterminantes. Il peut s'agir de pluies répétées et prolongées affectant par exemple les grands bassins ou d'averses de courte durée, qui touchent de petits bassins versants.
- Les propriétés physiques du bassin ; la nature du sol et la couverture végétale dictent l'évaporation et la consommation d'eau par les plantes. L'absorption d'eau par le sol et l'infiltration dans le sous-sol qui alimente les nappes souterraines influent fortement sur les pertes au ruissellement.
- Les caractéristiques morphologiques du bassin versant (topographie du lit, pente, orientation des versants) accélèrent ou ralentissent les écoulements. Ainsi, pour une même quantité de précipitations, une crue apparaîtra ou non.
- L'activité de l'homme : déboisement, feux de forêts qui rendent le sol plus propice au ruissellement. L'imperméabilisation, due au développement des villes, diminue l'infiltration de l'eau et surcharge les systèmes de drainage du bassin versant.

Ainsi, les problématiques liées à la propagation des crues des cours d'eau et à leurs conséquences peuvent être abordées sous l'angle de l'occupation des sols :

a) En zone rurale

La pression de l'urbanisme y compris dans les zones rurales, conduit à une occupation croissante des terres agricoles, sans que la législation ne puisse enrayer ce phénomène. Les dégâts imputables aux crues en milieu rural concernent la destruction des récoltes et l'érosion des sols. A l'inverse, au passage des crues la configuration des parcelles agricoles induit des effets directs sur les inondations : en lessivant les terres, les eaux de débordement mettent en circulation divers produits polluants qui proviennent de l'épandage des engrais, qui sont ensuite transportés vers l'aval et vont contaminer les captages et produire le développement anarchique de plantes.

b) En zones semi urbaines

L'effet de l'urbanisation galopante des terres agricoles se traduit par la construction d'ouvrages de protection des secteurs urbanisés. La diminution des surfaces d'expansion des crues s'accompagne d'importants volumes d'eau et provoque la concentration des écoulements plus à l'aval ainsi qu'une augmentation localisée du plan d'eau. Ces effets peuvent se faire sentir non seulement localement, mais aussi sur de longues distances en amont (remous), ou en aval (concentration des crues).

c) En zones très urbanisées

Les crues se propagent avec des caractéristiques très variables selon qu'il s'agisse d'une inondation due à une crue lente ou d'une inondation rapide due à crue rapide :

- Dans des bassins versants à réponse lente où dans des secteurs urbanisés assez éloignés des bassins versant, les débordements ont lieu par remplissage progressif des réseaux d'assainissement et par ruissellement dans les rues. Les temps de concentration sont en général assez élevés, pouvant atteindre quelques jours. Les vitesses, bien que localement importantes restent de l'ordre d'un mètre par seconde.
- Dans des bassins à réponse rapide, les trombes d'eau qui se déversent ruissellent immédiatement et il se produit une conjonction précipitation-propagation qui conduit à des temps de concentration très faibles, de l'ordre de quelques heures. Ceci pose des problèmes très sérieux d'information et éventuellement d'évacuation des populations. Les écoulements sont en général très rapides, s'accompagnent de hauteurs d'eau assez importantes et provoquent des dégâts conséquents.

5.2.3 Inondations par ruissellement. Causes naturelles et facteurs d'aggravation

L'inondation par ruissellement a pour origine des précipitations intenses, localisées sur des surfaces faibles et provoquant, là où elles se produisent, des écoulements importants dans le réseau hydrographique naturel (permanent ou non permanent) et dans le réseau hydrographique artificiel (réseau d'assainissement pluvial). C'est ce type d'inondation qui s'est produit à Alger le 10 novembre 2002 et a provoqué des dégâts matériels très importants et de grosses pertes en vies humaines (près de 800 victimes).

1. Particularités des inondations par ruissellement

La première particularité de ce type d'événement est la rapidité de son évolution. Il s'écoule rarement plus de quelques heures entre le début de la pluie et la fin de l'inondation.

Cette rapidité rend très difficile la mise en œuvre de systèmes d'alerte permettant d'avertir, de protéger, et d'évacuer des populations.

La deuxième particularité est la difficulté, pour les personnes concernées, de percevoir clairement les zones exposées. Lorsqu'une crue vient perturber le fonctionnement « normal » d'un cours d'eau permanent, celle-ci sort de son lit, ou, plus exactement, vient occuper son lit majeur, zone naturelle d'expansion de la crue. Les terrains menacés sont généralement faciles à repérer, d'autant que l'histoire a souvent gardé le souvenir de crues antérieures. Lorsqu'une pluie intense provoque localement un ruissellement important, les lignes préférentielles d'écoulement de la crue sont multiples et utilisent souvent des parcours difficiles à prévoir. Ce problème est encore accentué en zone urbaine où l'eau s'écoule normalement dans un réseau d'assainissement souterrain, donc invisible, et où le tracé des voiries modifie les lignes d'écoulement de l'eau et canalise les débits.

La troisième particularité des inondations par ruissellement est leur caractère essentiellement urbain. Même si certaines zones rurales peuvent être exposées à ce type de risque, c'est surtout dans les villes que les dommages peuvent devenir considérables. L'aménagement urbain (et les activités qui s'y rattachent) aggrave en effet fortement les risques d'inondation et surtout les dommages induits lorsque l'événement se produit.

2. Principales causes d'aggravation en milieu urbain

On peut distinguer trois causes principales qui contribuent à accroître les risques d'inondation par ruissellement en zones urbaines (Chocat, 1989):

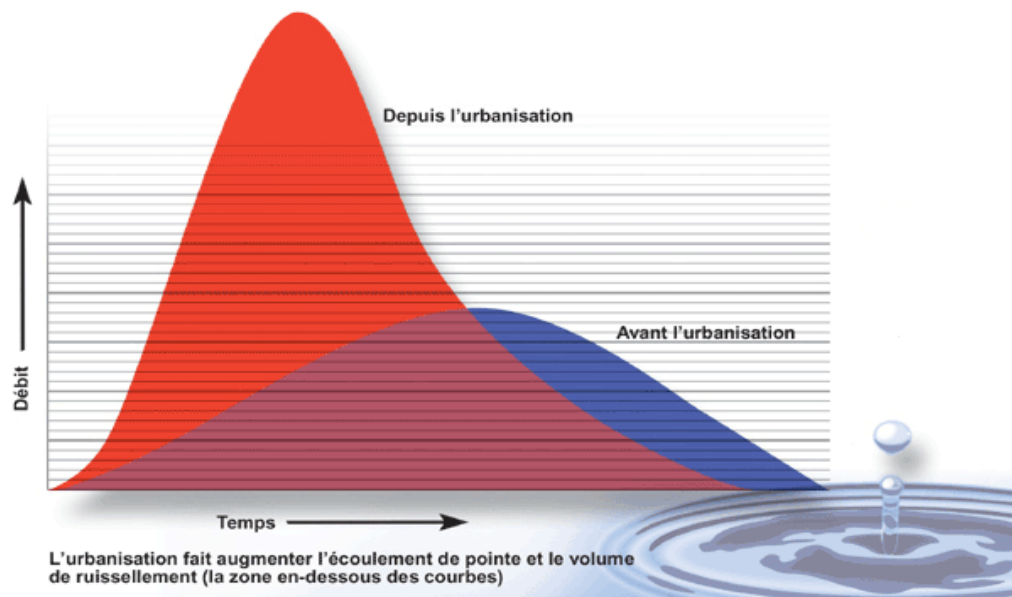
- L'augmentation des volumes ruisselés et la diminution des temps d'écoulement dus à l'urbanisation et à l'aménagement des espaces périurbains ;
- La construction d'obstacles à l'écoulement canalisant les débits ou s'opposant à leur passage ;
- Les facteurs aggravants liés aux modes de vie urbains.

La ville modifie profondément le cycle naturel de l'eau. L'emprise spatiale des zones imperméabilisées, qui limite fortement la capacité d'infiltration des eaux dans le sol, favorise ainsi le ruissellement des eaux de surface au cours des épisodes pluvieux.

L'imperméabilisation contribue en effet à accroître le volume de l'écoulement rapide de crue, y compris pour des précipitations de faible intensité. Selon le degré d'imperméabilisation, le volume ruisselé augmenterait de 500 à 800%. Qui plus est, la nature des réseaux d'assainissement, conçus pour évacuer rapidement les eaux pluviales et les eaux usées en dehors de l'espace urbain selon les principes édictés par les hygiénistes, accélère le transfert des eaux de crue dans les réseaux d'eau peu rugueux et imperméables. Les surfaces imperméables conduisent ainsi à une réduction considérable des temps de réponse des bassins versants et au transit de volumes ruisselés plus importants. Les coefficients d'apports varient ainsi entre 30 et 80 % selon le type d'urbanisation, bien plus qu'en milieu rural ou naturel (Scarwell & Laganier, 2004). La forme de l'hydrogramme de crue s'en trouve alors changée : montée des eaux plus rapide, pointe de crue plus précoce, volume ruisselé plus important (voir la figure ci-dessous).

Dans ces conditions, l'aléa inondation apparaît amplifié, d'autant plus qu'au ruissellement pluvial urbain se conjuguent, dans les réseaux, les rejets d'eaux usées domestiques.

Effet de l'urbanisation sur le volume et le débit de ruissellement



3. Facteurs aggravants

Pour l'hydrologie, l'un des aspects les plus étonnants de l'urbanisation est le fait que l'homme urbain (qu'il soit simple citoyen ou élu décideur) a pratiquement complètement oublié que l'eau pouvait être une menace. « L'enterrement des écoulements autrefois superficiels (enterrement imposé par le concept hygiéniste de l'assainissement) a entraîné la disparition d'une mémoire collective aux dangers de l'eau » (Desbordes, 1989). Ainsi, l'urbanisation se développe partout, y compris dans des zones présentant des risques significatifs d'inondation, sans que la population ne se sente menacée. Les formes urbaines, les modes de vie ainsi choisis sans évaluer leurs conséquences ou leurs interactions avec l'évacuation des eaux de ruissellement. Pour ne prendre qu'un exemple, le développement de zones d'activités en sous-sol dans des zones inondables (construction des parkings souterrains) peut être désastreux, tant sur le plan économique que sur le plan humain.

En conclusion, il apparaît que l'urbanisation augmente sensiblement le risque d'inondation et surtout accroît considérablement les dommages lorsque l'événement survient. Cependant, la cause première reste la pluie, son intensité et sa durée.

5.3 Mesures et outils de gestion des inondations

Les différents modes de gestion des inondations qui peuvent être adoptés sont liés à la définition du risque. Celui-ci est fréquemment défini comme produit de deux composantes indépendantes que sont l'aléa et la vulnérabilité (White, 1975). C'est à partir de cette définition que l'on peut élaborer une typologie des outils et modes de gestion des zones inondables en distinguant deux stratégies qui sans être en opposition se complètent et qui ont pour objectif :

- L'une, de réduire l'aléa, autrement dit, le phénomène physique d'inondation. Celle-ci s'est traduite par une démarche plutôt traditionnelle qui promeut des mesures de protection dites « structurelles » pour lutter contre les inondations à l'échelle du bassin versant et plus récemment par le renforcement de mesures visant à favoriser l'infiltration ou le stockage des eaux pluviales sur les versants (mesures compensatoires) ;
- L'autre, de réduire les impacts prévisibles des inondations et la vulnérabilité au risque, et de démontrer la capacité de la société à affronter et à surmonter une crise, autrement dit à confronter la forte « résilience » du socio système. Cette conception est en plein essor aujourd'hui dans de nombreux pays (Pottier, 1998) et se manifeste par le recours à des mesures dites « non structurelles » à caractère informatif, institutionnel ou législatif. Ces mesures définissent la politique préventive.

Une politique de prévention est d'autant plus efficace qu'elle s'accompagne d'un aménagement des zones sujettes au risque d'inondation ou du bassin versant. Ces deux stratégies sont complémentaires, et leurs moyens d'action, mesures structurelles et non structurelles, doivent être associées dans des combinaisons multiples selon les situations (Pottier, 1998).

5.3.1 Mesures structurelles : les techniques classiques

Les objectifs des mesures structurelles sont de lutter contre les inondations en modifiant l'aléa hydrologique, c'est-à-dire en réduisant la fréquence avec laquelle les événements naturels de crue affectent les zones urbaines et rurales développées. Dans chaque cas, la maîtrise du risque d'inondation recouvre une série d'interventions et d'actions susceptibles d'être conduites sur deux types d'espaces : sur les versants, où se forment les écoulements, et au niveau du cours d'eau, lieu de rassemblement, de concentration et d'évacuation de l'eau jusqu'aux affluents de rang inférieur (Pottier, 2003).

Les réponses techniques peuvent être classées selon deux destinations (Scarwell & Lagarnier, 2004):

- Mise en place d'ouvrages à l'échelle locale ;
- Aménagements intégrés à l'échelle du bassin versant.

Le passage de l'une à l'autre traduit les limites apportées par les réalisations techniques à l'échelle locale et donc la prise en compte récente du risque à l'échelle de l'ensemble du bassin de risque.

1. Types d'aménagements sur le bassin versant

Les objectifs d'aménagements sur le bassin versant sont de maîtriser le ruissellement de l'eau jusqu'aux cours d'eau ou jusqu'à d'autres zones susceptibles d'être inondées en raison de leur topographie en creux.

Outils :

- Le schéma de drainage. Il permet de ralentir et de réduire le ruissellement en améliorant l'infiltration des précipitations dans le sol et peut être utilisé dans un but agricole.
- Les bassins de rétention. Ils visent à contrôler l'écoulement de l'eau.

Ces aménagements sont surtout adaptés aux zones rurales et espaces agricoles. En zone urbaine, où l'importance des surfaces imperméabilisées augmente le ruissellement de surface, les schémas de drainage des terres sont remplacés par des techniques de stockage et d'infiltration des eaux combinées aux réseaux d'assainissement et d'évacuation des eaux pluviales.

2. Types d'aménagements le long du cours d'eau

L'objectif principal des aménagements le long du cours d'eau est d'augmenter la capacité maximale d'évacuation des eaux en période de crue et de limiter en surface l'espace inondé.

Outils :

- Les travaux de correction et de régularisation des cours d'eau. Ils visent à réduire la hauteur de submersion lors des crues en facilitant l'écoulement de l'eau. Ils creusent le lit mineur du cours d'eau ou linéarisent son cours. Cet objectif peut être réalisé par de nombreux travaux tels que l'élargissement du lit mineur par recalibrage : l'approfondissement du lit mineur ou le remodelage du son tracé.
- Les digues et les levées. elles sont destinées à contenir un cours d'eau dans des limites déterminées. Elles visent à augmenter la hauteur des berges d'un cours d'eau afin de contrôler la montée des eaux dans son lit mineur et la capacité maximale d'évacuation des eaux en période de crue. Ces ouvrages sont traditionnellement longitudinaux par rapport au cours d'eau et représentent les plus anciennes structures de lutte contre les inondations.

3. Aménagements ponctuels

La gestion du risque inondation a longtemps été dominée par la logique de protection qui consistait à se prémunir contre les événements extrêmes par l'édification d'ouvrages de défense contre les crues (barrages, digues etc. ...). La mise en œuvre de barrages vise à retenir ou dévier un certain volume d'eau du cours d'eau afin de réduire la fréquence des crues, l'étendue des zones inondées et la durée des pics de crue. Le plus souvent, les barrages sont des ouvrages multifonctions utilisés dans le cadre de différents usages : la mobilisation des ressources en eau, qui peuvent être utilisées dans les différentes branches de l'économie (alimentation en eau potable, industrie et agriculture) et la régularisation du débit pour le soutien d'étiage.

5.3.2 Mesures structurelles en milieu urbain

En milieu urbain, la protection contre les événements pluvieux exceptionnels peut également être assurée par des solutions techniques.

Dans de nombreux de pays, le concept de système mineur et majeur d'assainissement est utilisé sous le nom « dual » (Wisner, 1983 ; O'Loughling, 1987). Il est fondé sur une organisation de l'urbanisation autour de la nécessité de protéger la ville contre les risques

extrêmes, en différenciant l'assainissement pluvial normal et la gestion des écoulements exceptionnels (Barnett et al., 1995). Chacun de ces deux problèmes est traité par un réseau d'évacuation spécifique :

- Le système mineur est destiné à l'évacuation (éventuellement par un réseau souterrain) des ruissellements de période de retour inférieure à 10 ans (généralement 2 à 5 ans) ;
- Le système majeur correspond à un aménagement de l'espace en vue de l'évacuation des ruissellements superficiels exceptionnels (période de retour 100 ans et plus).

Les surfaces urbaines sont incorporées dans le système d'assainissement. Les voiries sont par exemple considérées comme des vecteurs temporaires d'évacuation des eaux de ruissellement. Elles sont conçues de façon à ce que les vitesses et les hauteurs d'eau atteintes restent faibles et en tout état de cause, inférieures à des seuils susceptibles de dégrader les habitations riveraines (hauteur d'eau inférieure à celle des trottoirs) et les voiries elles mêmes ou de porter atteinte aux véhicules ou aux personnes par entraînement.

L'eau ainsi recueillie est transportée sur des distances aussi courtes que possibles, pour être ensuite détournée, soit vers un thalweg naturel non construit, mais aménagé pour réduire les vitesses, soit vers un champ d'inondation temporaire. Ce dernier peut être un parc urbain, une aire de sport, etc.

Les solutions de ce type nécessitent bien évidemment de considérer la maîtrise du ruissellement pluvial comme une composante structurelle de l'aménagement de l'espace, la topographie jouant un rôle essentiel dans la hiérarchisation des surfaces. Leur mise en place dans les parties denses des villes déjà très développées risque d'être longue et délicate du fait des choix d'urbanisation précédemment effectués. En revanche leur utilisation devrait être systématique dans les zones périphériques des agglomérations (ne serait-ce que pour ne pas aggraver les risques dans les centres anciens), ainsi que dans beaucoup de villes de pays en développement qui sont en train de se structurer.

5.3.3 Mesures structurelles plus douces : les techniques compensatoires

L'inondation n'est pas toujours liée à un débordement des cours d'eau et a souvent pour origine des problèmes de ruissellement.

L'inondation liée au ruissellement urbain, provoquée par les pluies tombant sur les espaces urbanisés et/ou bassins versants périphériques, périurbains ou ruraux de petite taille dont le ruissellement se concentre vers la ville pour emprunter le réseau d'écoulement pluvial de l'agglomération où des talwegs, résulte de l'insuffisance des systèmes d'évacuation des eaux pluviales (insuffisance des collecteurs d'évacuation, sous dimensionnement des ouvrages d'engouffrement, mauvaise localisation de ces ouvrages ou encore, ouvrages bouchés par des détritiques). Ces inondations sont dues également au développement de l'urbanisation (l'effet de l'urbanisation sur la formation du ruissellement superficiel et les causes d'aggravation des risques d'inondation en milieu urbain ont été détaillées précédemment au paragraphe 4.2).

Longtemps, l'assainissement en milieu urbain a été conduit dans une optique de génie civil (Konstantinos, 1993), ce qui explique certains dysfonctionnements dans les réseaux d'assainissement des villes. Les réseaux d'assainissement ne sont pas conçus pour évacuer les débits dus à des événements exceptionnels de périodes de retour de 50 à 100 ans.

Un autre changement à signaler, celui de la remise en cause de l'évacuation immédiate de l'eau pluviale parce que les eaux ruisselées en milieu urbain se chargent en matières polluantes (hydrocarbures, métaux toxiques...).

Pour faire face à ces situations, des mesures structurelles plus douces dites compensatoires ou alternatives ont été mises en œuvre dans de nombreux pays (Degardin, 2002). L'approche dénommée « approche par l'écosystème » vise non seulement à créer des protections anti-inondations mais aussi à évacuer les eaux de ruissellement. C'est pourquoi, on envisage une stratégie de gestion des eaux pluviales dans le cadre plus général de la planification à l'échelle du bassin versant (Chouli, 2006).

En milieu urbain, il s'agit de repenser l'assainissement ou la mise en place d'un système de gestion des eaux pluviales urbaines et de stockage des eaux. Une nouvelle conception de l'assainissement a été mise en œuvre dans différents pays depuis quelques années par :

- La mise en place d'un système de gestion des eaux pluviales, afin d'éviter ou de réduire les impacts de l'urbanisation sur les eaux de ruissellement de surface et sur les milieux récepteurs ;
- Le stockage des eaux et leur traitement.

Les techniques compensatoires ou alternatives reposent sur la même stratégie : essayer de se rapprocher le plus possible du cycle naturel de l'eau, c'est-à-dire continuer à utiliser au mieux les cheminements que prenait l'eau avant l'urbanisation (Azzout et al., 1994). Les principes de base de ces solutions peuvent se résumer en une seule phrase : retarder le transfert de l'eau vers les exutoires de surfaces et accélérer son évacuation vers les exutoires souterrains. Ainsi, les techniques compensatoires permettent de réduire les flux d'eaux pluviales le plus en amont possible en redonnant aux surfaces de ruissellement un rôle de régulateur fondé sur la rétention et l'infiltration des eaux de pluie. L'objectif est de se rapprocher du « cycle naturel de l'eau », afin de limiter le ruissellement de surface et l'inondation. Parmi ces techniques on citera (Huhn & Stecker, 1997 ; Deutsch, 2000) :

- a. **Les bassins de retenue en surface.** Un bassin de retenue est un ouvrage de stockage destiné à retenir provisoirement l'eau pendant la pointe de crue, pour la restituer après l'averse avec un débit contrôlé. Il existe deux grandes catégories de bassins de retenue : les bassins à sec et les bassins en eau. Quel que soit le type de bassin utilisé, le prix élevé des terrains en zone urbaine ou périurbaine amène souvent à essayer d'utiliser les surfaces ainsi gelées en dehors des périodes de pluie. On cherche alors à construire des bassins de retenue susceptibles d'avoir d'autres fonctions que le simple stockage des eaux pluviales pendant les pointes de débit.
- b. **Les bassins de retenue enterrés.** Un bassin de retenue enterré est un ouvrage de stockage souterrain, implanté sous une place, une voirie, un parking, etc...., destiné à stocker provisoirement l'eau pendant la pointe de crue, pour la restituer après l'averse avec un débit compatible avec la capacité d'évacuation des ouvrages situés à l'aval, ou des exutoires naturels.
- c. **Les bassins d'infiltration.** Un bassin d'infiltration est un ouvrage généralement placé à l'exutoire d'un réseau d'assainissement, et permettant le stockage temporaire des eaux de ruissellement avant leur infiltration dans le sol. Il peut être placé en parallèle au réseau. Dans ce cas, il n'est alimenté que par des surverses, et pour des événements de fréquence rare produisant des débits importants pour être évacués par le réseau.

- d. **Les chaussées à structure réservoir et les chaussées poreuses pavées.** Ces ouvrages permettent le stockage provisoire de l'eau dans le corps de la voirie. L'eau de pluie qui ruisselle peut s'infiltrer au travers du revêtement poreux de la voirie ou par des drains reliés aux avaloirs. Grâce à la couche réservoir constituée de matériaux poreux naturels ou artificiels, l'eau est stockée sur place, à l'endroit où elle tombe.
- e. **Les puits d'infiltration.** Ce sont des ouvrages ponctuels et profonds. Ils sont utilisables pour absorber le ruissellement direct (pied de gouttière, centre de placette, etc...). Ils peuvent également être utilisés comme exutoire d'un réseau d'assainissement traditionnel, ou même installés en série sur le réseau.

L'enjeu est aussi d'intégrer ces mesures structurelles au paysage urbain en privilégiant, lorsque cela est possible, le caractère multifonctionnel de ces ouvrages. Les techniques compensatoires ont pour objectif de neutraliser les effets de l'imperméabilisation vis-à-vis des phénomènes pluvieux dans des limites définies (période de retour pris en compte). Dans un contexte de développement de l'urbanisation, les préoccupations de la maîtrise des eaux pluviales doivent intervenir dès le stade de la conception des projets (et non plus quand le plan masse est figé) car de nombreuses techniques compensatoires nécessitent une organisation de l'espace adaptée.

La mise en oeuvre de ces techniques est loin d'être aisée car elle est tributaire d'une concertation rigoureuse entre les différents acteurs (hydrauliciens, hydrologues, hydrobiologistes, aménageurs, architectes, paysagistes, etc.)

5.3.4 Mesures « non structurelles » de la gestion des inondations

Les mesures « non structurelles » évoquent aussi bien les mesures visant à modifier les pratiques (en terme d'utilisation et d'usage du sol), que les enjeux exposés (en volume et en fragilité).

Les mesures « non structurelles » peuvent être prises par les voies réglementaires, institutionnelles ou législatives. Elles consistent en des instruments de prévention au sens strict du terme, telle que la prise en compte du risque d'inondation dans les documents de planification à vocation générale (document d'urbanisme : Plan d'Occupation du Sol (POS), Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme (PDAU)) ou au travers d'instruments de prévention spécifiques (Servitudes), mais encore de dispositifs d'information, d'alerte et d'annonce des crues.

En conclusion, la gestion du risque d'inondation prend la forme :

- De réponses techniques dont l'objectif principal est d'atténuer l'aléa, son intensité, sa probabilité ;
- De réponses de l'aménagement spatial destinées à réduire la vulnérabilité des territoires par le biais soit d'interdiction de construire soit de contrôle, voire d'autorisation de construire sur les territoires du risque tels que les lotissements, les zones d'activités, équipements dans le lit majeur des cours d'eau ou des zones d'expansion des crues. Ces mesures sont avant tout préventives ;
- De réponses en terme d'organisation de sécurité civile dont l'objet est le déploiement de moyens d'intervention, afin de maîtriser la « crise » et de secourir les victimes.

5.4 Gestion des inondations en Algérie

Avant d'aborder la gestion des inondations en Algérie, il faut souligner l'absence au niveau national de données statistiques concernant les inondations (les régions les plus touchées par ce phénomène, les types d'inondations et leur fréquences). Cette absence montre le peu d'intérêt que portait l'Etat aux problèmes liés à la prévention et à la gestion des risques d'inondation.

En outre, dans la législation algérienne il y a très peu de lois qui régissent les actions et fixent les règles applicables à la protection contre les inondations. La juridiction dans ce domaine est plutôt dispersée. L'étude détaillée des textes législatifs appropriés est présentée au chapitre suivant, dont on cite ici l'article 2.

Ainsi, l'article 2 de la nouvelle loi relative à l'eau (loi n°05-12 du 4 août 2005 relative à l'eau) qui a pour objet de fixer les principes et les règles applicables pour l'utilisation, la gestion et le développement durable des ressources en eau, stipule que « *les objectifs assignés à l'utilisation, à la gestion et au développement durable des ressources en eau visent à assurer : (...) la préservation de la salubrité publique ; (...) la maîtrise des crues par des actions de régulation des écoulements des eaux superficielles pour atténuer les effets nuisibles des inondations et protéger les personnes et les biens dans les zones inondables urbaines et autres zones inondables* ».

Selon les prescriptions de cet article, la mobilisation des ressources en eau de surface doit avoir un second objectif, celui de la maîtrise des crues. La construction d'ouvrages hydrauliques de retenue tels que les barrages et les retenues collinaires entre dans la stratégie de la mobilisation des ressources en eau superficielle. En Algérie, l'eau revêt un caractère stratégique du fait de sa rareté et d'un cycle naturellement perturbé et déséquilibré.

Compte tenu du développement démographique, économique et de la demande croissante en eau, un important effort a été entrepris par l'Etat en matière de mobilisation des eaux de surface pour satisfaire les besoins en eau. Actuellement, 108 ouvrages de retenue des eaux de surface sont en exploitation, ils représentent une capacité totale initiale 5135 Hm³. Ils se répartissent d'après les données de l'Agence Nationale des Barrages (2004) en :

- 50 barrages de capacité égale ou supérieure à 10 Hm³, totalisant un volume de retenue initiale de 5073 Hm³ pour un volume régularisable prévu de 2228Hm³ ;
- 58 retenues collinaires de moins de 10 Hm³ qui totalisent 82 Hm³.

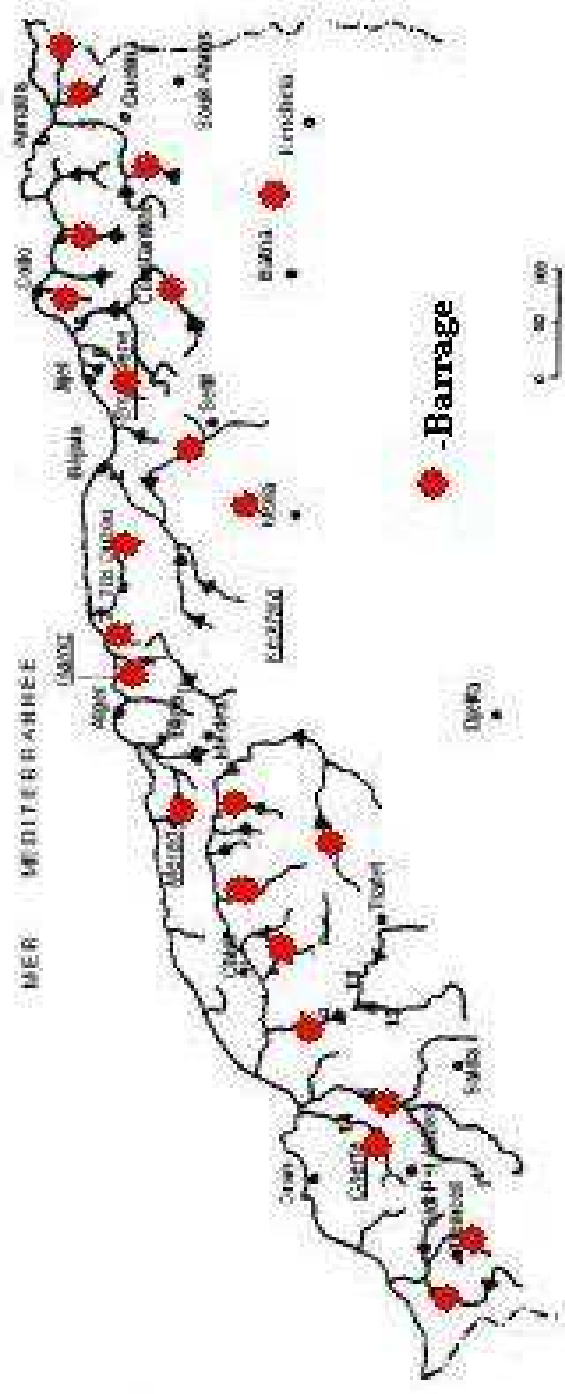
La surface totale des bassins versants équipés des 50 barrages égale à 94931.1 km² avec un apport moyen annuel de 3496.81 Hm³.

La figure 5.2 représente la localisation de quelques barrages importants situés dans la partie nord du pays (ANB, 2004).

Les ouvrages en cours de réalisation porteront le nombre d'ouvrages cités précédemment à 143. D'ores et déjà, l'Algérie se situe au premier rang des pays en voie de développement en nombre de retenue (Boudjadja et al., 2002).

Il est évident que la réalisation d'un tel nombre d'ouvrages de retenue, dont l'objectif principal reste la mobilisation des ressources en eaux superficielles, joue un rôle indiscutable dans la maîtrise des crues des cours d'eau et diminue considérablement la superficie des zones inondables et le risque d'inondation dans les zones urbanisées en aval de ces ouvrages.

Néanmoins, ceci ne résout pas les problèmes liés aux inondations au niveau des zones urbanisées et des autres zones situées dans les périmètres des bassins versants locaux. Ceci apparaît dans le cas de la ville de Annaba, sujette à des inondations fréquentes.



Quelques-uns des principaux cours d'eau.
 1. Ouest Chari, 2. Ouest Saoumbe, 3. Ouest Senouso, 4. Ouest Marniss, 5. Ouest Ksar, 6. Ouest Brume, 7. Ouest Sereou, 8. Ouest Isani, 9. Ouest Karcou, 10. Ouest Daoudou,
 11. Ouest Mina, 12. Ouest Et Abou, 13. Ouest Mina, 14. Ouest Atlati.

Fig. 4.2 Localisation des barrages

5.5 Stratégie de la gestion des risques d'inondation de la ville de Annaba

5.5.1 Conditions physico climatiques de la ville

Situation de la ville

La ville Annaba est située au Nord-Est de l'Algérie. La plus grande partie de la ville, la partie sud, s'étale sur une plaine à faible pente, délimitée, à l'ouest, par le massif de l'Edough et à l'est, par la mer Méditerranéenne. La partie nord de la ville occupe une étroite bande à relief collinaire, insérée entre la mer et le même massif de l'Edough (voir Fig. 5.3).



Fig. 5.3 Image de la situation de la ville de Annaba

Pluviométrie

Le climat de la région de Annaba est de type méditerranéen, marqué par deux saisons : l'une douce et humide s'étalant d'octobre à avril, l'autre chaude et sèche allant du mois de mai à septembre. Les précipitations annuelles moyennes enregistrées aux saisons humide et sèche sont respectivement 86 et 14%.

L'analyse statistique des précipitations moyennes annuelles, mensuelles et journalières de la région, détaillée au chapitre 3, a montré qu'en dépit de l'étendue réduite de la région étudiée, il existe une variabilité spatiale de répartition des précipitations. Les valeurs des précipitations moyennes annuelles enregistrées à la station de Seraidi sont beaucoup plus importantes (1292mm) que celles enregistrées dans les autres stations météorologiques de la région (577mm à 651mm). Cette variabilité spatiale s'explique par les emplacements des stations de mesures. La station de Seraidi est située au sommet du massif de l'Edough et, de ce fait, les vents pluvieux provenant du Nord-Ouest provoquent des orages qui se déversent sur les versants du massif, ce qui se confirme par les valeurs importantes des précipitations enregistrées dans cette station (voir Chapitre 3). Nous soulignerons aussi, que ce sont ces

précipitations qui déterminent le régime hydrologique des oueds constituant le réseau de drainage du massif de l'Edough.

5.5.2 Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique du versant du massif de L'Edough orienté vers la ville, peut être représenté par les quatre oueds : oued Bouhdid, oued Sidi Harb, oued Forcha et oued Kouba (Fig. 5.4 et Fig. 5.5). Les exutoires des bassins versants des oueds Bouhdid, Sidi Harb et Forcha aboutissent dans la plaine Ouest, qui a été le champ naturel d'expansion des crues.

Pour protéger les zones urbanisées de la plaine, ces cours d'eau ont été déviés vers le réseau artificiel de drainage constitué du Canal ceinture et du canal Kef N'Sour. Les paramètres morphométriques des bassins versants des oueds cités précédemment sont portés dans le tableau 5.1.

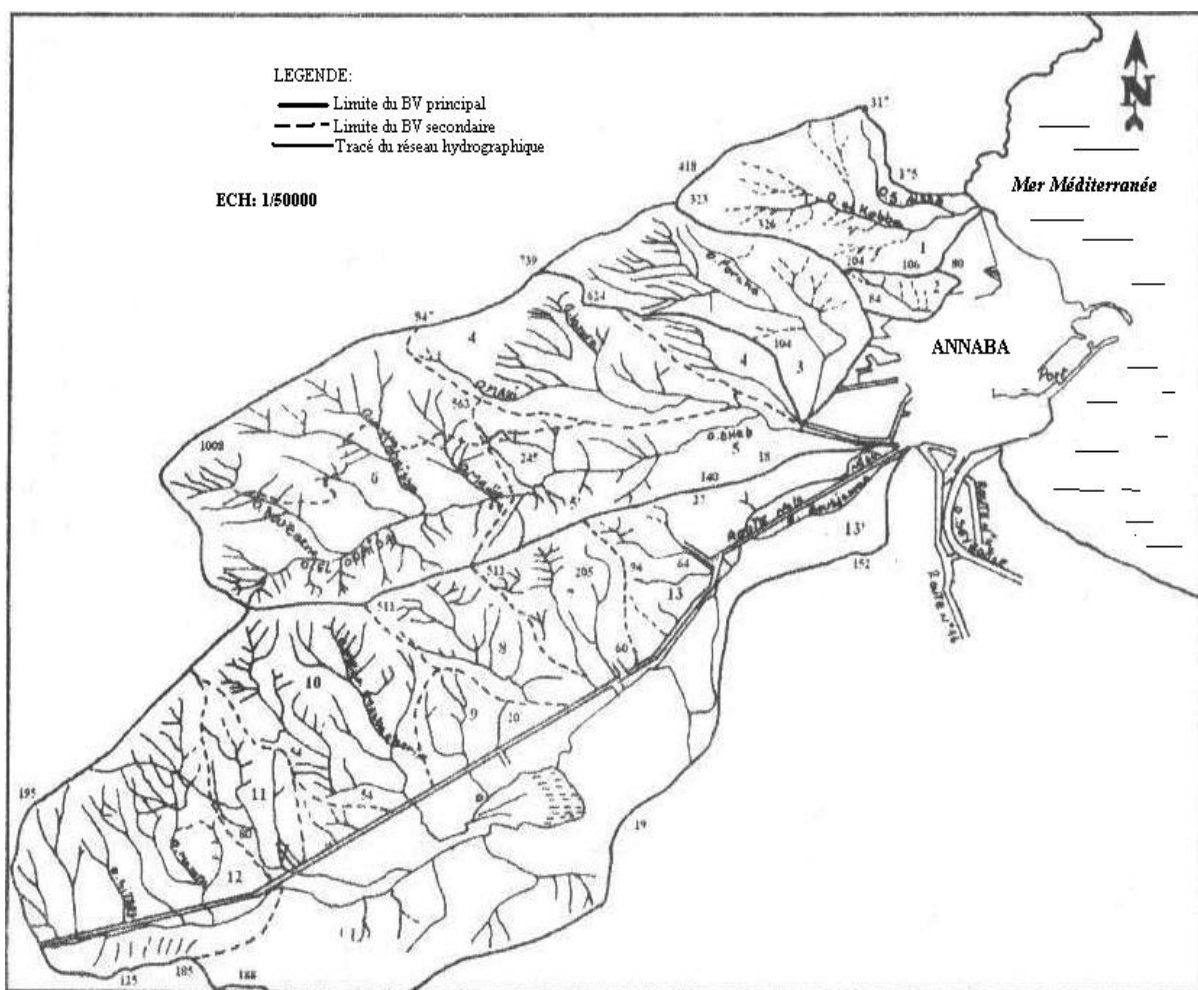


Fig. 5.4 Réseau hydrographique du massif de l'Edough

Tableau 5.1 Paramètres morphométriques des oueds : Bouhdid, Sidi Harb, Forcha et Kouba

Paramètres morphométriques	Bassins versants			
	Oued Bouhdid	Oued Sidi Harb	Oued Forcha	Oued Kouba
Superficie (km ²)	21.82	8.75	7.12	6.8
Périmètre (km)	21.5	13.0	12.0	11.52
Pente (m/km)	14.66	16.58	11.62	11.23
Longueur du talweg (km)	7.7	4.8	4.5	4.6
Hauteur maximale (m)	782	798	523	513

5.5.3 Démographie et urbanisation

La ville de Annaba est une ancienne ville fondée par les romains en 3^{ème} siècle avant J.-C. et a été longtemps considérée comme une ville agricole, entourée de la plaine de Annaba, riche en terre propice à l'agriculture. Après l'indépendance en 1962, l'industrialisation de la région a entraîné une forte augmentation de la population de la ville et de ses environs.

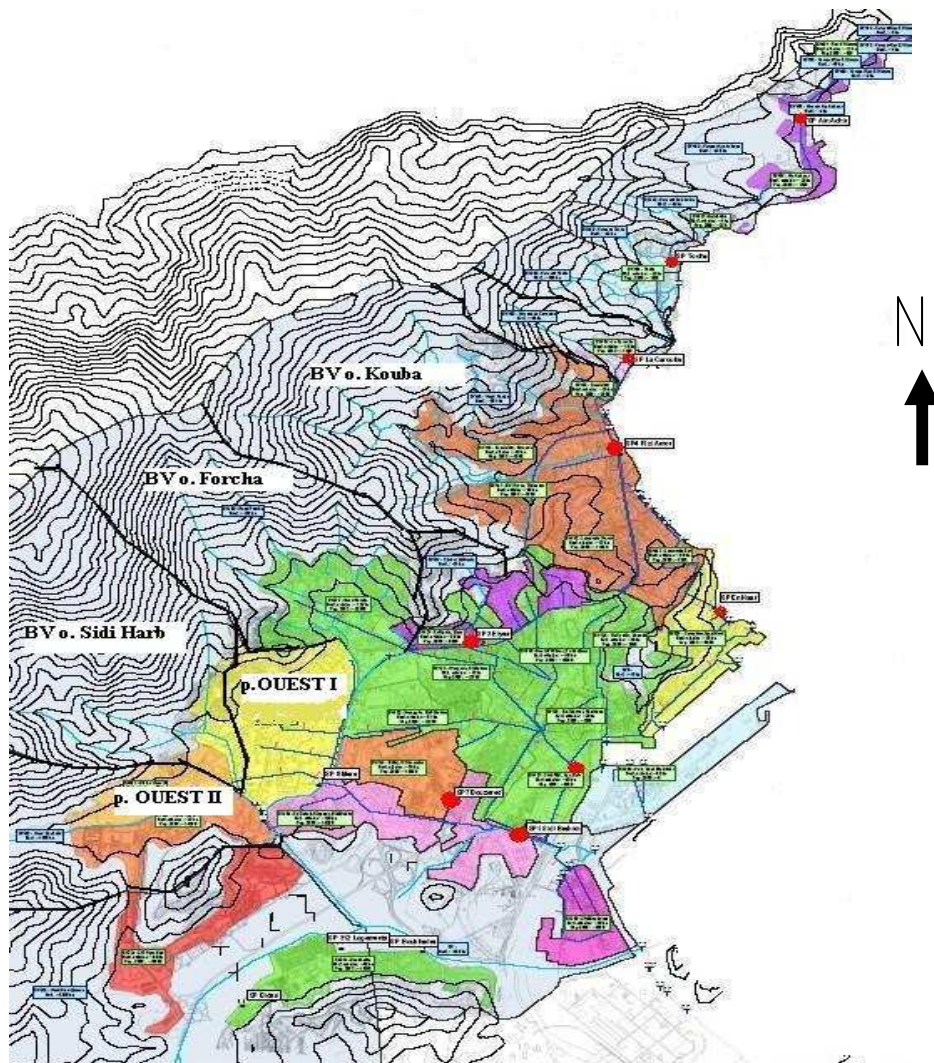


Fig. 5.5 Zones urbanisées de Annaba (source : DHW de Annaba)

Actuellement, la population de la ville compte 244.247 habitants (RGPH de 1998), alors qu'elle était à 86.000 en 1966. La nécessité de satisfaire la demande croissante de logements sociaux et l'urgence de bâtir ont conduit à l'urbanisation des zones situées en aval des bassins versants des oueds et des zones basses de la ville sujettes à des inondations dans le passé.

C'est le cas des cités de la plaine Ouest (Fig. 5.5). Actuellement, la superficie totale urbanisée est égale à 2100 ha et l'urbanisation se poursuit vers les flancs du massif de L'Edough (Fig. 5.5).

5.5.4 Historique des inondations

La ville de Annaba étant située sur une plaine à faible pente, au pied du massif de l'Edough, est constamment exposée au risque d'inondation. Durant les trois dernières décennies la ville a subi trois inondations majeures, qui ont marqué la mémoire de ses habitants. Ces dernières inondations ont eu lieu en 1979, 1982 et 2005. La pluviométrie enregistrée lors de ces événements a été la suivante :

- Lors de l'inondation survenue en avril 1979, la hauteur des précipitations enregistrée à la station de Seraidi avait atteint 135 mm en deux jours.
- L'inondation suivante du 11 novembre 1982 fut particulièrement violente puisque toute la partie basse de la ville a été touchée par les eaux et certains quartiers étaient couverts par une lame d'eau atteignant 1.5 m et occasionnant, outre des dégâts matériels importants, des pertes en vies humaines. Pour mieux comprendre le phénomène de l'inondation du 11 novembre, les services de l'agence nationale des ressources hydriques ont analysé les précipitations des journées du 10 et 11 novembre 1982 qui avaient atteint à la station de Seraidi une hauteur 160 mm, répartie sur 5 averses de différentes durées, la plus forte intensité enregistrée était de 52 mm/h (Adjeb, 1982 ; Hammar & Nafaa, 2004). L'ajustement de la série des précipitations journalières maximales observées à la station de Seraidi pour une période d'observation de 20 années (1988-2007) à la loi GEV (voir Chapitre 4), a montré que l'événement pluvieux du 11 novembre correspondait à une pluie de période de retour de 20 ans. Les précipitations enregistrées dans la même journée à la station Pont Bouchet avaient atteint 114 mm et correspondaient à une pluie cinquantennale.
- Lors de l'inondation survenue le 14 décembre 2005, les quartiers les plus touchés par les eaux étaient situés dans la partie sud de la ville (Sidi Brahim) et dans les zones dépressionnaires de la partie centrale. Le niveau d'eau avait atteint par endroit 0.6 m (Fig. 1.5 et Fig. 5.6). Les précipitations journalières enregistrées ce jour là aux stations de Seraidi et de Annaba Ville étaient respectivement de l'ordre de 138,5 et de 86.4 mm. L'analyse fréquentielle des précipitations journalières maximales annuelles observées sur ces deux stations a montré que cet événement correspondait au période de retour décennale (Chapitre 4).



Fig. 5.6 Images de l'inondation de 14 décembre 2005

5.5.5 Ouvrages de protection contre les inondations

Pour protéger la ville Annaba contre les inondations les mesures structurelles ont été privilégiées. Ainsi, un réseau de canaux a été réalisé et il est constitué de :

- Canal de ceinture (Fig. 5.7 et Fig. 5.8). L'objectif visé par la réalisation de ce canal est le transit des débits des crues engendrées par ruissellement des eaux pluviales sur le bassin versant de l'oued Forcha vers la mer et la protection de la plaine centrale de la ville contre l'expansion de ces crues. La capacité hydraulique maximale de cet ouvrage est de 40m^3 (Office National d'Assainissement de Annaba (ONA)).
- Canal Kef N'Sour (Fig. 5.7 et Fig. 5.8). Le rôle de ce canal est analogue à celui du Canal de ceinture, il protège la plaine Ouest de la ville contre l'expansion des crues des oueds Sidi Harb et Bouhdid et représente le prolongement de ces deux oueds jusqu'à la mer.

Pour rendre le fonctionnement de ce système de canaux plus efficace, les bassins de rétention Sidi Harb II et Bouhdid ont été construits à proximité des exutoires de ces oueds (Fig. 5.7). En outre, on a construit au niveau de l'exutoire du bassin versant de Chaabet Zaafrania le bassin de rétention de Zaafrania dont l'objectif est double : maîtriser le ruissellement de l'eau vers les quartiers situés en aval de ce bassin (Zaafrania inférieur, Ben-Badis, Maatari Lakhdar) et contrôler l'écoulement des sédiments susceptibles d'obstruer le réseau d'assainissement de ces quartiers.

La ville de Annaba possède aussi un réseau d'assainissement de type séparatif, hormis le centre de la ville qui est doté d'un système unitaire, sensé évacuer les eaux usées et les eaux pluviales urbaines issues des événements pluviaux de faibles fréquences (période de retour de 10 ans). Néanmoins, l'extension urbaine à la périphérie de la ville, l'accroissement de la densité de l'urbanisation de la plaine centrale de la ville ont fait qu'actuellement le réseau d'assainissement est sous dimensionné et ne remplit pas pleinement son rôle ce qui a pour conséquence, des inondations fréquentes localisées, engendrées par les pluies de faibles fréquences.

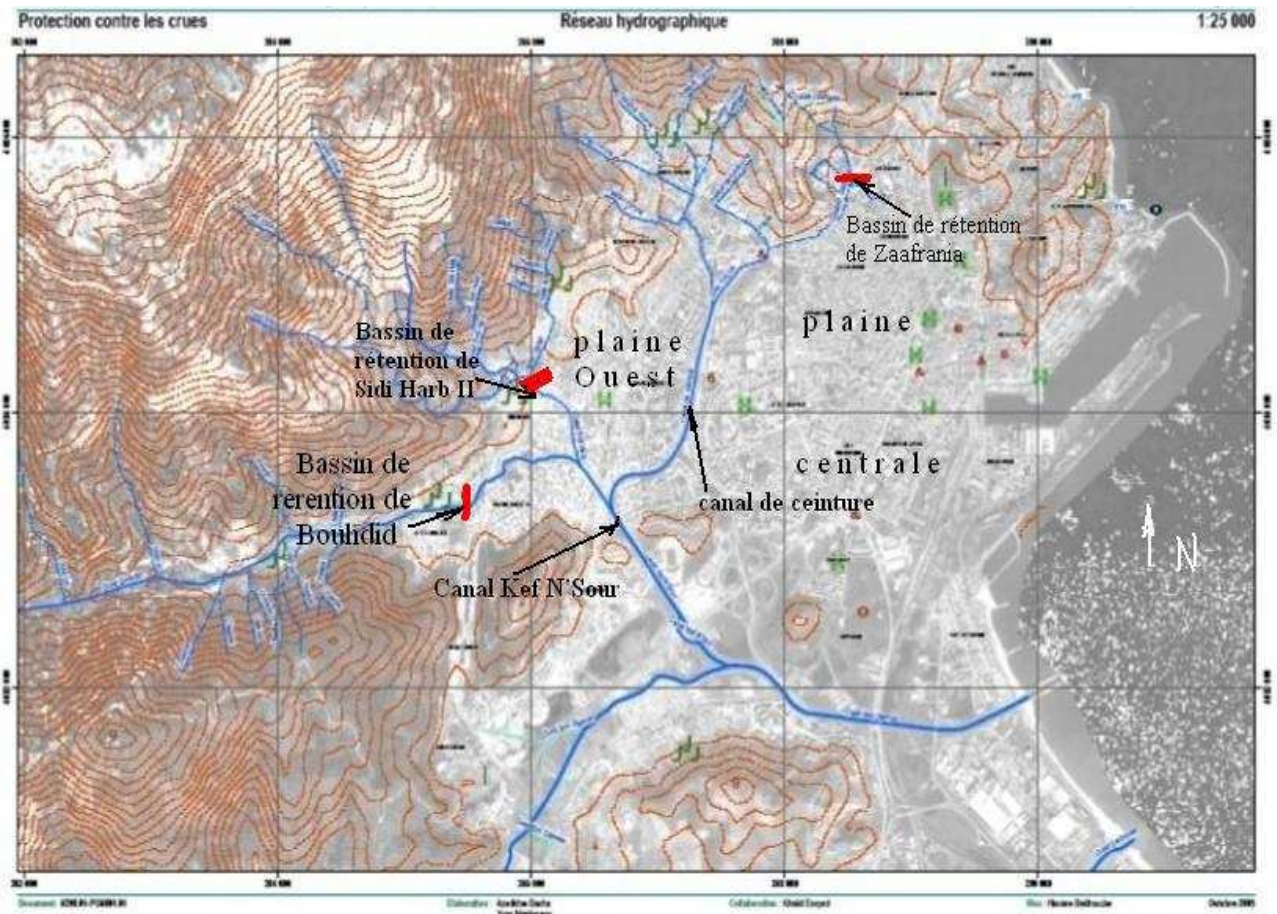


Fig. 5.7 Localisation des ouvrages de protection contre les inondations

L'extension continue des zones urbaines de la ville vers les flancs du massif de l'Edough accroît le risque permanent d'inondations. L'enjeu humain est très important. La population actuelle de la plaine Ouest et de la plaine centrale, la plus exposée à ce risque, est estimée à 128.000 habitants (estimation d'après les données du recensement général de la population et de l'habitat 1998). Les travaux de construction dans ces zones s'effectuent sans qu'aucune réglementation ne soit appliquée afin de diminuer la vulnérabilité des bâtis face au phénomène d'inondation.

A titre d'exemple, on peut citer le rapport sur la situation des ouvrages de protection de la ville contre les inondations (Service Technique de Wilaya de Annaba (STW), 2005) à propos d'un lotissement de la Cite Rym, « pour ce lotissement très important implanté sur le bassin versant à forte pente, aucune protection contre les inondations, même provisoire, n'a été entamée. Ce risque est aggravé par l'instabilité des ouvrages de soutènement, les bâtiments, les infrastructures de base, qui reçoivent un débit important d'eau pluviale (...) ».

La nécessité d'améliorer la gestion de l'urbanisation future par rapport au risque d'inondation et de rendre la protection contre les inondations plus efficace a poussé les autorités locales de la ville à entreprendre des démarches permettant de saisir la problématique des inondations dans sa globalité. Ainsi, les études sommaires menées dans le cadre du projet « Reconnaissance, diagnostic et étude du schéma directeur d'assainissement de Annaba » (maître d'ouvrage : Direction de l'Hydraulique de la Wilaya d'Annaba (DNW)), ont permis d'effectuer l'identification des zones inondables et le zonage des inondations



Bassin de décantation du bassin de rétention de Zaafrania



Bassin de rétention de Zaafrania



Canal de ceinture



Canal Kef N'Sour



Bassin de rétention Sidi Harb

Fig. 5.8 Images des ouvrages de protection contre les inondations de Annaba

possibles à travers la simulation de la réponse hydrologique des bassins versants du massif de l'Edough à l'événement pluvial centennal et de la réponse hydrologique des bassins urbains de la plaine centrale de la ville à cet événement (Fig. 5.9). Ainsi, cet événement pluvial centennal provoquera des crues rapides compte tenu de la structure hydrologique des bassins versants des oueds (fortes pentes, pédologie, nature de la couverture et des formations végétales).

Ces crues engendreraient des inondations rapides à forts aléas au niveau des exutoires des bassins versants des oueds où se produit le changement brusque de pente entre les versants et la plaine, des inondations lentes et généralisées en plaine et couplées à des inondations par ruissellement superficiel urbain dans la plaine centrale de la ville. Cette étude a montré l'insuffisance hydraulique des ouvrages de protection existants face aux crues centennales (DHW, 2006).

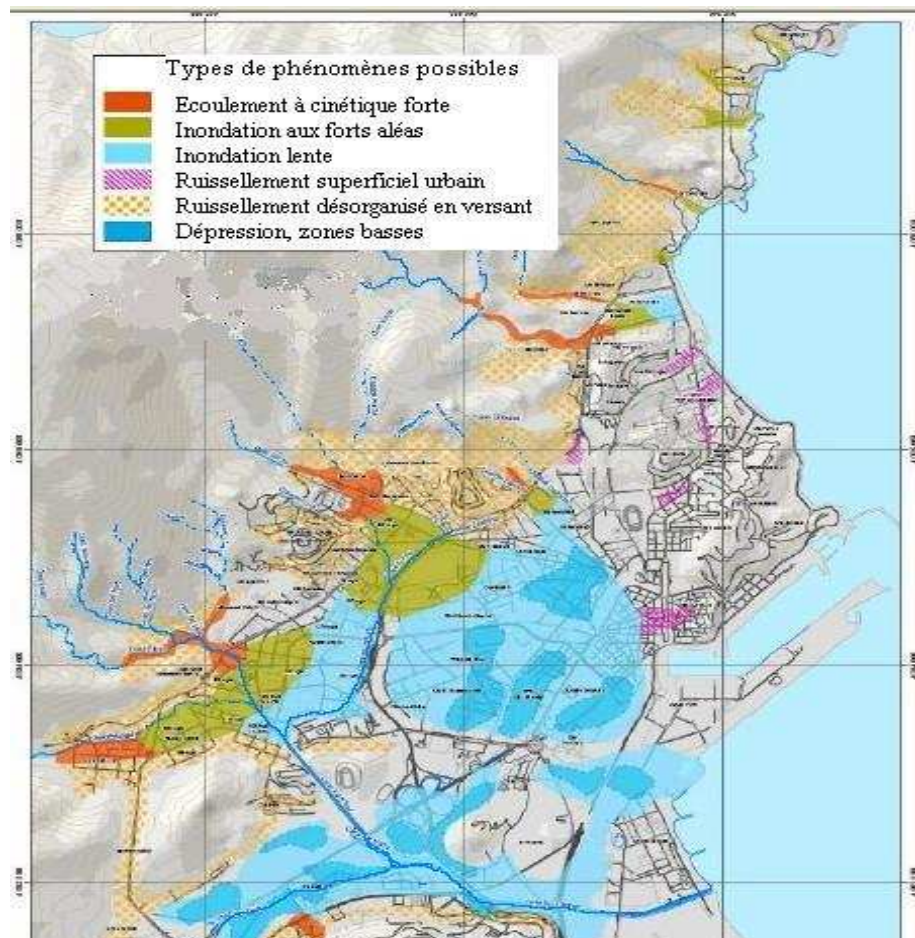


Fig. 5.9 Zonage des inondations (DHW, 2006)

5.5.6 Conclusion

La ville de Annaba étant située sur une plaine à faible pente, lieu de l'expansion des crues des oueds drainant les bassins versants à forte pente du massif de l'Edough, est constamment exposée aux inondations.

L'analyse de la gestion des inondations de la ville a montré que, pour gérer les risques d'inondation on a opté pour des solutions techniques basées sur une logique de limitation de

l'aléa. Ainsi, le réseau de canaux et des bassins de rétention ont été construits. L'événement hydrologique récent (inondation de 2005) a montré la défaillance du système existant de protection contre les inondations et du réseau d'assainissement urbain.

Pourtant, la ville de Annaba n'a pas connu jusqu'à présent un événement hydrologique important, car les inondations survenues dans le passé ont été engendrées par les pluies de fréquences faibles ou moyennes. Les études menées dans le cadre de protection contre les crues (DHW, 2006) ont confirmé que les ouvrages de protection existants sont sous dimensionnés pour pouvoir passer les débits engendrés par l'événement rare (centennal). Le danger est important, car la population actuelle dans les zones potentiellement inondables (plaine Ouest et plaine centrale) est de 128.000 habitants.

En outre, l'urbanisation de la plaine Ouest et des zones basses au sud de la plaine centrale se poursuit sans qu'aucune réglementation ne soit appliquée afin de diminuer la vulnérabilité des bâtis et des habitants face au phénomène d'inondation (Rapport sur la situation des ouvrages de protection de la ville contre les inondations. Service Technique de Annaba. 2005).

Le Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme de Annaba (société Urban, 2006) prévoit à long terme l'étalement de l'urbanisation vers les flancs du massif Edough. Or, en connaissant l'effet de l'urbanisation sur la réponse hydrologique d'un bassin versant, cette urbanisation doit être maîtrisée afin de n'est pas aggraver le risque d'inondation dans les zones urbanisées situées en aval et les zones à urbaniser.

Ainsi, pour résoudre le problème des inondations de la ville, il faut, évidemment, recalibrer les ouvrages existants de protection en les dimensionnant pour un événement rare (centennal), vu l'importance des enjeux exposés. Néanmoins, ces solutions techniques ne peuvent pas éliminer définitivement le risque, de ce fait, ils doivent être associées aux mesures préventives qui permettront résoudre la problématique du développement durable de la ville vis-à-vis du risque d'inondation, en appliquant les règles qui régiront la maîtrise et le développement de l'urbanisation dans les zones à risque d'inondation et ceci avec une approche au niveau global des bassins versants.

CHAPITRE 6.

STRATEGIE DE LA PREVENTION DES RISQUES D'INONDATION PAR RUISSELLEMENT PLUVIAL

6.1 Définition et création du risque pluvial

6.1.1 Notion du risque d'inondation

Dans le domaine de la gestion des risques, les phénomènes naturels sont appelés des aléas. Etudier les aléas c'est chercher à caractériser ces phénomènes selon les principaux paramètres suivants : leur fréquence de survenance, leur intensité destructrice, leur étendue.

En matière d'inondation, leur intensité s'exprime principalement, pour un endroit donné, par la hauteur de submersion, la vitesse du courant, la durée de la submersion. Ces paramètres sont fournis, avec une précision plus ou moins grande, pour l'ensemble de la zone inondable par un événement (une crue) de fréquence donnée.

Mais une inondation potentielle ne représente un *risque* qu'à la condition que sa survenance soit susceptible de provoquer des dommages en atteignant des individus, des biens et des activités. Il faut donc que le territoire que l'inondation peut toucher soit occupé par l'homme. Pour évaluer les conséquences de ce phénomène potentiel il est donc nécessaire d'une part de recenser les enjeux exposés (ceux présents dans la zone touchée par inondation), d'autre part d'apprécier leur plus ou moins grande propension à subir des dommages en cas d'inondation. Cette dernière caractéristique est nommée *vulnérabilité*.

Actuellement la définition du risque la plus simple et la plus répandue est la suivante : le risque est le croisement d'un aléa et d'une vulnérabilité (Ledoux, 2006). L'idée majeure que véhicule cette définition est que l'inondation en soi n'est pas un risque. Le risque n'apparaît que lorsque l'inondation est susceptible de toucher des personnes et des biens situés dans les zones inondables. Dans cette définition, la vulnérabilité correspond aux enjeux en zone inondable et plus ils sont nombreux, plus la vulnérabilité est forte, plus les dommages sont potentiellement importants.

Néanmoins, la présence d'enjeux en zone touchée par l'inondation n'implique pas forcément une catastrophe potentielle irrépressible. De même, ce n'est pas toujours l'importance des enjeux qui permet le mieux d'apprécier l'ampleur des conséquences d'une inondation. C'est qu'en réalité, enjeu et vulnérabilité sont deux concepts différents. La notion d'enjeux correspond à l'ensemble des personnes (enjeux humains), des biens (l'habitat, les entreprises, les équipements, les réseaux, etc.) et des activités économiques qui se trouvent ou se déroulent en zone inondable. Les deux façons classiques de quantifier ces enjeux consistent soit à les dénombrer, soit, après les avoir recensés, à leur attribuer une valeur monétaire (Oliveri et Santori, 2000).

Cependant, deux maisons de valeur vénale identique ne subiront pas forcément, pour un aléa équivalent, des dommages similaires. Tout simplement parce que leur fragilité n'est pas la même, en raison de nombreux paramètres qui peuvent être : le niveau du plancher habitable par rapport au terrain naturel, les matériaux utilisés, la qualité de la réalisation, etc.

Cette définition du risque conduit à une déclinaison naturelle, de ce que doit être la stratégie de réduction de ce risque.

Une politique de réduction du risque nécessite, pour être définie puis se décliner efficacement, une bonne estimation de ce risque car celle-ci est indispensable pour définir les mesures permettant d'agir efficacement. La connaissance spatiale d'aléa est nécessaire à la

maîtrise et au développement de l'urbanisation comme à la planification de la gestion des crises (Parker, 2000).

La connaissance des paramètres de l'aléa permet de définir les règles des constructions et de dimensionner les ouvrages de protection.

Le recensement des enjeux et la connaissance de leur niveau d'exposition peuvent aboutir au choix d'une délocalisation de certains d'entre eux.

6.1.2 Genèse du risque pluvial

1. Effet de l'occupation des sols sur le risque pluvial

On désigne sous les termes de « ruissellement pluvial » les apports d'eaux pluviales engendrés par les bassins versants naturels, ruraux ou urbains, dont la taille est inférieure à quelques dizaines de km². Ces apports sont de quelque m³/s/km² à quelques dizaines de m³/s/km² pour les régions caractéristiques du climat méditerranéen, c'est le cas de la partie Nord de l'Algérie.

Pour comprendre le phénomène d'inondation, il s'agit de comprendre le parcours de l'eau.

L'analyse topographique permet de révéler un axe d'écoulement marqué par un cours d'eau permanent ou intermittent. L'occupation du sol, en particulier l'urbanisation, peut avoir entraîné sa modification voire sa disparition. Le cours d'eau est alors devenu un collecteur ou une rue.

L'occupation des sols et l'aménagement de l'espace jouent un grand rôle dans la formation et l'apparition d'une inondation par ruissellement et aggravent le risque.

Dans le passé, l'occupation des sols s'est d'abord développée sur les terrains les moins exposés aux risques d'inondation. Ce n'est que depuis quelques décennies que l'urbanisation gagne rapidement le lit moyen des petits cours d'eau (oueds), voir leur lit mineur. Il est courant de rencontrer des habitations chevauchant des couvertures d'oueds et des canalisations d'assainissement pluvial.

L'écoulement des eaux de ruissellement dans le tissu urbain a souvent été enterré lors des extensions urbaines, et de ce fait, les axes majeurs des écoulements ont été perdus de vue par la plupart des acteurs de l'urbanisme. Les fonctions des cours d'eau se sont réduites au transport des eaux usées et des eaux pluviales urbaines. Les cours d'eau ont été parfois couverts au bénéfice de la circulation automobile, des cuvettes ont été fermées par le tissu urbain sans que subsiste aucun autre exutoire que le collecteur (GRAE, (2001)).

Les canalisations d'assainissement pluvial ont disparus, remplacées par les canalisations enterrées du système d'assainissement pluvial urbain, dimensionnées pour une période de retour décennale. Il apparaît alors que ces ouvrages d'évacuation se trouvent un jour insuffisants pour faire face à un événement d'une ampleur exceptionnelle, qu'une urbanisation inconsidérée peut alors transformer en catastrophe.

L'absence de référence aux événements passés et la rationalisation des méthodes de calcul ou de production des ouvrages ont souvent conduit à concevoir et réaliser des aménagements de capacité d'évacuation très inférieure au lit de ces cours d'eau.

A titre d'exemple, on peut citer le cas de l'extension de l'urbanisation de la plaine centrale de la ville de Annaba (voir Fig. 5.5 et Fig.6.1). Sur la figure on observe qu'actuellement l'urbanisation a gagné de l'espace, en faisant disparaître les canalisations superficielles d'assainissement pluvial et les anciens lits des cours d'eau, qui ont été déplacés et remplacés par un système artificiel de drainage pluvial. Par conséquent, les quartiers les plus touchés par les inondations survenues lors des événements pluvieux importants, ont justement été, ceux qui se trouvaient dans la partie sud de la plaine centrale de la ville.

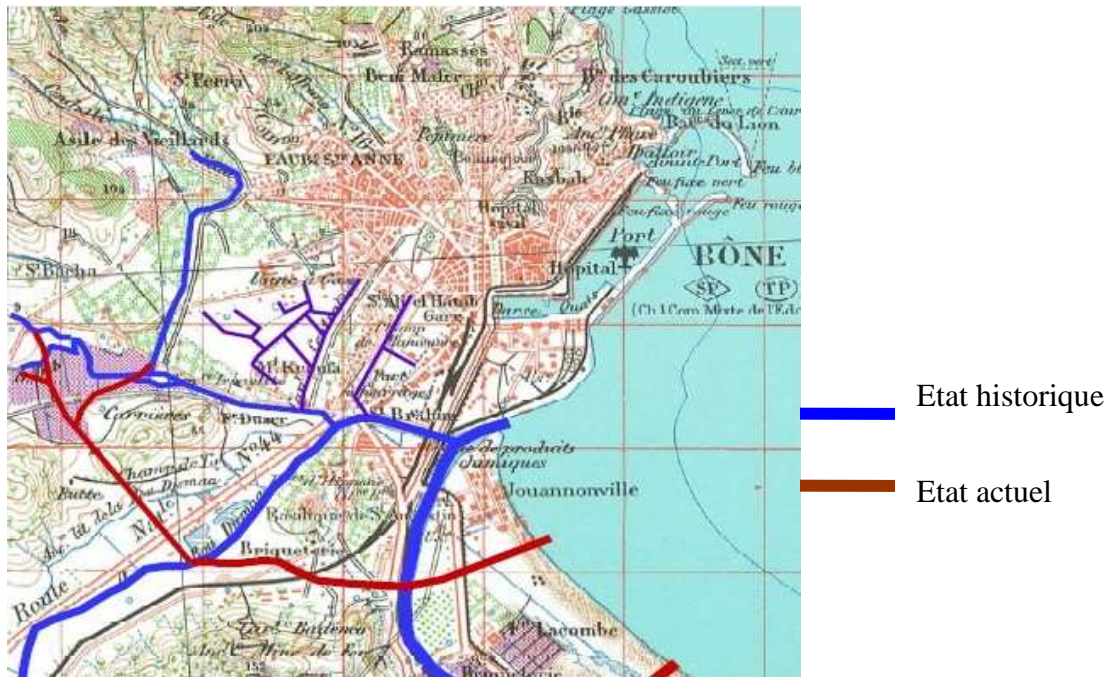


Fig. 6.1 Etat historique et actuel des cours d'eau et du drainage pluvial de la ville de Annaba.

L'occupation du sol influe directement sur le coefficient de ruissellement. La nature des sols et du couvert végétal des bassins versants sont des éléments importants. La végétation favorise la rétention de la pluie en la retenant et en l'absorbant, surtout si elle a formé, au cours du temps, un sol humifère épais. Les terrains à forte végétalisation ont donc moins tendance à ruisseler que les sols nus. La protection mécanique du sol qu'offre le couvert végétal réduit également la charge solide de l'eau qui ruisselle.

A l'inverse, un sol peu végétalisé favorisera le drainage des eaux et conduira à des temps de réponse beaucoup courts qu'un sol forestier ou herbeux dense.

Les sols agricoles montrent une grande variabilité au ruissellement. Les cultures et pratiques culturales peuvent contribuer à aggraver les phénomènes de ruissellement.

En cas de forte urbanisation qui se traduit par l'imperméabilisation du sol, la crue résultante se caractérise par (Desbordes, 1989) :

- Un accroissement des débits de pointe pour les crues les plus fréquentes donc des inondations du fait de niveaux d'eau plus élevés,
- Une augmentation des volumes ruisselés lors d'épisodes pluvieux peu intenses et une diminution de la recharge des nappes phréatiques,
- Une augmentation des vitesses d'écoulement,
- Une dimension du phénomène dépendante du rapport de la surface imperméabilisée à la surface totale considérée.

Comme cela a été déjà dit auparavant, le risque est le résultat de la conjonction d'un fait perturbateur et de la vulnérabilité du système qui le subit.

Ce risque dépend, pour ce qui concerne les inondations par ruissellement :

- Des quantités d'eau pluviale précipitée, dont le caractère exceptionnel s'apprécie par sa fréquence de dépassement ou par sa période de retour,
- Des caractéristiques du bassin versant récepteur,
- De la vulnérabilité plus ou moins grande de l'urbanisation.

Selon la morphologie du bassin versant, les effets de la pluie vont être amplifiés ou au contraire, minimisés.

Selon les activités humaines, les conséquences d'un dysfonctionnement vont être minimales ou catastrophiques (Gaber et Balades, 2004).

Les facteurs aggravants les risques d'inondation par ruissellement sont :

- La topographie et la forme du bassin, qui influent surtout sur la vitesse de ruissellement donc sur le temps de réponse,
- Les conditions hydrographiques à l'aval,
- Le pourcentage de surfaces imperméabilisées générant du ruissellement mais aussi la nature et la teneur en eau des surfaces perméables qui conditionnent leur participation au ruissellement,
- Le mode d'urbanisation et d'aménagement de l'espace qui peut constituer des obstacles à l'écoulement de l'eau et aggraver par conséquent les impacts des inondations.

L'échelle pertinente d'étude et d'action est celle du bassin versant, territoire au sein duquel :

- Une solidarité, amont-aval mais également aval-amont, doit s'exprimer,
- Le cycle de l'eau issue du fonctionnement naturel des milieux et de l'activité humaine doit trouver sa place.

Agir efficacement sur le risque, c'est nécessairement prendre en considération la pluie et l'état du bassin versant. La protection contre les risques liés à l'eau peut s'attacher à limiter ou diminuer l'importance des enjeux exposés à ces aléas.

2. Occupation des thalwegs

Le risque d'inondation est partiellement aggravé par la multiplication, en particulier dans les agglomérations, d'obstacles dans les axes d'écoulement. Ils provoquent ou augmentent les débordements et ils accroissent les hauteurs de submersion. Ils sont souvent eux-mêmes, détruits ou endommagés par la crue et constituent, ainsi, autant de vulnérabilités.

Ces obstacles à l'écoulement prennent différentes formes. Il peut s'agir :

- De l'occupation (urbanisation, activités, etc.) du fond du thalweg,
- De rétrécissement généralisé par multiplication d'empiétements,

- Du retracé contraint et anguleux des cours d'eau,
- Du comblement du thalweg,
- D'effet de barrière : il s'agit de l'édification d'une rangée de constructions transversalement par rapport à la direction d'écoulement des eaux, d'infrastructures de transport,
- D'urbanisation diffuse se densifiant : dans ce processus, la multiplication d'obstacles à l'écoulement résulte du « mitage » progressif, de plus en plus dense, d'un territoire qui était rural et dans lequel les risques sont inhérents à une situation topographique et hydrographique particulière.

L'urbanisation a l'effet de barrière, c'est-à-dire une urbanisation continue transversalement à la direction d'écoulement des eaux, accroît l'alea d'inondation en augmentant les hauteurs de submersion des biens exposés. La barrière aggrave également l'inondation en amont : des terrains qui n'étaient pas inondés peuvent ainsi le devenir.

Actuellement, dans la région de la ville de Annaba et selon le Plan d'Aménagement et d'Urbanisme de la région, on observe une extension urbaine accrue des agglomérations d'El Bouni et de Sidi Amar vers des terrains au relief collinaire, traversés par des thalwegs.

Le mode d'urbanisation et l'aménagement du territoire peuvent engendrer des inondations aux conséquences plus ou moins graves. Cette éventualité doit être prise en compte lors de l'élaboration des Plans d'Occupation de Sols au niveau des communes.

6.1.3 Concept de prévention du risque d'inondation

La gestion du risque d'inondation, longtemps basée sur une logique de limitation ou d'interdiction de l'aléa, conduit à accroître la vulnérabilité des sociétés par le changement des usages du sol en zones potentiellement inondables et l'extension des zones urbaines, productrices de grandes surfaces imperméables, ceci caractérise bien le cas de la ville de Annaba. Les ouvrages de protection génèrent un sentiment erroné de sécurité, qui conduit à augmenter les enjeux dans les zones prétendument protégées.

C'est la fameuse spirale construction – inondation – protection - construction.

Des événements hydrologiques récents dans le monde, amènent à s'interroger sur les stratégies de gestion du risque fondées sur les seules mesures curatives de protection contre l'aléa. Une logique préventive diversifiée est mise en place dans de nombreux pays (Scarwell & Lagarnier, 2004). Elle privilégie l'action avant le phénomène ou la catastrophe afin d'atténuer et même d'éviter le risque. Elle s'appuie à la fois sur des mesures permanentes et prises à long terme afin de réduire tant la vulnérabilité que l'aléa et sur des mesures prises devant une menace immédiate.

Actuellement, dans de nombreux pays le moyen privilégié de la politique de prévention est le Plan de Prévention des Risques d'Inondation (PPRI), applicable aux zones inondables sujettes à des inondations engendrées par le débordement des cours d'eau. Il constitue, pour ces pays, l'un des instruments essentiels de l'action en matière de prévention des risques d'inondation (Ledoux, 2005). Le PPRI a pour objet de délimiter les zones directement exposées à des risques d'inondation et d'autres zones qui ne le sont pas directement mais où certaines occupations ou certains usages pourraient aggraver les risques. Le PPRI doit établir

un règlement précisant les règles applicables à l'occupation du sol (constructions, activités, plantations...) selon les zones concernées. Il est élaboré par l'Etat, puis annexé aux documents d'urbanisme.

De cette manière, les PPRI symbolisent une nouvelle cohérence territoriale dans la mise en œuvre des outils réglementaires de prévention, car ils permettent de réglementer l'usage des sols dans les zones exposées existantes et futures, dans une perspective durable.

Dans ce qui suit, nous proposerons une méthodologie pour l'élaboration du plan de Prévention des Risques d'Inondation par ruissellement pluvial et ce, après avoir étudié les dispositifs législatifs et réglementaires relatifs à la gestion des risques d'inondation en Algérie.

6.2 Contexte juridique et réglementaire à la gestion du risque d'inondation en Algérie

6.2.1 Outils législatifs relatifs à l'aménagement et l'urbanisme

Pour mettre fin à une urbanisation archaïque, les lois n° 90-08 et n°90-09⁽¹⁾ dans leurs articles respectifs 90 et 62 font obligation aux communes et wilaya de se doter des instruments d'urbanisme. Ces derniers sont instaurés par les lois n° 90-29 et n° 04-05⁽²⁾ relatives à l'aménagement et l'urbanisme et ses textes subséquents.

Dans leur contexte général les lois n°90-29 et n° 04-05 ont pour objectif « *d'édicter les règles générales visant à organiser la production du sol urbanisable, la formation et la transformation du bâti dans le cadre d'une gestion économe des sols, de l'équilibre entre la fonction d'habitant, d'agriculture et d'industrie ainsi que de préservation de l'environnement, des milieux naturels, des paysages et du patrimoine culturel et historique* ».

Pour réaliser ces mêmes objectifs, ces lois instaurent de nouveaux instruments d'aménagement et d'urbanisme, il s'agit :

- Du Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme (PDAU)
- Du Plan d'Occupation des Sols (POS).

Le PDAU est un instrument de planification spatiale et de gestion urbaine. Il définit l'extension des établissements humains, la localisation des services et des activités, la nature et l'implantation des grands équipements et infrastructures. Il détermine, aussi, les secteurs urbanisés et les secteurs à urbaniser à court, moyen et long terme (Art. 16 – 22, loi n°90-29).

Le POS fixe de façon détaillée pour les secteurs concernés, la forme urbaine, l'organisation, les droits de construction et d'utilisation des sols. Il délimite l'espace public, les espaces verts, les emplacements réservés aux ouvrages publics et installations d'intérêt général, ainsi que les tracés et les caractéristiques des voiries de circulation (Art. 31-33, loi 90 - 29).

Les procédures d'élaboration et d'approbation du PDAU et du POS, ainsi que les documents y afférents sont fixés par les décrets exécutifs n° 91-177 et n°91-178⁽³⁾.

Le décret exécutif n°91-176⁽⁴⁾ fixe les modalités d'instruction et de délivrance du certificat d'urbanisme, du permis de lotir et de construire.

6.2.2 Textes juridiques et réglementaires relatifs à la prévention et gestion des risques d'inondation

En matière de lutte contre les effets des inondations les pouvoirs publics ont toujours alterné la réparation et la protection, au gré des événements. La rareté des textes législatifs, voire leur inexistence, dénote l'absence de politique nationale dans le domaine de prévention et de gestion des risques d'inondation. Ce n'est que quelques années après les graves inondations de 2002 qui ont touché le pays, en particulier, la capitale Alger (Bab EL Oued) et le fort séisme, survenu en 2003 causant des dégâts matériels importants et des centaines de morts, que la loi n°04-20⁽⁵⁾ relative à la prévention des risques majeurs et à la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable à été promulguée.

En terme de prévention des risques d'inondation, cette loi instaure le Plan Général de Prévention des Inondations (PGPI) qui doit comporter (Art. 24, loi n°04-20) :

- Une carte nationale d'inondabilité précisant l'ensemble des zones inondables y compris les lits d'oueds.
- La hauteur de référence pour chaque zone déclarée inondable, au-dessous de laquelle les périmètres concernés sont grevés de la servitude de *non-œdificandi*.

De même, l'article 20 de la loi n°04-20 stipule que « (...) le plan général de prévention des inondations fixe les mesures applicables aux constructions existantes avant la promulgation de la loi ».

Dans les zones déclarées inondables et situées au-dessus de la hauteur de référence, les autorisations d'occupation, de lotissement ou de construction doivent, sous peine de nullité, préciser l'ensemble des travaux, aménagements, canalisations ou ouvrages de correction destinés à réduire le risque des eaux pour la sécurité des personnes et des biens (Art. 25, loi n°04-20).

En outre, les objectifs assignés à l'utilisation, à la gestion et au développement durable des ressources en eau doivent assurer « la maîtrise des crues par des actions de régularisation des écoulements des eaux superficielles pour atténuer les effets nuisibles des inondations et protéger les personnes et les biens dans les zones inondables urbaines et autres zones inondables » (Art. 2, loi n° 05-12 relative à l'eau, 2005).

- (1) Loi n° 90-08 du 7 avril 1990 relative à la commune. Loi n° 90-09 du 7 avril 1990 relative à la Wilaya
- (2) Loi n° 90-29 du 1^{er} décembre 1990 relative à l'aménagement et l'urbanisme
Loi n° 04-05 correspondant au 14 août 2004 modifiant et complétant la loi n° 90-29 du 1^{er} décembre 1990 relative à l'aménagement et l'urbanisme.
- (3) Décret exécutif n° 91-177 du 28 mai fixant les procédures d'élaboration et d'approbation du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme et les contenus des documents y afférents.
Décret exécutif n° 91-178 du 28 mai 1991 fixant les procédures d'élaboration et d'approbation des plans d'occupation des sols ainsi que le contenu des documents y afférents.
- (4) Décret exécutif n° 91-176 du 28 mai 1991 fixant les modalités d'instruction et de délivrance du certificat d'urbanisme, du permis de lotir, du certificat de morcellement, du permis de construire, du certificat de conformité et du permis de démolir.
- (5) Loi n°04-20 correspondant au 25 décembre 2004 relative à la prévention des risques majeurs et à la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable.
- (6) Loi n°04-05 correspondant au 14 août 2004 modifiant et complétant la loi n°90-29 du 1^{er} décembre 1990 relative à l'aménagement et l'urbanisme.
- (7) Décret exécutif n°06-03 correspondant au 7 janvier 2006 modifiant et complétant le décret exécutif n°91-176 (1991)

Selon cette prescription, la maîtrise des inondations engendrées par les crues, doit être prise en compte lors de l'élaboration des schémas directeurs d'aménagement et d'utilisation des eaux à l'échelle d'un bassin versant.

Parallèlement à la promulgation de la loi relative à la prévention des risques majeurs et à la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable, les nouvelles lois concernant la prévention des risques d'inondation en relation avec les documents d'urbanisme sont apparus en modifiant les anciens textes législatifs relatifs aux documents de l'urbanisme.

Par exemple, l'article 11 de la loi n° 04-05⁽⁶⁾ (2004) modifiant et complétant la loi n° 90-29 (1999) relative à l'aménagement et l'urbanisme, précise que les terrains exposés aux inondations doivent être identifiés au moment de l'élaboration des instruments d'aménagement et d'urbanisme (PDAU et POS) et font l'objet de mesures de limitation ou d'interdiction de construire.

En outre, l'article 2 du décret exécutif n°06-03⁽⁷⁾ (2006) stipule qu'au moment de la demande du permis de lotir ou de construire, le certificat d'urbanisme doit indiquer les terrains inondables et prescrire les conditions réglementaires de construction appropriées.

Les lois n°04-20 et n°04-05 sont récentes et leurs dispositions pratiques (décrets d'application, arrêtés) ne sont pas encore parues.

6.2.3 Prescriptions sur les actions et initiatives des collectivités locales

L'analyse des conséquences des insuffisances des réseaux superficiels ou enterrés d'assainissement pluvial doit conduire les collectivités locales à s'intéresser aux cheminements des eaux dans le tissu urbain et à prendre les mesures de sécurité nécessaires pour des zones affectées. L'obligation de tenir compte du risque connu dans l'élaboration de la règle d'urbanisme s'impose à l'évidence aux communes.

Ceci impose à la commune d'entreprendre les mesures nécessaires de protection des zones urbanisées et de tenir compte de ce risque lors de la planification de l'urbanisme des nouvelles zones à urbaniser.

L'Etat a les moyens juridiques pour imposer aux wilayas ou aux communes la prise en compte des risques dans les documents de PDAU et POS.

Dans ce contexte, on peut citer les lois évoquées précédemment : la loi relative à la prévention des risques majeurs et à la gestion des catastrophes dans le cadre de développement durable qui instaure le PPRI et la loi modifiant et complétant la loi n°90-29 de l'année 1990 relative à l'aménagement et l'urbanisme, qui oblige les autorités des collectivités locales à identifier les terrains exposés aux inondations au moment de l'élaboration des instruments d'aménagement et d'urbanisme (PDAU et POS).

En outre, la wilaya est tenue de faire preuve d'initiative en matière de lutte contre les inondations.

L'article 66 de la loi n°90-09 du 7 avril 1990 relative à la wilaya stipule que *« l'assemblée populaire de wilaya développe les actions de prévention contre les catastrophes et les fléaux naturels. A ce titre, elle initie les actions pour lutter contre les risques d'inondation et de la sécheresse. Elle prend toute mesure visant la réalisation des travaux d'aménagement, d'assainissement et de curage des cours d'eau dans les limites de son territoire »*.

L'Etat est compétant pour l'élaboration et la mise en œuvre du Plan de Prévention des Risques d'Inondation. La mise à l'étude du PPRI doit être prescrite par arrêté du wali. L'arrêté est notifié aux communes dont le territoire est inclus dans le périmètre.

6.2.4 Conclusion

Les textes législatifs cités précédemment, montrent que la réglementation en matière d'urbanisation des zones inondables est en train d'évoluer. Les terrains exposés aux inondations doivent être identifiés ou cartographiés et annexés aux instruments d'aménagement et d'urbanisme (PDAU et POS) ; l'extension de l'urbanisation dans telles zones doit être soumise aux prescriptions définies par le plan de prévention des risques d'inondation instauré par la loi n°04-20 relative à la prévention des risques majeurs.

Mais cette approche ne concerne que la prévention des risques d'inondations causées par les débordements des cours d'eau et ne tient pas compte de celles engendrées par le ruissellement pluvial.

Pour pallier cette insuffisance, nous proposons, dans le paragraphe suivant, une méthodologie pour l'élaboration du plan de prévention des risques d'inondation par ruissellement.

6.3 Méthodologie pour l'élaboration du Plan de Prévention des Risques d'Inondation par ruissellement

6.2.1 Objectifs et actions relevant du PPRI

Le PPRI doit délimiter en tant que besoin :

- Les zones exposées aux risques, dites « zones de danger »,
- Les zones, dites « zones de production et d'aggravation », qui ne sont pas directement exposées aux risques.

Selon le zonage, le PPRI doit définir les mesures de prévention, de protection et de sauvegarde à prendre par les collectivités publiques ; ainsi, il permet de réduire la vulnérabilité au phénomène d'inondation en imposant des mesures de maîtrise du ruissellement sur les secteurs amont des bassins versants, en prévoyant des emplacements inconstructibles capables de stocker les eaux pluviales ou préservant les lits majeurs et les axes d'écoulement.

Le zonage PPRI peut interdire l'urbanisation des axes des thalwegs secs soumis à un aléa de ruissellement important et des exutoires, prévoir des règles minimales pour la construction de certains équipements publics (terrains de sport, station d'épuration, etc..) dans les lits majeurs des petits cours d'eau, imposer s'il y a lieu des dispositions constructives de prévention, envisager des protections ou aménagements localisés pour certaines constructions existantes fortement menacées.

Le PPRI peut par ailleurs imposer des mesures sur les constructions existantes et à venir pour réduire leur vulnérabilité. La collectivité territoriale doit être étroitement associée à la connaissance du risque et aux moyens à mettre en œuvre pour s'en prémunir, d'autant qu'elle assurera, à travers les instruments d'aménagement et d'urbanisme (PDAU, POS), la plupart du temps la maîtrise, la gestion des dispositifs d'assainissement ou des secteurs de développement. Elle peut également participer financièrement à la collecte des informations historiques, techniques, à la mise en place des SIG et à la réalisation des levés

topographiques, dans la mesure où ces éléments lui sont utiles pour le développement ou la gestion de son territoire.

Les paramètres caractéristiques du risque par ruissellement pluvial concernent essentiellement la petite surface des bassins versants, limitée de quelques km² à quelques dizaines de km². Au fait que ce bassin versant présente :

- Soit des zones à fortes pentes, avec des vitesses d'écoulement élevées. L'épisode pluvieux critique sera plutôt de type orageux, avec des intensités exceptionnelles,
- Soit des zones à pentes plus faibles. L'épisode pluvieux critique sera plutôt de longue durée.

Ainsi, la méthodologie pour l'élaboration du PPRI par ruissellement peut s'articuler autour des étapes principales suivantes (voir Fig.6.2):

- Caractérisation du site et évaluation du risque hydrologique sur des critères topographiques et géomorphologiques,
- Estimation des apports des différents bassins versants sous l'effet d'un événement pluvieux peu fréquent, modélisation hydrologique et hydraulique,
- Réalisation de la carte d'aléa,
- Evaluation des enjeux,
- Zonage réglementaire.

6.3.2 Connaissance des aléas

La délimitation des secteurs soumis à un aléa concerne aussi bien les lieux susceptibles d'être touchés par une inondation (zone d'accumulation) que les zones d'écoulement et de production engendrant cette inondation.

On s'intéresse à des systèmes hydrologiques qui comportent un réseau de drainage plus ou moins artificialisé, au fonctionnement occasionnel, voire des ruisseaux ou cours d'eau non permanents de faible importance, ayant pu ou non, être recouverts à la traversée d'une agglomération. Ils constituent de ce fait des systèmes particulièrement dangereux. La rareté voire l'absence d'écoulement significatif présente un caractère rassurant et les dimensions réduites des voies d'écoulement naturel incitent à la réalisation d'ouvrages « économiquement » envisageables pour gagner de l'espace urbain. Il convient également d'intégrer les aléas susceptibles d'être générés par les ouvrages hydrauliques de rétention, soit du fait du dépassement de leur capacité de régulation, soit du fait de leur dysfonctionnement.

Face aux problèmes de prévention des inondations par ruissellement se pose le problème du choix de l'événement pluvieux qui va engendrer le phénomène, et plus précisément l'intensité critique qui à l'échelle du bassin versant générera un écoulement potentiellement dangereux.

Il s'agit d'événements de fréquence rare (période de retour de 100 ans et plus).

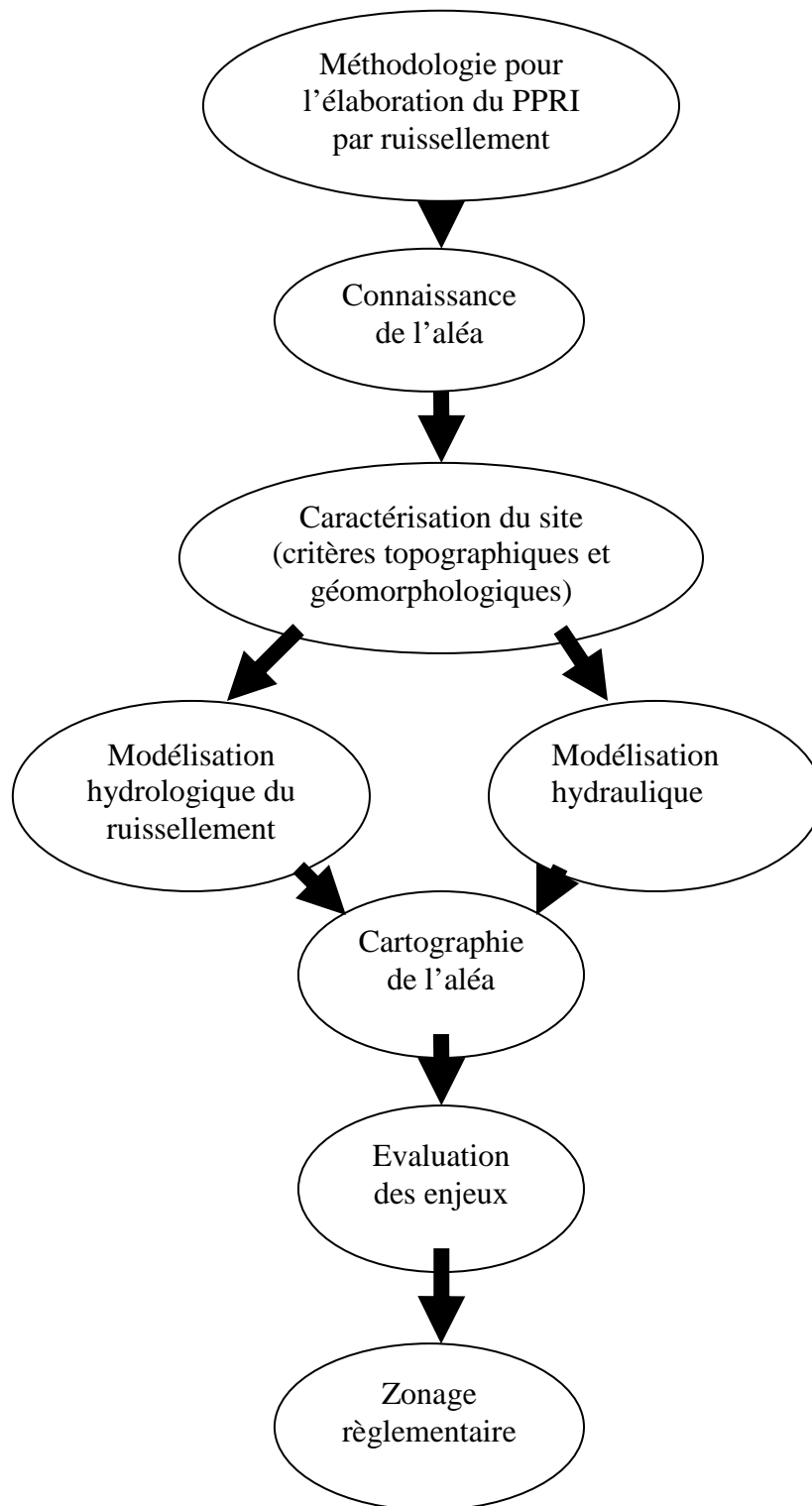


Fig. 6.2 Synoptique de la méthodologie pour l'élaboration du Plan de Prévention des Risques d'Inondation par ruissellement

Une quantité importante d'eau est précipitée pendant un temps très court. Ce type d'événements caractérise les événements pluvieux méditerranéens. Lorsque c'est l'événement de fréquence rare qui engendre le ruissellement, la question de sa caractérisation se pose. Ce sont souvent des événements pluvieux localisés et la probabilité qu'ils se produisent sur un bassin versant équipé d'une station météorologique est faible. Se pose alors le problème de l'extrapolation d'événements pluvieux observés et mesurés sur une station d'un autre bassin versant. Deux approches sont possibles :

- Utilisations des données pluviométriques correspondant à la station météorologique la plus proche. Selon le cas, on peut utiliser la méthode d'estimation des quantiles des précipitations journalières annuelles maximales de différentes périodes de retour ou la méthode d'élaboration des courbes IDF pour une station de mesure (pluie ponctuelle). Ces méthodes sont présentées au chapitre 3 et 4.
- Régionalisation des données pluviométriques. Dans ce cas, on peut utiliser la méthode d'analyse de fréquence régionale présentée au chapitre 4.

Pour les précipitations de moindre intensité, le ruissellement se produit car le sol est déjà saturé ou lorsque les contextes pédologiques et géologiques ne sont pas favorables.

Il s'agit :

- de précipitations sur sol peu perméable,
- ou bien d'événements pluvieux survenant en contexte hydrique non favorable : sol saturé par l'événement pluvieux antérieur.

Dans ce dernier cas, pratiquement la totalité de la lame d'eau précipitée est convertie en ruissellement.

La modélisation hydrologique et hydraulique est à l'heure actuelle l'outil le plus performant dans la détermination des apports hydrauliques. Cependant, la détermination de l'aléa ruissellement dans le cas d'un PPR, ne doit pas passer forcément par l'évaluation précise des apports et des niveaux d'eau correspondants.

Suivant les cas (contexte géographique et niveau de précision nécessaire à la protection des personnes et des biens), des procédures allégées peuvent être adoptées. Ainsi par ordre croissant de précision la détermination de l'aléa ruissellement peut être effectuée par :

- Une simple identification naturaliste des zones à risque suivant des paramètres spécifiques (historique des épisodes antérieurs, repères de crue, pentes, coefficient de ruissellement, etc.). Cette approche est généralement suffisante lorsque les enjeux exposés sont faibles,
- Une démarche hydraulique simplifiée avec une détermination des apports par des méthodes de calcul déterministes et d'hydraulique simple. Cette approche est adaptée pour appréhender les aléas au droit des points singuliers,
- La modélisation hydrologique et hydraulique.

L'organigramme (Fig. 6.3) situe chacun de ces volets et montre leur interdépendance. Selon les cas, on peut programmer dès le départ la chaîne complète des études, depuis l'hydro géomorphologie jusqu'à la modélisation hydraulique, ou procéder par étapes

successives, afin d'optimiser les moyens mise en œuvre. Compte tenu de l'étendue des territoires soumis à l'aléa d'inondation, cette deuxième solution est préférable.

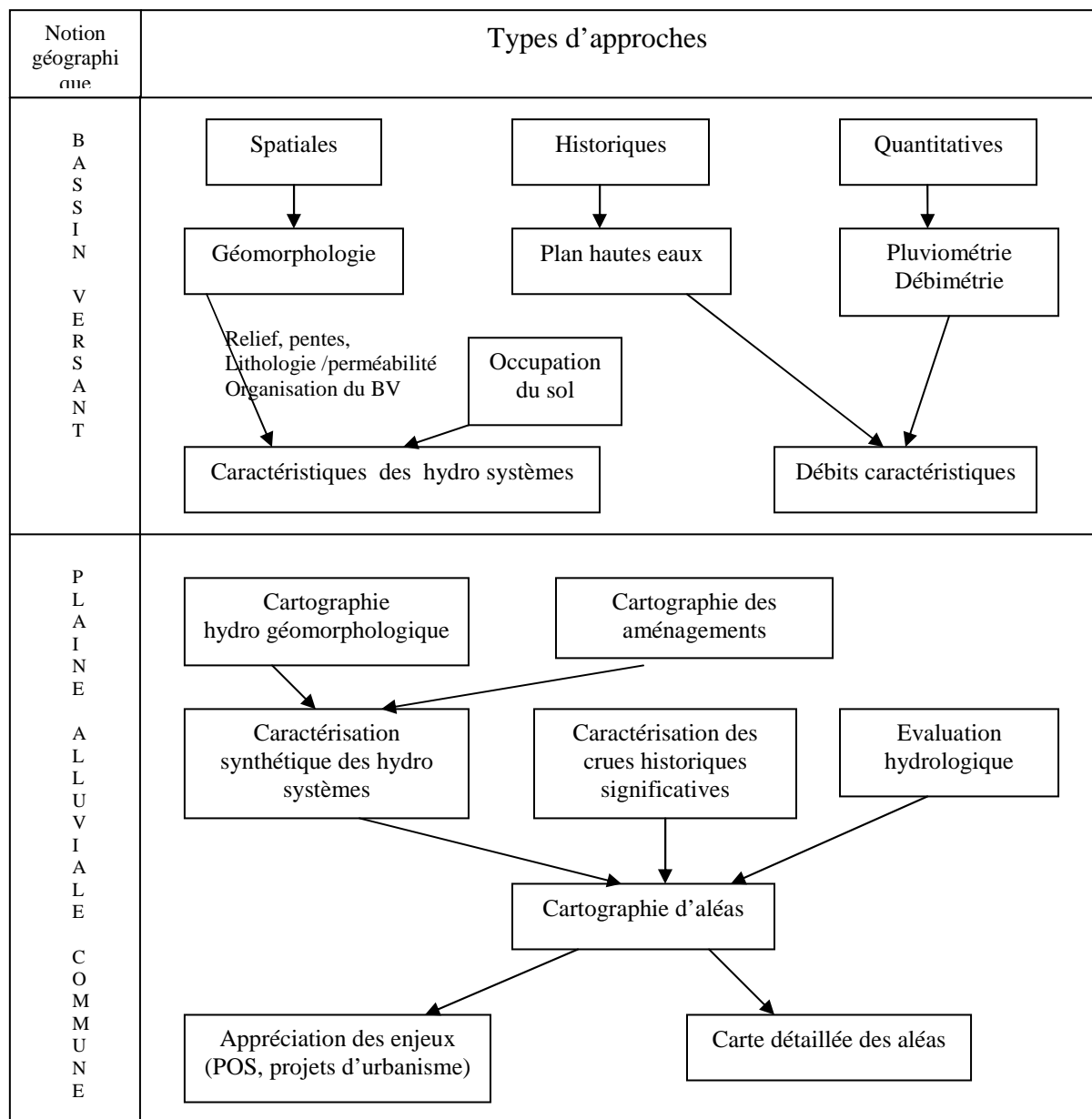


Fig. 6.3 Organigramme des approches à l'étude des aléas d'inondation

1. Approche historique- hydrogéomorphologique

L'approche historique-hydrogéomorphologique est la première phase d'analyse des milieux naturels et anthropiques constituant les bassins versants et les fonds de vallées et se fait à l'échelle du 1/25000^{ème} ou du 1/10000^{ème}. Cette méthode est fondée sur une démarche naturaliste destinée à mettre en évidence les différentes unités du relief, à reconstituer leur évolution morphologique et à examiner leur mode de fonctionnement vis-à-vis des écoulements superficiels en tenant compte des spécificités topographiques, pédologiques, morphologiques et des modifications apportées par l'homme.

Dans les petits vallons ruraux ou urbanisés, l'approche « historique-géomorphologique » constitue un moyen pour déterminer les axes de drainage ou les cours d'eau habituellement secs et leurs lits majeurs qui servent d'exutoire pour des épisodes pluvieux intenses et qui peuvent être affectés par des crues violentes et dommageables.

Pour passer à une exploitation quantitative des données hydrologiques, il est nécessaire de recourir à des levés complémentaires réalisés soit sur le terrain par profils sélectionnés soit par photo-restitution. La photographie aérienne constitue un outil également très bien adapté à l'analyse hydrogéomorphologique. Elle peut être exploitée soit par photo-identification d'objets soit par photo-interprétation. Si l'interprétation de la microtopographie constitue une base essentielle de la cartographie celle-ci peut atteindre un très bon niveau d'efficacité si l'on recourt simultanément aux observations relatives aux autres paramètres disponibles soit en consultant les archives soit en réalisant des enquêtes de terrain.

Compte tenu de son faible coût cette approche « historique-hydrogéomorphologique » doit être envisagée sur tous les bassins versants susceptibles d'être concernés par des dommages importants liés au ruissellement. Suivant le résultat, elle sera le préalable à une étude plus détaillée faisant appel à une modélisation.

Ce niveau de définition peut, dans de nombreux cas, être suffisant pour qualifier l'aléa, entreprendre une cartographie et poursuivre la démarche vers le zonage réglementaire.

2. Approche hydraulique simplifiée

Le contexte climatique précédant l'événement orageux ainsi que la météorologie, influent sur la capacité d'absorption du sol. Puis les caractéristiques du bassin versant interviennent sur les volumes ruisselés, sur le temps de propagation des eaux, sur la concentration des écoulements dans le temps et l'espace.

Les volumes générés par ruissellement sont tels que les capacités d'évacuation des thalwegs, des ouvrages d'assainissement et des ouvrages de franchissement sont souvent insuffisantes et la majeure partie des flots sera acheminée par les voiries et les espaces ouverts. Une approche quantitative des vitesses et des profondeurs d'eau en quelques points sensibles peut fournir une image réaliste de la situation en période de crise.

La démarche hydraulique simplifiée a pour objectifs de fournir une estimation quantitative des phénomènes et un premier calcul des solutions envisageables.

A partir d'une analyse sommaire du bassin versant et de la prise en compte statistique des intensités pluviales, il s'agit de déterminer le débit prévisible des crues caractéristiques correspondant à des périodes de retour 10 ans, 100 ans et exceptionnel.

L'analyse du réseau hydrographique, naturel ou artificiel, permet de prévoir les incompatibilités éventuelles entre les caractéristiques de ce réseau et celles des crues de référence. On détermine ainsi des zones inondables, avec leurs hauteurs d'eau et vitesses d'écoulement.

La prise en compte de l'occupation des sols permet alors de déterminer la vulnérabilité des biens et de proposer des mesures de protection adaptées. L'étude hydraulique doit tirer parti des données obtenues par l'approche « historique-hydrogéomorphologique » précédente (délimitation des bassins versants, perméabilité des sols, etc.).

A l'issue de cela, un examen plus détaillé des modalités d'écoulement des crues dans le bassin versant permettra de vérifier la cohérence du système hydrologique et urbain.

a) Estimation des débits ruisselés

La prévision des débits sur un bassin versant non instrumenté reste une des problématiques de l'hydrologie moderne. En effet, si le calage de certaines formules ou de certains modèles à partir de chroniques de débit semble donner des résultats satisfaisants quant à la détermination des débits futurs, l'extrapolation à des bassins versants non instrumentés reste difficile.

Dans le contexte d'une approche simplifiée, la formule rationnelle est la méthode la plus simple et elle offre la possibilité d'un calcul direct des débits de pointe engendrés par un événement exceptionnel par la prise en compte de l'intensité de la pluie dans sa formulation.

Cette méthode utilise un modèle simple de transformation de la pluie de projet (décrite par son intensité) supposée uniforme et constante dans le temps, en un débit instantané maximal lorsque l'ensemble du bassin contribue à ce débit, selon la relation :

$$Q = \frac{1}{3.6} CIS \quad (6.1)$$

Où Q présente le débit instantané maximal (m^3/s) ; C est le coefficient de ruissellement « de pointe » ; I est l'intensité de la pluie de durée égale au temps de concentration (mm/h) et S est la superficie du bassin versant (km^2).

Le coefficient de ruissellement est considéré dans cette méthode comme essentiellement dépendant des caractéristiques géomorphologiques (géologie, pentes, etc.), végétales, etc., des bassins versants.

Dans le cadre de la démarche PPRI, il peut être fixé à la valeur de 0.8 à 0.9 (épisode de référence de forte intensité engendrant un ruissellement généralisé des sols). La méthode peut être considérée comme assez fiable pour les petits bassins versants (de 0 à 20 km^2) (Deutsch & al., 1989 ; Chocat, 1997).

b) Estimation des hauteurs d'eau

Une fois le débit établi, la formule de Maning-Strickler permet d'estimer les hauteurs, en régime d'écoulement permanent, sur une section d'un axe d'écoulement donné :

$$Q = KSR^{2/3}I^{1/2} \quad (6.2)$$

Où K est le coefficient de Maning-Strickler ; S est la section mouillée de l'ouvrage d'écoulement (m^2) exprimée en fonction de la hauteur d'eau (h) ; R est le rayon hydraulique de l'ouvrage d'écoulement égal à S/P ; P est le périmètre mouillé d'ouvrage d'écoulement (m) exprimé en fonction de la hauteur d'eau (h) et I est la pente longitudinale de l'ouvrage.

A titre indicatif, la figure 6.4 montre les résultats de ce type de calcul pour un coefficient $K=35$, qui peut être adopté pour la voirie (MATE, 1999).

La démarche d'étude hydraulique simplifiée a certaines limites qu'il est nécessaire de garder à l'esprit lors de son utilisation. Les débits et les hauteurs d'eau calculées dépendent des paramètres estimés. Cette méthode fournit un débit instantané et non un hydrogramme complet permettant d'estimer les volumes transités.

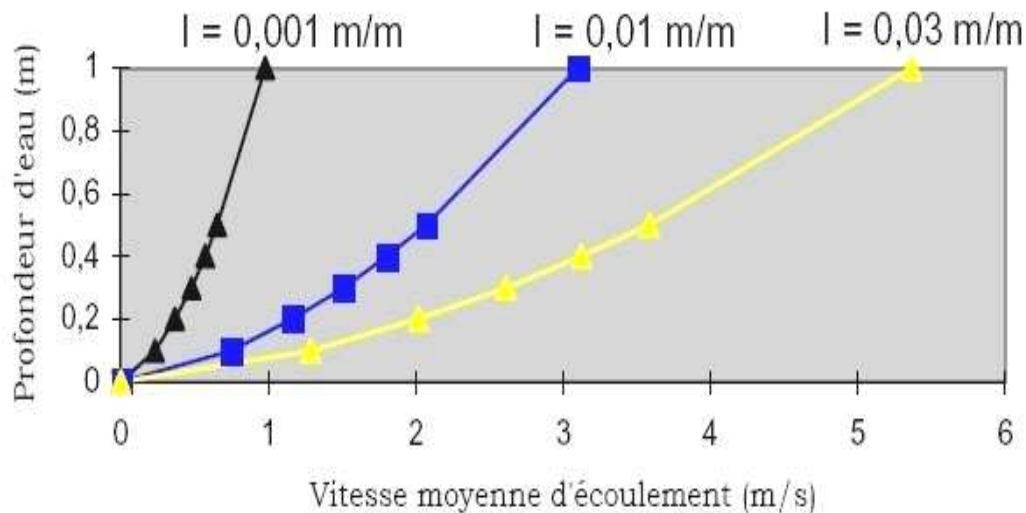


Fig. 6.4 Evaluation de la vitesse d'écoulement sur une voirie en fonction de la pente et de la profondeur d'eau

3. Modélisation hydrologique et hydraulique

L'approche hydraulique simplifiée pour déterminer les paramètres physiques de l'aléa ruissellement est fiable pour les bassins versants où les zones urbaines sont peu développées.

Dans le cas où la zone urbaine représente une part importante du bassin considéré, la simulation d'inondation engendrée par un événement pluvial rare nécessite une approche plus approfondie pour modéliser l'écoulement d'eau pluviale dans un milieu urbain à typologie complexe (rues, bâtis, carrefours). Les méthodes sont variables et deux approches semblent se détacher : une approche hydrologique et une approche hydraulique.

a) Approche hydrologique

Une étude hydrologique a pour objectif de calculer un hydrogramme en un point particulier d'un cours d'eau appelé exutoire suite à un événement de pluie donné sur le bassin versant correspondant.

En zone urbanisée, l'exutoire est généralement situé au sein du réseau d'assainissement et l'obtention de l'hydrogramme en ce point permet de vérifier si le dépassement de la capacité du réseau et donc le débordement ont lieu pour une pluie considérée.

Ces études utilisent deux types de données d'entrée : d'une part, les caractéristiques du bassin versant urbain tels les limites des parcelles, le coefficient d'imperméabilisation, les pentes des rues, la localisation des avaloirs... et d'autre part, les caractéristiques des pluies susceptibles de se produire sur le bassin. Les processus présentés sont généralement une transformation pluie-débit sur les parcelles et les rues, le ruissellement depuis la parcelle vers la rue, puis au sein des rues vers les avaloirs et enfin au sein du réseau jusqu'à l'exutoire.

Les approches peuvent être relativement conceptuelles, en considérant des sous bassins versants homogènes pour lesquels on cherche à caler des paramètres (longueur moyenne d'écoulement, coefficient de rugosité...) ou plus mécaniste en calculant l'hydrogramme à l'exutoire résultant de la contribution de chaque parcelle indépendamment.

La principale limite de ces modèles est qu'ils ne permettent pas de prédire les caractéristiques d'écoulement (hauteur d'eau, vitesse) dans les différentes zones de la zone urbaine.

b) Approche hydraulique

L'objectif de la modélisation hydraulique est de déterminer les caractéristiques des écoulements à tout instant et en tout point d'un domaine étudié, en fonction des apports d'eau.

En cas de pluies de fréquences rares et où une partie de l'eau s'écoule dans les rues, les études hydrauliques cherchent à caractériser le risque associé à ce ruissellement de surface (aléa ruissellement), et ne peuvent se limiter à considérer un écoulement exclusivement souterrain.

Dans ces configurations, la modélisation a pour but de représenter la dynamique de l'événement, c'est-à-dire de calculer les niveaux et vitesses de l'eau à tout instant, de suivre l'avancée du front et la dimension de la zone inondable et de déterminer les hauteurs et vitesses maximales au cours d'un événement considéré.

Bien que les modèles hydrauliques soient largement employés pour simuler les écoulements dans des zones naturelles (cours d'eau, plaines d'inondation...), leur application dans les zones urbaines n'est pas encore très répandue. En effet, les principales difficultés pour mettre en œuvre de tels modèles en milieu urbain sont :

- La complexité de la zone urbaine à représenter topographiquement, du fait du grand nombre de structures complexes (caves, bâtis, jardins...), d'obstacles, de gradients de côte importants
- Les mécanismes d'écoulement complexes qui ont lieu (débordement de réseau et introduction de l'eau dans les avaloirs, intrusion dans les bâtiments, charriage de véhicules...).

Concernant les méthodes de représentation de la zone urbaine dans le maillage, Targuy (2001) rappelle les trois méthodes disponibles :

- Dans le cas où la zone urbaine ne représente qu'une faible part de la surface du domaine d'étude, l'approche la plus courante est d'ajouter un coefficient de frottement supérieur dans les mailles correspondant à la zone urbanisée. Cette approche n'est fonctionnelle que si le nombre de bâtiments est faible.
- La deuxième approche est une description géométrique de la zone urbaine. Cela nécessite un grand nombre de données topographiques de la ville et un nombre très important de mailles dont la taille minimale est dictée par la taille minimale des bâtiments.
- La troisième approche proposée utilise un maillage plus grossier et utilise le concept de perméabilité au sein de chaque maille pour représenter la limitation locale de section de passage due à la présence des bâtiments. Cette porosité urbaine peut être ajustée suivant les deux directions du plan en fonction de l'occupation du sol. Une description de cette méthode peut être trouvée dans (CETE, 2004).

Pour ce qui est des modèles eux-mêmes, deux types principaux se dégagent : des modèles mécanistes (à base physique) et ceux conceptuels (ou partiellement conceptuels).

Modèles mécanistes

Les modèles mécanistes se basent sur un maillage représentatif du terrain afin de décrire le domaine d'étude. Chaque nœud du maillage est renseigné suivant les trois coordonnées du repère utilisé, généralement orthogonal : x , y , z , ces modèles utilisent les équations classiques de la mécanique des fluides pour déterminer l'évolution des caractéristiques des écoulements à partir de ses conditions initiales (état de l'écoulement au début de l'événement), des conditions limites amont (apports d'eau) et des conditions limites aval (état de l'écoulement à l'aval de la zone considérée).

Les équations traditionnellement utilisées en ruissellement urbain sont les équations de Saint Venant qui sont des simplifications des équations de Navier-Stokes destinées au calcul des écoulements dont la composante verticale est suffisamment faible par rapport aux composantes horizontales (vitesses dans le plan de la surfaces libre).

Les écoulement à simuler peuvent être monodimensionnels, auquel cas les vecteurs vitesse dans le plan sont relativement parallèles ou bidimensionnels, lorsque les vitesses ne sont pas orientées parallèlement sur une section (par exemple en cas de changement de section de la rue).

Modèles conceptuels ou partiellement conceptuels

Les modèles conceptuels d'inondation urbaine disponibles dans la littérature sont des modèles utilisant certaines équations de la mécanique des fluides plus ou moins simplifiées mais soit en représentant le domaine d'étude de façon simplifiée et en ne respectant pas les relevés géométriques du terrain, soit en simplifiant une partie des processus ayant lieu lors de l'événement. Deux types de modèles ont ainsi été identifiés :

- Les modèles qui considèrent la ville comme un réseau de réservoirs (représentant les carrefours principaux) reliés par des canaux rectilignes (représentant les grands axes de circulation : boulevards, avenues).
- Les modèles qui conceptualisent les processus d'écoulement au sein de la zone.

Contrairement aux modèles mécanistes, l'objectif des calculs utilisant ces méthodes n'est généralement pas de prédire l'évolution précise de l'inondation mais plutôt d'étudier la dynamique générale de l'événement. Ces modèles présentent généralement l'avantage d'une mise en œuvre simplifiée.

c) Processus d'écoulement et leur représentation dans les modèles hydrauliques

Les modèles mécanistes de simulation des inondations urbaines ont des approches très diverses. Elles peuvent être classifiées de la façon suivante en fonction du type d'événement :

- La grande majorité des études modélisent l'effet du débordement de réseau sur l'inondation de surface. La prise en compte du volume débordant du réseau et atteignant les rues est plus ou moins détaillée mais la dynamique d'écoulement de surface n'est jamais bien reproduite.
- Les modèles qui simulent l'inondation de surface seule, sans prendre en compte l'effet du réseau d'assainissement. Ces méthodes considèrent que dès le début de l'inondation, le réseau est saturé du fait des forts volumes d'eau de pluie tombant sur la zone urbaine. L'eau de surface peut alors

provenir d'un écoulement provenant du bassin versant amont et calculé à partir d'un modèle couplé ou découplé.

- Certains modèles ne représentent explicitement que le réseau de rues en surface où a lieu l'inondation mais introduisent de même les avaloirs dans le modèle afin de prendre en compte les pertes de volume de la surface vers le réseau. Dans ce cas, les écoulements du réseau ne peuvent déborder vers la surface.
- Les études les plus complètes proposent un couplage complet entre les deux niveaux d'écoulement : les écoulement dans le réseau d'assainissement et les écoulement à la surface de la ville. Les interactions entre les deux modèles sont plus ou moins détaillées et complexes.

6.3.3 Cartographie d'aléa

La cartographie de l'aléa a pour but de définir les zones touchées par les inondations correspondant à un événement pluvieux donné en caractérisant la gravité de l'inondation par les trois paramètres principaux suivants : hauteur d'eau atteinte, vitesse d'écoulement et durée de submersion, associées à la période de retour qui les provoque (Dimitrov C. & Pin X., 2006). La notion de risque prend en compte l'aléa et la vulnérabilité du site.

Pour la cartographie d'aléa, il faut tenir compte à l'échelle du bassin versant de trois types de zones :

- les zones de production et d'aggravation de l'aléa,
- les zones d'écoulement,
- les zones d'accumulation.

C'est une difficulté spécifique à ce type de risque. Il impose la définition de prescriptions en amont des zones d'accumulation ou d'écoulement lorsque ces dernières sont situées en agglomération.

Pour réaliser cette cartographie il faut tenir compte de l'ensemble des paramètres hydrologiques et hydrauliques issus des études préalables, mais il faut aussi, pour fixer les niveaux d'aléa, tenir compte de la traduction de l'intensité de ces paramètres physiques en terme de dommages aux bien et de la gravité pour personnes.

Sur le plan du principe de cette cartographie on peut retenir les éléments suivants (MEDD, 2003):

- Lorsqu'une zone en aval du bassin versant sera classée en aléa moyen à très fort et que cette intensité est due essentiellement aux apports amont, cette zone amont sera classée en *zone de production et d'aggravation de l'aléa* et bien entendu la traduction réglementaire ne sera pas la même,
- Que les collectivités ont pris en compte d'occurrence décennale dans leur système d'assainissement, voire au-delà pour les zones les plus vulnérables,
- Concernant les zones d'écoulement et d'accumulation, pour fixer les niveaux d'aléa, on peut tenir compte des résultats de l'approche hydraulique simplifiée.

Aux paramètres de l'aléa cités précédemment, on peut ajouter la vitesse de montée de l'eau et le transport solide. La vitesse de montée de l'eau peut être un paramètre très important qui intervient sur le niveau de l'aléa dans la mesure où il est directement lié au temps de montée des eaux inférieur au temps nécessaire à l'évacuation des personnes pour les hauteurs d'eau supérieures à 1 mètre.

Pour ce qui concerne les vitesses d'une façon générale on considère comme vitesses faibles des valeurs inférieures à 0.20 m/s, comme moyennes des valeurs comprises entre 0.2 et 0.5 m/s, fortes entre 0.5 et 1 m/s et très fortes au-delà (MEDD, 2003).

L'introduction d'une valeur très forte se justifie en site urbain, car la valeur de vitesse de 1 m/s est atteinte sur une voirie dès qu'elle dispose d'une pente de 0.2%, avec une hauteur d'eau supérieure à 0.2 m. C'est déjà le seuil au-delà duquel un véhicule est entraîné. Avec une hauteur d'eau de 0.7 m tout déplacement à pied devient impossible.

Dans la zone rurale ou périurbaine peu dense, on peut retenir la grille de qualification des aléas présentée dans le tableau 6.1.

Pour la partie urbaine, on tiendra compte des spécificités développées précédemment (Tab. 6.2).

A titre d'exemple, dans la figure 6.5 on représente la carte des aléas d'une zone urbaine fictive.

Tableau 6.1 Evaluation de l'aléa sur les critères hauteur-vitesse dans la zone rurale ou périurbaine.

Vitesse Hauteur (m)	Faible	Moyenne	Forte
$H < 0.50$	Faible	Moyen	Fort
$0.50 < H < 1.0$	Moyen	Moyen	Fort
$H > 1.0$	Fort	Fort	Très fort

Tableau 6.2 Evaluation de l'aléa sur les critères hauteur-vitesse dans la zone urbaine

Vitesse Hauteur (m)	Faible	Moyenne	Forte	Très forte (>1 m/s)
$H < 0.20$	Faible	Faible	Moyen	Fort
$0.20 < H < 0.5$	Faible	Moyen	Fort	Très fort
$0.5 < H < 1.0$	Moyen	Fort	Fort	Très fort
$H > 1.0$	Fort	Fort	Très fort	Très fort

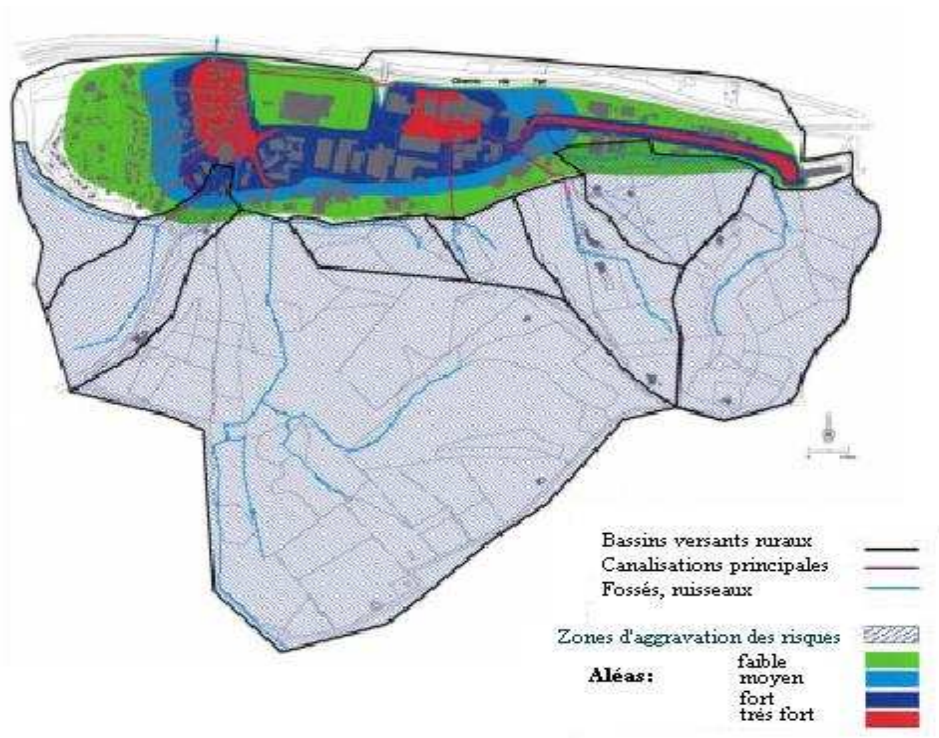


Fig. 6.5 Exemple d'une carte des aléas

6.3.4 Evaluation des enjeux

Les enjeux sont les personnes, biens, activités, moyens, patrimoine susceptibles d'être affectés par un phénomène naturel.

L'évaluation des enjeux peut s'organiser autour de quatre axes :

- Les zones directement exposées aux phénomènes d'inondation (écoulements principaux tels que définis par l'analyse hydrogéomorphologique),
- Les zones indirectement exposées aux phénomènes d'inondation (écoulements secondaires),
- Les zones actuelles urbanisées,
- Les zones de stockage à préserver ou à créer. Cette notion s'applique sur des espaces potentiellement disponibles pour la mise en œuvre de rétention des eaux pluviales.

Les catégories d'enjeux devraient permettre de distinguer (Chardon et Thouret, 1994) :

- Les enjeux humains (populations directement menacées),
- Les enjeux économiques (avec des sous classes pour les établissements industriels, commerciaux et d'activité tertiaire, agricoles),

- Les enjeux de services publics (écoles, hôpitaux, maisons de repos, gendarmerie, etc.),
- Les enjeux d'équipements publics et stratégiques fortement impactés (voiries, transports publics, réseaux publics divers).

6.3.5 Zonage réglementaire

Après la qualification de l'aléa d'inondation, le zonage réglementaire est établi en tenant compte des types d'occupation du sol et des enjeux qui en résultent.

Dans le cas des inondations par ruissellement, il faut délimiter aussi, les zones non directement exposées, mais dont l'aménagement pourrait accroître le risque.

Ces zones peuvent faire l'objet d'interdiction ou de prescription particulières –« zones de production et d'aggravation de l'aléa ».

L'objectif du zonage est d'éviter l'aggravation des risques et autant que possible de réduire la vulnérabilité des personnes et des biens exposés.

La réponse réglementaire est fonction de l'origine du ruissellement.

Le ruissellement peut être dû :

- A la précipitation sur la surface urbaine sans apport extérieur (ruissellement superficiel urbain),
- En partie à l'apport extérieur à la ville en zone périurbaine ou rurale avec diffusion par le réseau d'assainissement qui est alors insuffisant,
- A l'apport extérieur à la ville mais sans cours d'eau identifié.

Dans les trois cas, l'analyse réglementaire doit se faire à l'échelle du bassin versant en considérant trois types de zones :

- Les secteurs de production et d'aggravation de l'aléa (voir Fig. 6.5),
- Les secteurs d'écoulement,
- Les secteurs d'accumulation.

Le règlement précise les mesures applicables à chaque zone du document graphique, en distinguant :

- La réglementation des projets nouveaux. Le niveau d'interdiction est différent en zones rouges, en zones bleues et en zones de production et d'aggravation de l'aléa,
- Les mesures applicables à l'existant,
- Les mesures générales de prévention, de protection et de sauvegarde.

Dans ce qui suit, nous proposons l'ensemble des mesures et prescriptions qui peuvent être appliquées à chaque zone citée précédemment.

1. Secteurs de production et d'aggravation de l'aléa

Il peut s'agir de zones urbanisées ou agricoles qui peuvent produire des ruissellements importants. Elles sont le plus souvent situées en amont des zones où de forts enjeux ont été recensés.

La gestion des zones agricoles

Les types de cultures ainsi que les techniques culturales ont un impact certain sur l'aggravation du risque.

Dans les zones agricoles il faudra préconiser ou imposer, suivant le cas :

- Des enherbements ou embuisonnements dans les secteurs non cultivés,
- L'élimination dans les assolements des cultures qui laissent les sols nus durant la saison critique de l'année,
- D'une façon générale une réorganisation des surfaces agricoles.

La gestion des zones à urbaniser

Les constructions nouvelles seront interdites sauf si elles sont accompagnées de moyens techniques d'infiltration et/ ou de rétention des eaux pluviales. Ces dispositions doivent être intégrées dans les documents d'urbanisme (POS, PDAU) et en particulier, le permis de construire. Suivant la vulnérabilité à l'aval, les ouvrages devront être dimensionnés pour pouvoir contenir des volumes correspondant à des épisodes pluvieux de périodes de retour de 30 à 100 ans.

Il pourra être utile d'imposer :

- Des profils en travers types de voirie ou des orientations particulières de façon à ce qu'elles assurent les fonctions de stockage et/ ou d'évacuation,
- Des reculs pour la mise en place de « noues »,
- L'utilisation des espaces verts comme lieux de rétention.

2. Secteurs d'écoulement

Il s'agit en général des zones de pentes moyennes à fortes. Dans ces espaces, on retrouve les deux types d'occupation du sol étudiés précédemment : les espaces dédiés à l'agriculture et les zones à urbaniser.

Les espaces agricoles

Au-delà des prescriptions déjà établies, il faut préconiser ou imposer suivant les cas :

- Une amélioration de la couverture végétale,
- La création de bassins d'orages,
- La création de zones tampons.

Il s'agit donc d'éviter toute aggravation de l'aléa à l'aval qui pourrait résulter d'une évolution des pratiques culturales ou d'occupation des sols ; ainsi, toute extension de zones agricoles tendant à augmenter le coefficient de ruissellement.

Les zones à urbaniser

a). Les constructions nouvelles

Le risque d'aggravation est motivé par la pente qui provoque des écoulements de type torrentiel au niveau des voiries ou dans de mini talwegs. Le principe essentiel est de proscrire toute nouvelle construction dans les fonds de talwegs (un recul systématique, par exemple, de 10 à 20 m devra être instauré). Par ailleurs :

- Les constructions dépourvues de fondations prévues pour résister à des affouillements, à des érosions localisées devront être interdites,
- Les coefficients d'emprise au sol doivent être limités,
- Les constructions doivent être établies de façon à ne pas faire barrage à l'écoulement,
- Les cotes de seuils habitables devront être fixées à plus de 0.3 m par rapport au point le plus haut de la voirie, les sous-sol seront interdits dans toutes les zones d'écoulement préférentiel.

b) Le bâti existant

Les prescriptions doivent viser à améliorer la transparence hydraulique des clôtures existantes, la suppression des obstacles à l'écoulement les plus évidents, la réduction de la vulnérabilité des biens.

3. Secteurs d'accumulation

Dans les secteurs d'accumulation, peuvent être interdits :

- Toute construction nouvelle,
- Tout remblai,

- Décharges d’ordures ménagères ou de déchets industriels etc.

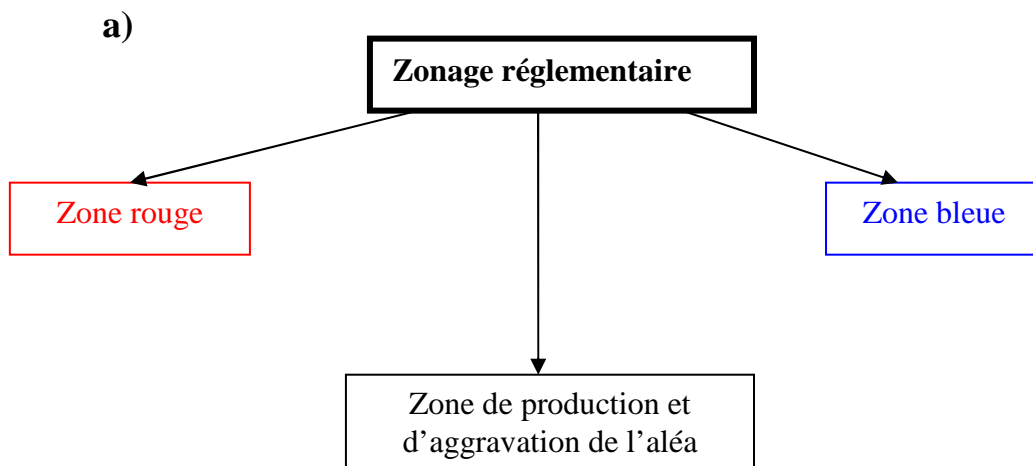
Concernant les activités industrielles, on peut envisager les prescriptions suivantes :

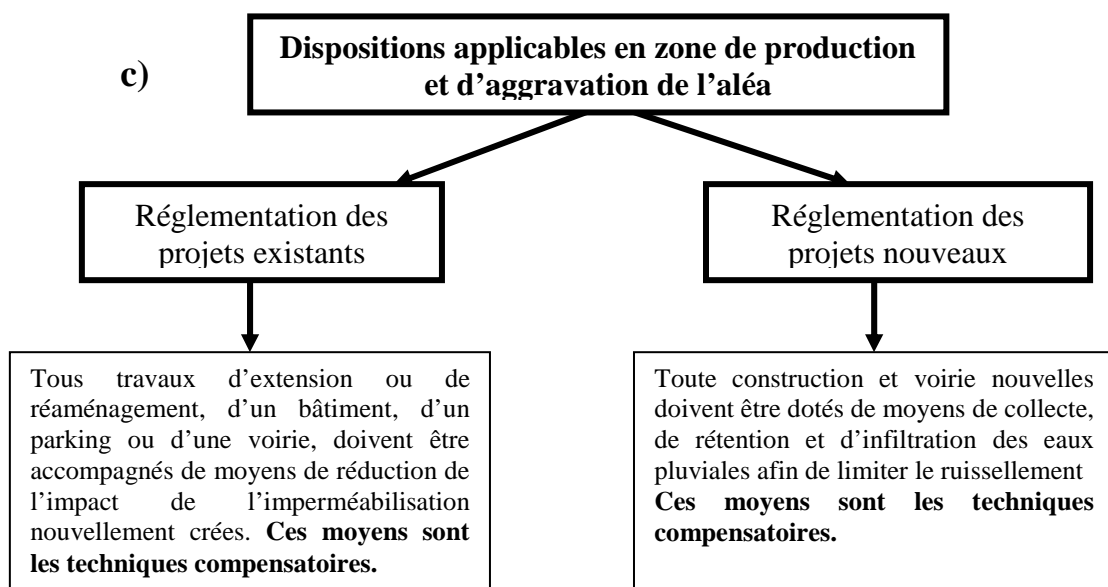
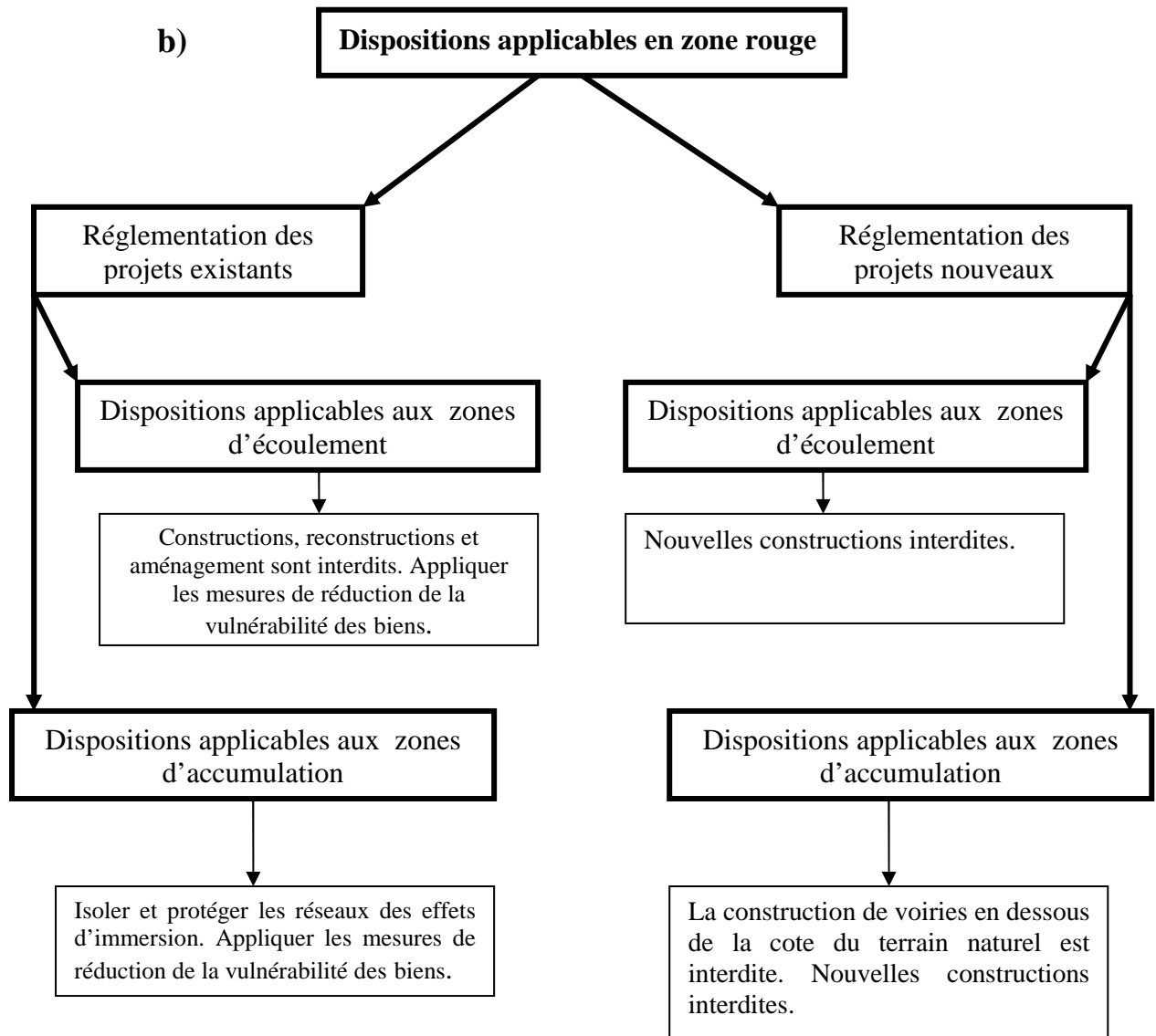
- Mise hors d’eau avec arrimage des produits susceptibles de polluer les eaux,
- Mise en place d’un dispositif de coupure du réseau électrique placé au dessus
- De la cote de référence de 0.5 m et qui permettra d’isoler la partie inondée,
- Mise en œuvre d’un programme de réduction de la vulnérabilité.

Le zonage réglementaire est une étape essentielle dans l’élaboration du PPRI par ruissellement pluvial.

Selon l’analyse croisée de la cartographie d’aléa et des enjeux exposés, le zonage réglementaire doit délimiter les zones à fort et moyen aléa avec les enjeux importants et d’autres secteurs soumis à ces aléas. On peut appeler de telles zones : « zones rouges ». Le zonage réglementaire délimite les zones de production et d’aggravation de l’aléa et les zones à faibles et moyens aléas avec des enjeux peu importants, qu’on peut appeler « zones bleues ». Les règlements applicables à chaque zone seront différents.

Les organigrammes de la figure 6.6 présentent les dispositions proposées et applicables en différentes zones.





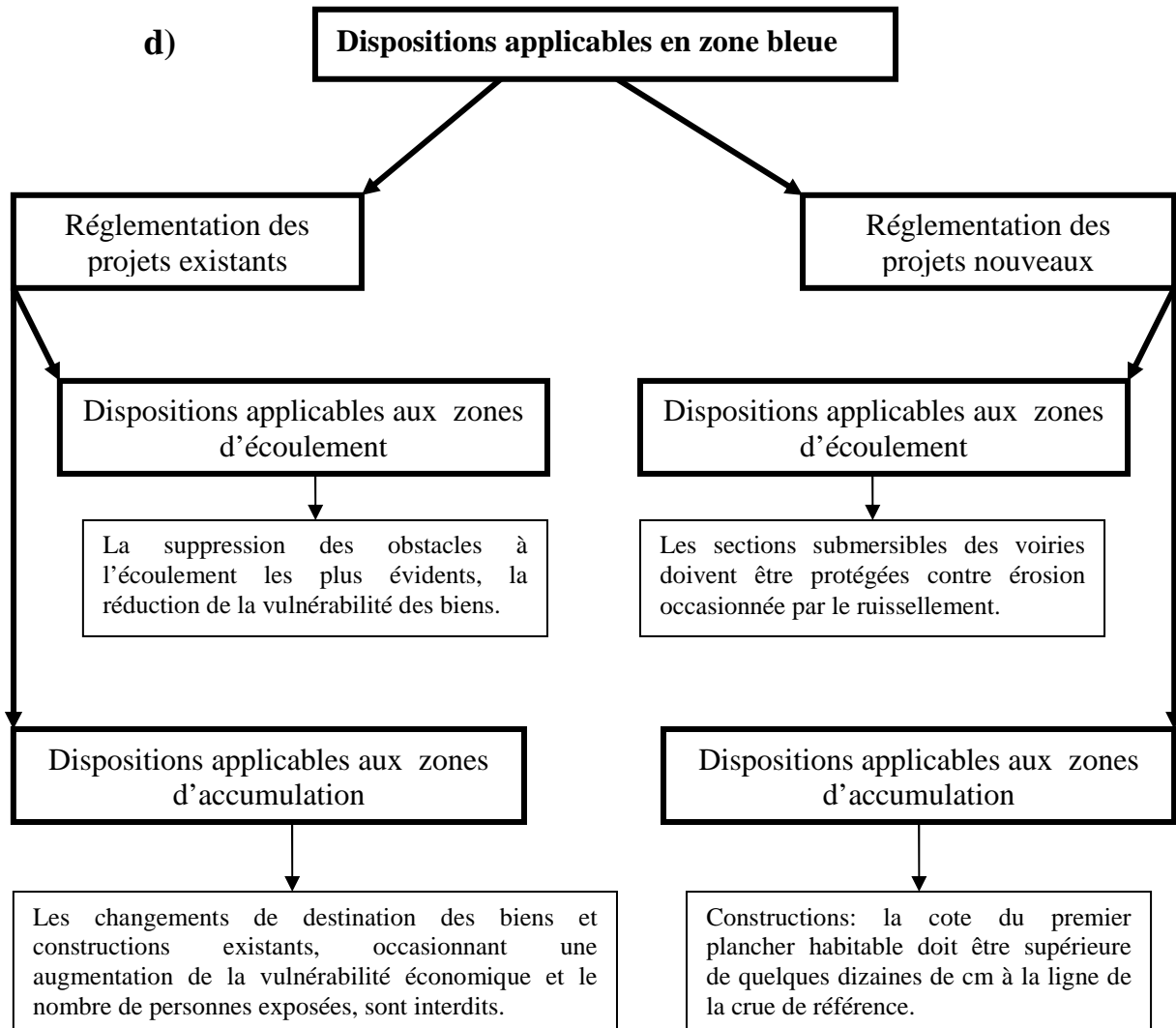


Fig. 6.6 Organigrammes des dispositions applicables en b) zone rouge, c) zone de production et d'aggravation de l'aléa et d) zone bleue.

6.3.6 Conclusion

Le Plan de Prévention des Risques d'Inondation par ruissellement a pour objet de délimiter les zones directement exposées à des risques et d'autres zones qui ne le sont pas directement mais où certaines occupations ou certains usages pourraient aggraver les risques.

Le PPRI par ruissellement établit un règlement précisant les prescriptions applicables à l'occupation du sol (constructions, activités, plantations...) selon les zones concernées au niveau du bassin versant.

En outre, le PPRI par ruissellement permet de réduire la vulnérabilité au phénomène d'inondation en imposant des mesures de maîtrise du ruissellement sur les secteurs amont des bassins versants, en prévoyant des emplacements inconstructibles capables de stocker les eaux pluviales ou préservant les lits majeurs, les axes d'écoulement.

Les mesures de prévention du risque d'inondation par ruissellement font référence aux techniques alternatives (ou techniques compensatoires).

Le zonage PPR peut interdire l'urbanisation des axes des talwegs soumis à un aléa de ruissellement important, imposer des dispositions constructives de prévention sur les

constructions existantes et des mesures sur les constructions futures pour réduire leur vulnérabilité.

Ainsi, à travers ces étapes proposées, le Plan de Prévention de Risque d'Inondation par ruissellement pluvial constitue un outil réglementaire de gestion des eaux pluviales, de planification et d'aménagement du territoire à long terme au niveau d'un bassin versant.

Conformément à l'article 11 de la loi n°04-05 modifiant et complétant la loi n°90-29 relative à l'aménagement et l'urbanisme, pour les zones à risque d'inondation par ruissellement, le PPRI doit être élaboré et annexé aux Plans d'Occupation des Sols des zones concernées.

6.4 Etude du risque d'inondation par ruissellement: application au bassin versant de Boukhadra III (commune El Bouni)

6.4.1 Effet de l'imperméabilisation sur le risque d'inondation par ruissellement

L'importance des inondations par ruissellement est liée à la morphologie du bassin versant et aux conditions climatiques. Dans les paragraphes précédents nous avons souligné que l'activité humaine, comme l'urbanisation, constitue l'un des facteurs aggravant le risque d'inondation.

La première conséquence de l'urbanisation est l'imperméabilisation des sols, qui entraîne une réduction de l'infiltration de l'eau, et contribue à une augmentation des volumes ruisselés.

Sous l'effet de l'imperméabilisation certains bassins versants ont vu leur temps de réponse divisé par un facteur allant de cinq à quinze (Desbordes M., 1989).

Dans les pays en voie de développement, comme l'Algérie, la croissance de l'industrie a entraîné une véritable explosion démographique urbaine. L'urgence de bâtir limite souvent la réflexion sur les conséquences de l'urbanisation sur le cycle de l'eau en milieu urbain.

Actuellement, ces conséquences deviennent évidentes, et avec elles leur cortège de nuisances de tout ordres : dysfonctionnements permanents des systèmes d'assainissement urbain, et inondation fréquentes.

Pour pouvoir mieux agir sur le risque d'inondation, le gérer ou le prévenir, le moyen le plus efficace est la simulation préalable de l'effet de l'urbanisation sur la réponse hydrologique du bassin versant.

Dans ce contexte, l'objectif de cette étude est de voir si l'imperméabilisation du bassin versant considéré, induite par son éventuelle urbanisation, provoquera un risque d'inondation en réponse à une averse de période de retour de 50 ans.

Le bassin considéré est un bassin de la zone à urbaniser de Boukhadra III (commune El Bouni) qui a été sujet à des inondations peu importantes durant des événements pluvieux.

6.4.2 Données et description de la zone d'étude

La zone d'étude se situe dans la partie sud de la ville de Annaba et est incluse dans le plan d'aménagement et d'urbanisme de la région de Annaba, comme zone à urbaniser (Fig. 5.6) (Source : Société URBAN, Annaba, 2006).

La figure 6.6 présente la délimitation du bassin versant à analyser. Ce bassin versant couvre une superficie de 278 ha. Les altitudes varient de 20 à 120 m par rapport au niveau de mer.

Il est drainé par un ruisseau artificiel le long du talweg principal dont la longueur est de 1800 m et de pente moyenne de 6% (Fig. 6.7). Le temps de concentration du bassin versant considéré est égal à 4.3 heures.

A l'état actuel, ce bassin versant est peu urbanisé et peut être considéré comme bassin « rural ». La superficie urbanisée constitue 12.3 % et les 76 % de la superficie totale sont occupés par des terres cultivées (sol argileux sablonneux).

La particularité de ce bassin est d'être traversé par une route, perpendiculairement au talweg. L'aménagement de cette route a changé considérablement les conditions naturelles d'évacuation des eaux pluviales au niveau de l'exutoire du bassin versant, car elle comporte un seul ouvrage hydraulique de franchissement (buses) dont la capacité hydraulique est égale à 8.8 m³/s (Société URBAN, Annaba, 2006).

Les données pluviométriques utilisées concernent la station climatique (station Pont Bouchet), située à 3 km de la zone d'étude.

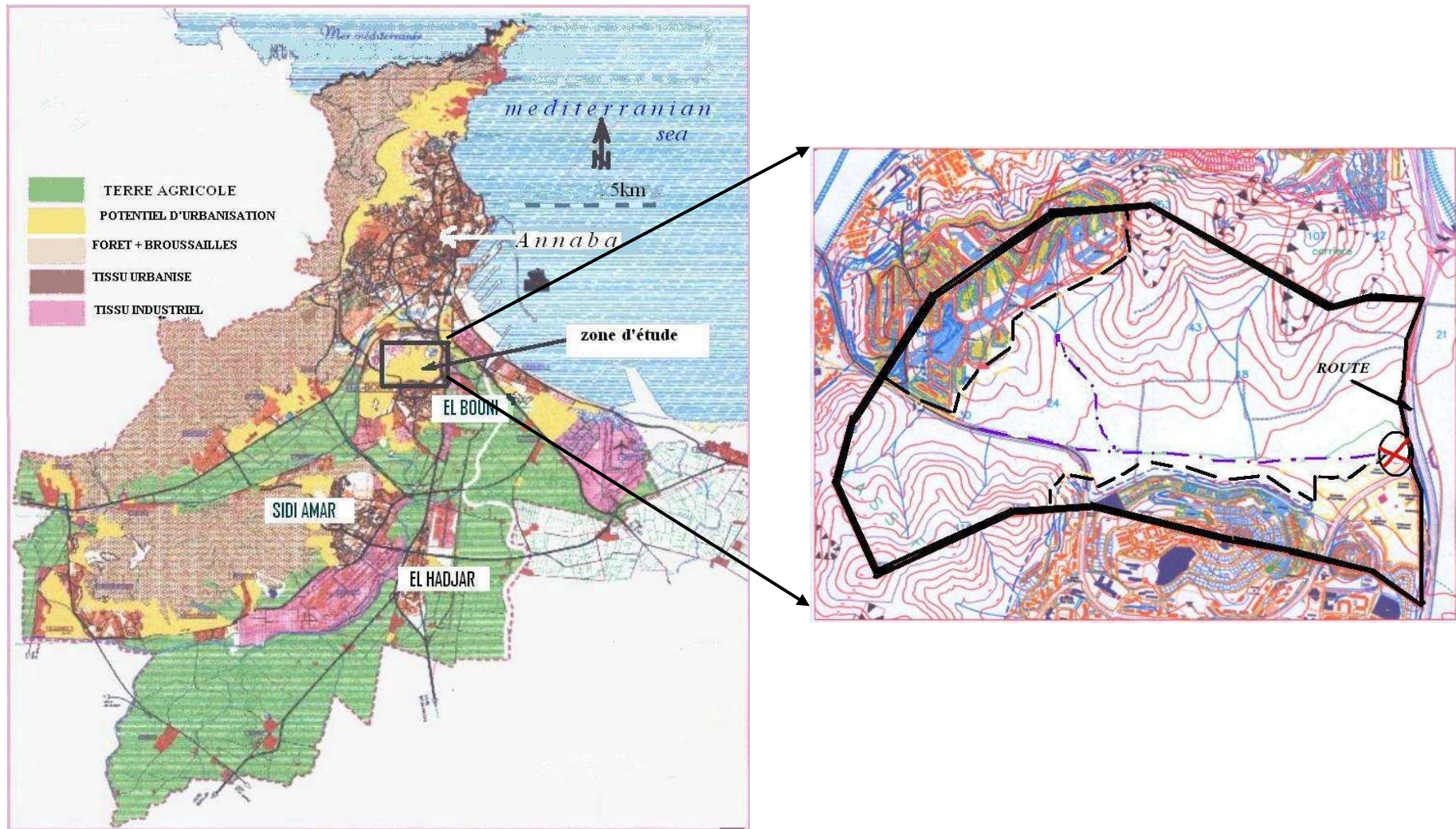


Fig. 6.7 Localisation et représentation de la zone d'étude. Sur la sous-figure droite, la ligne grasse délimite le bassin versant analysé, dont le relief est représenté au moyen des courbes de niveau. Les surfaces urbanisées du bassin versant sont délimitées par les lignes discontinues. L'exutoire du bassin versant est marqué par une croix. La localisation de la zone d'étude et le Plan d'Aménagement et d'Urbanisme de la région de Annaba sont représentés sur la sous-figure gauche.

6.4.3 Approche méthodologique

Les méthodes dynamiques, utilisées en hydrologie urbaine, permettent de simuler le cycle de l'eau depuis la pluie jusqu'à l'écoulement à l'exutoire du bassin versant, en d'autre terme, d'obtenir une représentation de l'hydrogramme.

La modélisation dynamique comporte plusieurs étapes (Chocat, 1990) : modélisation de la pluie dont le modèle présente l'entrée fondamentale aux modèles du ruissellement et modélisation du ruissellement.

1. Modélisation de ruissellement

Le ruissellement pluvial peut être défini comme la réponse hydrologique du bassin versant à une averse et représenté par l'évolution dans le temps du flux sur un intervalle de temps donné (hydrogramme de ruissellement) au cours de cette averse.

Cette réponse correspond à une interaction entre les caractéristiques morphologiques, la nature du sol et l'occupation des sols du bassin versant.

Pour évaluer l'hydrogramme de ruissellement du bassin versant, nous avons eu recours à un modèle conceptuel de stockage (modèle à réservoir), qui considère le bassin versant comme un système complexe de réservoirs réalisant un transfert de flux.

Le modèle à réservoirs le plus utilisé en hydrologie urbaine est le modèle du réservoir linéaire, qui représente la transformation d'un hydrogramme de pluie nette en hydrogramme à l'exutoire (Chocat, 1997).

Dans le chapitre 2, § 2.4 nous avons présenté la description détaillée du modèle à réservoir linéaire dont nous rappelons l'équation différentielle :

$$K \frac{dQ_s}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t), \quad (6.3)$$

où K est le paramètre du modèle, homogène à un temps, appelé lag time ou temps de réponse (s) ; $Q_e(t)$ est le débit à l'entrée ou débit de pluie nette (m^3/s) ; $Q_s(t)$ présente le débit à l'exutoire (m^3/s).

La réponse impulsionnelle (hydrogramme unitaire instantané) de ce système est donné par la relation suivante (Rao & al., 1972 ; Deutsch & al., 1989 ; Jeng et Coon, 2005) :

$$U(t) = \frac{1}{K} e^{-t/K}. \quad (6.4)$$

Le paramètre d'ajustement K correspond au décalage dans le temps entre les centres de gravité de l'hydrogramme de la pluie nette et de l'hydrogramme de sortie et présente le temps de réponse du bassin versant considéré. De nombreuses relations ont été proposées pour prédéterminer ce paramètre sur les bassins versants urbains et ruraux non jaugés (voir Chapitre 2, § 2.4.1).

Parmi les différents ajustements, l'équation suivante a été choisie (Desbordes, 1975) :

$$K = 5.07 A^{0.18} (1 + IMP)^{-1.9} I^{-0.36} L^{0.15} Hp^{-0.07} Dp^{0.21}, \quad (6.5)$$

avec

- A : surface du bassin versant (hectares),
- Dp : durée de la période de « pluie critique » du bassin (min),
- Hp : hauteur de pluie pendant cette durée (mm),
- I : pente du plus long parcours (%),
- IMP : coefficient d'imperméabilisation (%),
- L : longueur du plus long parcours de l'eau (m).

Pour le bassin versant peu urbanisé (bassin « rural »), nous avons opté pour le modèle de deux réservoirs linéaire en série de même paramètre K (modèle de Nach). Ce modèle est intéressant dans le cas de bassin peu urbanisé, car il retarde davantage la sortie pour un même amortissement et permet en effet de traduire de façon satisfaisante les disparités constatées entre les temps de réponse de deux bassins versants de caractéristiques identiques dont l'un est imperméabilisé et l'autre pas (Deutsch & al., 1989). L'hydrogramme unitaire instantané, correspondant à ce type de modèle, répond à :

$$U(t) = \frac{1}{K} \left(\frac{t}{K} \right) e^{-t/K}, \quad (6.6)$$

avec $K = CL \left(\frac{A}{I} \right)^{0.5}$ et $0.6 \leq C \leq 1.8$; (Linsley, 1975).

Les modèles de ruissellement, développés ci-dessus, traitent la transformation de la seule pluie nette en écoulement. Ces modèles portent parfois le nom de « fonction de transfert ». Leur mise en œuvre nécessite une modélisation préalable des pertes réalisant la transformation de la pluie « brute » en pluie nette. Cette dernière est dénommée « fonction de production ». On notera, à ce propos, que la pluie nette ne recouvre aucune réalité physique observable, elle représente la fraction de pluie brute, avant que cette dernière ne parvienne au sol, et qui servira à l'alimentation du seul ruissellement à l'exutoire de la surface réceptrice considérée.

2. Modèle de pluie de projet

L'entrée fondamentale des modèles de ruissellement urbain est la pluie de projet ou encore l'hyétogramme synthétique. La pluie de projet est un événement pluvieux fictif. Actuellement, dans la plupart des pays, les pluies de projet utilisées sont caractérisées par des hyétogrammes de formes voisines. Ces dernières sont constituées d'une période de pluie relativement longue d'intensité « soutenue, à l'intérieur de laquelle vient s'insérer un épisode plus court, caractérisé par une intensité très forte dont la période de retour est associée à la pluie de projet. Les formes rencontrées sont variables : triangulaires, emboîtement de rectangles (pluie de projet de type Chicago), de trapèzes (Bemmo & Chocat, 1993), etc.

Le modèle de pluie de projet que nous avons choisi est une simplification du modèle de Desbordes (STU, 1986) : pluie de projet double triangle symétrique ou modèle de Chocat-Thibault (Chocat et al., 1981). L'intérêt de ce modèle, c'est que les caractéristiques de construction de la pluie de projet (la durée totale de la pluie, la durée de la période intense, les

hauteurs précipitées durant ces périodes), se déterminent à partir des caractéristiques du bassin versant et des courbes IDF (intensité-durée-fréquence) des précipitations locales.

3. Modélisation des pertes au ruissellement

Les pertes et le ruissellement sont des phénomènes assez difficiles à dissocier. Ils se produisent en même temps et sont dépendants. Pour calculer l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant, il est d'usage d'utiliser deux modèles :

- Le premier modèle, modèle de production ou modèle des pertes, transforme la pluie brute en pluie nette, qui participe effectivement au ruissellement,
- Le deuxième modèle, modèle de transfert, transforme la pluie nette en hydrogramme à l'exutoire du bassin versant.

Pour un bassin versant urbanisé dont le coefficient d'imperméabilisation est supérieur à 20%, lorsqu'on utilise le modèle à réservoir linéaire comme modèle de transfert et l'hyétogramme double triangle, ce qui est de notre cas, les pertes au ruissellement sont représentées par le coefficient d'imperméabilisation (Deutsch & al., 1989).

Sur les surfaces faiblement urbanisées (IMP < 20%), les phénomènes de pertes et de ruissellement résultent d'un ensemble de transformations liées aux caractéristiques du sol et aux conditions climatiques.

Pour un bassin versant rural, ces notions sont remplacées par celle de lame moyenne variable dans le temps, que l'on peut décomposer en pertes initiales et en pertes continues.

Les pertes continues qui sont provoquées par le phénomène d'infiltration ne concernent que les surfaces perméables. Les pertes initiales (pertes par rétention, par stockage dans les dépressions du sol, etc..) dans cette étude sont négligées.

Parmi les modèles des pertes continues tels que modèle basé sur le Curve Number (CN), modèle de Gren et Ampt, modèle de Horton et d'autres, celui de Horton a été retenu, car l'écoulement par dépassement de la capacité d'infiltration du sol, dit aussi écoulement hortonien, est considéré comme pertinent pour expliquer la réponse hydrologique des bassins versants lors de conditions de fortes intensités pluviométriques (Musy et Higy, 2004).

Selon le modèle de Horton, la capacité d'infiltration s'exprime comme suit :

$$f(t) = fc + (fo - fc)e^{-kt}, \quad (6.7)$$

avec $f(t)$: vitesse limite d'infiltration potentielle au temps t (mm/h),
 fc : vitesse limite d'infiltration (mm/h),
 fo : vitesse limite d'infiltration au temps 0 (mm/h),
 k : facteur dépendant du complexe sol-végétation.

La transformation de l'hyétogramme de la pluie brute en hyétogramme de pluie nette pour le bassin « rural » se définit comme suit :

$$i_n(t) = i_b(t) - f(t), \quad (6.8)$$

où $i_n(t)$ est l'hyétogramme de pluie nette et $i_b(t)$ est l'hyétogramme de pluie de projet.

6.4.4. Application au bassin versant étudié

Pour construire l'hyétogramme de la pluie de projet double triangle symétrique approprié au bassin versant urbain considéré, nous avons suivi la démarche de construction présentée sur la figure 6.8.

Selon cette démarche, pour construire l'hyétogramme, il faut calculer les coordonnées des sommets des triangles (Fig. 6.8). Pour ce faire, nous avons défini les intensités moyennes sur la période intense (notée I_1) à partir de la courbe IDF de période de retour de 50 ans et sur la période complémentaire (notée I_2) à partir de la courbe IDF de période de retour de 20 ans de la station météorologique Pont Bouchet, établies selon le modèle de Montana (voir Chapitre 3, § 3.4.3).

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau 6.3.

L'hyétogramme de la pluie de projet discrétisée est présenté sur la figure 6.8 (le pas de discrétisation est égal à 16 min ou 0.27 h).

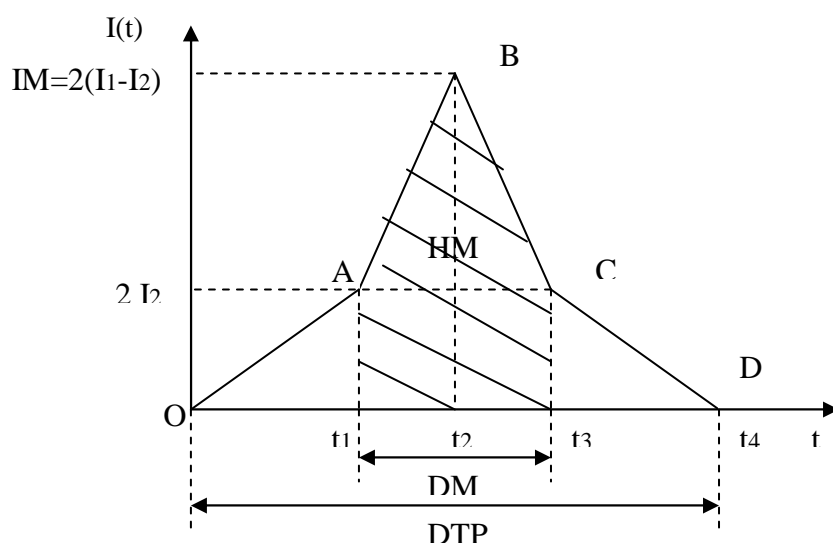


Fig. 6.8 Modèle de la pluie de projet double triangle symétrique (HM- la hauteur précipitée durant la période intense ; DM- la durée de la période intense ; DTP- la durée totale de la pluie ; I_1 – intensité moyenne sur la période intense ; I_2 – intensité moyenne sur la période complémentaire).

Tableau 6.3 Coordonnées des sommets des triangles

Points des sommets	Coordonnées (t_j, i_j) t (min) ; i (mm/h)
O	(0 ; 0)
A	(148 ; 29,46)
B	(176 ; 58,34)
C	(204 ; 29,46)
D	(352 ; 0)

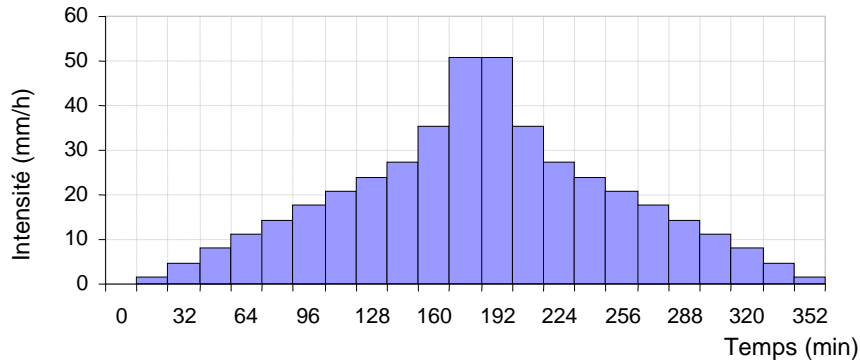


Fig. 6.9 Hyetogramme de la pluie de projet double triangle symétrique.

L'hyetogramme de la pluie de projet, présenté sur la figure 6.9, se définit comme entrée du modèle du ruissellement du bassin versant « urbain », dont le degré d'imperméabilisation est exprimé par le coefficient d'imperméabilisation IMP=60%.

La valeur de ce coefficient a été prise égale à celle des surfaces déjà urbanisées du bassin versant (voir Fig. 6.7) et calculé à partir du plan d'occupation du sol de ces surfaces (société URBAN, Annaba, 2006).

Pour construire l'hyetogramme de la pluie nette, entrée au modèle du ruissellement du bassin versant « rural », nous avons appliqué l'équation (6.7) :

$$f = \frac{dF}{dt} = f_c + (f_o - f_c)e^{-kt}$$

sous la forme suivante :

$$F = f_c t + \frac{(f_o - f_c)}{k} [1 - e^{-kt}], \quad (6.9)$$

où le taux constant d'infiltration f_c a été pris égale à 12 mm/h, pour un sol moyennement perméable et le paramètre k égale à 4.98 h⁻¹. En général, on peut prendre le rapport $\left(\frac{f_o}{f_c}\right)$ égal à 5 (Deutsch & al., 1989). L'hyetogramme de la pluie nette est présenté sur la figure 6.10.

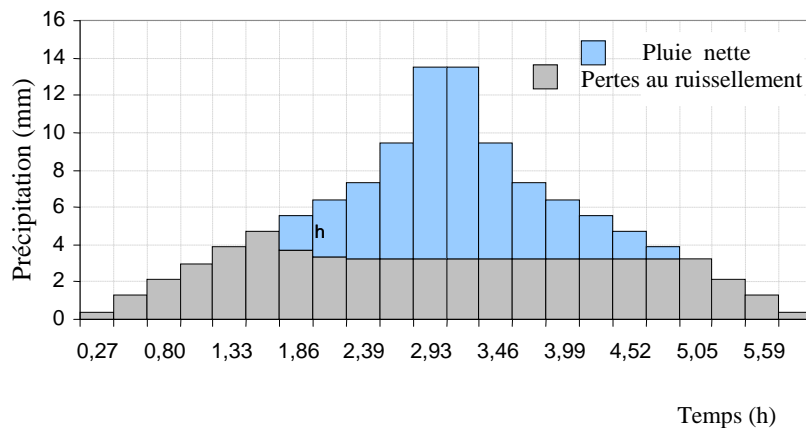


Fig. 6.10 Hyetogramme de la pluie nette

En appliquant l'équation (6.5) et l'équation (6.6), avec les paramètres de valeurs suivantes : $A=276.8$ ha ; $I=6\%$; $IMP=60\%$; $L=1800$ m ; $H_p=43.9$ mm ; $D_p=56$ min et $C=1.1$, nous avons déterminé que le temps de réponse du bassin « urbain » K est égal à 0.273 heures et celui du bassin « rural » à 1.34 heures.

En utilisant les fonctions de transfert (Eq. (6.4) et Eq. (6.6)), nous avons déterminé les réponses hydrologiques du bassin « urbain » et du bassin « rural » à la pluie de projet double triangle symétrique de période de retour de 50 ans, qui sont présentées par les hydrogrammes à l'exutoire du bassin (voir Fig. 6.11).

Les résultats obtenus expriment l'impact de l'imperméabilisation sur la réponse hydrologique du bassin.

Nous observons que le bassin urbanisé se distingue par des débits plus élevés, par un court temps de réponse et par une pointe de crue très prononcée.

Dans le contexte local, la capacité de l'ouvrage d'évacuation des eaux pluviales au niveau de la route étant insuffisante (8.8 m³/s), on considère la partie avale du bassin comme inondable.

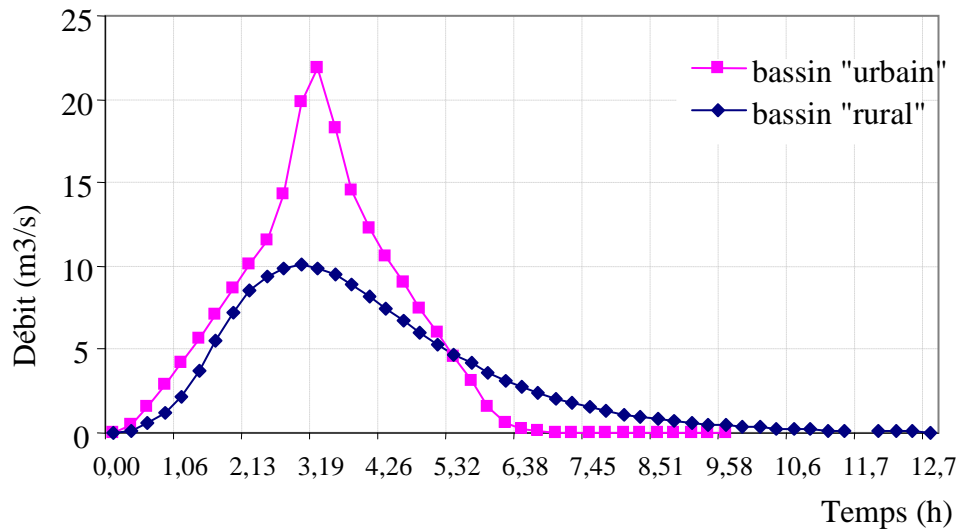


Fig. 6.11 Hydrogrammes à l'exutoire du bassin versant

A partir de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant « urbain » nous avons déterminé le volume excédentaire, qui est égal à 57585.9 m³.

D'après la topographie de la partie aval du bassin versant, la superficie inondée (voir Fig. 6.12) comprend 11.63 hectares avec une hauteur moyenne de submersion de 0.48 mètre. La durée moyenne d'inondation est égale à 3.25 heures (195 min).

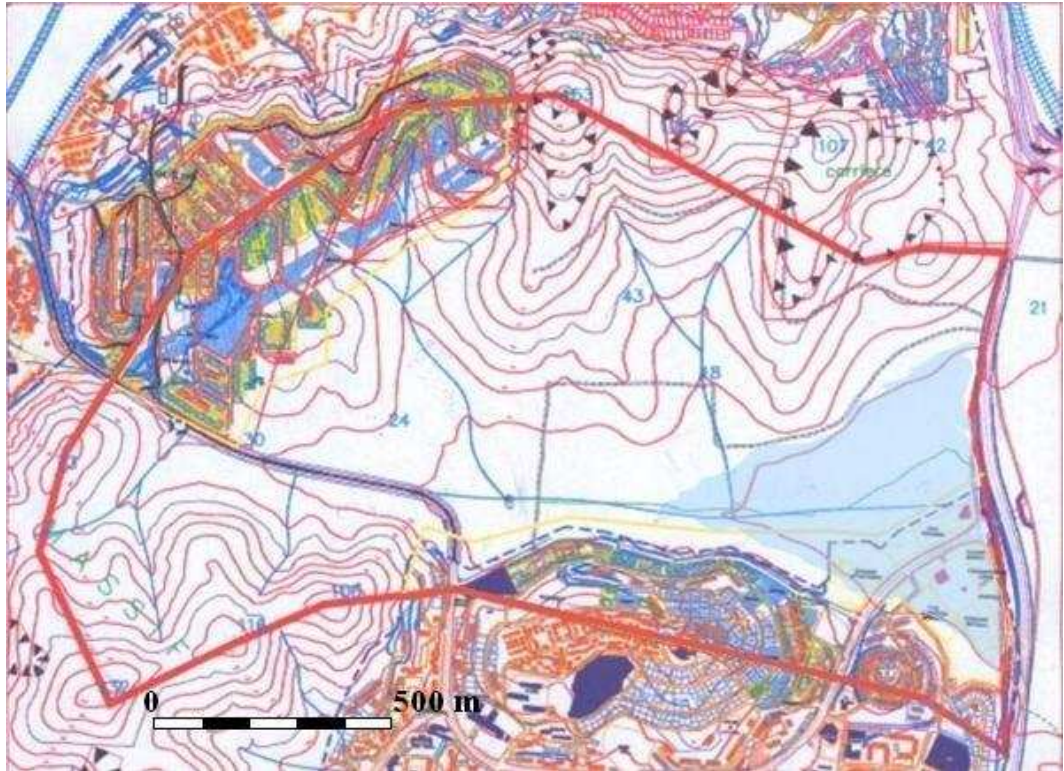


Fig. 6.12 Présentation de la zone inondable (La superficie inondable est représentée en bleu clair).

6.4.5. Conclusion

La simulation des hydrogrammes à l'exutoire du bassin versant a montré que l'imperméabilisation du sol a un impact sur la réponse hydrologique de ce dernier à une averse cinquantennale.

Cet impact se traduit par des débits plus élevés, par un temps de réponse plus court et par une pointe de crue plus prononcée.

Cette pointe de crue et l'aménagement d'une route constituant un barrage à l'évacuation naturelle des eaux pluviales provenant du bassin versant, favorisent l'apparition d'une zone inondable.

Pour réduire les risques d'inondation dans cette zone, les mesures réglementaires de construction doivent être prescrites lors de la demande de permis de construire.

Par exemple proscrire les constructions aux abords du ruisseau artificiel et fixer les cotes de seuils habitables à un niveau supérieur par rapport à celui de la ligne de submersion selon le paramètre d'alea –hauteur.

Ainsi, pour agir efficacement sur le risque d'inondation, des simulations de transformation des eaux de ruissellement, pour les épisodes pluvieux de fréquence rare, peuvent être effectuées au stade de l'élaboration des plans d'urbanisme du bassin versant.

Cette démarche permettra de développer une stratégie de prévention et d'appliquer les mesures orientées vers la réduction de la vulnérabilité des enjeux exposées ou les mesures de limitation du ruissellement pluvial au niveau initial d'un projet d'urbanisme.

CONCLUSIONS GENERALES

L'analyse de la stratégie de la gestion des inondations de la ville de Annaba a montré que les solutions techniques ont été privilégiées pour gérer les inondations que subit la ville. Ces solutions techniques se sont traduites par la réalisation d'ouvrages de protection (bassins de rétention, réseau d'assainissement, etc.) mais, l'apparition fréquente d'inondations démontre que l'une des causes de ces dernières peut être attribuée à l'insuffisance hydraulique des ouvrages de protection et d'assainissement. Le dimensionnement et la conception des tels ouvrages nécessitent la connaissance des précipitations estimées pour une période de retour de l'insuffisance appropriée de ces derniers.

Tenant compte de ce contexte, la première partie de cette étude a été consacrée à l'élaboration des méthodes d'estimation des données pluviométriques, la deuxième partie a porté sur l'approche de la gestion des risques d'inondation.

En premier lieu, nous avons élaboré la méthodologie d'analyse fréquentielle régionale des précipitations journalières maximales annuelles, qui a été mise en œuvre pour la région de la ville de Annaba, représentée par les huit stations météorologiques.

La méthodologie proposée est constituée de trois étapes.

La première étape de la procédure d'estimation régionale des précipitations consistait à définir les régions (groupes) homogènes de la zone d'étude. La théorie des L-moments, dont l'utilisation pour l'analyse fréquentielle des événements hydrométéorologiques est en pleine expansion, a été utilisée pour définir les régions homogènes. Pour tester l'homogénéité statistique de la zone d'étude nous avons procédé à une série de simulations basées sur la génération de variables aléatoires distribuées selon la loi GEV, adéquate aux précipitations observées sur chacune des stations de la zone d'étude.

Les résultats de ce test ont montré l'hétérogénéité de l'ensemble de la zone d'étude. Par contre, le groupe de six stations (Pont Bouchet, Salines, Ain Berda, Berrahal, El Kerma et Annaba Ville) constitué sur la base des valeurs locales des précipitations moyennes annuelles, s'est avéré homogène en terme des L-moments lors d'une autre série de simulations.

La deuxième étape consistait à identifier la distribution régionale et à estimer ces paramètres. La loi GEV a été identifiée comme distribution régionale adéquate. A partir des L-Cv et L-Cs régionaux et la moyenne des précipitations journalières maximales annuelles observées à un site donné, nous avons déterminé les paramètres de la loi GEV.

La troisième étape consistait à estimer les quantiles de précipitations journalières maximales annuelles pour différentes périodes de retour. Cette dernière étape permet l'estimation de quantiles de précipitations à des sites appartenant à la région homogène de la ville de Annaba et pour lesquels l'on ne dispose d'aucune mesure.

L'étude de la performance d'estimation régionale des quantiles des précipitations journalières maximales annuelles a révélé que la racine carré de l'erreur quadratique moyenne (REQM) est inférieure à 6% pour les faibles périodes de retour ($T \leq 20$ ans) et à 20 % pour une période de retour de 100 ans.

Ces résultats nous permettent de conclure que la méthode régionale proposée est assez robuste et peut être bien indiquée pour l'estimation des événements pluvieux extrêmes.

Ainsi, pour estimer les quantiles des précipitations journalières maximales annuelles dans un site dépourvu de données pluviométriques et appartenant à la zone homogène de la région de Annaba, il faut estimer les paramètres de la loi GEV. Ces paramètres doivent être estimés à

partir de $L-Cv$ ($L-Cv=0.23$), $L-Cs$ ($L-Cs=0.26$) régionaux et de la moyenne des précipitations journalières maximales annuelles du site considéré.

En deuxième lieu, nous avons proposé, également, la méthodologie d'établissement des courbes IDF, qui a été appliquée à deux stations Pont Bouchet et des Salines de la région de Annaba. Le modèle pluviométrique, courbes intensité-durée-fréquence (IDF), demeure l'approche statistique la plus courante pour établir la relation pluie-débit et définir les pluies de projet synthétiques.

La méthodologie d'établissement des courbes IDF proposée est constituée de trois étapes.

Dans la première étape on a choisi la distribution de probabilité la mieux appropriée à chaque série de hauteurs maximales annuelles des précipitations de courtes durées allant de 15 à 1440 min. En suite, on a calculé les quantiles correspondant à plusieurs périodes de retour spécifiées ($T=2,5,10,20$ et 50 ans), en utilisant la distribution sélectionnée précédemment et enfin, on a modélisé les courbes IDF en ajustant les équations empiriques considérées aux quantiles estimés.

On a été montré, en appliquant les différents tests statistiques, que les valeurs maximales annuelles des précipitations de courte durée des stations Les Salines et Pont Bouchet de la région de Annaba, suivent les fonctions de distribution de GEV et de distribution Gumbel, avec la prédominance de la distribution Gumbel. Cette prédominance peut être expliquée par la petite taille des échantillons de données pluviométriques des stations ($n=31$; $n=17$). La comparaison des valeurs des erreurs quadratiques moyennes totales d'ajustement des trois modèles utilisés aux maxima annuels de deux stations, a montré que, le modèle à trois paramètres, modèle de Talbot, décrit plus aisément les intensités maximales annuelles des précipitations de la station Les Salines. Par contre, pour la station Pont Bouchet le modèle le mieux approprié est celui de Montana à deux paramètres.

Comme cela a été déjà dit, l'objectif de la deuxième partie de cette étude est l'approche de la gestion du risque d'inondation. Traditionnellement, pour gérer le risque d'inondation on fait appel aux solutions techniques, qui se traduisent par la construction d'ouvrages de protection et d'assainissement dont l'objectif est de limiter l'aléa inondation.

Mais, le développement rapide des zones urbanisées nécessite une nouvelle stratégie de la gestion du risque, basée sur la réduction de la vulnérabilité des enjeux exposés.

Le plan de prévention du risque d'inondation (PPRI) constitue l'un des outils de cette stratégie. A cet effet, nous avons proposé une méthodologie pour l'élaboration du plan de prévention du risque d'inondation par ruissellement pluvial.

Dans la méthodologie proposée se dégagent les étapes principales suivantes :

- La connaissance d'aléa,
- La cartographie d'aléa,
- La connaissance des enjeux exposés,
- Le zonage réglementaire.

Certaines de ces étapes ont été appliquées à l'étude du risque d'inondation au niveau d'un petit bassin versant à urbaniser dont la superficie est égale à 2.78 km^2 . Cette étude a montré que sous l'effet de l'imperméabilisation du sol du bassin versant et de ses caractéristiques morphologiques, il peut y avoir une zone inondable. Pour réduire la vulnérabilité de

l'urbanisation future dans cette zone, des prescriptions doivent être imposées lors de la délivrance du permis de construire.

PERSPECTIVES

Du travail accompli se dégagent un certain nombre de perspectives, dont :

- L'élaboration d'une méthode de spatialisation de l'aléa ruissellement pluvial urbain dans le cadre de l'élaboration du plan de prévention du risque d'inondation, basée sur une approche hydrologique et appliquée aux bassins versants urbains de la plaine centrale de Annaba.
- L'élaboration d'une autre méthode de définition des zones homogènes pour l'analyse fréquentielle régionale des précipitations journalières maximales annuelles et comparaison des résultats obtenus avec ceux obtenus lors de cette étude.

Bibliographie

- Agirre, U., Goni, M., Lopez, J.J. & Gimena, F.N.** (2005). Application of a unit hydrograph based on subwatershed division and comparison with Nach's instantaneous unit hydrograph. *Elsevier, Catena*, 64, 321-332.
- Adjeb, S.** (1982) *Les inondations du 11 novembre 1982: Analyse hydropluviométrique*. Institut National des Ressources Hydriques. INRH (Antenne d'Annaba)
- Alila, Y.** (1999) A hierarchical approach for the regionalization of precipitation annual maxima in Canada. *J. Geophys.Res.* 104(D24), 31645–31655.
- Alila, Y.** (2000) Regional rainfall depth–duration–frequency equations for Canada. *Water Resour. Res.* 36(7), 1767–1778.
- Amani, A. & Lebel, T.** (1998) Relationships between point rainfall, average sampled rainfall and ground truth at the event scale in the Sahel. *Stochastic Hydrol. Hydraul.* 12, 141–154.
- Achite, M. & Meddi, N.,** (2005). Contribution à l'étude des courbes IDF dans la region de Chlef. *Proceeding de la conference nationale sur l'eau et environnement*(12-13 novembre), Biskra. Algérie.
- Azzout, Y., Barraud, S., Cres, F.N. & Alfakin, E.** (1994). *Techniques alternatives en assainissement pluvial*. Ed. Lavoisier, Tec & Doc. Paris.
- Bourrier, R.** (1997). *Les réseaux d'assainissement:calculs, applications, perspectives*. Lavoisier, Technique et Documentation, Paris.
- Bendient, P.B.,** (2002). Hydrology and Floodplan analysis. 3rd, ed. Prentice Hall.
- Barnett, A.G., MacMurray, H.L., Wallace, P.L. & Lester, R.T.** (1995). Modelling of inundation management during extreme storms. *Pergamon, Water Sci. Tech.*, 1, 201-207.
- Body, K.** (1985). *Pluies de l'Algérie: synthèse régionale (analyse fréquentielle)*. Ministère de l'Hydraulique. Institut National des Ressources Hydriques (INRH). Constantine, pp. 15-16.
- Boudjadja, A., Messthal, M. & Pauc, H.** 2002. Ressources hydriques en Algérie du Nord. *Rev. Scien. Eau*, 16 (3), 285-304.
- Bemmo, B. & Chocat, B.** (1993). Choix des modèles de pluies adaptées à la conception des réseaux d'assainissement pluvial urbain en zone tropicale : cas de Yaounde. *Bulletin du CIEH*, N°99, pp. 13-28.
- Barco, J. & Chaouche, A.,** (2006). Incertitude d'estimation des pluies extremes du pourtour méditerranéen : illustration par les données de Marseille. *Hydr. Scie. J.* 51(3) , 389-405.
- Borga, B.,** (2005). Regional rainfall depth-duration-frequency equations for an alpine region. *Natural Hazards*, 36 (1-2); 221-235.
- Benabdesselam, T** (2005). Gestion des ressources en eau en Algérie. *Proceeding du séminaire national sur la mobilisation e l'exploitation des ressources en eau*. Batna. Algérie.
- Clark, B.** (1983). *Les inondations, collection la planète terre*. Ed. Time-Life books, Amsterdam.
- Chow V.T.** (1988). *Applied Hydrology*. Urbana-champaign, Illinois, MC Graw-Hill.
- Colin, E. & Bebel, J. A.** (1980). Essais d'ajustement régionaux sur les intensités de pluies. *La météorologie*. VI série, N° 20-21, 151-180.
- Creutin, J.-D. & Obled, C.** (1982). Objective analyses and mapping techniques for rainfall fields: an objective comparaison. *Water Resour. Res.* 18(2), 413–431.
- Cunnane, C.** (1988). Methods and merits of regional flood frequency analysis. *J. Hydrol.* 100, 269–290.
- CFGB** (1994). Les crues de projet des barrages : méthode du Gradex. Design flood determination by the Gradex method. In Barrages, B.d.C.F.d.G., editeur : 18^{ème} congrès CICB-ICOLD, v.2.

- Chaouche, K., Hubert, P. & Lang, G.** (2002). Graphical characterisation of probability distribution tails. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 16(5), 342-357.
- Chow, K.C.A. et Watt, W.E.** (1995). Practical use of the L-moments. In: *Stochastic and Statistical Methods in Hydrology and Environmental Engineering* (ed. By K.W.Hipel), 55-69
- Coles, S., Pericchi, L. & Sisson, S.** (2003). A fully probabilistic approach to extreme rainfall modelling. *Journal of Hydrology*. 273(1-4), 35-50.
- CETE Méditerranée** (2004). *Risques inondation en milieu urbain. Notice pour les maillages 1D et 2D*. Centre d'Etudes Techniques d'Equipements. France.
- Chocat, B., Thibault, S. & Bouyat, M.** (1981). Etude comparative des resultants fournis par la méthode de Caquot et le modèle du reservoir linéaire. *TSM-L'eau*. N°7, 417-424.
- Chocat, B.** (1989). Urbanisation et inondation : phénomènes de ruissellement, causes naturelles et facteurs d'aggravation. *Aménagement et Nature*. N°95, 13-15.
- Chocat, B.** (1990). *Modélisation du ruissellement*. Stage d'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC). Lyon. France.
- Chocat, B.** (1997). *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. Lavoisier, Technique & Documentation, Paris.
- Chocat, B., Barraud, S., Alfakin, E. & Grec, F.N.** (1994). *La gestion urbaine de l'eau*. Rencontre scientifique de Génie Civil. Assoc. Univ. du Génie Civil, Toulouse. France.
- Chocat, B.,** (1994). Mieux gérer les eaux pluviales. Les techniques alternatives d'assainissement. Dossier Environalpes. GRAIE. France.
- Chocat, B.** (1997). Aménagement urbain et hydrologie. *La Houille Blanche*. 12-28.
- Chouli, E.** (2006). *La gestion des eaux pluviales urbaines en Europe : analyse des conditions des techniques alternatives*. Thèse de doctorat, ENPC, Paris.
- Chebo, G., Mouchet, J.M., Saget, A. & Gouzailles, M.** (1995). La pollution des rejets urbains par temps de pluie : flux, nature et impacts. *TMS*, (12), 796-806.
- CERTU** (1998). *Ruissellement urbain et POS, approche et prise en compte des risques*. Centre d'études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions publiques, Lyon. France.
- Chardon, A.C. & Thouret, J.C.** (1994). Cartographie de la vulnérabilité d'une population citadine face aux risques naturels: cas de Manizales. *Mappemonde*. n°4, pp. 37-40.
- Desbordes, M.** (1989). Principales causes d'aggravation des dommages d'inondation par ruissellement superficiel en milieu urbain. *Bulletin Hydrol. Urbaine de la S.H.E.* N° 4, 2-10.
- Desbordes, M.** (1974). *Réflexion sur les méthodes de calculs des réseaux urbains d'assainissement pluvial*. Thèse de doctorat. Univ. des Sciences et Techniques du Languedoc
- Desbordes, M.** (1975). Un essai de modélisation des phénomènes ruissellement urbain. *Techniques et Sciences Municipales- l'eau*. N°3, pp 121-126.
- Dooge, J.C.** (1973). *Linear theory of hydrologic systems*. Department of Agriculture. Tech. Bul. N°1408, Washington DC, USA.
- Danich Hydraulic Institute,** (1998). MOUSE version 4.01. User Manuel and Tutorial, Danich Hydraulic Institute, Hoesholm, Denmark.
- Darlymple, T.** (1960). Flood frequency methods. *US Geol. Survey Water Supply Paper 1543A*, 11-51.
- Delhomme, J. P.** (1978). Application de la théorie des variables régionalisées dans le domaine des sciences de l'eau. *Bull.du BRGM (2ème série) Session III*, 4, 341-375.
- Djerboua, A.** (2001). *Prédétermination des pluies et crues extrêmes dans les Alpes franco-italiennes. Prévision quantitative des pluies journalières par la méthode des analogues*. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, France.
- Degardin, F.** (2002). Urbanisation et inondation: de l'opposition à la réconciliation. *BAGF*, mars, 1, 91-104.

- Djabri, L.** (1996). *Mécanisme de la pollution et vulnérabilité des eaux de la Seybouse. Origines géologiques, industrielles, agricoles et urbaines.* Thèse de doctorat. Université de Annaba.
- Deutsch, J.C.** (1989). *Mémento sur l'évacuation des eaux pluviales.* La documentation française. Paris.
- Deutsch, J.C.** (2000). *Les techniques alternatives.* Dossier Environalpes. GRAIE. France
- DHW, 2006. Protection contre les crues. Direction de l'Hydraulique de la Willaya de Annaba.
- Dimitrov, C. & Pin, X.** (2006). Les outils de l'action publique face aux aléas. *La Houle Blanche.* N°6, pp. 67-72.
- Caume, E.,** (2001). Analyse sur les crues éclair. Thèse Ecole Nationale du Génie Rural des eaux et forêts. France.
- Guillermé, A.,** (1988). Genèse du concept de réseau ; territoire et génie en Europe de l'ouest 1970-1815. Rapport technique, DRI, Ministère de l'équipement. France.
- Guo, A.,**(1990). A discussion on unbiased plotting positions for the extreme value distribution. *Journal of Hydrology,* 121(1-4), 33-44.
- Garcia-Bartual, M. & Schneider, H.,** 2001. Estimating maximum short-duration rainfall intensities from extreme convective storms. *Physics and Chemistry of the Earth, Part B: Hydrology, Oceans and Atmosphere,* 26(9), 675-681.
- Gaber, J. & Balades, J.D.** (2004). La prévention du risque d'inondation par ruissellement pluvial en France. *Conférence internationale Novatech 2004,* Lyon. France.
- Guillot, P. & Duband, D.** (1997). La méthode du Gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies. In Colins, F. Editeur : *Colloque International sur les crues et leur évaluation,* v. 84, 550-560. Leningrad. IASH Russie.
- Gupta, V. K. & Waymire, E.** (1998) Scale invariance and regionalization of floods. In: *Scale Dependence and Scale Invariance in Hydrology* (ed. by G. Sposito). Cambridge University Press, Cambridge, UK.
- GRAIE,** (2001). La gestion de l'eau à l'échelle des bassins versants, que fait-on des eaux pluviales. GRAIE. Lyon. France. (Groupe de Recherche Rhône-Alpes sur les infrastructures et l'eau).
- Hosking, J. R. M. & Wallis, J. R.** (1993). Some statistics useful in regional frequency analysis. *Water Resource Research.* 29(2), 271–281.
- Hosking, J. R. M., Wallis, J. R. & Wood, E. F.** (1985). An appraisal of the regional flood frequency procedure in the UK flood studies report. *Hydrological Sciences Journal.* 30(1), 85–109.
- Hosking, J. R. M.** (1999). L-moments: analysis and estimation of distribution using linear combination of order statistics. *J. Roy. Statist. Soc. Ser. B* 52(1), 105-125.
- Haché, M., Perreaul, L., Remillard, L. & Bobée, B.** (1999). Une approche pour la sélection des distribution statistiques: application au bassin du Saguenay. *Can. J. Civ. Eng.* (26), 216-225.
- Hogg, W. D., Carr, D. A. & Routledge, B.** (1985). Rainfall intensity-duration-frequency values for Canadian locations. *Environnement Canada.*
- Hammar, Y. & Nafaa, K.** (2004). Genèse des inondations, modélisation et expertise d'assainissement d'eau pluviale: application du modèle de Caquot assisté par ordinateur (cas de la "cite Plaine Ouest", Annaba-Algérie). *Proceeding de la conférence internationale Novatech 2004.* 1017-1024. Lyon. France.
- Huhn, V. & Stecker, A.** (1997). Alternative stormwater management concept for urban and suburban areas. Elsevier, *Water Scie. Techn.,* 36(8-9), 295-300.
- Jeng, R.I. & Coon, G.C.** (2003). True form of instantaneous unit hydrograph of linear reservoirs. *J. Irrig. Drain. Eng.,* 129, 11-17.
- Journal Officiel de la République Algérienne Démocratique Populaire /www.joradp.dz/.

- Khouti, A.**, 1995). L'eau dans la W. d'Oran: un problème environnementale de premier ordre. Comptes rendus 2^e colloque national : Climat-Environnement. 24-25 décembre 1995. Oran. Algérie.
- Kidd, C.H.R.** (1978). *Rainfall runoff process over urban surfaces*. Wallington Ins. Of Hydrology, report 53, 84 p.
- Kunlandaiswamy, V.C.** (1964). *A basic study of the rainfall excess surface runoff relationship in a basin system*. Ph D. Thesis, Univ. of Illinois.
- Kieffer, W. A.** (1998) *Etude des précipitations exceptionnelles de pas de temps court en relief accidenté (Alpes françaises). Méthode de cartographie des précipitations extrêmes*. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, France.
- Koutsoyiannis, D., Kozonis, D. & Manetas, A.**, (1998). A mathematical framework for studying rainfall intensity-duration-frequency relationships. *Journal of Hydrology*, 206, 118-135.
- Koutsoyiannis, D. & Baloutsos, G.** (2000). Analysis of a long record of annual maximum rainfall in Athens, Greece, and design rainfall inferences. *Natural Hazards*, 22(1), 31-51.
- Konstantinos, C.** (1993). Histoire de la regulation des réseaux d'assainissement. *La ville et le génie de l'environnement*. 167-195.
- Linsley, R.K., Kohler, J.L. & Paulhus, J.L.** (1975). *Hydrology for engineers*. Mac Graw-Hill books company: sec. Ed., 478p.
- Linsley, R.K.** (1976). Rainfall-runoff models. In : Biswas, K. A. (Ed.), *Systems Approach to Watershed Modelling*. McGraw-Hill, New York, pp. 16-53.
- Lopez, J.J & Gimena, F.N.** (2000). A new method to obtain the unit hydrograph based in he watershed morphology. *V International Congress of Project Engineering*. Lleida. Spain.
- Lopez, J.J, Gimena, F.N., Goni, M. & Agirre, U.** (2005). Analysis of a unit hydrograph model based on watershed geomorphology represented as a cascade of reservoirs. *Agric. Water Manag.*, 77, 128-143.
- Loverly, M. D. & Nach, J.E.** (1970). A comparison of methods of fitting the double exponential distribution. *Journal of Hydrology*, 10 (3); 259-275.
- Lam, K. H. & al.** (2004). Mise à jour des courbes d'intensité durée fréquence des pluies de courte durée du climat récent au Québec. *57^e congrès annuel de l'association canadienne des ressources hydriques*, 16-18 Juin, Montréal, Canada.
- Lu, L. & Sedinger, J. R.** (1992). Variance of two-and three-parameter GEF/PWM quantile estimators: formulae, confidence intervals, and a comparison. *J. of Hydrology*. 138, 247-267.
- Ledoux, B.** (2005). *La gestion du risque inondation*. Lavoisier, Tec & Doc. Paris.
- Mohyont, B., Demarée, G.R. & Faka D.N.**, (2004). Establishment of IDF curves for precipitation in the tropical area of Central Africa; comparison of techniques and resultants. *Nat. Hazards and Earth System Sciences*, 4, 375-387.
- Maison, P.**, (2000). Un modèle hydrologique de suivi de la pollution diffuse en bassin versant : Approche mécaniste simplifiée. Thèse, Ins. National Polytechnique de Toulouse. France
- Mohyont, B. & Demarée, G.R.**, (2006). Courbes intensité-durée-fréquence des précipitations de Yangambi, Congo, au moyen de différents modèles de types Montana. *Hydrol. Sci. J.*, 51(2), 236-253.
- MEDD** (2003). *Plan de prévention des risques naturels, risques d'inondation, ruissellement péri-urbain*. Ministère de l'écologie et du développement durable. Medd. Paris. France.
- Meylan, P. & Musy, A.** (1999). *Hydrologie fréquentielle*. Edition HGA, Bucarest.
- Musy, A.** (2000). *Cours Hydrologie générale*. Ecole Polytechnique de Lousanne. HMTL.
- Musy, A. & Higy, C.** (2004). *Hydrologie, une science de la nature*. Presses polytechniques et universitaire romandes. Lausanne

- Muller, A., Barco, J-N. & Lang, M.**, (2008). Bayesian comparison of different rainfall depth-duration-frequency relationships. *J. Stochastic Environmental research and Risk Assessment* 22(1), 33-46.
- MATE**, (1999). *Plans de prévention des risques naturels, risque d'inondation*. Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement. Documentation française. Paris. France.
- Nach, J.E.** (1958). The form of the instantaneous unit hydrograph. *Intern. Assoc. Sc. Hydrol. Pub.*, 42 (3), 114-118.
- Naghavi, B. & Yu, F. X.** (1995). Regional frequency analysis of extreme precipitation in Louisiana. *J. Hydraul. Engng ASCE* 121(11), 818-827.
- Naser, N.M., Remini, B.** (2005). Problématique des pollutions des eaux : cas des eaux superficielles de la plaine du Mazafran (Mitidja-Algérie). *Proceeding du Premier Séminaire National sur la mobilisation et l'exploitation des ressources en eau*, pp. 337-346. Université de Batna. Algérie.
- Ouarda, T. B. M. J., Lang, M., Bobée, B., Bernier, J. & Bois, P.** (1999) Synthèse de modèles régionaux d'estimation de crue utilisés en France et au Québec. *Rev. Sci. Eau* 12(1), 155-182.
- Ouarda, T. B. M. J., Girard, C., Cavadias, G. S. & Bobée, B.** (2001) Regional flood frequency analysis with canonical correlation analysis. *Journal of Hydrology*. 254(1-4), 157-173.
- Overeem, A., Buishand, A. & Hollem, I.**, (2008). Rainfall depth-duration-frequency curves and their uncertainties. *Journal of Hydrology*, 348, 124-134.
- O'Longhling, G.G. & Robinson, D.K.** (1987). Safety for urban drainage systems. In 4 h International Conference on Urban Storm Drainage, 345-350.
- Oliveri, E. et Santori, M.** (2000). Estimation of urban structural flood damages : the case study of Palermo. *Elsevier. Urban Water*. 2, 223-234.
- Piel, C. & Maytraud, T.** (2004). La maîtrise des eaux pluviales en milieu urbain, support d'un développement durable plus globale. *Proceeding de la conférence internationale Novatech 2004*. 1017-1024. Lyon. France.
- Parker, D.J.** (2000). Introduction to floods and flood management. *Floods. Rout-ledge*. London. (1), 3-39.
- Prediti, F., Lovera, M. & Maubretti, S.** (1999). Identification of the rainfall-runoff relationship in urban drainage networks. *Control Engineering Practice*, 12 (1-4), 1255-1259.
- Pottier, N.**, (1998). *L'utilisation des outils juridiques de prévention des risques d'inondation : évaluation des effets sur l'homme et l'occupation des sols dans les plaines alluviales (application à la Saone et à la Marne)*. Thèse. Cevere, Ecole des Ponts et Chaussées. France.
- Pottier, N.** (2003). La lutte contre inondations en France : outils d'hier et stratégies de demain. In « *Les risques* », *Editions du Temps*, pp. 173-203.
- Rao, N.S.L., Delleur, J.W. & Sarma, C.R** (1972). Conceptual hydrologic model for urbanizing basins. *J. of Hydraulic Division*, HY 7, 1205-1220.
- Rémériéras, G.** (1986). *L'hydrologie de l'ingénieur*. Edition Eyrolles. Paris.
- Sherman L.K.** (1932). Stream flow from rainfall by the unit graph method. *Engineering news records*, 105, 501-505.
- Soil Conservation Service** (1972). National Engineerings Hand Book. Supp. A, sec. 4. Washington D.C. Department of Agriculture
- St-Hilaire A., Ouarda, T. B. M. J., Lachance, M., Bobée, B., Barbet, M. & Bruneau, P.** (2003) La régionalisation des précipitations: Une revue bibliographique des développements récents. *Rev. Sci. Eau* 16, 27-54.

- Sveinsson, O. G. B., Salas, J. & Duane, C. B.** (2002) Regional frequency analysis of extreme precipitation in north-eastern Colorado and the Fort Collins flood of 1997. *J. Hydrol. Engng* 7(1), 49–63.
- Sisson, S.A., Pericchi, L.R & Coles, S.G.,** (2006). A case for a reassessment of the risks of extreme hydrological hazards in the Caribbean. *Stochastic Environmental Research and Risks Assessment*, 20(4), 296-306.
- STU.** (1986). *Guide de construction et d'utilisation des pluies de projet*. Service Technique de l'Urbanisme. Editions du STU. Paris.
- Scarwell, H.-J. & Laganier, R.** (2004). *Risque d'inondation et aménagement durable des territoires*. Septentrion. Presses universitaires.
- Thibault, S.** (1995). Morphologie and growth of urban technics networks: a fractal approach. *Revue Flux C.N.R.S.*, 20 p.
- Targuy, J-M.** (2001). Risque hydrologique pluvial urbain. Un outil de simulation des écoulement superficiel. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*. 232, mai-juin, 85-97.
- U.S. Corps of Engineers** (1972). Program description and User's manual for SSAARP Model Stream Flow Synthesis and Reservoir Regulation, Program 742.
- Veneziano, D. & Furcolo, S.,** 2002. Multifractaly of rainfall and scaling of intensity-duration-frequency curves. *Water Resources Research*, 38 (12), 4201-4212.
- Wackermann, R.,** (1981). Détermination d'un hydrogramme à l'aide des valeurs caractéristiques du système. *Revue Wasser und Boder*, V70.
- Wang, G.T. & Chen, S.** (1996). A linear spatially distributed model for a surface rainfall-runoff system. *Journal of Hydrology*, 185, 183-198.
- Wilks, D.** (1993). Comparison of three-parameter probability distributions for representing annual extreme and partial duration precipitation series. *Water Resour. Res.*, 29(10), 3543-3549.
- White, G.,** (1975). *Flood hazard in the United States: a research reassessment*, Boulder, University of Colorado, Institute of Behavioural Sciences.
- Wisner, P.,** (1983). *Cours international d'hydrologie opérationnelle et appliquée*. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.

ANNEXES

ANNEXE 1

```

program simulation_study(input,output);
uses crt;
const nmax=100;
var a,b,aa,bb:array[1..8] of real;
c1,c2,cc1,cc2:array[1..8] of integer;
it:integer;
v1,v2,v3:packed array[1..nmax] of real;
taille:array[1..8] of integer;
x:array[1..8,1..40] of real;
m1,m2,m3,e1,e2,e3:real;
i,ns,sn,sna:integer;
  Procedure parameters;
  var k:integer;
  begin
  writeln('..simulation study...');
  write('number of stations is:');readln(ns);
  for k:=1 to ns do
  begin
  write('station in study is:');;
  write('parameter a is:');readln(aa[k]);
  write('parameter b is:');readln(bb[k]);
  write('parameter c1 is:');readln(cc1[k]);
  write('parameter c2 is:');readln(cc2[k]);
  write('length of sample:');readln(taille[k]);
  end;
  end;
  procedure actualize;
  var k:integer;
  begin
  for k:=1 to ns do
  begin
  a[k]:=aa[k];b[k]:=bb[k];c1[k]:=cc1[k];
  c2[k]:=cc2[k];sn:=sna;
  end;
  end;
  function calculer(y:real;nr:integer):real;
  var puiss,b4:real;
  begin
  b4:=1/nr;
  puiss:=exp(b4*ln(y));
  calculer:=puiss;
  end;
  procedure sample;
  var rom, vr:real;
  pui:real; p: real;
  l,l1:integer; dd:integer;
  begin
  for l:=1 to taille [i] do
  begin
  rom:=RANDOM;
  vr:=-ln(rom);
  pui:=1; if c1[l]<0 then dd:=-c1[l] else dd:=c1[l];
  for l1:=1 to dd do pui:=pui*vr;
  p:=calculer(pui,c2[l]);
  if c1[l]<0 then
  x[l,l1]:=b[l]+(a[l]*c2[l]/c1[l])*(1-1/p)
  else x[l,l1]:=b[l]+(a[l]*c2[l]/c1[l])*(1-p);
  end;
  end;
  procedure calcul;
  var l,k:integer;
  som,b0,b1,b2,b3:real;
  t1,t2,t3,t4:real;

```

```

cv,cs,ck:packed array [1..8] of real;
cvr,csr, ckr:real;

begin
for k:=1 to ns do
begin
som:=0;
for l:=1 to taille[k] do som:=som+x[k,l];
b0:=som/taille[k];
som:=0;
for l:=2 to taille[k] do som:=som+(1-1)*x[k,l]/(taille[k]-1);
b1:=som/taille[k];
som:=0;
for l:=3 to taille[k] do
som:=som+(1-1)*(1-2)*x[k,l]/((taille[k]-1)*(taille[k]-2));
b2:=som/taille[k];
som:=0;
for l:=4 to taille[k] do som:=som+(1-1)*(1-2)*(1-3)*x[k,l]/
((taille[k]-1)*(taille[k]-2)*(taille[k]-3));
b3:=som/taille[k];
t1:=b0; t2:=2*b1-b0;
t3:=6*b2-6*b1+b0;
t4:=20*b3-30*b2+12*b1-b0;
cv[k]:=t2/t1;
cs[k]:=t3/t2;
ck[k]:=t4/t2;
end;
som:=0;
for k:=1 to ns do som:=som+cv[k];
cvr:=som/ns;
som:=0;
for k:=1 to ns do som:=som+cs[k];
csr:=som/ns;
som:=0;
for k:=1 to ns do som:=som+ck[k];
ckr:=som/ns;
som:=0;
for k:=1 to ns do som:=som+(cv[k]-cvr)*(cv[k]-cvr);
v1[it]:=som/ns;
som:=0;
for k:=1 to ns do som:=som+sqrt((cv[k]-cvr)*(cv[k]-cvr)+
(cs[k]-csr)*(cs[k]-csr));
v2[it]:=som/ns;
som:=0;
for k:=1 to ns do som:=som+sqrt((cs[k]-csr)*(cs[k]-csr)+
(ck[k]-ckr)*(ck[k]-ckr));
v3[it]:=som/ns;
end;
procedure results;
var j:integer;
var som:real;
begin
som:=0;
for j:=1 to nmax do som:=som+v1[j];
m1:=som/nmax;
som:=0;
for j:=1 to nmax do som:=som+(v1[j]-m1)*(v1[j]-m1);
e1:=sqrt(som/nmax);
som:=0;
for j:=1 to nmax do som:=som+v2[j];
m2:=som/nmax;
som:=0;
for j:=1 to nmax do som:=som+(v2[j]-m2)*(v2[j]-m2);
e2:=sqrt(som/nmax);
som:=0;
for j:=1 to nmax do som:=som+v3[j];
m3:=som/nmax;
som:=0;

```



```

                                ANNEXE 1
for j:=1 to nmax do som:=som+(v3[j]-m3)*(v3[j]-m3);
e3:=sqrt(som/nmax);
end;

procedure write_results;
begin
write('première moyenne est:'); writeln(m1);
write('première ,cart est:'); writeln(e1);
write('seconde moyenne est:'); writeln(m2);
write('second ,cart est:'); writeln(e2);
write('troisième moyenne est:'); writeln(m3);
write('troisième ,cart est:'); writeln(e3);
end;
begin
clrscr;
parameters; it:=1;
repeat
for i:=1 to 8 do
begin
RANDOMIZE; actualize;
sample;
end;
calcul;
until it>nmax;
results;
write_results;
end.

```

Annexe 2

Tableau 1. Valeurs de CN pour différents types de sols (Chow et al., 1988)

Type de surface	Surface imperméable (%)	Type de sol			
		A	B	C	D
Pâturage ou prairie :					
faible condition		68	79	86	89
bonne condition		39	61	74	80
Les espaces verts, pelouses, parc :					
couvert végétal < 50%		68	79	86	89
couvert végétal compris entre 50 e 70 %		49	69	79	84
couvert végétal > 70%		39	61	74	80
Zones urbaines :					
commerciale	85	89	92	94	95
industrielle	72	81	88	91	93
Parking, toits, allées, etc....		98	98	98	98
Rues et routes :					
chaussées avec égout pluvial		98	98	98	98
gravier		76	85	89	91
terre battue		72	82	87	81
Zones résidentielles. Taille moyenne du lot :					
1/8 acres et moins	65	77	85	90	92
1/4 acres	38	61	75	83	87
1/3 acres	30	57	72	81	86
1/2 acres	25	54	70	80	85
1 acres	20	54	68	79	84

Tableau 2. Valeurs de CN en fonction des conditions antérieures d'humidité (Deutsch et al. 1989)

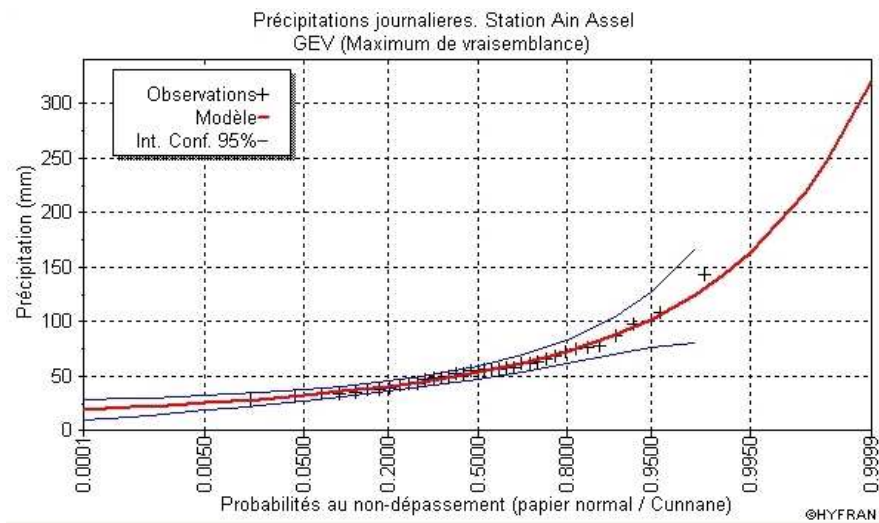
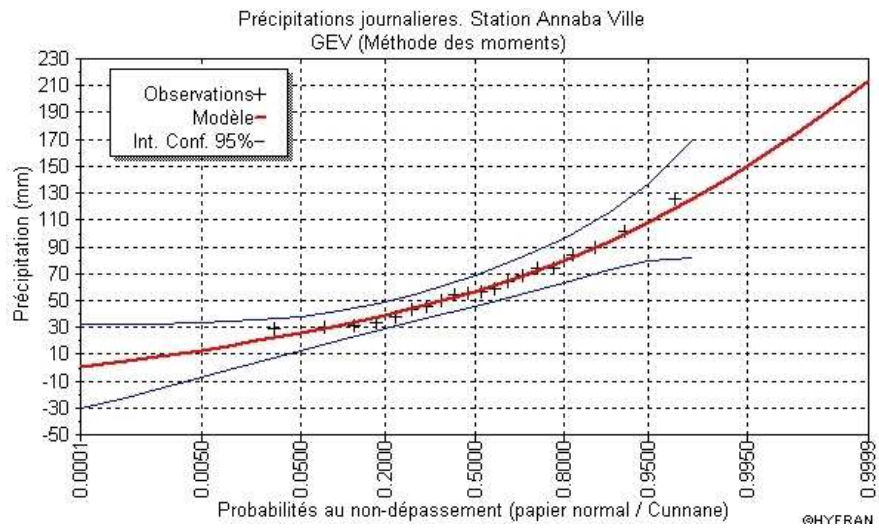
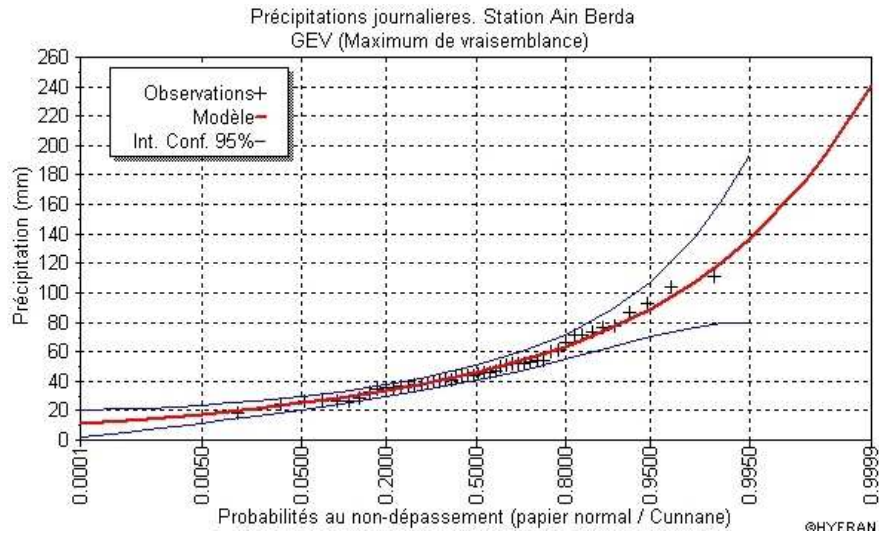
condition	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III
	100	100	100	85	70	97	70	51	87
	99			84	68.6	96.4	69	49.8	86.2
	98			83	67.6	95.8	68	48.6	85.4
	97			82	65.8	95.2	67	47.4	84.6
	96			81	64.4	94.6	66	46.2	83.8
	95	87	99	80	63	94	65	45	83
	94	85.2	98.8	79	61.8	93.4	64	44	82.2
	93	83.4	98.6	78	60.6	92.8	63	43	81.4
	92	81.6	98.4	77	59.4	92.2	62	42	80.6
	91	79.8	98.2	76	58.2	91.6	61	41	79.8
	90	78	98	75	57	91	60	40	79
	89	76.4	98.8	74	55.8	90.2	59	38.3	78.2
	88	74.8	97.6	73	54.6	89.6	58	37.3	77.4
	87	73.2	97.4	72	53.4	88.6	57	36.3	76.6
	86	71.6	97.2	71	52.2	87.8	56	36	75.8

Tableau 3. Valeurs de CN pour différentes occupations du sol (Deutsch et al., 1989)

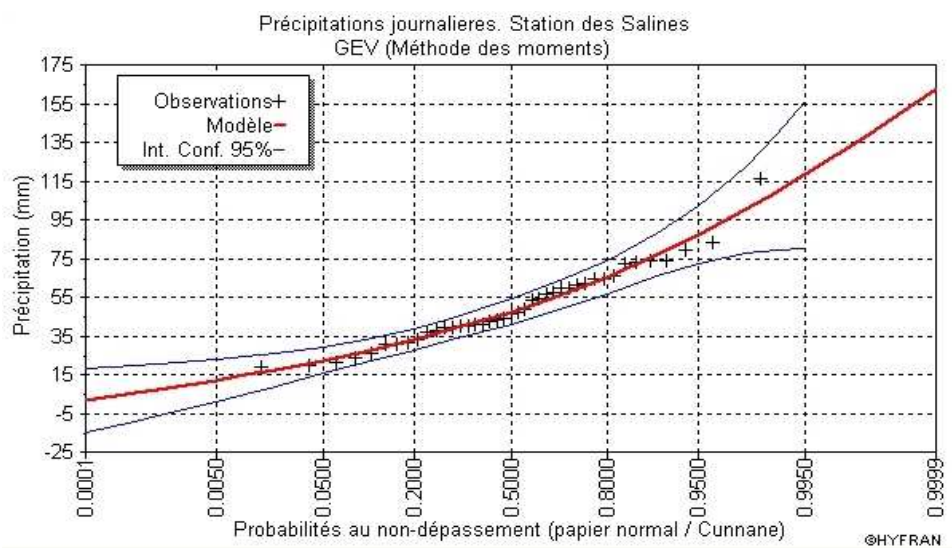
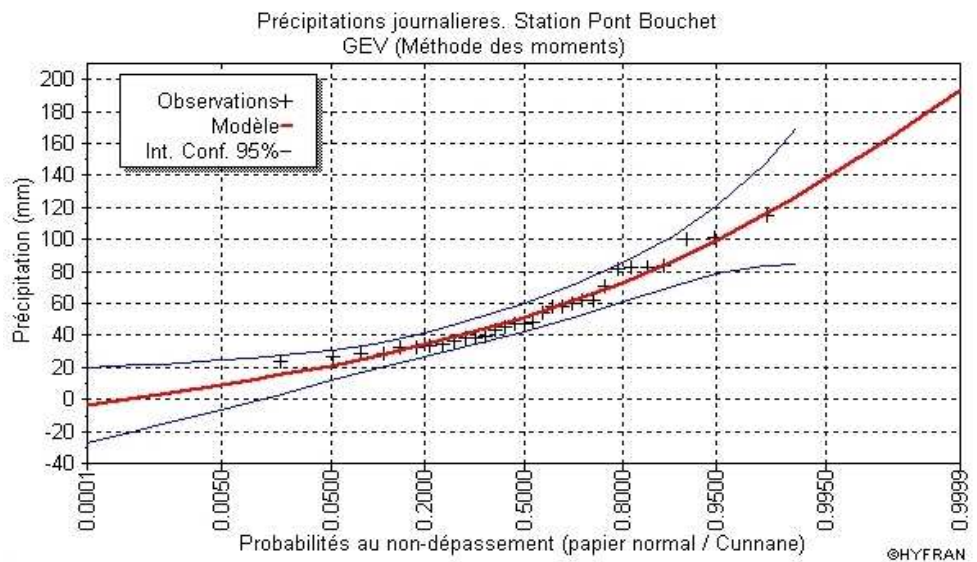
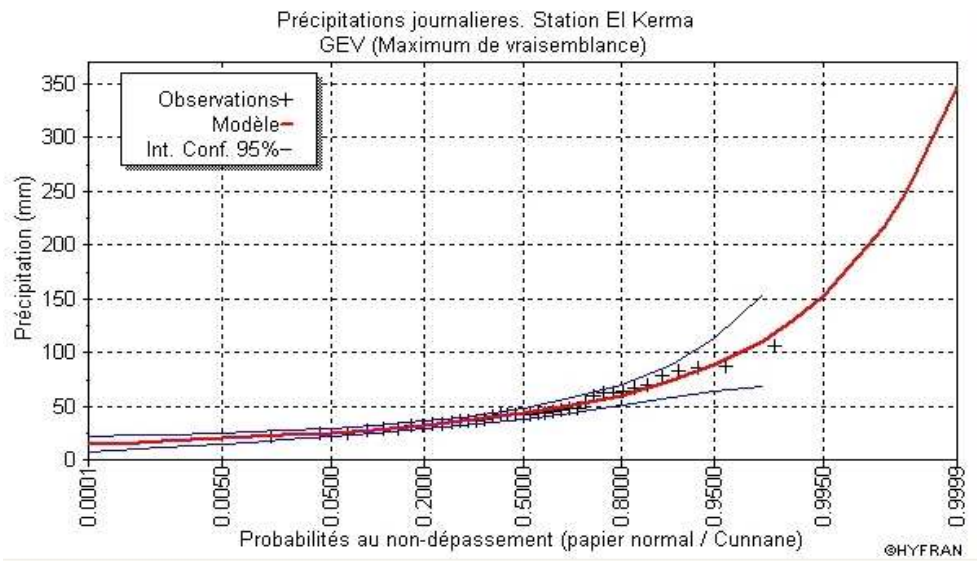
Culture ou végétation	Traitement ou pratique	Conditions de la végétation	Conditions de la végétation			
			A	B	C	D
Jachère	en ligne de pente		77	86	91	94
Culture en ligne	en ligne de pente	faible	72	81	88	91
	en ligne de pente	bonne	67	78	85	89
	en courbe de niveau	faible	70	79	84	88
	en courbe de niveau	bonne	65	75	82	86
	courbe de niv. et banquettes	faible	66	74	80	82
	courbe de niv. et banquettes	bonne	62	71	78	81
Céréales (soif mais)	en ligne de pente	pauvre	65	76	84	88
	en ligne de pente	bonne	63	75	83	87
	en courbe de niveau	pauvre	63	74	82	85
	en courbe de niveau	bonne	61	73	81	84
	courbe de niv. et banquettes	pauvre	61	72	79	82
	courbe de niv. et banquettes	bonne	59	70	78	81
Légumineuses ou prairie dans une rotation	en ligne de pente	faible	66	77	85	89
	en ligne de pente	bonne	58	72	81	85
	en courbe de niveau	faible	64	75	83	85
	en courbe de niveau	bonne	55	69	78	83
	courbe de niv. et banquettes	faible	63	73	80	83
	courbe de niv. et banquettes	bonne	51	67	76	80
Pâturage naturel ou parcours	faible	68	79	86	89
	moyenne	49	69	79	84
	bonne	39	61	74	80
	courbe de niveau	faible	47	67	81	88
	courbe de niveau	moyenne	25	59	75	83
	courbe de niveau	bonne	6	35	70	79
Prairie permanente	bonne	30	58	71	78
Bois et bosquets	faible	45	66	77	83
	moyenne	36	60	73	79
	bonne	25	55	70	77
Abords de ferme	59	74	82	86
Pistes boueuses à surface dure	72	82	87	89
	74	84	90	92

ANNEXE 3

Résultats de l'ajustement de la loi GEV aux précipitations journalières maximales annuelles de la région de Annaba.



ANNEXE 3



ANNEXE 3

