

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANN,
UNIVERSITE BADJI MO



جامعة باجي مختار

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Magister
Spécialité : hydraulique urbaine

**Analyse de l'aléa pluviométrique dans la ville de
Annaba**

Par :

SKHAKHFA Imene

DIRECTEUR DU MEMOIRE : Dr. L.OUERDACHI

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : Dr. KHERICI Houria

Professeur des universités

**EXAMINATEURS : Dr. AMARCHI Hocine
Pr. DJABRI LarbiI**

Maître Des Conférences
Professeur des universités

Juillet 2009

REMERCIEMENTS

Avant tout , je remercie Dieu tout puissant qui m'a guidé tout au long de ma vie, qui m'a permis de m'instruire et d'arriver aussi loin dans mes études, qui m'a donné courage et patience pour surmonter tout les moments difficiles.

Je tiens à présenter mes humbles et sincères remerciements ainsi que toute ma reconnaissance à mon promoteur M^r OUERDACHI ainsi que M^r BOUTAGHANE pour tout leurs dévouement lors du travail.

Mes remerciements vont également à M^{me} KHERICI, M^r AMARCHI et M^r DJABRI d'avoir accepter d'être membre du jury.

Je tiens aussi à remercier M^r DIABI mon beau père pour son soutien moral.

DEDICACES

A mes parents qui sont toujours dans mon cœur

A la lumière de ma vie, mon fils Adem

A mon marie

A toute ma famille et ma belle famille

A mes amis

LISTE DES FIGURES

Figure (1): les différentes phases d'une cellule convective (d'après Roux, 1991) les flèches représentent les mouvements d'air au sein de la cellule.

Figure (2) : front chaud et froid

Figure (3) : précipitation orographique

Figure (4) : principe du pluviomètre

Figure (5) : principe de fonctionnement d'un pluviographe à augets basculants

Photo (6) : détail du mécanisme des augets (photo LCPC Nantes)

Photo (7) : exemple de pluviographe à augets

Figure (8) : principe de fonctionnement d'un pluviographe à pesé

Figure (9): conditions d'installation des pluviographes (d'après Deutsch *et al.*, 1989)

Figure(10): comparaison du nombre N_p de pluviographes en fonction de la superficie A du bassin versant, d'après Paturel *et al.*(1986) et Schilling (1983)

Figure (11) : déficit de captation d'un pluviographe à augets en fonction de la vitesse du vent (d'après Anonyme (1957) repris par Lavabre, 1983)

Figure(12) : définition d'événements pluvieux indépendants

Figure (13) : hauteur précipitée cumulée $H_C(t)$, événement pluvieux complet observé en région bordelaise le 01/01/1996

Figure (14) : hyétoGramme à pas variable de l'événement pluvieux observé en région bordelaise le 01/01/1996

Figure (15) : hyétoGrammes à pas de temps fixes Δt de 1, 6 et 15 minutes, événement pluvieux observé en région bordelaise le 01/01/1996

Figure (16): intensité mesurée I_m pour un événement pluvieux observé en région méditerranéenne le 26/04/1990

Figure (17) : rapports I_r / I_m et H_{Cr} / H_C pour un événement pluvieux observé en région méditerranéenne le 26/04/1990

Figure (18) : exemple de courbe de double cumul pluviométrique

Figure (19) : Construction de l'averse composite

Figure (20) : pluie de projet basée sur l'averse composite

Figure (21) : construction du hyétoGramme de type Chicago

Figure (22) : pluie de projet double triangle symétrique

Figure (23) : Exemple de la structure par moyenne arithmétique

Figure (24) : distribution temporelle d'averse

Figure (25) : Passage d'un écoulement à surface libre à un écoulement en charge dans une conduite circulaire

Figure (26) : Fente de Preissmann pour la modélisation des écoulements en charge

Figure (27) : Représentation des mises en charge dans le modèle INSA

Figure (28) : Calcul du volume stocké selon les conditions de l'écoulement dans le modèle

Figure (29) : Réseaux de mesure de l'ANRH (région de Annaba)

Figure (30) : carte des SBV de la ville de Annaba

Figure (31) : les pluies journalières max (station Pont Bouchet)

Figure (32) : réseau d'assainissement de la ville de Annaba

Figure (33) : modélisation du réseau d'assainissement dans Canoé

Figure (34) : pluie de projet construite avec les 30 averses les plus longues

Figure (35) : pluie de projet construite avec les 30 averses les plus précipitées

Figure (36) : pluie de projet construite avec les 30 averses les plus intenses

Figure (37) : pourcentage de débit dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques / averses les plus Longues

Figure (38) : Vitesse dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averses les plus Longues

Figure (39) : hauteur maximum dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averses les plus Longues

Figure (40) : pourcentage de débit dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averses les plus précipitées

Figure (41) : Vitesse dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averses les plus précipitées

Figure (42) : hauteur maximum dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averses les plus précipitées

Figure (43) : pourcentage de débit dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averses les plus intenses

Figure (44) : Vitesse dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques / averses les plus intenses

Figure (45) : hauteur maximum dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averses les plus intenses

LISTE DES TABLEAUX:

Tableau (1): résolution des pluviographes en fonction de la surface de réception et de la masse nominale de l'auget.

Tableau (2): densités de pluviographes d'après Paturel *et al.* (1986)

Tableau (3) : critères de choix des densités et des caractéristiques des pluviographes (d'après Schilling, 1991)

Tableau (4): basculements horodatés, extraits du début (de 16 h 41 à 22 h 33) de l'événement pluvieux observé en région bordelaise le 01/01/1996.

Tableau (5) : intensités I_m à pas de temps variable, extrait du début (de 16 h 41 à 22 h 33) de l'événement pluvieux observé le 01/01/1996 en région bordelaise.

Tableau (6): hauteur cumulée et intensité à pas constant de 1 minute, extrait du début de l'événement pluvieux observé en région bordelaise le 01/01/1996

Cas d'une précipitation de forte intensité

Tableau (7): intensités I_m et I_r et hauteurs H_c et H_{cr} pour un événement pluvieux observé en région méditerranéenne le 26/04/1990 (extrait des données)

Tableau (8) : Etapes de calcul d'une averse composite

Tableau (9) : Tableau récapitulatif des modèles et de leurs possibilités

Tableau (10) : station pluviométrique de la ville de ANNABA

Tableau (11) : les pluies journalières max de la station de Sraidi et de la station de Pont Bouchet

Tableau12 : nombre d'événements par année

Tableau13 : extraction des intensités de la pluie a différents pas de temps

(Année 2001)

<u>Table des matières</u>	Page
Problématique	01
<i>Partie 01 : Aperçu Bibliographique.</i>	02
<i>Chapitre I : précipitation</i>	
1. Introduction	03
1.2 Définition de la précipitation	03
2. Types de la précipitations	03
• Précipitation convective	03
• Précipitation cyclonique	04
• Précipitation orographique	05
3. Mesure des précipitations	06
3.1 Introduction	06
3.2 Principe de mesure	06
3.3 Pluviomètre	06
3.4 Pluviographe à augets	07
3.4.1 Principe de fonctionnement	07
3.4.2 Avantages	08
3.4.3 Inconvénient	09
3.5 Pluviographe a pesée	09
3.5.1 Principe de fonctionnement classique avec vidange d'une capacité	09
3.5.2 Principe de fonctionnement sans vidange d'une capacité	10
3.5.3 Avantages	11
3.5.4 Inconvénients	11
3.6 Autres types de pluviographe	11
3.6.1 Conditions d'installation	12
3.6.2 Les critères de bonne installation	12
4. Variabilité spatiale de la pluie et densité d'appareils nécessaire	14
5. Variabilité temporelle de la pluie	17
6. Incertitudes de mesure des pluviographes	19
6.1 Incertitudes liées à l'environnement de mesure	20
6.2 Incertitudes liées au matériel de mesure	20
7. Conclusion	23

Partie 01 : Aperçu Bibliographique

<i>Chapitre II : Traitement et exploitation des données pluviographiques</i>	24
1. Introduction	24
2. Identification des événements pluvieux	25
3. Périodes de précipitation nulle.	25
3.1 Début de l'événement	26
3.2 Fin de l'événement	26
3.2.1 Durée de précipitation nulle séparant deux événements Pluvieux indépendants	26
3.3 Calcul direct de la hauteur précipitée	28
3.4 Intensités et hyétogrammes	30
3.5 Cas d'une précipitation de faible intensité	30
3.6 Validation des données pluviographiques	35
3.7 Séries chronologiques des pluies	37
3.8 Courbes IDF	38
3.8.1 Principe général	38
3.8.2 Etablissement des courbes IDF	39

Partie 01 : Aperçu Bibliographique

<u>Chapitre III</u> : pluie de projet.	41
1. Définition de la pluie de projet	41
2. Pluie de projet dérivent de courbe IDF	42
• L'averse uniforme	42
• L'averse composite	42
• L'averse type Chicago	44
3. Pluie de projet dérivant de précipitations observées	47
3.1 Pluie de projet par moyenne arithmétique	47
3.2 Pluie de projet selon (PILGRAM ET CORDEY)	49
3.3 Pluie de projet ISWS (PROFIL DU HUFF)	50
4. Conclusion	51

Partie 01 : Aperçu Bibliographique

Chapitre IV : *Etude des Mises en charge dans les réseaux d'assainissement*

52

1. Introduction	52
2. Modélisation des écoulements en charge	53
2.1. Problèmes liés à la modélisation des mises en charge	53
2.2 Méthode du stockage	54
2.3 Méthode de la translation simple	54
2.4 Méthode de la fente de Preissmann	55
2.5 Méthode INSA	56

PARTIE 02

Chapitre I : présentation du site de la ville d'étude

1.Introduction	62
2. Station Pluviométriques de la ville	62
3. Répartition spatiale de la pluie et Choix de la station représentative	63
4. données disponibles	65

Chapitre II : Présentation du réseau d'assainissement

Présentation du réseau d'assainissement	66
---	----

Chapitre III : Modélisation Sous le modèle Canoé

1. Présentation du logiciel	67
2. Traitement préliminaire des données	68
3. Construction du modèle sous Canoé	70
4. Présentation des événements pluviométriques	70

Partie 03

Chapitre I : Résultats et discussions

72

Résultats et discussions

73

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

83

BIBLIOGRAPHIE

84

PROBLEMATIQUE

L'objet premier des réseaux d'assainissement pluviaux étant de protéger la ville contre les inondations, leur conception implique de fait la prise en compte du risque de dépassement des capacités des ouvrages. Comme le dimensionnement de ces derniers est lié directement à la pluviométrie qui comporte un caractère fortement aléatoire, la protection apportée par les ouvrages d'assainissement ne peut être que partielle.

Les averses sont le plus souvent décrites par trois caractéristiques principales : l'intensité, le volume et la durée. Les hydrologues privilégient l'utilisation de l'intensité moyenne maximale comme valeur de dimensionnement des ouvrages.

Plusieurs études considèrent une modélisation entre les deux variables (bivariée), soit du débit et du volume, soit du volume et de la durée ; voir par exemple Singh et Singh (1991); Goel et al. (1998); Yue (2000) pour des modélisations débit-volume et Yue et al. (1999) pour un exemple de modélisation volume-durée. Cependant aucune étude n'a encore été effectuée en utilisant les trois variables.

L'objectif de ce mémoire du magister est de réaliser une analyse de l'impact des trois variables sur les mises en charges dans les réseaux d'assainissement, responsable des débordements. En utilisant des pluies de projet issues d'échantillons de pluies les plus intenses, les plus longues et les plus précipitées (intensité, volume et durée). Ainsi, les résultats de cette analyse permettront de prendre en considération l'effet de chaque paramètre dans la pluie.

Le mémoire est organisé en trois parties. La première partie comporte l'étude bibliographique de l'aléa pluviométrique, la deuxième partie présente l'analyse des événements pluviométriques et la simulation des mises en charge à l'aide du modèle Canoé et la troisième partie comporte l'analyse et la discussion des résultats.

PARTIE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

- **LES PRECIPITATIONS**
- **TRAITEMENT ET EXPLOITATION DES DONNEES**
- **AVERSE DE PROJET**
- **ETUDE DES MISES EN CHARGE DANS LES RESEAUX
D'ASSAINISSEMENT**

CHAPITRE I

PRECIPITATIONS

1. INTRODUCTION

Les précipitations constituent un élément très important du cycle hydrologique. Une région ne recevant aucune précipitation pendant une période prolongée subit une sécheresse, tandis qu'à l'opposé, une région qui reçoit un excès de précipitation subira des inondations qui peuvent devenir très dévastatrices, les problèmes surviennent lorsque les précipitations tombent en volume ou avec une intensité extrême ; il peut y avoir pénurie ou surabondance.

1.2 Mécanismes et types de précipitations

Une précipitation se définit comme toute forme d'eau liquide ou solide qui provient de l'atmosphère et atteint la surface de la terre. Les précipitations incluent la pluie, la neige, la grêle, le verglas, la brume, la rosée, la bruine ou crachin, ... La condensation de la vapeur d'eau dans l'atmosphère se produit lorsque l'humidité relative atteint 100% et qu'il y a présence de particules autour desquelles la précipitation se condense. Le poids des petites gouttelettes les entraînent vers le bas et, dans leur descente, il y a des collisions entre elles pour augmenter leur poids par coalescence.

2. LES TYPES DE PRECIPITATION

Les types de précipitation sont classés selon le mécanisme qui a servi à les générer. Nous y retrouvons les types suivants :

2.1 La précipitation convective :

Qui se définit comme le procédé de transfert de chaleur d'une place à une autre par le déplacement actuel d'un gaz ou d'un liquide chaud. Ce type de précipitation se produit

grâce au soulèvement d'une masse d'air humide. Nous y retrouvons *les orages électriques*. Le tout débute avec le soleil qui réchauffe le sol, lequel absorbe les rayons et les transforme en rayons infrarouges qui réchauffent l'air et le force à se soulever. Une fois déplacé, l'air chaud est remplacé par une masse d'air plus froid, cette dernière étant de nouveau réchauffée. Ce processus se répète jusqu'à ce que l'air déplacé atteigne une altitude où la température se trouve sous le point de rosée et qu'il y ait condensation de la vapeur d'eau.

Lorsque la condensation se produit, il y a dégagement de chaleur latente de condensation qui réchauffe à son tour la masse d'air en soulèvement. Cet emmagasinement se continue tant qu'il y a de l'humidité disponible ou que la quantité d'humidité accumulée dans le système convectif demeure suffisamment importante pour que le système en dégage plus qu'il en reçoit.

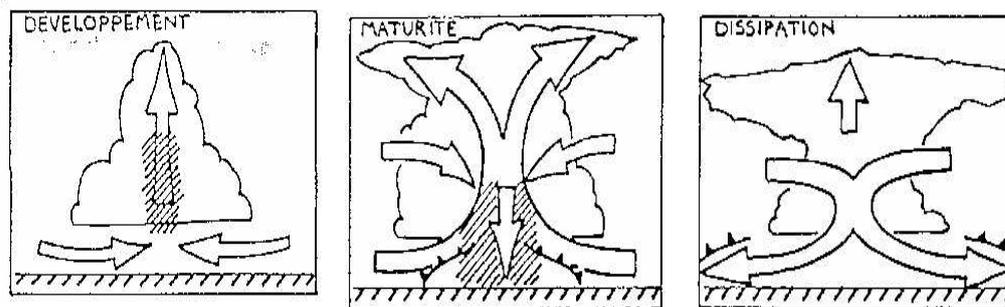


Figure (1) : les différentes phases d'une cellule convective (d'après Roux, 1991) les flèches représentent les mouvements d'air au sein de la cellule.

2.2 La précipitation cyclonique

Qui se produit dans un système à basse pression est associée à un front froid. Comme le système à basse pression est étendu et que la circulation de l'air qui est refroidi de façon adiabatique s'effectue sur une superficie de grande dimension, la précipitation elle-même couvre aussi une superficie de grande dimension. L'intensité de l'averse se situe de faible à moyenne.

De plus, à cause de l'étendue d'une averse de ce type, sa durée peut être longue pour toute zone au-dessus de laquelle elle se déplace.

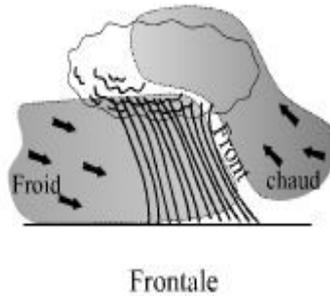


Figure (2) : front chaud et froid

2.3 La précipitation orographique

Se produit à cause du soulèvement mécanique d'une masse d'air chaud au-dessus de montagnes, ce qui cause un refroidissement adiabatique. Il s'agit d'une précipitation stationnaire, parce que c'est en un point du soulèvement de la masse d'air humide qu'est atteint le point de rosée. C'est un système de basse pression qui cause le déplacement de la masse d'air humide. La durée peut être longue, et l'intensité varie de moyenne à forte. Son étendue est de forme longue mais étroite.

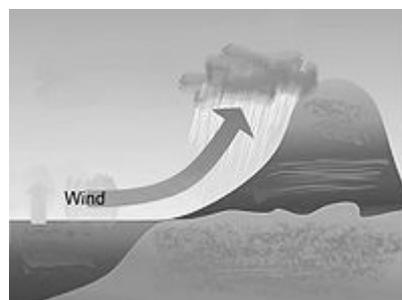


Figure (3) : précipitation orographique

3. Mesures de la précipitation

3.1 Introduction

La connaissance des précipitations constitue un élément fondamental pour l'étude et la compréhension du fonctionnement des systèmes d'assainissement :

- Elle est indispensable pour dimensionner un système d'assainissement ;
- Elle permet d'évaluer le fonctionnement du système par rapport à des valeurs de référence,
- Notamment les périodes de retour ou la notion d'événement pluvieux exceptionnel ;
- Elle constitue un paramètre explicatif des débits et des volumes observés sur le système, et Pour partie des masses polluantes transférées dans les réseaux et rejetées dans les; milieux aquatiques
- Elle permet de caler des modèles de simulation ou de dimensionnement ;
- Elle permet, à moyen terme, d'établir des statistiques pluviométriques locales
- spécifiques d'une agglomération ou d'un bassin versant.

3.2 Principes de mesure

Il existe deux catégories principales d'appareils de mesure des précipitations : les pluviomètres et les pluviographes.

Les pluviomètres indiquent la hauteur d'eau totale précipitée, en mm ($1 \text{ mm} = 1 \text{ L/m}^2 = 10 \text{ m}^3/\text{ha}$), sur des durées généralement égales à 24 heures. Les pluviographes permettent de déterminer le cumul de la hauteur de pluie précipitée au cours du temps, et donc de déterminer l'intensité de la pluie, en mm/h, sur des pas de temps courts de l'ordre de 1 à 6 minutes en général, les pas de temps étant fixes ou variables.

3.3 Pluviomètres

Les pluviomètres, dont les modèles sont très divers indiquent la hauteur d'eau précipitée pendant un intervalle de temps donné, en général 24 heures (Figure 4). L'eau collectée par la surface réceptrice est conservée dans un récipient gradué directement en millimètres d'eau. La lecture du volume permet de connaître la hauteur de pluie précipitée. Après lecture, le récipient est vidé et remis en place.

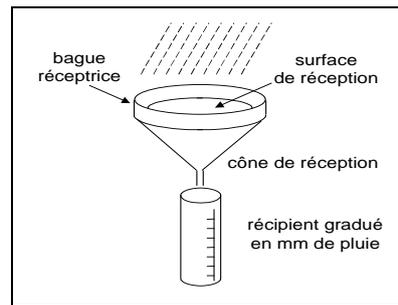


Figure (4) : principe du pluviomètre

3.4 Pluviographe à augets

3.4.1 Principe de fonctionnement

Le principe de cet appareil est très simple (Figure (5) : principe de fonctionnement d'un Pluviographe à augets basculants) L'eau de pluie est recueillie dans un cône de réception appelé impluvium et s'écoule à travers un ajutage calibré vers un auget. Lorsque cet auget est rempli, il bascule sous l'effet du déplacement de son centre de gravité : l'eau s'écoule à l'extérieur de l'appareil et l'auget opposé se remplit à son tour jusqu'au prochain basculement. Lors de chaque basculement, un dispositif mécanique couplé aux augets (une goutte de mercure dans une ampoule scellée sur les anciens appareils, l'usage du mercure étant désormais interdit en raison de sa toxicité, ou un aimant et un interrupteur à lame souple sur les appareils plus récents) permet de fermer un contact électrique. Les impulsions électriques sont horodatées et enregistrées sur une centrale d'acquisition de données.

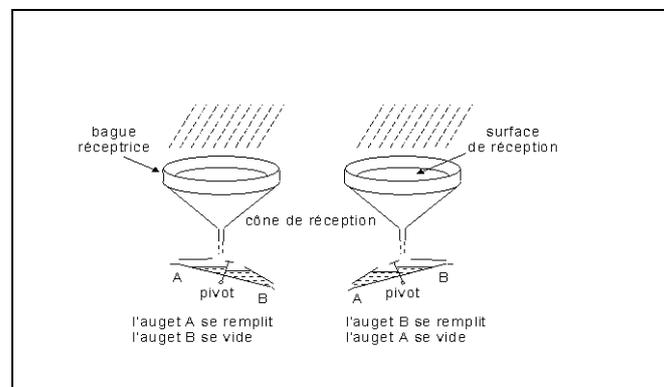


Figure (5) : principe de fonctionnement d'un Pluviographe à augets basculants



Photo (6) : détail du mécanisme des augets (photo LCPC Nantes)

Le choix de la surface de réception du cône (de 400 à 2 000 cm²) et de la masse d'eau pour laquelle l'auget bascule (de 4 à 20 g) permet de faire correspondre un basculement au passage d'une quantité de pluie donnée et détermine donc la résolution du pluviographe. Pour les besoins de l'hydrologie urbaine, une résolution de 0,2 mm ou 0,1 mm dans certains cas est nécessaire et suffisante (voir Tableau 1).

Tableau (1) : résolution des pluviographes en fonction de la surface de réception et de la masse nominale de l'auget.

Surface de réception (cm ²)	Diamètre de la surface de réception (cm)	Masse nominale de l'auget (g)	Résolution du pluviographe (mm)
1 000	35,7	20	0,2
400	22,6	20	0,5
400	22,6	8	0,2
400	22,6	4	0,1
200	15,9	2	0,1

Une crêpe métallique ou plastique placée au fond du cône de réception empêche l'intrusion d'objets (feuilles, plumes, etc.) dans l'ajutage calibré.

3.4.2 Avantages

Les pluviographes à augets sont très répandus et leur coût est relativement modique. La technologie est simple et bien connue, et de nombreux équipements d'enregistrement numérique et logiciels de traitement des données existent sur le marché.



Photo (7) : exemple de Pluviographe à augets, avec bidon de récupération de l'eau captée par l'impluvium (photo J.-L. Bertrand-Krajewski).

3.4.3 Inconvénients

Les pluviographes à augets sont des appareils nécessitant une surveillance, une vérification et une maintenance régulières. L'ajutage de faible diamètre constitue le point le plus vulnérable : 50 % des pannes sont dues au bouchage de l'ajutage.

Le réglage mécanique de l'équilibre des augets doit être réalisé avec soin.

Les pluviographes à augets sont sujets à l'erreur de sur-remplissage qui conduit à une sous-estimation des précipitations réelles, Cette sous-estimation surtout sensible aux fortes intensités, peut néanmoins être corrigée par un étalonnage approprié du Pluviographe

3.5 Pluviographe a pesée

3.5.1 Principe de fonctionnement classique avec vidange d'une capacité

Dans un Pluviographe à pesée classique (voir Figure 8), l'eau recueillie dans le cône de réception s'écoule vers un auget unique qui se remplit progressivement et qui se vide par déplacement de son centre de gravité dès qu'une masse d'eau fixée est atteinte (150 à 200 g pour les modèles courants). L'eau est évacuée à l'extérieur du Pluviographe et l'auget reprend sa position initiale. Entre deux basculements, la masse de l'auget et de l'eau qu'il contient est mesurée en continu.

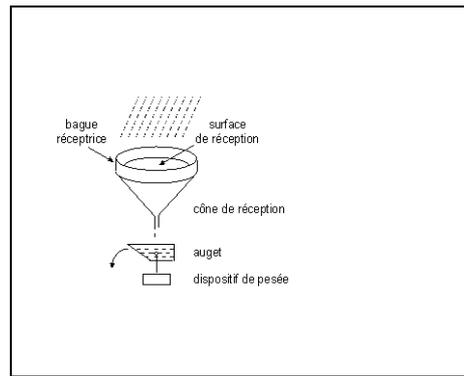


Figure (8) : principe de fonctionnement d'un Pluviographe à pesé

Une impulsion horodatée est enregistrée par une centrale d'acquisition de données à chaque incrément de masse correspondant à un incrément de hauteur d'eau précipitée. On effectue ainsi le mesurage de la pluie au fur et à mesure qu'elle tombe. L'exactitude de mesure dépend à la fois de la surface réceptrice, du volume de l'auget, de la valeur de l'incrément et de la résolution de la pesée en continu.

Par exemple, un Pluviographe ayant une surface de réception de 400 cm², un auget de 160 g et un incrément de 4 g permet d'obtenir une résolution de 0,1 mm de hauteur précipitée. Certains modèles de pluviographes à pesée permettent le mesurage de la masse d'eau à pas de temps constant, ce qui permet dans certains cas d'obtenir une meilleure évaluation des précipitations qu'un mesurage à pas de masse constant. Les risques d'obstruction sont généralement réduits car il n'est pas nécessaire d'avoir un ajustage calibré de faible diamètre à la base du cône de réception.

3.5.2 Principe de fonctionnement sans vidange d'une capacité

L'inconvénient principal des pluviographes à pesée classiques est lié à la vidange de l'auget lorsqu'il est plein : cette vidange dure quelques secondes pendant lesquelles le mesurage de la pluie est interrompu. C'est pourquoi, sur certains modèles, l'auget est remplacé par un récipient de grand volume pouvant contenir l'équivalent de 250 à 1 000 mm de pluie. La vidange est effectuée par un opérateur durant les visites de maintenance et de vérification. La masse d'eau est pesée et sa valeur peut être stockée à pas de temps constant ou délivrée par impulsions correspondant à 0,1 ou 0,2 mm de pluie. L'évaporation entre les événements pluvieux est évaluée par la décroissance de la masse

d'eau contenue dans l'appareil. La récupération du volume stocké dans l'appareil et sa pesée en laboratoire permettent de vérifier la pesée réalisée par l'appareil.

3.5.3 Avantages

Les pluviographes à pesée permettent un mesurage en continu des événements pluvieux. Les modèles sans vidange d'une capacité sont dépourvus de pièces mobiles, ce qui contribue à diminuer les risques de panne mécanique.

L'ajutage étant plus grand, ou même absent, les appareils à pesée ne sont pas soumis au même risque d'obstruction que les appareils à augets.

Le principe utilisé permet le mesurage de très fortes intensités, jusqu'à plus de (700 mm/h)

La vérification et le réglage de l'appareil sont assez simples : vérification de la pesée par simple mesurage de masses étalons certifiées et réglage d'un offset.

Ils permettent également le mesurage des précipitations de grêle et de neige.

3.5.4 Inconvénients

En 1999, les pluviographes à pesée restent moins répandus que les pluviographes à augets et sont d'un coût généralement supérieur. Ils intègrent des composants mécaniques et électroniques plus complexes que les appareils à augets, ce qui peut entraîner des défaillances telles qu'une dérive de la pesée ou du zéro.

Ils présentent également une consommation énergétique plus importante que les pluviographes à augets.

Enfin, ils ont une forme cylindrique massive plus défavorable quant aux effets aérodynamiques locaux : déviation des gouttes de pluie, sensibilité de la pesée aux rafales et coups de vents.

3.6 Autres types de pluviographes

Il existe d'autres types de pluviographes plus anciens ou plus rares tels que :

- Pluviographe à siphon ;
- Pluviographe à flotteur ;
- Pluviographe à bascule.

Ces pluviographes sont peu utilisés en hydrologie urbaine, En dehors des pluviographes classiques précédemment présentés, d'autres instruments « non captants » ont été développés, qui permettent de mesurer les spectres de taille des gouttes d'eau :

- Spectropluviomètre optique : (mesurage de la variation d'atténuation ou de scintillement optique provoquée par des gouttes de pluie traversant un volume d'échantillonnage de quelques cm³) ;
- Disdromètre : (mesurage de la quantité de mouvement des gouttes de pluie, et donc évaluation indirecte de leur taille).

Les spectropluviomètres optiques les plus récents mesurent également la vitesse des gouttes, ce qui permet une évaluation directe de leur énergie cinétique, alors que les disdromètres classiques déterminent la vitesse des gouttes à partir de leur taille et d'une relation empirique entre cette taille et la vitesse de chute.

Ces pluviomètres non captants restent encore, en 1999, principalement des outils de recherche et ne seront pas décrits en détail dans cet ouvrage.

3.6.1 Conditions d'installation

Un Pluviographe doit être installé selon des critères précis illustrés

Figure permettant :

- D'assurer autant que possible une bonne représentativité ;
- De comparer entre eux des résultats de mesure provenant de différents sites.

3.6.2 Les critères de bonne installation sont les suivants :

- terrain plat et herbeux ;
- sous les vents dominants ;
- à une distance au moins égale à 4 fois la hauteur des obstacles environnants (arbres, bâtiments, etc.) pour éviter les turbulences de l'air créées par ces obstacles qui modifient le champ pluvieux ;
- fixation sur un massif en béton ;
- base du cône de réception parfaitement horizontale ;
- arête de la base du cône à 1 m du sol (hauteur de référence).

Il n'est pas toujours facile de satisfaire simultanément toutes ces conditions, notamment en zone urbaine. On essaiera néanmoins de s'en rapprocher le plus possible.

Les conditions d'exposition au vent revêtent une importance majeure, Il faut donc être très attentif à ce problème lors du choix d'un site de mesure, en veillant tout particulièrement à l'emplacement relatif du pluviographe par rapport aux bâtiments environnants et à la direction des vents dominants pour éviter les sous-estimations grossières de la pluviométrie. Des erreurs de mesure atteignant -30 % ont été observées sur des pluviographes en zone urbaine dense placés dans de mauvaises conditions de représentativité (effet d'abri des bâtiments).

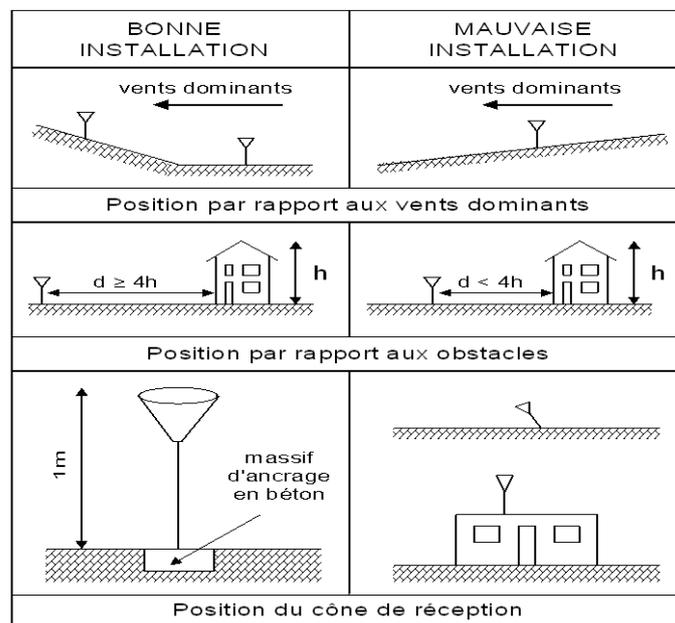


Figure (9): conditions d'installation des pluviographes (d'après Deutsch *et al.*, 1989)

Par ailleurs, en milieu urbain, le choix du niveau de référence pour l'installation des pluviographes est délicat : s'agit-il du niveau des toitures sur lesquelles s'effectue une grande part du ruissellement, ou s'agit-il du niveau des chaussées ? De nombreux sites sont peu conformes aux recommandations précédentes, les toits des bâtiments sont souvent choisis comme site d'installation. Or il n'existe pas d'études de référence sur les incertitudes liées à ce type d'implantation.

Enfin, un certain nombre de considérations d'ordre pratique prennent souvent le pas sur les critères de bonne installation pour choisir les sites de mesure :

- facilité d'accès à toute heure ;
- protection contre le vandalisme (les toits sont alors particulièrement indiqués !)
- risque de colmatage (feuilles, déjections d'oiseaux, embruns, graminées, etc.) ;
- proximité d'une source d'énergie.

4. Variabilité spatiale de la pluie et densité d'appareils nécessaire :

Pour des bassins versants étendus (plus de quelques dizaines d'hectares), il est nécessaire de disposer de plusieurs pluviographes pour obtenir une incertitude acceptable sur les lames d'eau précipitées, en raison de la variabilité spatiale et temporelle des phénomènes pluvieux. En effet, la pluie n'est pas homogène sur toute la surface du bassin versant, elle varie dans le temps et se déplace. Ces phénomènes jouent un rôle important dans l'estimation des débits et des volumes ruisselés.

De nombreuses études ont été réalisées sur cette question et fixer une densité idéale de pluviographes est difficile : cette densité dépend des objectifs fixés, du pas de temps d'acquisition des données et de la taille du bassin versant. Dans tous les cas, il faut tenir compte des particularités locales : relief, microclimat, vents dominants, urbanisation, etc.

Pour assurer dans 75 % des cas une incertitude sur la lame d'eau précipitée sur le bassin versant inférieure à 20 %, Paturel *et al.* (1986) proposent les densités indiquées dans le Tableau et la Figure, déterminées à partir de plus de 270 000 simulations de répartition des pluviographes sur les bassins versants.

Considérant que les événements pluvieux les plus critiques pour le fonctionnement des réseaux d'assainissement sont les précipitations de type convectif, Niemczynowicz (1990, 1991) a étudié la taille des cellules convectives orageuses et leurs vitesses de déplacement. Pour identifier ces cellules et suivre leur trajet au-dessus des bassins versants urbains, il considère qu'elles doivent pouvoir être observées simultanément par au moins deux pluviographes. Après une étude portant sur 400 événements pluvieux observés à l'échelle de temps de quelques minutes (valeur habituelle en hydrologie urbaine), il conclut que la variabilité spatiale des événements pluvieux convectifs est telle qu'une information ponctuelle perd tout son sens au-delà d'une distance de quelques centaines de mètres à quelques kilomètres. Il en résulte que :

La distance séparant les appareils doit être de l'ordre de 0,5 km, ce qui impose approximativement un pluviographe par km² ; la vitesse moyenne de déplacement des cellules convectives étant de l'ordre de 10 m/s, leur temps de passage au-dessus d'un pluviographe est alors compris entre 2,7 et 10,3 min. Pour qu'un pluviographe puisse caractériser, même grossièrement, une cellule convective, son pas de temps de scrutation doit être inférieur ou égal à 1 min.

Niemczynowicz (1990, 1991) a proposé dans un rapport à l'OMM (Organisation Météorologique Mondiale) la règle empirique suivante pour l'implantation des pluviographes en zone urbaine : 1 - 1 - 0,1. Cela correspond à 1 pluviographe pour 1 km², avec un pas de temps d'observation de 1 minute et un pas de hauteur de pluie de 0,1 mm. Ces recommandations sont généralement considérées comme une densité idéale (Schilling, 1991 ; Einfalt *et al.* 1998).

Tableau (2) : densités de pluviographes d'après Paturel *et al.* (1986)

Aire du bassin versant (ha)	Nombre de pluviographes
≤ 50	1 - 2
50 - 100	2 - 3
100 - 500	4 - 5
500 - 1 000	6 - 7
1 000 - 2 000	7 - 10
2 000 - 3 000	10 - 12
3 000 - 4 000	12 - 14
4 000 - 5 000	14 - 16
5 000 - 10 000	16 - 20
10 000 - 20 000	20 - 30

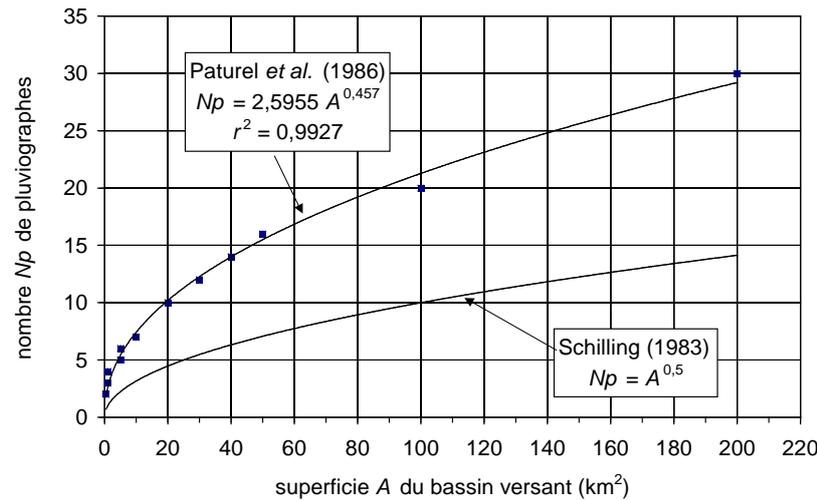


Figure (10) : comparaison du nombre N_p de pluviographes en fonction de la superficie A du bassin versant, d'après Paturel *et al.*(1986) et Schilling (1983)

On observe qu'en pratique les densités de pluviographes installés en 1999 dans les agglomérations sont généralement très inférieures aux valeurs que nous venons d'indiquer, principalement pour des raisons financières. Elles sont généralement de l'ordre de 1 pluviographe pour 600 à 2 000 ha environ (Briat, 1989 ; Roussel et Pilloy, 1990).

On peut également citer la relation empirique proposée par Schilling (1983), qui donne le nombre N_p de pluviographes à installer en fonction de la superficie du bassin versant A en km^2 :

$$N_p = \sqrt{A}$$

Cette expression a été établie pour obtenir des données d'entrée satisfaisantes pour les modèles de simulation de la transformation pluie-débit, en considérant une incertitude maximale admissible sur les débits calculés à l'exutoire des bassins versants de l'ordre de 20 à 30 % en moyenne.

Ultérieurement, Schilling (1991) a proposé une grille de critères de choix des pas d'espace et de temps et de la résolution des pluviographes, en considérant que les besoins en données pluviographiques dépendent des objectifs poursuivis. Cette grille résulte de plusieurs compromis entre le souhaitable (en termes de connaissance des phénomènes) et le possible (en termes de moyens financiers et humains). Elle doit être considérée comme un point de départ pour la réflexion et non comme une indication de valeurs guides ou standard à appliquer uniformément. Les éléments principaux de cette grille sont indiqués.

Lei et Schilling (1993) ont également montré, pour deux bassins versants expérimentaux allemand (superficie de 34 km²) et suisse (superficie de 0,4 km²), que l'incertitude sur la modélisation des débits était très dépendante de la densité de pluviographes. Ils en ont conclu que, indépendamment de la taille du bassin versant, un nombre minimum de 2 pluviographes par bassin versant était nécessaire pour obtenir des résultats de simulation des débits statistiquement pertinents sur de longues séries pluviométriques. Ces résultats confirment ceux de Mutzner (1991) et Ciaponi *et al.* (1993). Ce nombre minimum d'appareils ne permet pas de garantir des résultats exacts pour chaque événement, mais seulement une prévision avec une incertitude d'environ 20 % sur les débits simulés pour une approche utilisant des séries chronologiques.

5. Variabilité temporelle de la pluie

La distribution dans le temps de la hauteur d'eau précipitée en un point apparaît comme un phénomène aléatoire. Choisir un pas de temps de description des événements pluvieux dépend donc des objectifs visés. Niemczynowicz (1990, 1991) préconise un pas de 1 minute ou moins en zone urbaine proposé par Schilling (1991) indique des pas de temps variables, pouvant descendre jusqu'à la minute.

Si on s'intéresse au phénomène de précipitation en lui-même, des pas de temps de quelques secondes peuvent être nécessaires. Mais, en pratique en hydrologie urbaine, où ce sont les conséquences des précipitations qui constituent le centre d'intérêt majeur, y compris pour une gestion en temps réel, et compte tenu de l'effet de lissage des variations des précipitations par le ruissellement et les écoulements en réseau, des pas de temps de l'ordre de 1 à 6 min peuvent être considérés comme suffisants.

Tableau (3) : critères de choix des densités et des caractéristiques des pluviographes (d'après Schilling, 1991)

Objectif	Durée des séries de données	Densité spatiale de pluviographes	Pas de temps de discrétisation des pluies	Emplacement des pluviographes
avant-projet et dimensionnement	> 10 ans	1 par bassin versant	pluies d'intensité	échelle régionale

de réseaux (collecteurs)			constante (type Montana)	
avant-projet et dimensionnement de bassins de retenue ou d'infiltration	> 10 ans	1 par bassin versant amont	≤ 30 min	échelle régionale
avant-projet et dimensionnement de déversoirs d'orage (estimation des volumes déversés)	> 5 ans	1 par bassin versant amont	≤ 15 min	échelle régionale
projet détaillé et évaluation des réseaux (collecteurs)	> 20 ans	1 par bassin versant	1 min	sur ou à proximité du bassin versant
projet détaillé et évaluation de bassins de retenue ou d'infiltration	> 20 ans	1 par bassin versant amont	10 min	sur ou à proximité du bassin versant
projet détaillé et évaluation de déversoirs d'orage (estimation des volumes déversés)	> 10 ans	≥ 1 pour 5 km ²	5 min	sur ou à proximité du bassin versant

projet détaillé et évaluation d'un système de gestion en temps réel	nombreux événements pluvieux	≥ 1 par km ²	≤ 5 min	sur le bassin versant
calage et vérification de modèles de simulation	nombreux événements pluvieux	≥ 1 par km ²	< 5 min	sur le bassin versant
gestion en temps réel	en temps réel	≥ 1 par km ²	< 5 min	sur le bassin versant

6. Incertitudes de mesure des pluviographes

Il est nécessaire, pour utiliser des résultats de mesure, de les exprimer avec leur incertitude associée. Pour cela, il faut tenir compte de toutes les sources d'incertitude significatives intervenant dans le processus de mesure. Dans le domaine de la pluviométrie, ces sources comprennent essentiellement les contributions des appareils de mesure, des méthodes utilisées, du personnel chargé de la gestion des appareils, de l'environnement de mesure et de la fluctuation des précipitations elles-mêmes, (Laplace, 1997). Les incertitudes liées aux appareils de mesure sont maîtrisables par des opérations d'étalonnage et de vérification pour peu qu'elles soient réalisées dans les règles de l'art métrologique. Le personnel doit être suffisamment compétent et formé pour minimiser sa contribution aux incertitudes. L'environnement de mesure, quant à lui, est plus difficile à maîtriser en milieu urbain et peut être à l'origine d'incertitudes importantes. Les précipitations peuvent être elles-mêmes sources d'incertitude dans l'évaluation d'une lame d'eau précipitée à l'échelle d'un bassin versant, notamment l'incertitude due à leur variabilité spatiale. Cette variabilité, mesurée par un pluviographe fixe, observateur eulérien, est encore l'objet de travaux de recherche importants.

On sait néanmoins que ces différentes incertitudes de mesure conduisent généralement à une sous-estimation des précipitations réelles.

6.1 Incertitudes liées à l'environnement de mesure

6.1.1 Les principales incertitudes liées à l'environnement de mesure sont

Le déficit de captation dû au vent. Les pluviographes offrent une certaine prise au vent et leur seule présence suffit à modifier les mouvements locaux de l'air, ce qui conduit à sous-estimer la pluie réelle. Les perturbations apportées dépendent essentiellement de la vitesse du vent, de la forme et de la hauteur du pluviographe et des conditions locales de circulation de l'air. De ce point de vue, les pluviographes en forme de « verre à pied » sont ceux qui perturberaient le moins l'écoulement de l'air.

Diverses études françaises et internationales montrent que le déficit de captation varie de 10 % environ pour un vent de 10 à 20 km/h jusqu'à 50 % pour un vent de 40 à 90 km/h. (Figure). Un mesurage de la vitesse du vent par anémomètre constitue un complément utile pour évaluer l'ordre de grandeur de l'incertitude sur la valeur de la pluie, ou tout au moins pour attribuer un indice de qualité aux données pluviographiques.

De nombreuses études, tant empiriques que théoriques, ont été réalisées pour évaluer et corriger l'influence du vent sur la valeur de la pluviométrie. Les résultats, même s'ils sont intéressants restent difficilement transposables d'un site de mesure et d'un type de pluviographe à un autre sans recours à des modélisations aérodynamiques fines du champ du vent et des trajectoires des gouttes de pluie.

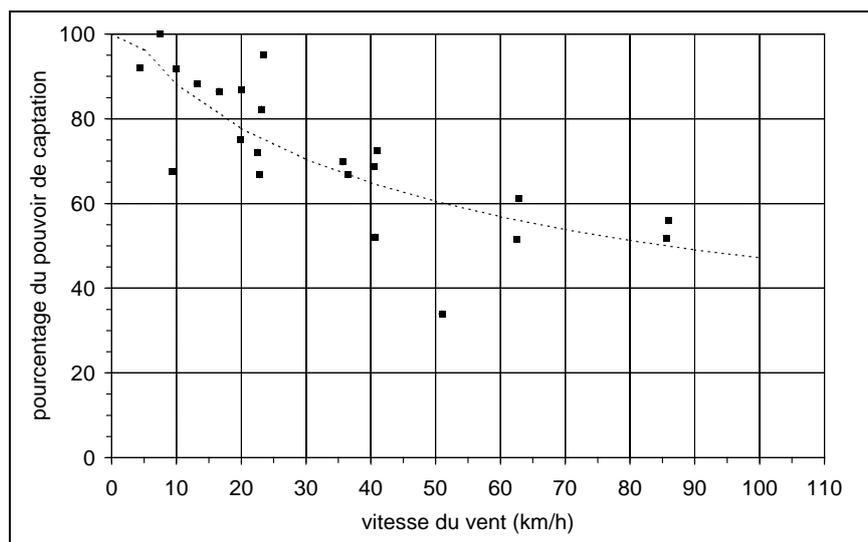


Figure (11) : déficit de captation d'un pluviographe à augets en fonction de la vitesse du vent (d'après Anonyme (1957) repris par Lavabre, 1983)

Par ailleurs, le vent est susceptible de provoquer des vibrations du pluviographe, lesquelles peuvent conduire à des basculements intempestifs dans le cas des appareils à augets. Une comparaison entre le nombre de basculements enregistrés et le volume d'eau total recueilli permet de repérer ce type d'erreur.

Le vent est également susceptible d'entraîner une sous-estimation des précipitations en raison de l'évaporation qu'il provoque. Pour un vent de 3 m/s, des mesurages en laboratoire ont montré que le déficit pouvait atteindre 20 g pour un appareil à pesée. Pour une surface de réception de 1 000 cm², le déficit peut atteindre jusqu'à 15 g d'eau (Morineau, 1993).

6.2 Incertitudes liées au matériel de mesure

6.2.1 Les principales incertitudes liées au matériel de mesure sont

Les pertes par rétention des gouttes d'eau à la surface du cône : de 4 g pour une surface de 400 cm² jusqu'à 15 à 20 g pour 1 000 cm². Des pertes atteignant jusqu'à 10 % de la hauteur précipitée ont été observées (Einfalt *et al.* 1998).

Les pertes par éclaboussement : sous l'effet de la vitesse, des gouttes de pluie peuvent rejaillir à l'extérieur du cône de réception, entraînant ainsi un déficit de captation, fonction de la taille des gouttes et de l'intensité de la pluie. Cette perte est toute fois généralement considérée comme inférieure à 1 ou 2 % de la masse d'eau recueillie.

Une mauvaise horizontalité du cône de réception : un défaut d'horizontalité peut provoquer un déficit de captation estimé à 0,4 %, 1,5 % et 6 % pour des angles d'inclinaison respectifs de 5°, 10° et 20° (Chocat *et al.* 1997). Dans le cas des appareils à augets, une mauvaise horizontalité peut également perturber les basculements d'augets et leur symétrie ;

Une installation non conforme : le pouvoir de captation diminue avec la hauteur du pluviographe (Lavabre, 1988, 1990). Par rapport à un pluviographe enterré dont la

surface de réception est affleurante à une hauteur de 0 m, des pluviographes placés respectivement à 1 m, 4 m et 8 m de hauteur présentent des déficits de captation respectifs de 2-3 %, 3-4 % 6-7 %, ceci pour des précipitations sur 24 heures. Cette diminution de la captation avec la hauteur, qui dépend également de l'aérodynamique du pluviographe, peut jouer un rôle important en milieu urbain où le respect des critères de bonne installation n'est pas toujours facile : l'installation de pluviographes sur les toits des bâtiments est fréquente ;

Les pertes par rétention d'eau sur la crépine : jusqu'à 20 g, l'évaporation sous l'effet de la chaleur des gouttes retenues à la surface du cône pour les pluviographes équipés d'un système de chauffage (afin d'éviter les problèmes de gel durant les périodes froides), les précipitations de pluie et de neige peuvent être sous-estimées de 5 à 10 % à cause de l'évaporation due au chauffage (Einfalt *et al.*, 1998) ; une dégradation des bords du cône.

Il existe également des sources d'incertitude de mesure propres aux seuls pluviographes à augets :

Les problèmes mécaniques : mauvais pivotement, points durs mécaniques, dilatation non homogène des différents matériaux constitutifs, etc. la présence accidentelle d'insectes dans le mécanisme qui peut conduire à un blocage des augets, la présence de dépôts dans les augets, qui peuvent modifier la valeur de la masse d'eau nécessaire au basculement ; un mauvais réglage de l'appareil : l'évaporation de l'eau contenue dans les augets entre deux pluies ou durant les périodes pluvieuses de très faible intensité ; et surtout la sous-estimation des fortes intensités due au phénomène de sur remplissage des augets.

7. Conclusion

La formation des nuages et des précipitations résulte de relations complexes entre la microphysique des nuages et la dynamique de l'atmosphère. Différents mécanismes d'ascendance de l'air (convection locale, soulèvement orographique et soulèvement frontal) peuvent être à l'origine de la formation des systèmes nuageux capables d'engendrer des fortes précipitations. En région méditerranéenne, tous ces mécanismes sont présents. La situation géographique favorise l'alimentation des précipitations par des masses d'air chaud et humide.

La pluie est un phénomène aléatoire dont l'intensité varie dans l'espace et dans le temps. Ces caractéristiques en font un élément difficile à quantifier et à mesurer avec précision en l'état actuel des techniques et des équipements :

La précision à attendre des données pluviographiques ne peut guère être meilleure que 20 %. Lorsque l'on utilise des données pluviométriques comme variable d'entrée des modèles, il faut tenir compte de cette imprécision des valeurs dans l'analyse des résultats du calcul.

CHAPITRE II

TRAITEMENT ET EXPLOITATION DES DONNEES PLUVIOGRAPHIQUES

1. INTRODUCTION

Les résultats de mesure fournis par les pluviographes à augets basculants ou à pesée requièrent des traitements pour en dégager les informations pertinentes en vue d'une exploitation ultérieure. Dans les paragraphes suivants, nous en donnerons quelques exemples à partir de résultats obtenus avec un pluviographe à augets basculants. Les basculements d'augets génèrent des impulsions électriques qu'il est très facile d'enregistrer sur une centrale d'acquisition de données. Ces impulsions peuvent être enregistrées soit à pas de temps variable (chaque basculement est horodaté) soit à pas de temps fixe (un compteur d'impulsions est relevé toutes les n minutes et remis à zéro).

L'enregistrement de basculements horodatés permet de travailler ensuite à pas de temps fixe ou variable selon les besoins, tandis que l'enregistrement initial à pas de temps fixe ne permet pas de repérer chaque basculement et accroît le phénomène de lissage ou d'amortissement des pointes d'intensité en diminuant la résolution (les informations sont nécessairement des multiples entiers de la hauteur d'eau H_a de l'auget). L'enregistrement à pas de temps fixe peut paraître plus économique en mémoire, mais cette question est de moins en moins une contrainte compte tenu de l'évolution des capacités des matériels informatiques et électroniques. Un enregistrement direct des basculements horodatés est préconisé car il permet de récupérer toute l'information brute et de recalculer ultérieurement des intensités à n'importe quel pas de temps fixe par cumul des basculements.

Nous présenterons dans ce chapitre les traitements de données les plus classiques, en nous limitant à ceux qui concernent l'évolution des précipitations au cours du temps, sans prendre en compte ceux qui sont liés à la répartition spatiale de la pluie (calculs de courbes isohyètes, de déplacement des cellules pluvieuses, etc.).

2. IDENTIFICATION DES EVENEMENTS PLUVIEUX

Cette identification nécessite au préalable d'établir les critères définissant un événement pluvieux pour le site étudié. Quatre points doivent être pris en considération :

- les périodes de précipitation nulle ;
- le début de l'événement ;
- la fin de l'événement ;
- la durée de précipitation nulle séparant deux événements pluvieux indépendants.

Il faut souligner dès à présent que la définition des événements pluvieux en hydrologie urbaine contient une part d'arbitraire, les événements pluvieux ainsi définis ne correspondant pas forcément à une réalité météorologique précise. Cette définition des événements doit être adaptée à l'usage ultérieur que l'on veut faire des données pluviographiques. Elle doit tenir compte des caractéristiques hydrologiques des bassins versants auxquels sont appliquées les données pluviographiques, principalement celles liées à la transformation pluie-débit : temps de concentration, lissage des extrema d'intensité pluvieuse par le ruissellement et les écoulements en réseau, effet de stockage et de laminage, etc. Cette définition doit aussi tenir compte du type de phénomène étudié : volumes ruisselés, flux polluants transités, flux surversés, débits de pointe, réaction de la station d'épuration, etc.

3. PERIODES DE PRECIPITATION NULLE

Bien que cela puisse paraître paradoxal, il est nécessaire, avant de pouvoir définir des événements pluvieux, de définir la précipitation nulle, c'est à dire l'intensité minimale en deçà de laquelle on considère qu'il y a absence de précipitation.

On convient généralement qu'une intensité inférieure à 0,1 mm/h pendant la durée nécessaire à un basculement de l'auget est remplacée par une précipitation nulle dans les fichiers de données (Grosse, 1980). Cela permet de séparer différents blocs de pluie, de déterminer le début et la fin des événements pluvieux ainsi que les durées de temps sec. Des valeurs plus élevées peuvent être choisies comme intensité minimale pour des besoins particuliers.

3.1 DEBUT DE L'ÉVENEMENT

En général, la précipitation commence avant le premier basculement d'auget enregistré après une période de précipitation nulle d'une durée suffisante pour séparer deux événements.

Mais comme il est impossible de connaître la quantité d'eau présente dans l'auget avant cette précipitation (l'auget peut en effet être partiellement rempli par la précipitation précédente), on ne peut pas déterminer précisément le début de la précipitation, notamment pour les faibles intensités.

On fixe alors arbitrairement le début de l'événement à l'instant du premier basculement survenant après une période de précipitation nulle. L'erreur relative commise est d'autant plus faible que la hauteur précipitée est importante, et l'erreur absolue est toujours inférieure ou égale à la capacité de l'auget. Certains auteurs proposent de déterminer le début de l'événement pluvieux en extrapolant les valeurs de l'intensité mesurée pendant le début de la pluie (Grosse, 1980). Toutefois, pour les besoins courants en hydrologie urbaine, on néglige cette correction qui est relativement arbitraire et peu significative.

3.2 Fin de l'événement

Pour des raisons similaires, on fixe arbitrairement la fin de l'événement à l'instant du dernier basculement avant une période de précipitation nulle, même si la précipitation a pu se poursuivre sans toutefois parvenir à provoquer un basculement supplémentaire. Là encore, il est possible de déterminer la fin de l'événement pluvieux par extrapolation à intensité constante (Grosse, 1980), mais cette correction quelque peu artificielle est négligée en hydrologie urbaine.

3.2.1 Durée de précipitation nulle séparant deux événements pluvieux indépendants

Les éléments précédents permettent de définir des périodes de précipitation non nulle. Il reste à définir ce qu'on appelle un événement pluvieux indépendant. Cette définition dépend du bassin versant étudié, et notamment de sa réaction aux événements

pluvieux. En effet, on considère généralement que deux précipitations sont indépendantes si les effets résultant de la première ont cessé avant le début de la deuxième.

Par exemple, sur un réseau unitaire, le débit doit être revenu au niveau du débit de temps sec après la première période de pluie avant que la deuxième période de pluie ne commence pour considérer que les deux périodes de pluie constituent deux événements indépendants. Dans le cas contraire, si les deux hydrogrammes de crue se chevauchent, on considérera que les deux précipitations constituent un seul événement pluvieux indépendant (voir Figure). Le choix de la durée de précipitation nulle séparant deux événements pluvieux indépendants dépend ainsi de la réponse du bassin versant aux événements pluvieux, réponse elle-même fonction des caractéristiques des surfaces et du réseau. Dans le cas où le système d'assainissement comprend des ouvrages retardant les écoulements (bassins de retenue, vannes de régulation, etc.), les effets consécutifs à une précipitation peuvent perdurer plusieurs heures, voire plusieurs dizaines d'heures après la fin de l'événement pluvieux. On peut alors être conduit à choisir une durée de précipitation nulle très longue pour distinguer des événements indépendants.

Dans certains cas, l'indépendance des événements pluvieux peut être définie à partir de critères autres que des critères hydrauliques simples. Parmi les critères possibles, on peut noter les impacts de l'événement pluvieux sur le fonctionnement de la station d'épuration ou les impacts de l'événement pluvieux sur la qualité du milieu naturel (par exemple, les critères de retour à une concentration en oxygène dissous ou à une turbidité donnée après la pluie peuvent être utilisés).

Dans ces conditions, les durées de précipitation nulle entre deux événements indépendants peuvent devenir très longues et entraîner des regroupements importants de précipitations. Aussi, en pratique, on définit généralement l'indépendance des événements pluvieux sur un simple critère hydraulique et, à chaque fois que cela s'avère nécessaire, on regroupe ultérieurement les événements indépendants pour effectuer une analyse globale de leurs conséquences et impacts successifs.

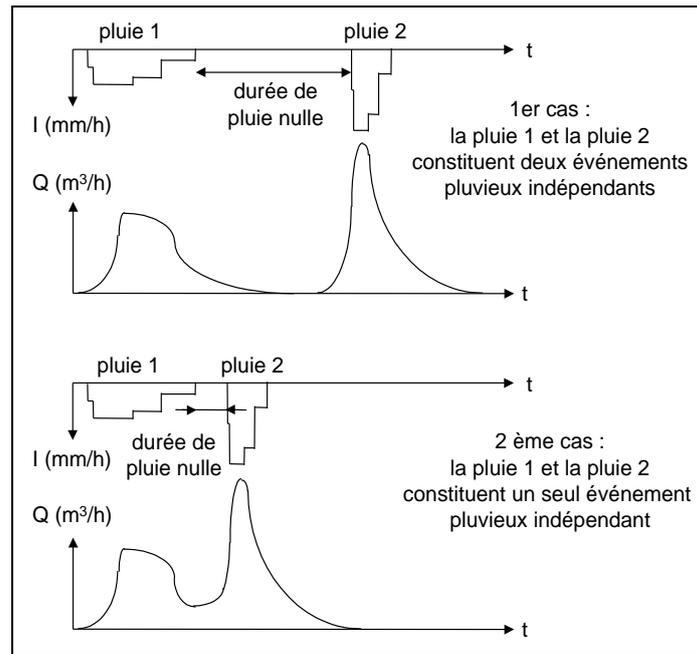


Figure (12) : définition d'événements pluvieux indépendants

3.3 CALCUL DIRECT DE LA HAUTEUR PRECIPITEE

Connaissant la hauteur d'eau H_a correspondant à un basculement d'auget (0,1 ou 0,2 mm dans les cas les plus fréquents), la hauteur d'eau H_c précipitée pendant un événement pluvieux est calculée directement à partir de la somme des basculements. Compte tenu :

- de l'incertitude sur le début et la fin des événements pluvieux ;
- de la mise à zéro des périodes isolées d'intensité inférieure à 0,1 mm/h ;
- de l'erreur due au phénomène de sur-remplissage,

H_c est généralement inférieure à la hauteur réellement précipitée H_{cr} . Seule la troisième des sources d'erreur ci-dessus peut être corrigée lorsque la courbe d'étalonnage en intensité du pluviographe a été établie. C'est pourquoi il est préférable de déterminer la hauteur H_{cr} après estimation des intensités réelles I_r corrigées d'après cette courbe d'étalonnage, surtout lorsqu'il existe des valeurs élevées de l'intensité.

Si on ne dispose pas d'une courbe d'étalonnage en intensité ou si on se trouve dans des conditions ne nécessitant pas forcément une correction (faibles valeurs de l'intensité), le calcul est direct et est fait de la manière suivante, en prenant $H_{cr} = H_c$. A chaque instant t_i horodaté correspondant à un basculement, la hauteur précipitée H_c cumulée augmente d'un incrément correspondant au basculement de l'auget qui s'est rempli d'une hauteur H_a entre t_{i-1} et t_i . Un exemple de données brutes est présenté dans le Tableau ()

Tableau (4) : basculements horodatés, extraits du début (de 16 h 41 à 22 h 33) de l'événement pluvieux observé en région bordelaise le 01/01/1996

temps TU	H_a (mm)	H_c (mm)
01/01/1996 16:41:33	0,2	0,00
01/01/1996 16:55:23	0,2	0,20
01/01/1996 16:57:43	0,2	0,40
01/01/1996 17:05:20	0,2	0,60
01/01/1996 20:08:17	0,2	0,80
01/01/1996 20:50:42	0,2	1,00
01/01/1996 21:07:13	0,2	1,20
01/01/1996 21:09:50	0,2	1,40
01/01/1996 21:13:50	0,2	1,60
01/01/1996 22:02:45	0,2	1,80
01/01/1996 22:33:14	0,2	2,00

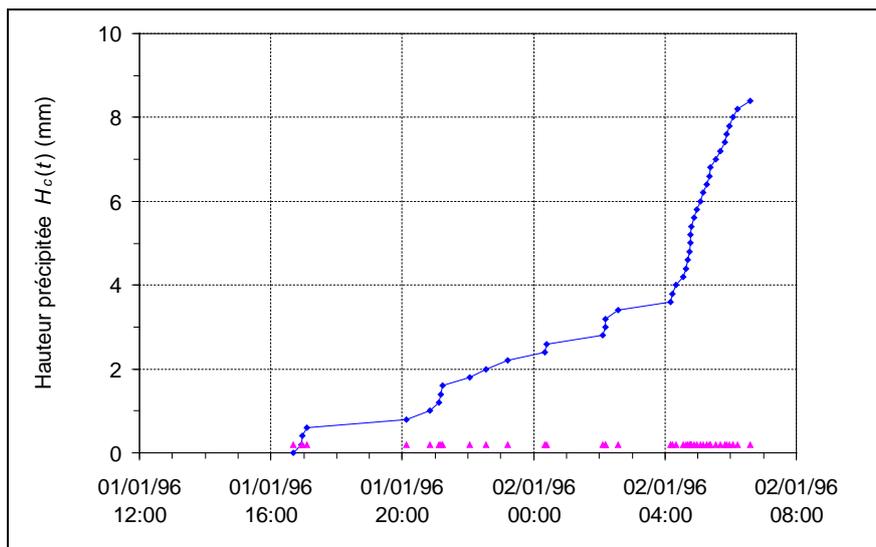


Figure (13) : hauteur précipitée cumulée $H_c(t)$, événement pluvieux complet observé en région bordelaise le 01/01/1996

On peut alors tracer la courbe donnant la variation de la hauteur précipitée H_c cumulée au cours du temps : les triangles dans la partie basse du graphique repèrent les basculements sur l'axe du temps. Le même type de courbe est fourni directement par les pluviographes à pesée après conversion des variations de masse en variations de hauteur précipitée.

3.4 INTENSITES ET HYETOGRAMMES

3.5 CAS D'UNE PRECIPITATION DE FAIBLE INTENSITE

Nous considérerons ici comme faible une intensité instantanée inférieure à 100 mm/h. L'intensité moyenne $I_{i-1,i}$ (en mm/h) de la pluie entre deux basculements successifs des augets aux instants t_{i-1} et t_i est donnée par la relation :

$$I_{i-1,i} = \frac{H_a}{t_i - t_{i-1}}$$

avec H_a (en mm) la hauteur d'eau correspondant à un basculement d'auget et en faisant l'hypothèse que cette intensité est constante entre t_{i-1} et t_i (en h). On détermine ainsi les valeurs de l'intensité I_m à pas de temps variable, avec une fonction en escalier (voir le Tableau (5), et la Figure (14)). La courbe $I_m(t)$ correspondante est appelée hyétogramme.

Lorsque la courbe d'étalonnage a été établie, les résultats peuvent être affinés en estimant l'intensité réelle $I_r(t)$ à partir de l'intensité mesurée $I_m(t)$ à laquelle on applique une correction de la forme :

$$I_r(t) = a I_m(t)^b$$

où a et b sont les coefficients numériques expérimentaux de la courbe d'étalonnage.

Dans l'exemple présenté ici d'une pluie observée en hiver en région bordelaise, les intensités sont toujours inférieures à 12 mm/h et la correction est inutile. Nous verrons, au paragraphe 0, l'application d'une correction dans le cas d'intensités plus fortes.

Tableau (5) : intensités I_m à pas de temps variable, extrait du début (de 16 h 41 à 22 h 33) de l'événement pluvieux observé le 01/01/1996 en région bordelaise

temps TU	H_a (mm)	H_c (mm)	I_m (mm/h)
01/01/1996 16:41:33	0,2	0,00	0,87
01/01/1996 16:55:23	0,2	0,20	5,14
01/01/1996 16:57:43	0,2	0,40	1,58
01/01/1996 17:05:20	0,2	0,60	0,07
01/01/1996 20:08:17	0,2	0,80	0,28
01/01/1996 20:50:42	0,2	1,00	0,73
01/01/1996 21:07:13	0,2	1,20	4,59
01/01/1996 21:09:50	0,2	1,40	3,00
01/01/1996 21:13:50	0,2	1,60	0,25
01/01/1996 22:02:45	0,2	1,80	0,39
01/01/1996 22:33:14	0,2	2,00	0,31

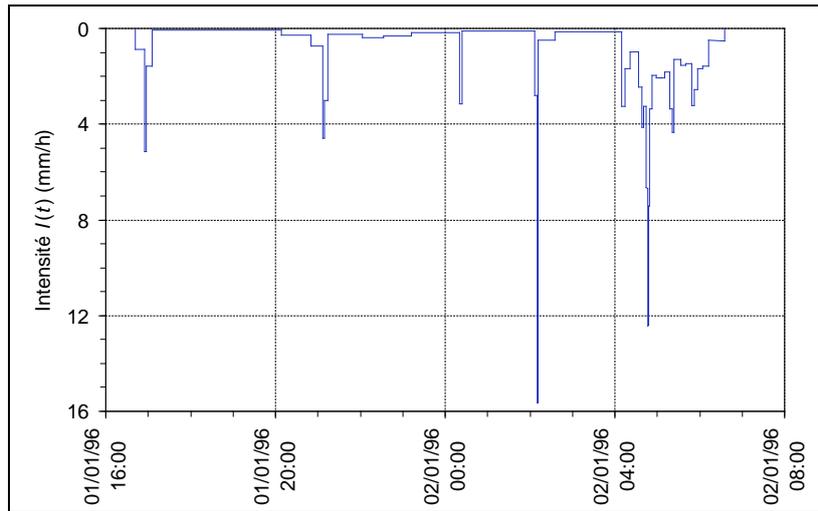


Figure (14) : hyétogramme à pas variable de l'événement pluvieux observé en région bordelaise le 01/01/1996

A partir de ce premier niveau de traitement des données, on peut calculer l'intensité pluviométrique à pas de temps fixe Δt , généralement de 1 à 5 ou 6 minutes (voir Tableau (5)). Le calcul de l'intensité à pas de temps fixe est très utile, notamment pour les usages ultérieurs en modélisation, mais il conduit à écrêter les pointes instantanées d'intensité lorsque le pas de temps augmente (voir Figure (14) et Figure (15)), et ceci parfois de manière très radicale. Ainsi, Einfalt *et al.* (1998) citent un exemple où le passage d'un pas de temps de 1 minute à un pas de temps de 5 minutes a conduit à une réduction de 80 % des intensités maximales calculées. Ce qui a des conséquences directes sur le calcul des débits de pointe sur les mêmes pas de temps. Le choix du pas de temps est important dans de nombreux cas, notamment pour la simulation des débits de pointe, des seuils de déversements vers le milieu aquatique ou des débits massiques polluants dont les valeurs instantanées sont liées aux valeurs maximales instantanées de l'intensité pluviométrique par le biais des modèles d'arrachement et d'entraînement des polluants stockés en surface des bassins versants.

Aussi, et quel que soit l'emploi ultérieur des données, nous recommandons de travailler avec des pas de temps Δt inférieurs ou égaux à 5 ou 6 minutes. Il est toujours possible ultérieurement de modifier les données pour les présenter avec un pas de temps plus grand. Mais on ne peut pas faire l'opération inverse consistant à retrouver l'information brute initiale à court pas de temps à partir d'une information déjà discrétisée sur des pas de temps longs : les techniques statistiques de désagrégation des données

fondées sur des approches probabilistes utilisées dans ce but sont très spéculatives et restent encore du domaine de la recherche (Arnbjerg-Nielsen *et al.*, 1996).

Ces remarques montrent également l'intérêt d'utiliser des pluviographes avec des augets dont la hauteur H_a est aussi faible que possible, le plus souvent 0,1 ou 0,2 mm, afin de réduire au minimum la discrétisation initiale du mesurage liée aux basculements des augets. Cette discrétisation à 0,1 ou 0,2 mm de pluie est également la plus fréquente pour les pluviographes à pesée continue.

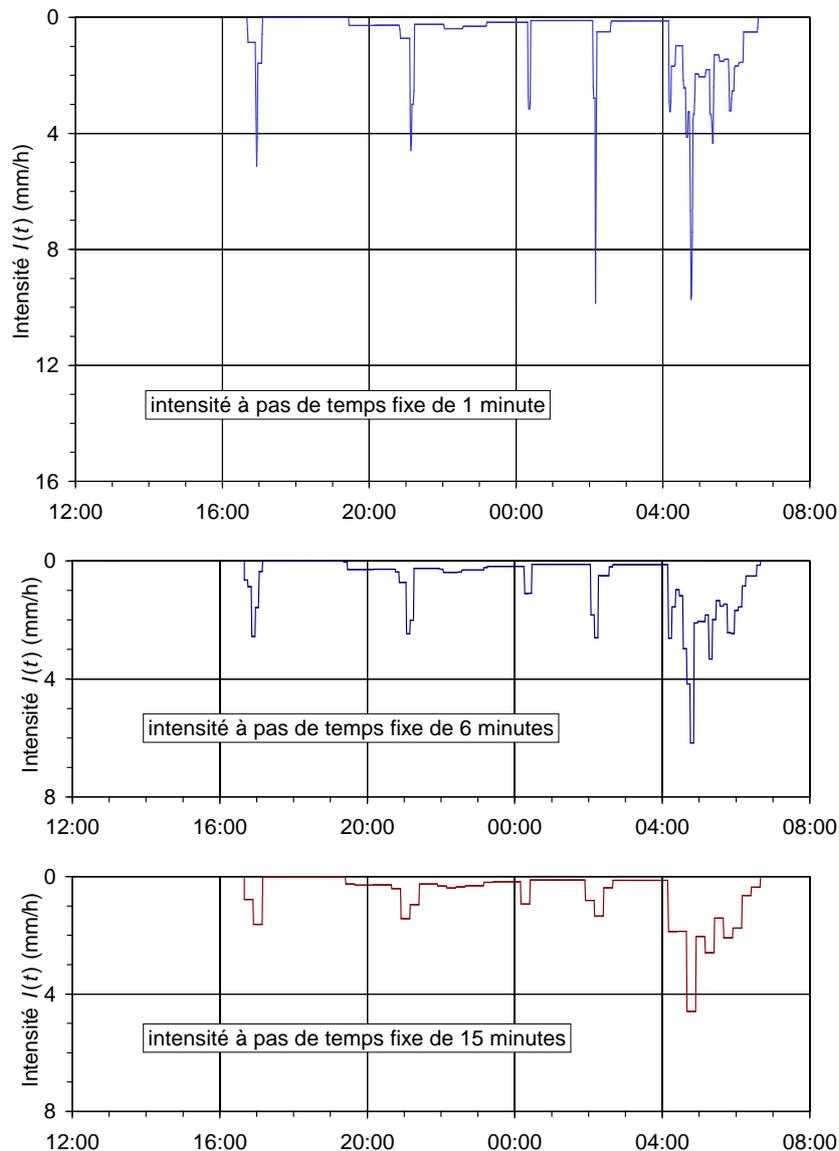


Figure (15) : hyétogrammes à pas de temps fixes Δt de 1, 6 et 15 minutes, événement pluvieux observé en région bordelaise le 01/01/1996

Tableau (6) : hauteur cumulée et intensité à pas constant de 1 minute, extrait du début de l'événement pluvieux observé en région bordelaise le 01/01/1996
Cas d'une précipitation de forte intensité

temps TU	H_c (mm)	I_m (mm/h)
01/01/1996 20:58:00	1,10	0,73
01/01/1996 20:59:00	1,11	0,73
01/01/1996 21:00:00	1,13	0,73
01/01/1996 21:01:00	1,14	0,73
01/01/1996 21:02:00	1,15	0,73
01/01/1996 21:03:00	1,16	0,73
01/01/1996 21:04:00	1,17	0,73
01/01/1996 21:05:00	1,19	0,73
01/01/1996 21:06:00	1,20	0,73
01/01/1996 21:07:00	1,26	3,75
01/01/1996 21:08:00	1,34	4,59
01/01/1996 21:09:00	1,41	4,32
01/01/1996 21:10:00	1,46	3,00
01/01/1996 21:11:00	1,51	3,00
01/01/1996 21:12:00	1,56	3,00
01/01/1996 21:13:00	1,60	2,54

Nous considérerons ici comme forte une intensité instantanée supérieure à 100 mm/h. Dans ce cas, une correction des valeurs de I_m est souhaitable lorsque la courbe d'étalonnage montre une sous-estimation de l'intensité réelle I_r et donc de la hauteur réelle H_{cr} déduite des valeurs de l'intensité réelle I_r . Nous donnons ci-dessous l'exemple d'une précipitation observée en région méditerranéenne, avec des intensités dépassant en pointe 100 mm/h.

La correction appliquée à l'intensité I_m pour déterminer I_r est la suivante, pour les intensités I_m supérieures à 40 mm/h :

$$I_r = a I_m^b = 0,771 I_m^{1,087}$$

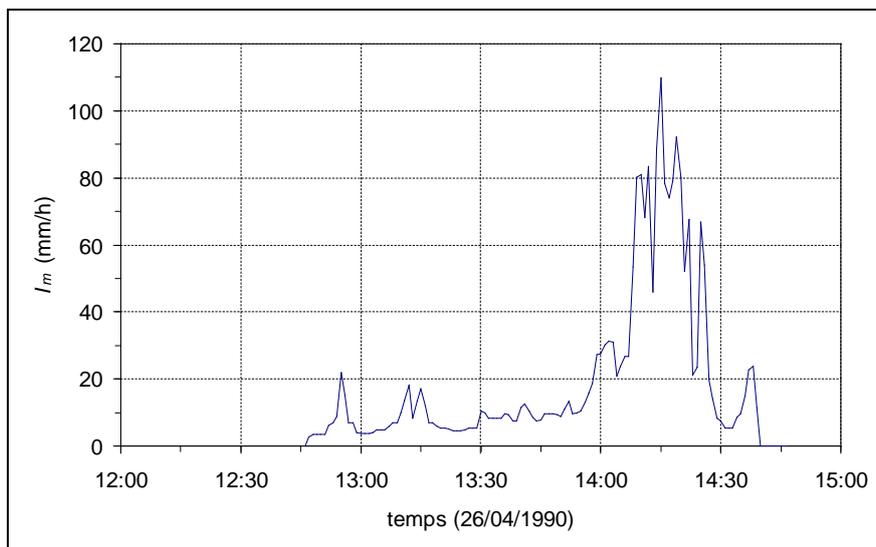
avec a et b déterminés d'après la courbe d'étalonnage.

Le

Tableau (6) indique, pour un extrait des données comportant des intensités inférieures et supérieures à 40 mm/h, les valeurs de I_m et I_r et les hauteurs cumulées correspondantes H_c et H_{cr} .

Tableau (7) : intensités I_m et I_r et hauteurs H_c et H_{cr} pour un événement pluvieux observé en région méditerranéenne le 26/04/1990 (extrait des données)

DATE	I_m (mm/h)	I_r (mm/h)	H_c (mm)	H_{cr} (mm)
26/04/1990 14:00:00	27,435	27,435	10,914	10,914
26/04/1990 14:01:00	30,105	30,105	11,416	11,416
26/04/1990 14:02:00	31,260	31,260	11,937	11,937
26/04/1990 14:03:00	31,050	31,050	12,455	12,455
26/04/1990 14:04:00	20,775	20,775	12,801	12,801
26/04/1990 14:05:00	23,880	23,880	13,199	13,199
26/04/1990 14:06:00	26,820	26,820	13,646	13,646
26/04/1990 14:07:00	26,655	26,655	14,090	14,090
26/04/1990 14:08:00	53,460	58,267	14,981	15,061
26/04/1990 14:09:00	80,055	90,373	16,315	16,567
26/04/1990 14:10:00	80,880	91,386	17,663	18,090
26/04/1990 14:11:00	68,115	75,821	18,799	19,354
26/04/1990 14:12:00	83,295	94,355	20,187	20,927
26/04/1990 14:13:00	45,930	49,403	20,952	21,750
26/04/1990 14:14:00	88,530	100,819	22,428	23,430
26/04/1990 14:15:00	109,875	127,500	24,259	25,555



Figure(16): intensité mesurée I_m pour un événement pluvieux observé en région méditerranéenne le 26/04/1990

La correction se traduit par une hauteur précipitée H_{cr} totale corrigée de 40,9 mm au lieu de $H_c = 38,3$ mm sans correction, soit une augmentation de 6,8 %. La Figure(16 et la Figure (17 montrent respectivement $I_m(t)$ et les rapports I_r / I_m et H_{cr} / H_c , ce qui permet de visualiser l’influence de la correction. Ce type de correction est d’autant plus indispensable que les valeurs des intensités sont élevées et que l’écart entre I_m et I_r montré par la courbe d’étalonnage est important pour le pluviographe considéré. Il apparaît donc que l’étalonnage en intensité du pluviographe est une opération nécessaire, ne serait-ce

que pour confirmer, le cas échéant, qu'il est possible d'utiliser les données brutes sans correction si la sous-estimation est considérée comme faible ou négligeable par l'utilisateur des données en fonction de ses besoins.

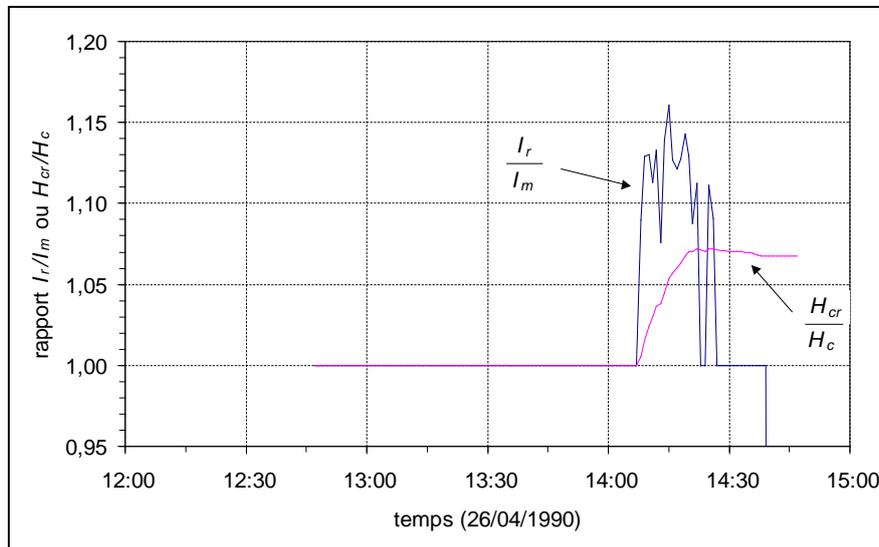


Figure (17) : rapports I_r / I_m et H_{cr} / H_c pour un événement pluvieux observé en région méditerranéenne le 26/04/1990

3.6 VALIDATION DES DONNEES PLUVIOGRAPHIQUES

Avant leur exploitation, les données pluviographiques, comme tout résultat de mesure, doivent être validées. Diverses méthodes peuvent être utilisées, qui se distinguent en particulier par l'échelle de temps de leur application, c'est à dire le délai entre l'acquisition de la donnée et la détection d'une anomalie éventuelle, on peut ainsi distinguer :

- La validation en temps réel ou légèrement différé (délai inférieur à une heure) : ce type de validation est en cours de développement depuis la fin des années 1980, notamment pour détecter des anomalies de fonctionnement des pluviographes et pour la gestion en temps réel des réseaux d'assainissement. La détection d'anomalies est d'autant plus difficile que le délai diminue, car la redondance de l'information d'un pluviographe à l'autre, ou d'un point de mesure à l'autre, diminue avec le pas de temps d'acquisition des données. En effet, plus le pas de temps d'observation de la pluie est petit, plus les phénomènes présentent un

caractère aléatoire et moins les intensités mesurées sur différents pluviographes sont corrélées, ce qui rend difficile les inter-comparaisons et les validations croisées.

- La validation différée (délai de l'ordre de la journée) : ce type de validation est effectué par examen visuel et numérique des hyétogrammes, en utilisant essentiellement la redondance entre pluviographes aux grandes échelles de temps (24 heures le plus souvent). Un premier examen des hauteurs d'eau précipitées journalières permet de déceler le comportement atypique d'un pluviographe (le seul appareil à enregistrer une pluie ou au contraire le seul à n'enregistrer aucune précipitation). Un deuxième examen à des pas de temps plus courts, de 5 min à 1 heure, permet d'affiner le diagnostic. Certains « motifs » caractéristiques peuvent aussi attirer l'attention de l'opérateur lors de l'examen d'un hyétogramme provenant d'un pluviographe à augets. Par exemple, de faibles intensités enregistrées lors des pluies, suivies, quelque temps plus tard, d'un grand nombre de basculements en quelques minutes sont souvent la « signature » d'un pluviographe partiellement bouché puis remis en état par une intervention appropriée. La validation en temps différé, avec une périodicité hebdomadaire par exemple, permet aussi d'exploiter utilement d'autres sources d'informations, telles que les comptes-rendus des opérations d'entretien et de maintenance.
- La validation a posteriori (délai de plusieurs mois) : ce type de validation porte globalement sur une ou plusieurs séries chronologiques constituées avant leur exploitation, la méthode la plus classique est l'examen d'une courbe de double cumul obtenue en portant en ordonnée la hauteur de pluie cumulée au pas de temps journalier correspondant aux données à valider, et en abscisse la hauteur de pluie cumulée au pas de temps journalier correspondant à des données de référence (un autre pluviographe, ou une série correspondant à une valeur moyenne de plusieurs pluviographes), les variations et les ruptures de pente sont des indices très nets de problèmes d'étalonnage, de panne ou de modifications des appareils (Figure ()). En fait ces problèmes doivent normalement être évités par une gestion rigoureuse du matériel et une validation différée, mais un contrôle ultérieur n'est jamais superflu.

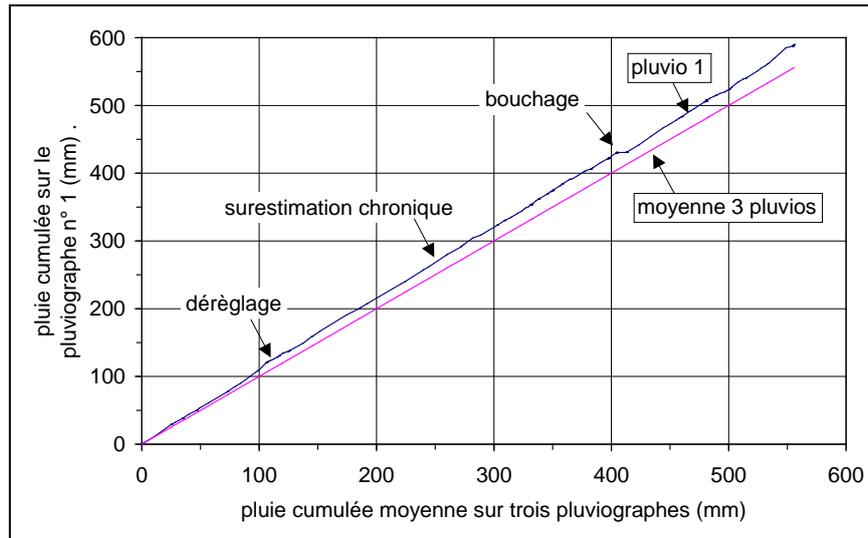


Figure (18) : exemple de courbe de double cumul pluviométrique

3.7 SERIES CHRONOLOGIQUES DE PLUIES

Les séries chronologiques de pluies sont constituées à partir de données pluviographiques en continu sur une durée de plusieurs années ou dizaines d'années. On constitue ainsi une base de données contenant les hyétogrammes et les caractéristiques globales (date, durée, hauteur, intensité, durée de temps sec antérieure, etc.) de tous les événements pluvieux mesurés.

Les séries chronologiques sont utilisées notamment dans le cadre de la modélisation, afin de simuler le fonctionnement du système d'assainissement dans des conditions réelles et variées, permettant une étude statistique des résultats obtenus (Arnbjerg-Nielsen *et al.*, 1998). Les conclusions que l'on peut en tirer sont ainsi beaucoup plus riches et mieux fondées que celles résultant d'une simulation sur une pluie de projet unique et théorique, ou même sur un jeu de pluies historiques observées, simulation qui ne permet pas d'appréhender la variabilité des conditions de fonctionnement du système d'assainissement. La simulation avec des séries chronologiques permet également, si le réseau d'assainissement est instrumenté, de comparer les résultats calculés avec les résultats de mesure in situ. D'autre part, les séries chronologiques sont indispensables lorsque l'on étudie des phénomènes se déroulant sur des échelles de temps différentes, par exemple les événements pluvieux, les débits qu'ils engendrent, et les impacts associés sur

la station d'épuration et sur le milieu naturel. On retrouve la notion d'indépendance des événements pluvieux abordée précédemment, et la nécessité de traiter une chronique complète et non plus des événements isolés (Einfalt, 1998).

Enfin, les séries chronologiques, après critique et validation rigoureuse des données, sont indispensables pour réaliser des études statistiques sur les pluies, telles que l'établissement des courbes IDF.

3.8 COURBES IDF

3.8.1 Principe général

Les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) ou Hauteur-Durée-Fréquence (HDF) permettent d'estimer les fréquences de dépassement F des événements pluvieux observés à partir de leur durée et de leur intensité moyenne I ou de leur hauteur H , par interpolation graphique ou mathématique. En pratique, on remplace généralement la fréquence de dépassement F par la période de retour T associée, définie comme l'intervalle de temps moyen séparant deux événements dont l'intensité moyenne ou la hauteur atteint ou dépasse un seuil donné. La période de retour T est généralement exprimée en années.

Précisons dès à présent que pour estimer avec une incertitude acceptable un événement de période de retour T , il faut disposer d'observations sur une durée minimale d'environ 3 à 5 fois la période de retour T . Ainsi, une estimation raisonnable d'une hauteur de pluie décennale demande au minimum 30 à 50 ans de données...

Pour un objectif de dimensionnement hydraulique des réseaux, on s'intéresse généralement aux événements dits « fréquents », c'est à dire de périodes de retour égales à 1, 2, 5 et 10 ans, voire plus pour certains ouvrages structurants. Dans une logique de gestion du risque, des événements « exceptionnels » de périodes de retour de l'ordre de 50 à 100 ans sont étudiés, ce qui impose la plupart du temps l'utilisation de méthodes d'extrapolation des observations, méthodes fondées sur des lois statistiques applicables aux valeurs extrêmes.

Il faut néanmoins rappeler que la détermination des courbes de type IDF revient à décrire un phénomène complexe, la pluie, par une seule variable aléatoire qui est l'intensité moyenne sur une durée donnée. Il faut donc toujours être prudent quant à leur emploi et aux conclusions obtenues. De ce point de vue, un travail sur des séries chronologiques est

plus satisfaisant, et d'autant plus facile que l'on s'intéresse en priorité aux périodes de retour inférieures à 1 an.

3.8.2 Etablissement des courbes IDF

Le principe d'établissement des courbes IDF ou HDF est le suivant (pour plus de détails, voir par exemple Lahaye *et al.*, 1980 ; Masson, 1980 ; Chocat *et al.*, 1997) :

- On considère un échantillon de N événements pluvieux mesurés pendant P années;
- On choisit une durée de pluie D , par exemple 10 minutes. Pour simplifier les calculs, D doit être un multiple entier du pas de temps Δt de discrétisation de la pluie. Il faut bien évidemment que Δt soit inférieur à D , ce qui montre à nouveau l'intérêt de travailler avec des pas de temps fins de l'ordre de 1 ou 2 minutes en hydrologie urbaine ;
- Pour chaque événement pluvieux, en parcourant l'ensemble du hyétogramme par pas de temps Δt , on cherche la valeur de l'intensité I ou de la hauteur H qui est maximale sur la période de durée D ;
- On dispose alors de N valeurs d'intensité moyenne maximale ou de hauteur maximale sur la durée D ;
- On range ensuite ces N valeurs dans un ordre décroissant ;
- On attribue aux N valeurs décroissantes les fréquences empiriques de dépassement F calculées par exemple par la relation de Bos-Levenbach :

$$F = \frac{r_g - 0,3}{N + 0,4}$$

avec r_g le rang, en faisant l'hypothèse que la variable suit une loi de type exponentielle ; la première valeur a ainsi une fréquence de dépassement $0,7/(N+0,4)$, la deuxième valeur une fréquence $1,7/(N+0,4)$, la j -ième valeur une fréquence $j - 0,3/(N+0,4)$, etc. ;

Parmi les nombreuses relations empiriques proposées dans la littérature, la relation de Bos-Levenbach est celle qui, d'après Roux (1996), paraît la plus satisfaisante au plus grand nombre d'auteurs. Mais cela n'exclut pas l'emploi d'autres relations si des analyses statistiques montrent que l'**Erreur ! Source du renvoi introuvable.** n'est pas la plus appropriée ;

- les périodes de retour T correspondantes, en années, sont données par la relation générale :

$$T = \frac{1}{F} \times \frac{P}{N}$$

Soit, dans notre cas :

$$T = \frac{N + 0,4}{r_g - 0,3} \cdot \frac{P}{N}$$

- on réitère la procédure pour d'autres durées D , par exemple 30 minutes, 1 heure, 2 heures, 6 heures, 12 heures, 24 heures, etc.

CHAPITRE III

AVERSE DE PROJET

1. DEFINITION DE LA PLUIE DE PROJET

La pluie de projet est un événement pluvieux fictif, et une représentation synthétique, (Type avancée, intermédiaire, retardée,...) ou de formes imposées, des données pluviométriques disponibles. La pluie de projet est un événement type, sensé reproduire à l'exutoire du bassin (réseau d'assainissement) le même effet que la pluie réelle (débit, volume, etc...) à la quelle il est possible d'associer une période de retour (Chocat .1997 Valiron 1989, bourier 1987).

Suivant les données disponibles, la taille du problème traité, les moyens de calcul et les paramètres pris en compte, on distingue deux grandes classes de pluie de projet ; l'une Issue de la définition déterministe, l'autre de la définition statistique (Bemmo, 1993)

L'APPROCHE DETERMINISTE

Elle consiste à représenter la pluviométrie locale par une pluie de projet unique à laquelle on rattache une période de retour. Elle regroupe les trois méthodes suivantes de représentation de la pluie de projet :

- A partir des courbes « intensité-durée-fréquence », ou s'intéresse à l'intensité moyenne pendant le temps de concentration du bassin versant considéré .elle permet de calculer le débit de point à l'exutoire, auquel on fait correspondre la même période de retour.
- A partir d'un hyétoqramme (variation de l'intensité en fonction de temps).
- A partir d'un hyétoqramme tenant compte de l'emprise de l'averse et de sa trajectoire sur le bassin étudié

L'APPROCHE STATISTIQUE

Elle consiste à représenter la pluviométrie locale par un ensemble de pluie de projet permettant d'étudier la relation Pluie -Débit à l'exutoire, cette approche essaie :

- De mesurer la fréquence d'apparition d'un débit à partir de plusieurs pluies .la période de retour d'une valeur de débit n'étant pas forcément égale à celle de la pluie ;
- De tenir compte de la variation spatio-temporelle des intensités à partir d'une trajectoire suivie par localement.
- De mesurer la réponse d'un réseau pour les événements pluviométriques les plus violentes observées localement.

2. PLUIE DE PROJET DERIVENT DE COURBE IDF

- **L'averse uniforme**

L'averse uniforme est très certainement la plus ancienne et la plus simple des averses des projets, elle trouve son utilisation dans de nombreuses applications, dont la méthode

rationnelle elle est caractérisée par une intensité constante pour toute sa durée, cette durée est souvent prise égale au temps de concentration du bassin versant sur lequel sera appliquée l'averse de projet.

- **L'averse composite**

L'averse composite se rapproche plus de la réalité que la pluie uniforme en ce sens que l'intensité varie au cours du temps, en l'occurrence cette variation se fait conformément à une courbe (I D F) la particularité fondamentale de cette averse est que l'intensités maximales moyennes sur n'importe quelle durée, on commencera donc par déterminer une durée totale de l'averse afin de pouvoir construire le hytogramme .l'exemple ci-dessous montre la démarche à adopter en vue d'obtenir une averse composite.

Soit le cas de station pluviographique X ou l'intensité pour un temps de retour T=10 ans est ajustée sur une formule de Talbot.

$$i_{10} = (3154)/25+t$$

L'averse composite d'une durée de 1 heure aura une intensité moyenne de 37mm/h donc un volume de 37mm. Le tableau suivant montre les étapes de calcul.

Tableau (8) : Etapes de calcul d'une averse composite

Temps t [min]	Intensité sur la courbe IDF [mm/h]	Hauteur de la pluie cumulée [m]	Hauteur d'eau sur Δt [mm]	Intensité de l'averse [mm/h]	Averse de projet [mm/h]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
10	90	15.0	15	90	25
20	70	23.3	8.3	50	50
30	57	28.5	5.2	31	90
40	49	32.7	4.2	25	31
50	42	35.0	2.3	14	14
60	37	37.0	2.0	12	12

- (1) : durée sur la courbe (IDF) ;
 (2) : intensité .moy .max sur la courbe (IDF) ;
 (3) : (2) $(t/60)$;
 (4) : (3) $i - (3) i-1$;
 (5) : (4) $(60/ \Delta t)$;
 (6) : averse (arrangée)

L'averse composite obtenue dans la colonne (5) présente un hyétogramme décroissant dans le temps .cette forme peu fréquente peut être « réarrangée » ; par exemple (colonne 6) en situant la point d'intensité au centre et les intensités décroissantes placées alternativement avant et après la pointe . Les figures (19) et (20) montrent la pluie composite et l'averse de projet obtenue.

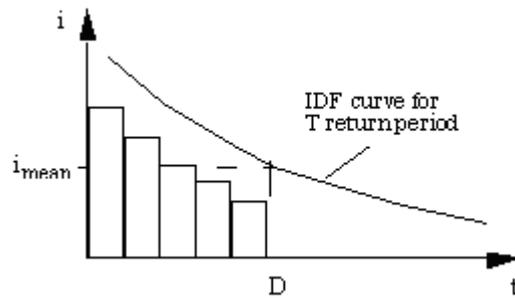


Figure (19) : Construction de l'averse composite

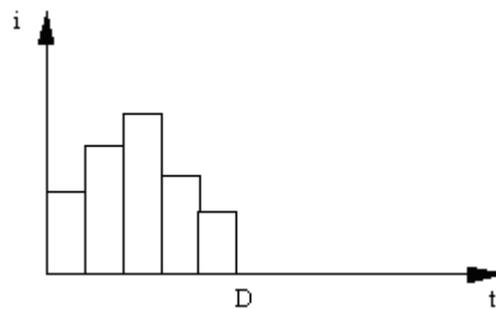


Figure (20) : pluie de projet basée sur l'averse composite

- **L'averse type Chicago**

La méthode qui permet de calculer une averse de Chicago a été Développée par Keifer et Chu (1957). L'idée est de construire une averse qui satisfasse l'intensité moyenne donnée par la courbe IDF pour toute durée inférieur ou égal à la durée de la pluie.

Soit une relation de Talbot généralisée représentant la courbe IDF :

$$i_{\text{moy}} = a / (td + b)^c$$

Ou :

i_{moy} = intensité moyenne de l'averse en mm /h

td = durée de l'averse en minutes ;

a, b, c = constantes fonction de station et du temps de retour.

En posant :

$$r = t_b / t_d \quad \text{avec } 0 < r < 1,$$

Ou :

t_b = temps qui précède de la « point » de l'averse, c'est-à-dire l'instant où l'intensité est maximale (en minutes).

et :

$$t_d = t_b + t_a,$$

Ou :

t_a = durée de l'averse qui suit l'instant d'intensité maximal (en minute)

On peut alors écrire :

$$t_b = r * t_d ;$$

$$t_a = (1 - r) * t_d ;$$

Ou t_b est mesuré de l'intensité maximal vers la gauche et t_a de l'intensité maximale vers la droite tel que le montre la figure (21)

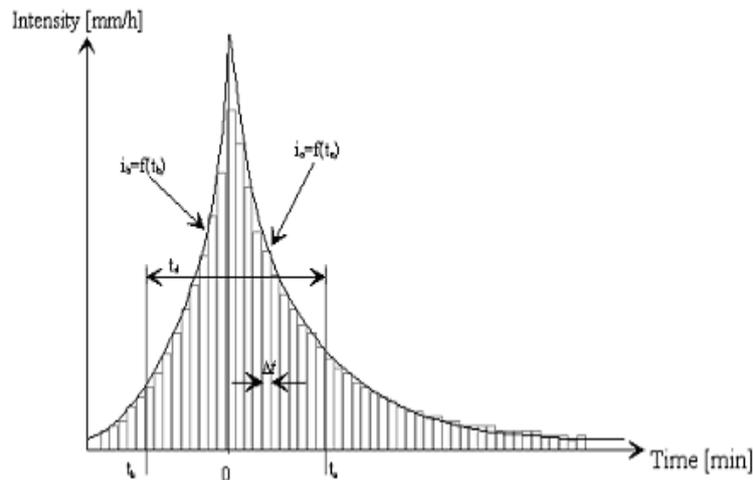


Figure (21) : construction du hyétogramme de type Chicago

- **Construction de la pluie de projet à partir de la méthode « pluie e projet double triangle »**

Les événements pluvieux réels provoquant des désordres dans les réseaux d'assainissement pluvial sont généralement constitués d'une période de pluie intense relativement courte située à l'intérieur d'une séquence de pluie de quelques heures; le point précédent mis à part, aucune forme particulière de distribution temporelle des intensités n'est plus probable qu'une autre.

Desbordes (1974) a donc proposé de choisir une forme particulière de pluie de projet en raisonnant non plus par rapport au phénomène physique, mais par rapport aux éléments auxquels le modèle de ruissellement (utilisé après le modèle pluviométrique) était le plus sensible. Cette analyse de sensibilité, conduite à partir du modèle du réservoir linéaire a permis de montrer qu'une forme simple, doublement triangulaire, fournissait des formes d'hydrogrammes et des valeurs de débit maximum peu sensibles à des erreurs sur le paramètre principal du modèle de ruissellement : le lag time.

Cette pluie de projet est entièrement définie par cinq paramètres (Figure 7.4) :

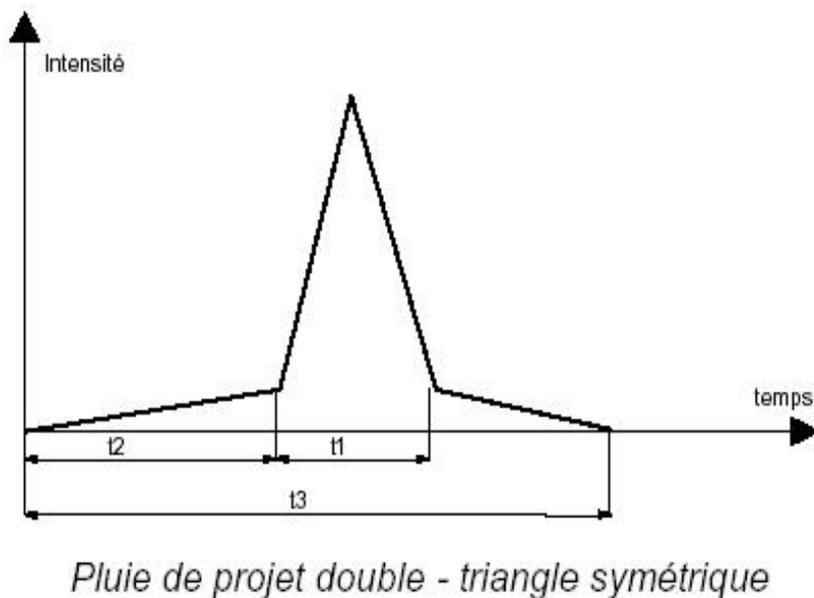
- la durée totale t_3 (quelques heures) ;
- la durée de la période de pluie intense : t_1 (quelques dizaines de minutes) ;
- la position de la pointe d'intensité par rapport au début de la pluie : rapport t_2 / t_3 ;

- l'intensité atteinte au début de la période intense : i_1 ;
- l'intensité maximale atteinte pendant la période intense : i_2 .

Les principaux éléments de choix sont les suivants :

- la durée totale t_3 peut être prise égale à 4 heures (valeur par défaut : en pratique, cette durée devrait être adaptée à chaque bassin versant et à son temps de concentration). Sur cette durée t_3 , il tombe plus de 80 % de la hauteur totale des épisodes pluvieux significatifs dans 73 % des cas. Par ailleurs, pour les grands bassins versants sur lesquels des pluies plus longues pourraient paraître intéressantes, la variation relative du débit de pointe obtenu n'est que de 2 % lorsque la durée totale de la pluie passe de deux à quatre heures.
- la durée de la période de pluie intense t_1 peut être choisie entre quinze minutes et une heure selon la nature et la surface du bassin versant étudié.

Figure (22) :



3. Pluie de projet dérivant de précipitations observées

3.1 Pluie de projet par moyenne arithmétique

Lorsque suffisamment de données pluviographiques de bonne qualité sont à disposition, il est préférable d'élaborer une structure d'averse de projet à l'aide des

observations. La structure synthétique la plus simple à envisager est alors la structure moyenne .cette méthode comprend les étapes suivant :

- Sélection d'averse dont les caractéristiques sont similaires à celles de la pluie de projet recherché .ainsi, les volumes précipités et la durée des événement doivent comparables.
- Exprimer les pas de temps de chaque averse observée k en % de sa durée totale. Si un pas de temps de 10 minutes est retenu, une averse qui aurait duré 100 minutes aurait ainsi 10 pas de temps de 10% chacun.
- Exprimer la quantité d'eau précipitée dans chaque pas de temps en % du volume tombé
- Calculer le pourcentage moyen de volume de chaque pas de temps :

$$\bar{i}(t) = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n i_k(t)$$

n = nombre d'averse observées.

Connaissant un volume de pluie de projet par la courbe IDF par exemple, et sa durée, par le temps de concentration par exemple, la structure de la pluie de projet est obtenue en multipliant les pourcentages obtenus par ces volume et durée.

La figure (23) montre un exemple de construction d'une hyétogramme d'une précipitation par la méthode de la moyen arithmétique.

Seule 4 averses ont été considérés dans la figure ci-dessus, pour des raisons de simplicité .en pratique, une vingtaines d'événements devraient être utilisées a fin d'assurer une bonne homogénéité de plus, ces événement devraient provenir d'un même phénomène (plus convectives, pluies frontales,...) et en principe, d'une même saison.

Cette méthode est des plus simples, mais son principal inconvénient est illustré à la figure (1.6) la moyenne arithmétique crée un lissage souvent indésirable qui uniformise la structure temporelle. De plus, l'intensité maximale est fortement atténuée, ce qui pas satisfaisant. La méthode de PILGRAM ET CORDEY permet de corriger ces défauts.

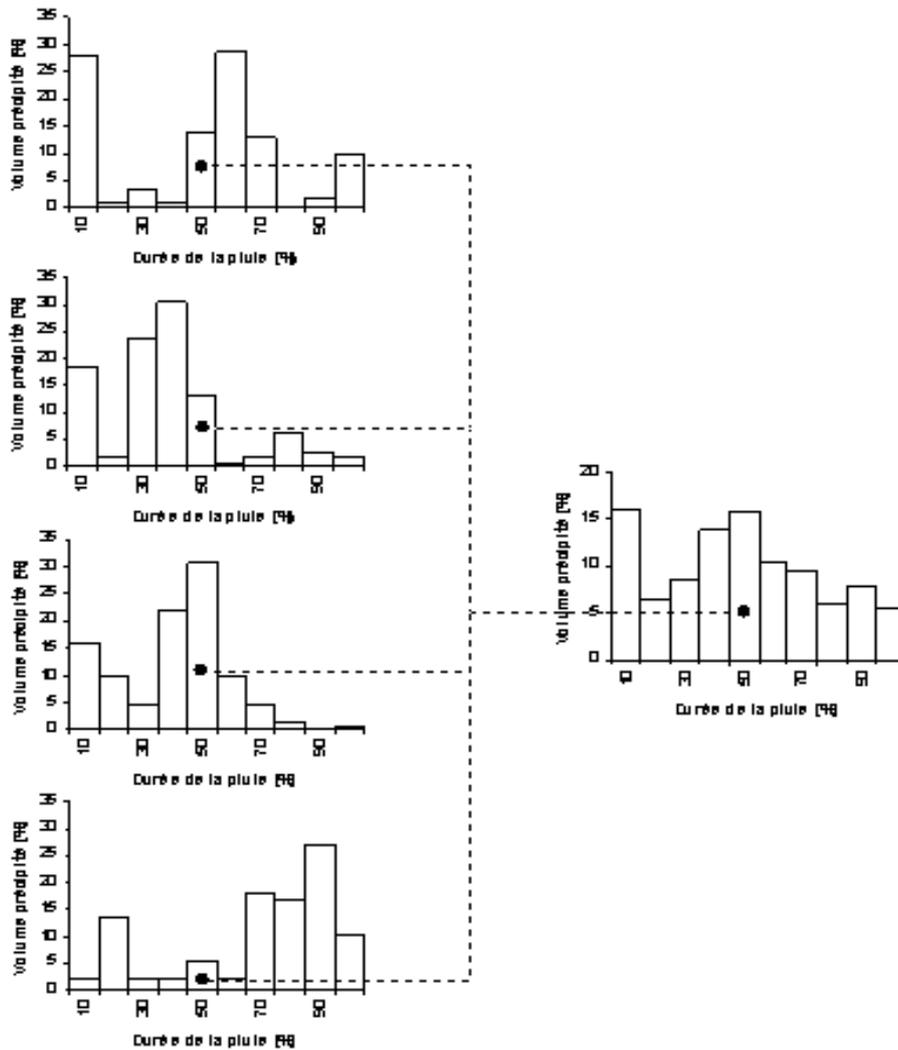


Figure (23): Exemple de la structure par moyenne arithmétique

3.2 Pluie De Projet Selon PILGRAM ET CORDEY

Les deux considérations à la base de méthode sont :

- La courbe IDF ne permet pas d’identifier la structure temporelle des averses ;en particulier la position de la partie intense de l’averse n’est pas connue.
- Pour que la fréquence de la crue de projet soit approximativement la même que celle de la pluie de projet, il est préférable de déterminer une structure moyenne de l’averse pour qu’elle soit la pluie probable.

La première remarque est inhérent à la courbe IDF ; elle est préjudiciable à la plus part des pluies de projet qui lui sont dérivées .la seconde est intuitive et se repose sur aucun preuve expérimentale.

Par rapport aux pluies de projet dérivées à déterminer la courbe IDF ou de structure par moyen arithmétique, celle proposée par PILGRAM ET CORDEY (1984) a l'avantage de respecter les séquences des intensités observées

Le principe de calcule consiste à déterminer le rang moyen des intensités dans chaque période de l'averse, et l'intensité moyenne de chaque rang. A chaque période est donc a attribué un rang moyen auquel se rattache une intensité moyenne.

Le grand intérêt de cette méthode est que l'averse dérivée de cette méthode reste proche a la réalité par sa forme et que les intensités maximales sont peut atténuées, puisque ce sont des valeurs moyennes .En fait, l'analyse des intensités et de la structure temporelle se fait séparément, au contraire de la méthode précédente.

3.3 La pluie de projet ISWS (profil de Huff)

Suite à des recherches menées par Huff (1967), le service des eaux de l'état d'Illinois (ISWS set l'acronyme de Illinois Water survey) a établi une averse de projet ayant une distribution temporelle particulière. Huff proposé une série de profils de distribution temporelle des averses sur la base d'une analyse d'un grand nombre de pluies d'une durée comprise entre 3 et 48 heures.

Il propose des courbes exprimant le cumul de la hauteur des précipitation en fonction du cumul de la durée de la dite précipitation suite à cette analyses, les averses ont été séparées en quatre grandes familles (quatre quartiles) selon la période durent la quelle se produit le maximum de la précipitation .D'autre part, Huff a aussi déterminé, pour chacun des quartiles, différentes courbes de structure correspondant à des probabilités différentes.

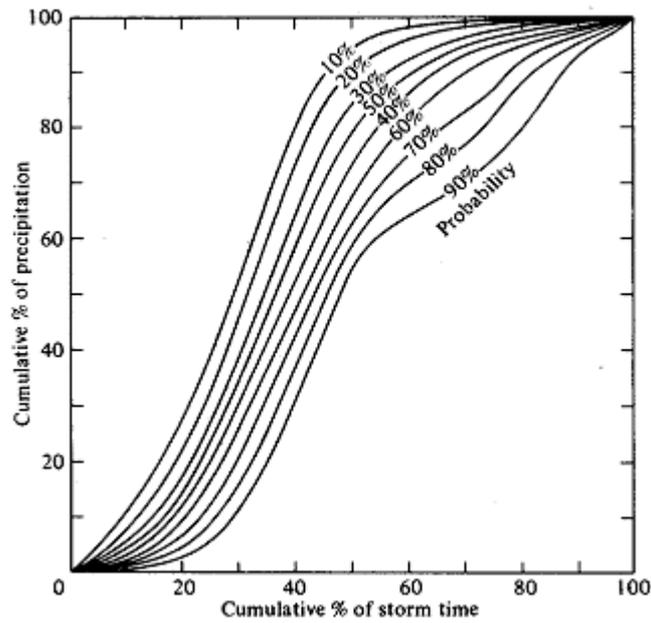


Figure (24) : distribution temporelle d'averse

4. Conclusion

Il existe diverses méthodes de détermination des averses de projet, et chacune des méthodes présente des avantages et des inconvénients, et hormis celles dérivées de la courbe IDF, aucun n'est applicable directement en n'importe endroit pour un temps de retour quelconque.

CHAPITRE IV

ETUDE DES MISES EN CHARGE DANS LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

1. INTRODUCTION

« L'étude mathématique des écoulements à surface libre en régime transitoire n'est pas une discipline scientifique récente. Elle a débuté il y a déjà plus de 200 ans lors de l'essor de l'ensemble des théories mécaniques, avec les travaux de Laplace en 1776 et de Lagrange vers 1781 sur la propagation des ondes à la surface des canaux. Dès 1871, Barré de Saint-Venant a formulé mathématiquement, par un système d'équations différentielles, le mouvement des eaux à surface libre pouvant faire l'objet d'une description filaire. Depuis lors, ces équations servent de base aux modèles mathématiques d'écoulement à surface libre » en rivière, en canaux et en réseau d'assainissement (d'après Kovacs, 1988).

Pour modéliser la propagation des écoulements en réseau d'assainissement, on distingue classiquement deux grandes familles de modèles :

- les modèles issus de la mécanique des fluides et de l'hydraulique, appelés modèles hydrodynamiques, dérivés du modèle complet de Barré de Saint-Venant (1871) ;
- les modèles issus de la dynamique des systèmes, appelés souvent modèles globaux ou conceptuels, du type Muskingum ou réservoir linéaire par exemple.

Deux aspects importants doivent être pris en compte pour la modélisation des écoulements en réseau d'assainissement :

- la complexité des réseaux : collecteurs, ouvrages spéciaux (nécessitant des modèles spécifiques), singularités hydrauliques (avec application de conditions aux limites particulières couplées avec l'utilisation des modèles de propagation en collecteur) ;
- la complexité des écoulements, notamment les influences aval, les maillages du réseau, et surtout les mises en charge qui créent des problèmes très particuliers de compatibilité entre modèles d'écoulement à surface libre et modèles d'écoulement en charge.

Dans cette partie du travail, nous traiterons les méthodes la prise en compte des mises en charge.

2. MODELISATION DES ECOULEMENTS EN CHARGE

2.1. Problèmes liés à la modélisation des mises en charge

Un écoulement en canalisation est en charge lorsque le débit transité est supérieur au débit maximum que peut écouler cette canalisation à surface libre. En prenant l'exemple d'une canalisation circulaire le débit maximum à surface libre est obtenu pour un tirant d'eau voisin de 95 % du diamètre. Cette valeur de débit dépasse de 5 % le débit obtenu pour une section pleine et non en charge. On a une courbe $Q = f(h)$ qui a l'allure représentée Figure 25.

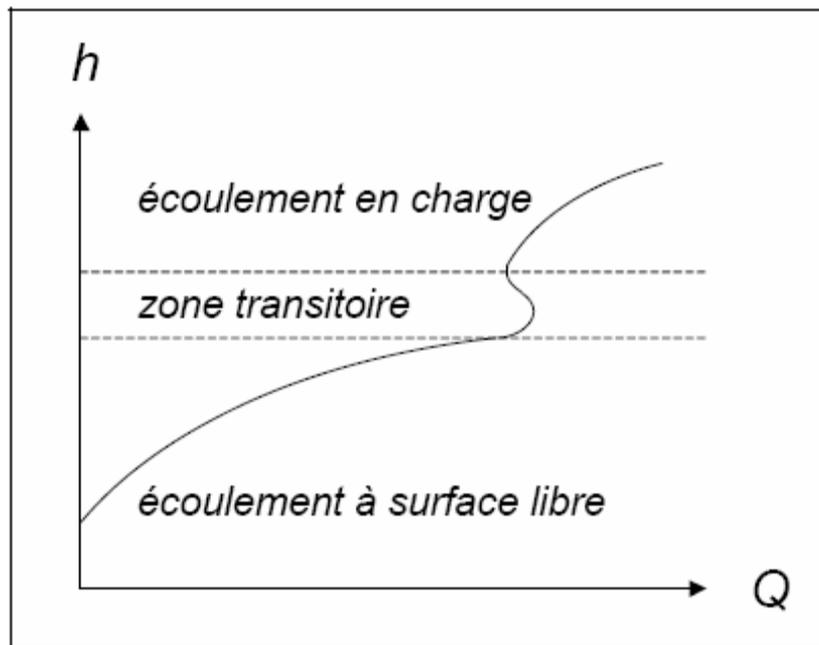


Figure (25): Passage d'un écoulement à surface libre à un écoulement en charge dans une conduite circulaire

A partir de la zone transitoire, h représente la charge nécessaire pour que le débit s'écoule. A surface libre cette grandeur mesure la hauteur d'eau réelle, en charge elle est supérieure à la hauteur maximale de la canalisation.

Seule l'approche mécaniste permet de représenter correctement les mises en charge dans un réseau d'assainissement, mais la résolution complète est lourde et complexe à mettre en oeuvre dans de bonnes conditions (Barré de Saint-Venant avec schéma implicite). A

l'inverse, l'approche globale est beaucoup plus simple mais les méthodes employées ne sont pas adaptées au cas des mises en charge partielle ou complète des collecteurs.

Or les mises en charge constituent un problème important lorsqu'on veut connaître en détail le fonctionnement d'un réseau, notamment ses points faibles que sont les lieux de débordement. La principale difficulté vient du fait que les mises en charge peuvent être partielles ou complètes sur un tronçon, temporaires ou de longues durées, stationnaires ou mobiles le long du réseau. Elles ont également une influence directe sur l'écoulement situé à l'amont. Ces différents points empêchent l'utilisation des modèles classiques de représentation des écoulements en permanence en charge tels que ceux mis en oeuvre pour simuler le fonctionnement des réseaux d'eau potable par exemple.

En pratique, le problème principal consiste à représenter la transition entre écoulement à surface libre et écoulement en charge et l'influence de cette mise en charge sur l'écoulement amont.

Face à cette complexité, et comme il n'existe pas de méthode satisfaisante, la plupart des méthodes existantes reposent sur des artifices de calcul ou de représentation des phénomènes.

2.2 Méthode du stockage

Le volume d'eau qui s'écoule en charge est « stocké » jusqu'à ce que l'écoulement puisse se faire à surface libre. Ce volume stocké est alors évacué vers l'aval aux pas de temps suivants par un modèle d'écoulement à surface libre (Breuil, 1987), sans jamais dépasser la capacité maximale du collecteur à surface libre. Avec cette méthode, on ne tient évidemment pas compte de la réalité du phénomène de mise en charge ni de ses conséquences sur l'amont.

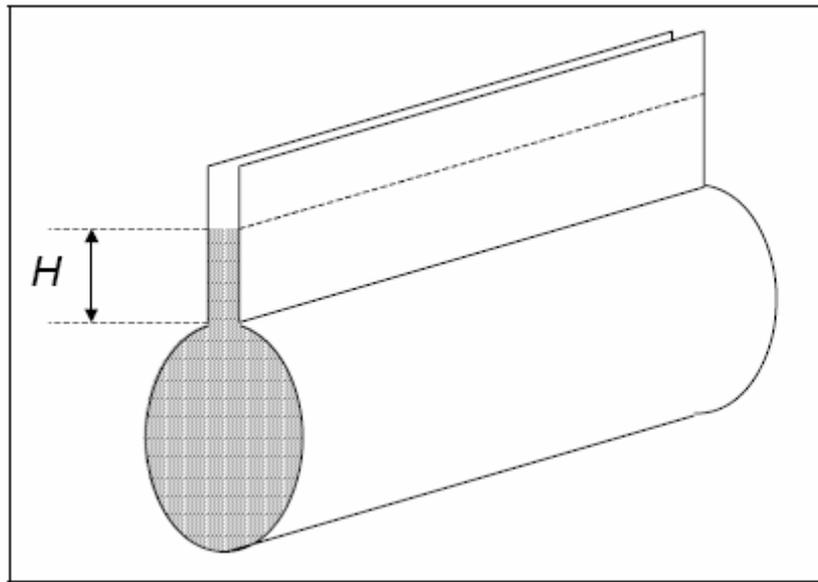
2.3 Méthode de la translation simple

Cette méthode consiste à reporter simplement le volume en charge directement à l'aval du tronçon selon la méthode du time-offset (Breuil, 1987 ; Hey-Ehrmann, 1989). Il n'y a ni stockage ni influence sur l'écoulement amont. Cet artifice de calcul accélère le transfert du débit, contrairement à la méthode précédente qui le ralentit.

La réalité du phénomène se situe en fait entre stockage et translation.

2.4 Méthode de la fente de Preissmann

Cette méthode permet de représenter les mises en charge tout en conservant un modèle d'écoulement à surface libre. L'artifice utilisé, proposé par Preissmann, consiste à considérer la conduite ouverte le long de sa génératrice supérieure et reliée à l'atmosphère par une section rectangulaire de faible épaisseur, comme indiqué Figure 26



Figure(26) : Fente de Preissmann pour la modélisation des écoulements en charge

On utilise un modèle classique d'écoulement à surface libre, la hauteur H représentant fictivement une hauteur de mise en charge. Cela permet de définir l'emplacement d'une zone de mise en charge et d'estimer la hauteur de la charge. Cet artifice a été utilisé par Sogreah avec le modèle de Barré de Saint-Venant. Son principal intérêt réside dans la facilité d'emploi et dans le fait qu'un seul modèle est nécessaire. Par contre, cette méthode ne permet pas de prendre en compte l'influence de la mise en charge sur l'écoulement amont. C'est pourquoi d'autres approches ont été proposées.

2.5 Méthode INSA

Cette méthode a été initialement proposée par Chocat (1978, 1981). Elle est fondée sur l'utilisation d'un modèle d'écoulement en charge et d'un modèle délimitant l'influence de la charge sur la zone située en amont. Ce modèle est établi sur l'hypothèse suivante : à chaque pas de temps, les conditions d'écoulement sont celles d'un écoulement permanent. On raisonne donc pas de temps par pas de temps. Comme la mise en charge influence l'amont, sur un pas de temps, on recherche la configuration qui assure l'équilibre d'un écoulement supposé permanent. Cette recherche de l'équilibre permet de délimiter la zone influencée par la mise en charge et la valeur du débit dans cette zone partiellement en charge, en utilisant un modèle d'écoulement à surface libre étendu à l'écoulement en charge.

La mesure de l'équilibre résulte de la juxtaposition d'un modèle de propagation qui doit se faire nécessairement de l'amont vers l'aval, et d'un modèle de mesure de charge qui ne peut se faire que de l'aval vers l'amont. Le modèle de mesure des charges est du type (Figure 27) :

$$H_{ri} = f(H_{rj}, C_c, \Delta H_{ij})$$

avec

H_{ri} et H_{rj} les hauteurs d'eau dans les regards i et j

C_c caractéristiques des conduites

ΔH_{ij} perte de charge entre les regards i et j .

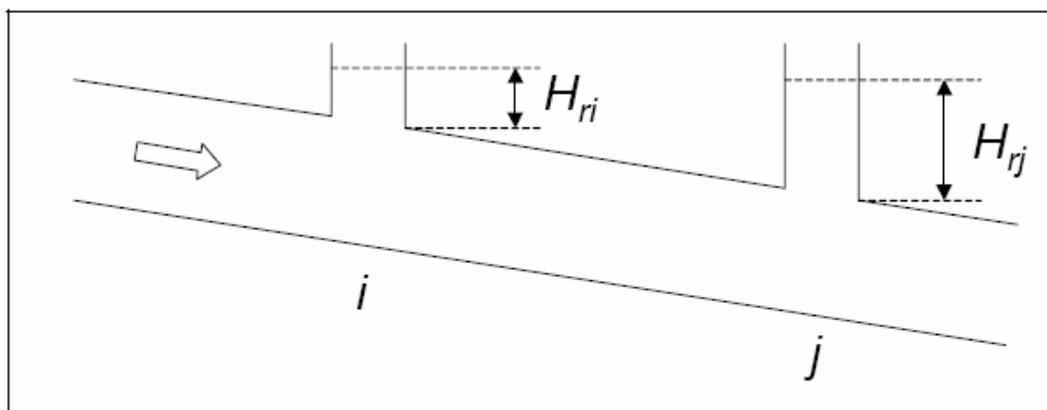


Figure (27) : Représentation des mises en charge dans le modèle INSA

Ce modèle est établi pour les diverses configurations que l'on peut rencontrer, les équations étant issues de l'équation fondamentale de Bernoulli

$$H = \frac{U^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + z$$

avec

z altitude ou cote (m)

U vitesse d'écoulement (m/s)

P pression (m)

ρ masse volumique (kg/m³)

g accélération de la pesanteur (m/s²).

Le modèle de propagation est du type Muskingum non linéaire

$$Q_s(t) = Q_e(t) + \frac{V_s(t - \Delta t)}{\Delta t} - \frac{V_s(t)}{\Delta t}$$

avec la relation supplémentaire

$$V_s(t) = Q_e(t) \cdot TP$$

avec TP le temps de parcours (s).

Le temps de parcours TP est mesuré en fonction du débit entrant et de manières différentes selon que l'écoulement dans le tronçon considéré est totalement ou partiellement en charge ou à surface libre, comme indiqué Figure 4.

La conduite est entièrement à surface libre :

$$V_s(t) = L_b S_a$$

La conduite est entièrement en charge :

$$V_s(t) = L_b S_c$$

La conduite est partiellement en charge :

$$V_s(t) = L_1 S_a + \frac{1}{2} L_2 (S_a + S_c) + L_3 S_c$$

avec $L_b = L_1 + L_2 + L_3$.

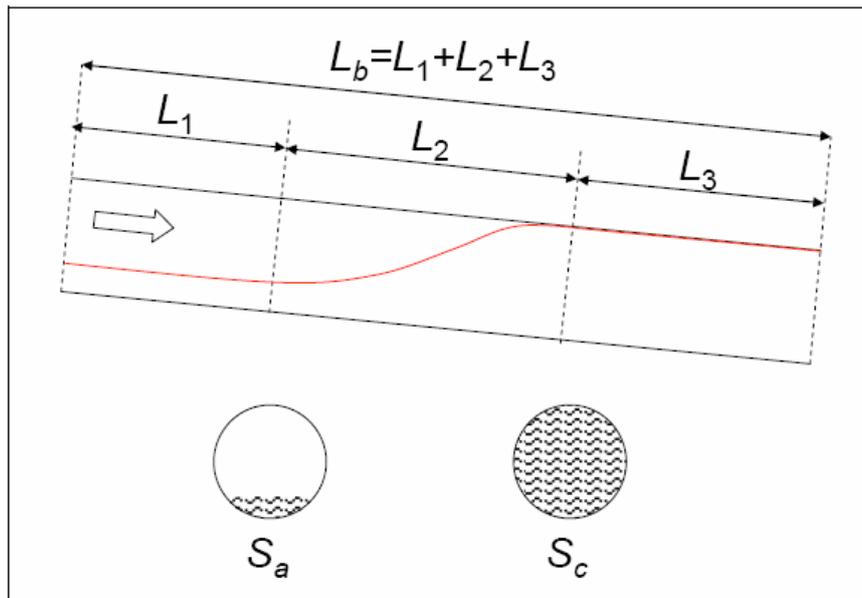


Figure (28) : Calcul du volume stocké selon les conditions de l'écoulement dans le modèle

INSA Le calcul de la charge à partir du débit se fait en étendant la formule de Chézy aux écoulements en charge par utilisation de la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{f_c}} = -2 \log \left(\frac{k_r}{3.7 D_h} + \frac{2.51 \nu}{U D_h \sqrt{f_c}} \right)$$

avec

f_c coefficient de pertes de charge

k_r rugosité (m)

ν viscosité cinématique (m²/s)

D_h diamètre hydraulique (m)

U vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

Si l'écoulement est turbulent rugueux, le deuxième terme du logarithme est négligeable.

Muni de l'ensemble de ces équations, la recherche de l'équilibre est effectuée de la manière suivante :

- on trouve un débit Q_s qui met en charge le tronçon ;
- le calcul de la charge permet de déterminer les charges dans les tronçons amont et de définir la zone influencée par la mise en charge ;

c) connaissant les tronçons en charge partielle ou totale, on calcule à nouveau le débit Q_s dans le tronçon j en utilisant le modèle de propagation tenant compte des mises en charge. Il suffit ensuite de reprendre l'étape précédente jusqu'à ce qu'il y ait équilibre, c'est à dire que le débit de sortie Q_s au tronçon j ne varie plus.

On peut montrer que le processus est convergent (Chocat, 1978). Le calcul itératif est conduit sur un pas de temps. Si le tronçon aval est en charge, on recommence toute la procédure. Il en résulte de nombreuses itérations en boucle, et donc un ralentissement parfois significatif des calculs. Mais cette méthode permet une prise en compte explicite des phénomènes de mise en charge, même si elle est fondée sur des simplifications théoriques importantes.

Le Tableau 9 récapitule les principales approches possibles pour modéliser les écoulements en réseau d'assainissement et les phénomènes que ces modèles sont susceptibles de prendre en compte (d'après Chevereau 1980).

Tableau 9 : Tableau récapitulatif des modèles et de leurs possibilités

	amortissement par frottement	inertie	influence aval	mise en charge	maillage du réseau	translation pure
time-offset						×
Muskingum	×					
onde cinématique	×					
onde diffusante	×		×			
St Venant schéma explicite	×	×	×		×	
St Venant schéma implicite	×	×	×	×	×	

Au-delà de ce tableau, dans le cas d'un usage opérationnel, le choix du modèle d'écoulement est une question délicate. Dans de nombreux cas, les débits simulés à l'exutoire d'un bassin versant peuvent être assez semblables, qu'ils soient calculés avec les équations de Barré de Saint-Venant ou avec les modèles de type Muskingum. Afin d'aider

l'utilisateur à faire un choix pertinent (choix du modèle et des valeurs des paramètres) en fonction des objectifs visés, de la structure du réseau et des caractéristiques des événements pluvieux, Blanpain et Chocat (1999) ont proposé un système d'aide au choix mettant en oeuvre des règles expertes et utilisant la théorie des sous-ensembles flous pour tenir compte de l'imprécision des modèles et des incertitudes des données.

Par ailleurs, lorsque l'on s'intéresse au débit Q à l'exutoire d'un bassin versant, des niveaux de description très différents du réseau de collecteurs peuvent conduire à des résultats très semblables (Chocat et Cabane 1999). Il est donc possible, dans certains cas, de simplifier la représentation du réseau sans dégrader notablement l'information calculée à son exutoire. Des recherches plus approfondies sur cette question mériteraient d'être menées en travaillant notamment sur la représentation de la complexité.

PARTIE II

- Présentation du site de la ville de Annaba
- Présentation du réseau d'assainissement
- Modélisation Sous le modèle Canoé

CHAPITRE I

PRESENTATION DU SITE DE LA VILLE DE ANNABA

1. INTRODUCTION

Les observations climatiques nécessaires à l'élaboration de l'étude climatologique, en l'occurrence les séries d'observations et les heytogrammes des averses, ont été acquises auprès de l'ANRH, de l'ONM et le fond documentaire du département.

2. STATION PLUVIOMETRIQUES DE LA VILLE

La ville de Annaba et sa région sont couvertes par un nombre suffisant de station de mesure. Les principales sont citées dans le tableau ci-après :

Tableau10 : station pluviométrique de la ville de ANNABA

STATION	TYPE DE MESURE	ORGANISME
Seraïdi	Cumul journalier	ONM
Edough	Cumul journalier	ANRH
Pont Bouchet	Pas de temps Variable	ANRH
Les salines	Pas de temps Variable	ONM
Chetaibi	Cumul journalier	ANRH
Ain Berda	Cumul journalier	ANRH
Berahal	Cumul journalier	ANRH



Figure (29) : Réseaux de mesure de l'ANRH (région de Annaba)

3. Répartition spatiale de la pluie et Choix de la station représentative

Le site de la ville d'Annaba se trouve intéressé par différents bassins hydrologiques dont les superficies sont d'importance moyenne à faible. Pour une meilleure orientation, nous avons utilisé des noms référentiels pour les SBV : H pour Sidi Harb, F pour Forcha et K pour Kouba (Djedoune A et Skhakhfa I, 2006).

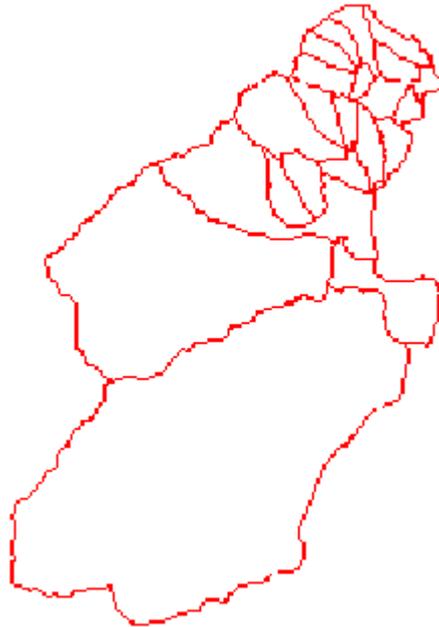


Figure (30) : carte des SBV de la ville de Annaba

Une analyse des averses enregistrées dans l'ensemble des stations pluviométriques avoisinantes à la zone d'étude, montre qu'il y a une grande différence entre les pluies enregistrées dans les stations en amont de la ville tel que les stations de Seraïdi (O.N.M) et de l'Edough (A.N.R.H.).

Cette différence s'explique par **l'abatement spatial** des pluies. Plus on s'éloigne de l'épicentre de l'averse plus l'intensité diminue. Une étude de l'ANRH (1982) estime que les pluies enregistrées aux stations de Seraïdi et l'Edough sont plus importantes (2 à 3) trois fois que celle enregistrées aux stations Aéroport (O.N.M.) et Pont Bouchet (ANRH) habituellement prises comme station de référence. Le tableau ci-dessous donne les valeurs de pluie journalières maximales enregistrées dans les deux stations ; Seraïdi et pont Bouchet d'où on distingue à prime abord la grande différence entre les valeurs données.

Tableau11 : les pluies journalière max de la station de Seraïdi
et de la station de Pont Bouchet

Pluie journalière max [mm]		
Année	Station	
	Seraïdi	Pont Bouchet
09/01/1985	34,0	4.7
27/01/1986	37.8	3.1
28/11/1987	33.8	4.2
20/03/1988	44.7	0,0
06/11/1989	45.5	0,0
24/12/1990	44.7	0,0
24/05/1991	73.7	0,0
31/12/1992	60.6	10.5
04/12/1993	50.6	0
23/12/1994	40.6	35.4
06/02/1995	53.9	0,0
08/10/1996	46.2	25.4
31/10/1997	56.1	0
27/11/1998	37.3	35.8
25/05/1999	162	82.8
19/01/2000	55.3	10.1
07/02/2001	43.1	0
26/11/2002	128.7	101
31/12/2003	54	0
13/11/2004	63	82.9
13/12/2005	150	61.4

Figure (31) : les pluies journalières max (station Pont Bouchet)

La dynamique des précipitations intenses des monts de l'Edough est fortement influencée par des facteurs d'origine :

- Orographique : augmentation de la pluie avec l'altitude ;

- Proximité de la mer : forte alimentation et réalimentation des nuages.

Un tel phénomène démontre que la pluviosité n'est pas homogène sur l'ensemble des sous bassins de la ville de Annaba. Ce sont les eaux qui précipitent sur le Mont de l'Edough qui forment l'écoulement des cours d'eaux dans la ville.

4. Données disponibles

Données des averses mesurées au niveau de la station de pont Bouchet s'étalent sur la période de 1977 à 2001

Tableau12 : nombre d'événements par année

Année	nombre d'événements
1977	165
1978	138
1979	84
1980	186
1981	84
1982	97
1983	46
1984	84
1985	38
1986	92
1987	71
1988	64
1989	40
1991	24
1992	79
1993	55
1994	76
1995	82
1996	95
1997	84
1998	87
1999	95
2000	49
2001	36
Total	1951

CHAPITRE II

PRESENTATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT



Figure (32) : réseau d'assainissement de la ville de Annaba

CHAPITRE III

Modélisation Sous le modèle Canoé

1. PRESENTATION DU LOGICIEL

CANOE est un progiciel conçu en France, par le LGCIE (Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale) de l'INSA de Lyon (anciennement URGC) et la société SOGREAH, avec l'aide d'un groupe de partenaires constitué de grandes collectivités françaises. Ce partenariat assure un développement continu et adapté aux besoins des utilisateurs.

CANOE est un logiciel multi - usages. Basé sur un système de gestion de données, son objectif est de fournir un système unique utilisable pour un grand nombre de tâches telles que le dimensionnement de réseaux d'assainissement, les études diagnostics ou la simulation de rejets polluants. Simple à utiliser, même pour des non spécialistes en hydraulique, il permet de faciliter le dialogue entre les différents interlocuteurs : projecteurs, modélisateurs ou décideurs.

CANOE dispose, pour alimenter la simulation hydrologique et hydraulique, de fonctionnalités permettant le traitement des données pluviométriques à utiliser:

- Gestion de la base de données pluviométriques en utilisant des outils de saisie, de visualisation de modification ou encore d'analyse statistique...
- Saisie ou importation d'épisodes pluvieux réels spatialement et temporellement définis.
- Construction de pluies de projet (dont pluies déterminées à partir de la formule de Montana).
- Possibilité d'affectation spatiale des pluies sous forme de pluies dites 3D (modélisation spatio-temporelle 3D). Importation de pluies de type " radar ".

- Construction de chroniques de pluies à partir de séries chronologiques de pluies, ou par la sélection d'événements pluvieux caractéristiques en fonction de leur durée et de leur intensité.
- Outils statistiques, calcul des courbes IDF.

2. TRAITEMENT PRELIMINAIRE DES DONNES

Plusieurs niveaux de traitement ont été effectués :

- Un premier traitement a été effectué pour extraire les données en développant un programme sous Matlab ;
- Construction de bibliothèques de pluie année par année sous Canoé ;
- Une première analyse des averses pour extraire les pluies à différents pas de la journée ;
- La construction des courbes IDF années par années ;
- Construction des pluies de projet doubles triangles année par année.

Tableau13 : extraction des intensités de la pluie a différents pas de temps (année 2001)

Pluie	6 mn	15 mn	30 mn	60 mn	120 mn	Hauteur précipitée en mm
p_b 02/09/2001	1.0	0.4	0.2	0.2	0.2	0.6
p_b 03/05/2001	1.0	0.4	0.2	0.2	0.2	0.5
p_b 04/05/2001	6.0	5.8	5.6	5.1	2.6	5.1
p_b 04/10/2001	2.0	1.6	1.6	0.9	0.5	0.9
p_b 05/05/2001	3.0	2.0	1.0	0.5	0.3	2.1
p_b 08/04/2001	9.0	8.6	8.6	6.8	3.5	7.3
p_b 09/07/2001	1.0	0.4	0.4	0.3	0.3	3.0
p_b 09/10/2001	3.0	2.0	1.0	0.5	0.5	2.0
p_b 10/05/2001	5.0	4.8	4.8	4.7	3.5	10.2
p_b 11/05/2001	1.0	0.4	0.2	0.2	0.2	1.1
p_b 12/04/2001	12.0	10.0	5.2	2.6	1.8	5.5
p_b 13/01/2001	8.0	7.6	6.6	3.4	1.7	3.4
p_b 14/01/2001	5.0	4.8	2.8	1.4	0.7	2.4
p_b 15/01/2001	1.0	0.4	0.2	0.1	0.1	1.0
p_b 17/01/2001	21.0	21.0	13.4	7.3	4.9	13.2
p_b 17/08/2001	9.0	6.0	3.0	1.6	1.0	2.1
p_b 17/09/2001	1.0	0.4	0.2	0.1	0.1	0.6
p_b 18/09/2001	4.0	3.8	2.8	2.0	1.6	4.1
p_b 19/01/2001	1.0	0.4	0.2	0.1	0.1	0.1
p_b 20/01/2001	8.0	8.0	6.2	3.1	2.1	10.0
p_b 20/04/2001	2.0	1.8	1.8	1.7	1.3	4.1
p_b 20/09/2001	2.0	1.2	0.8	0.8	0.8	7.0
p_b 21/01/2001	7.0	7.0	6.4	3.3	1.7	3.3
p_b 21/04/2001	3.0	2.4	2.2	2.2	1.6	4.8
p_b 21/09/2001	1.0	0.4	0.2	0.2	0.2	2.0
p_b 23/05/2001	3.0	2.0	1.4	1.1	1.0	3.3
p_b 25/01/2001	56.0	52.2	29.8	17.2	8.9	19.8
p_b 27/04/2001	4.0	2.2	1.6	1.0	0.5	2.1
p_b 27/09/2001	5.0	4.4	4.2	4.1	2.1	4.2
p_b 28/01/2001	56.0	52.2	29.8	17.2	8.9	19.8
p_b 28/04/2001	7.0	7.0	6.6	3.9	2.3	8.2
p_b 29/09/2001	1.0	0.4	0.2	0.1	0.1	0.9
p_b 30/01/2001	5.0	4.8	3.4	1.8	1.0	2.2
p_b 30/09/2001	1.0	0.4	0.2	0.1	0.1	0.9
p_b 31/01/2001	10.0	10.0	10.0	10.0	7.2	14.7
p_b 01/09/2001	13.0	7.6	3.8	1.9	1.3	7.2

3. CONSTRUCTION DU MODELE SOUS CANOE

Un modèle du réseau d'assainissement de la partie centrale de la ville à été construit sous le modèle Canoé (Djarbouaa et Al, 2008).

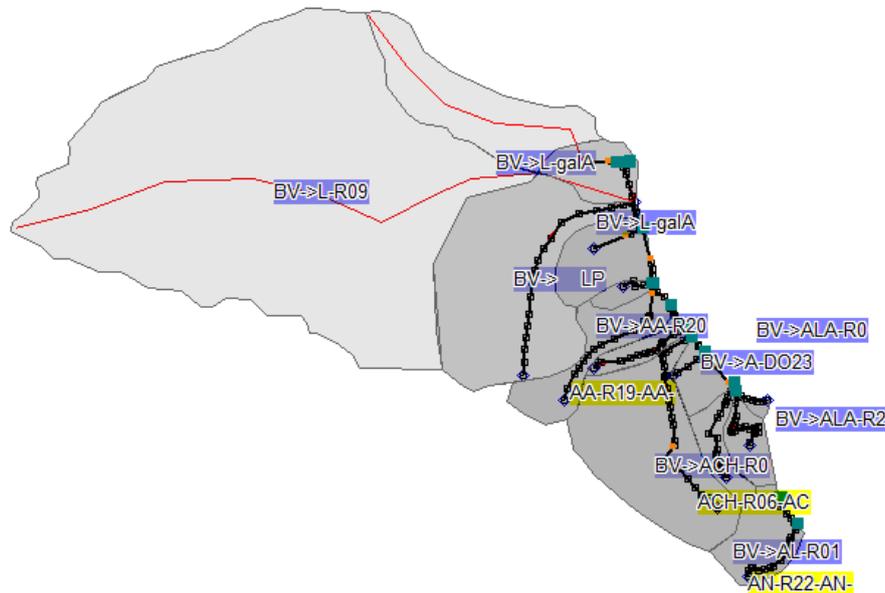


Figure (33) : modélisation du réseau d'assainissement dans Canoe

4. PRESENTATION DES EVENEMENTS PLUVIOMETRIQUES

Dans cette recherche nous avons utilisé les averses enregistrées au niveau de la station pluviométrique de Pont-Bouchet. La démarche suivie consiste à construire les courbes IDF et les pluies de projet à partir des données de la station sur une durée s'étalant de 1986 à 2001. L'idée est de prendre les événements les plus intenses, les plus longs et les plus précipités, et de construire les courbes IDF et les pluies de projet à partir de ses échantillons.

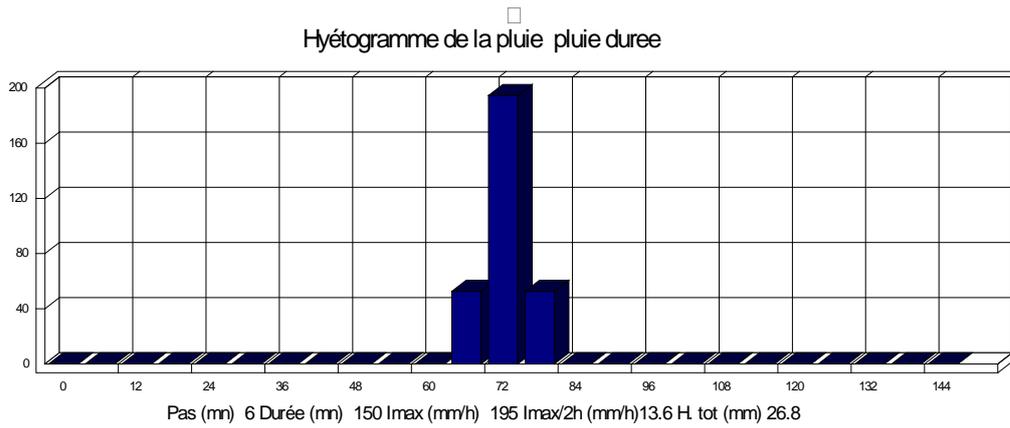


Figure (34) : pluie de projet construite avec les 30 aversees les plus longues

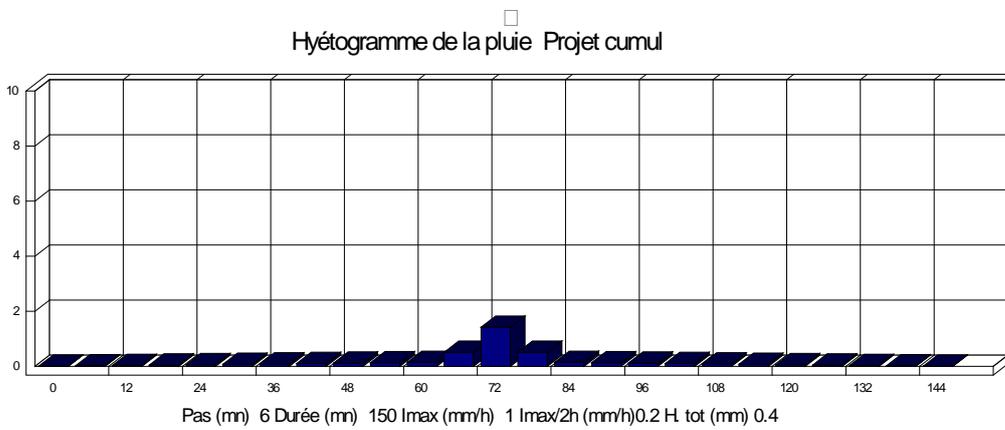


Figure (35) : pluie de projet construite avec les 30 aversees les plus précipitées

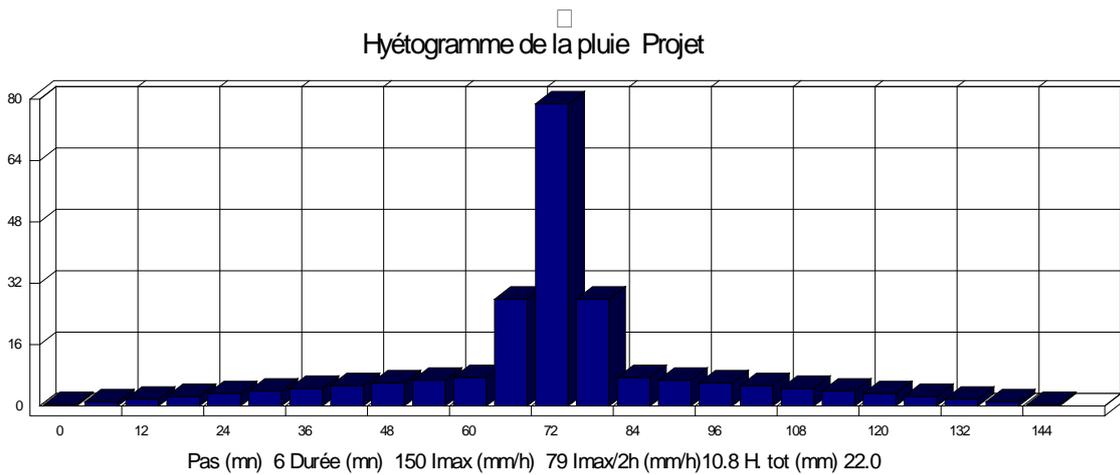


Figure (36) : pluie de projet construite avec les 30 aversees les plus intenses

PARTIE III

- **RESULTATS ET DISCUSSIONS**

CHAPITRE I

RESULTATS ET DISCUSSIONS

On a fait des simulations du fonctionnement du réseau d'assainissement sous sollicitation des trois pluies de projet.

Il apparaît que le réseau d'assainissement de la ville de Annaba, en matière de mise en charge, est beaucoup plus sensible aux pluies les plus précipitées. En deuxième phase c'est les pluies plus intenses qui provoque des mises en charge et en troisième position c'est les pluies les plus longues.

De ce constat il apparaît bien évidents que prendre uniquement les pluies les plus intenses pour dimensionner les réseaux d'assainissements est insuffisant pour éviter les mises en charges et de ce fait les débordement.

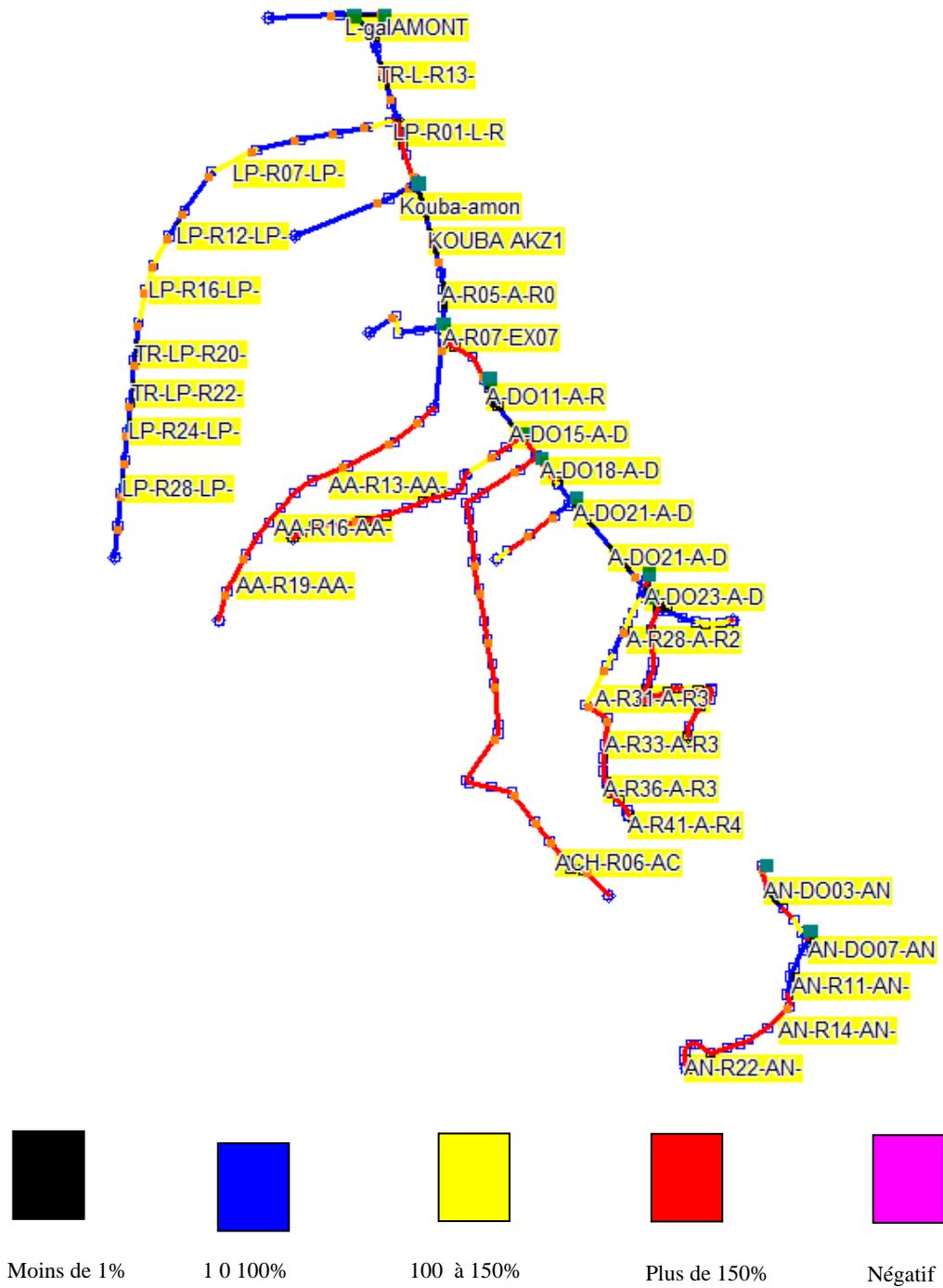


Figure (37) : pourcentage de débit dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques / averses les plus Longues

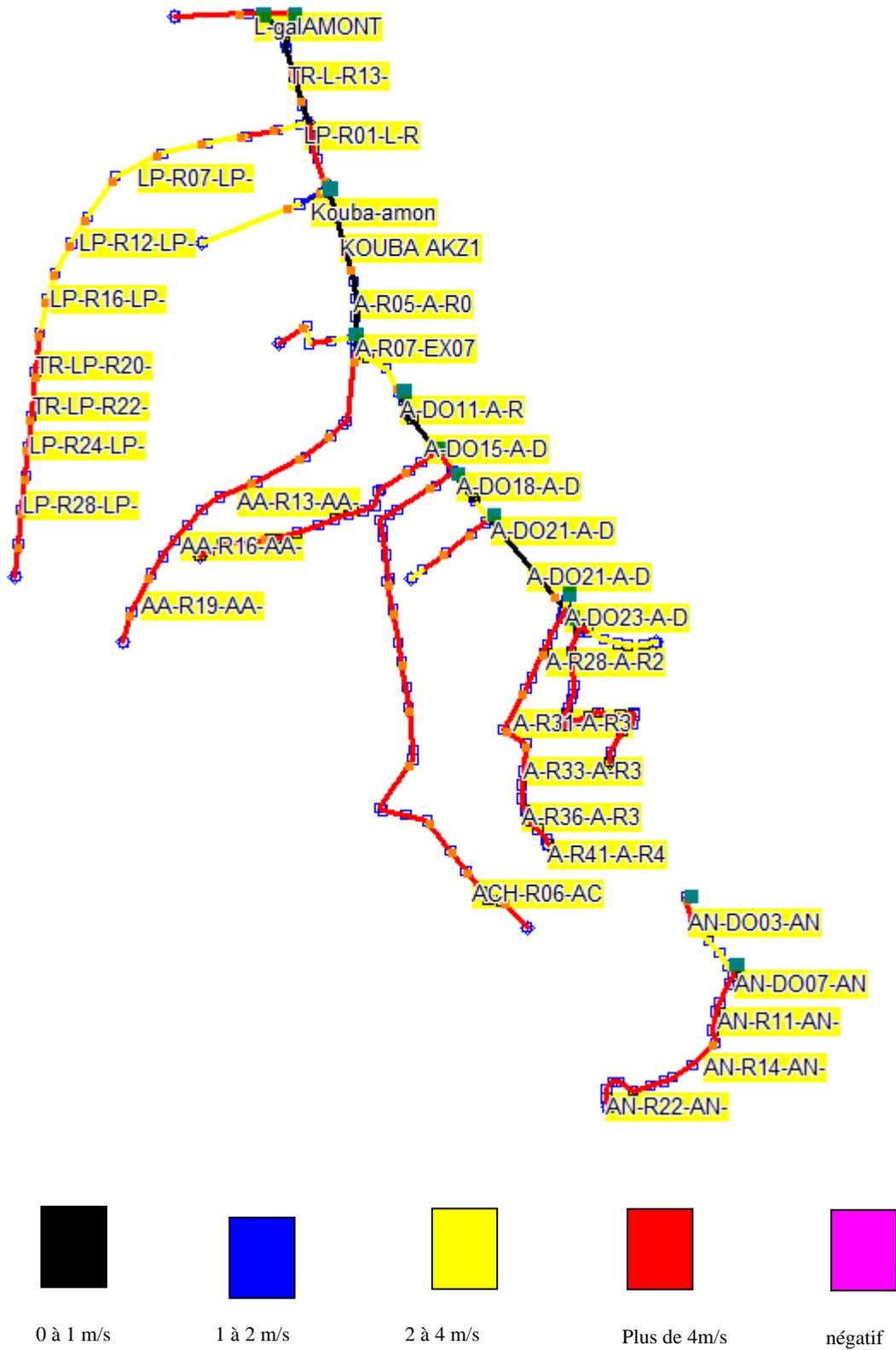


Figure (38) : Vitesse dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averses les plus Longues

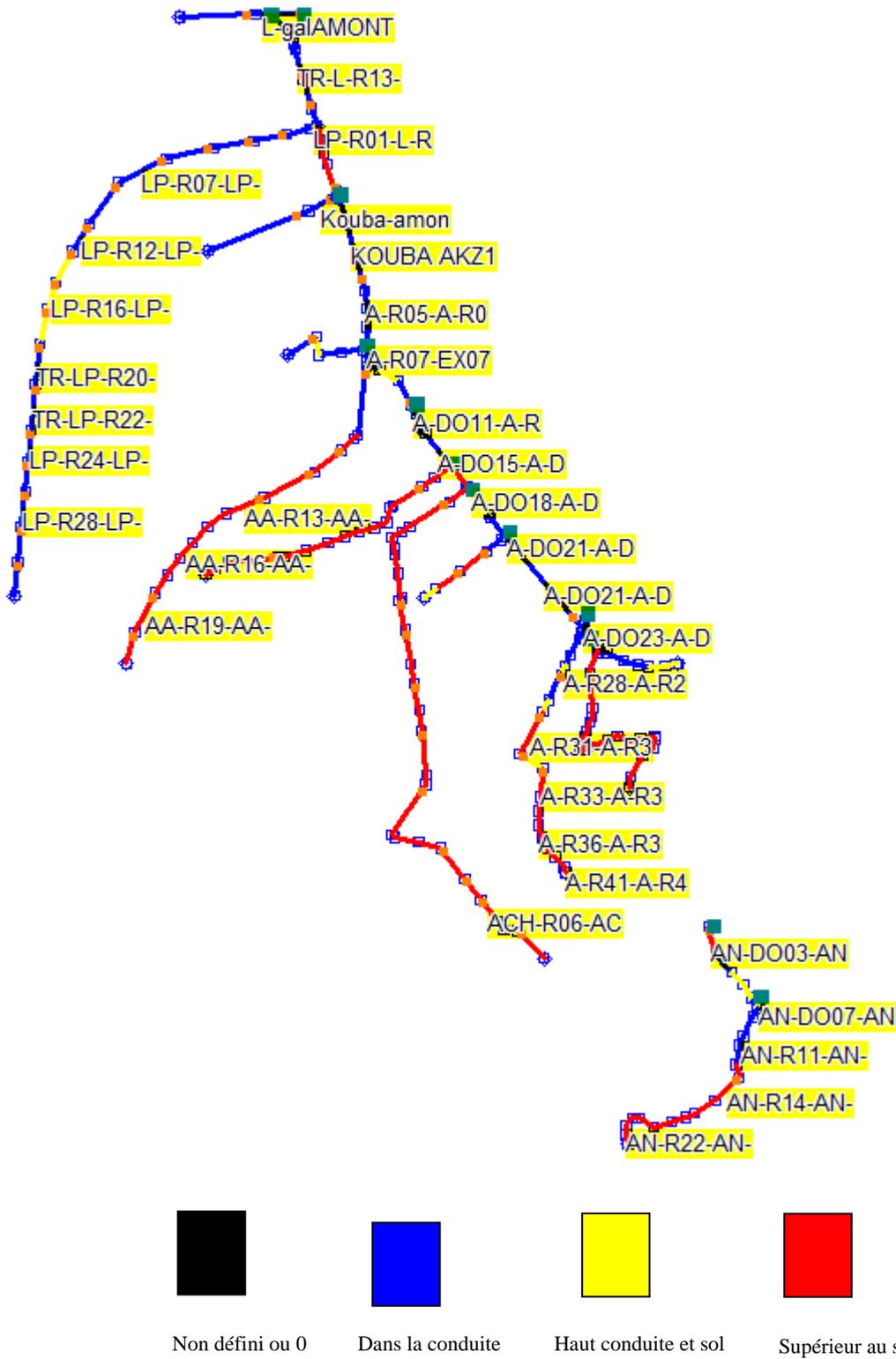


Figure (39) : hauteur maximum dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averses les plus Longues

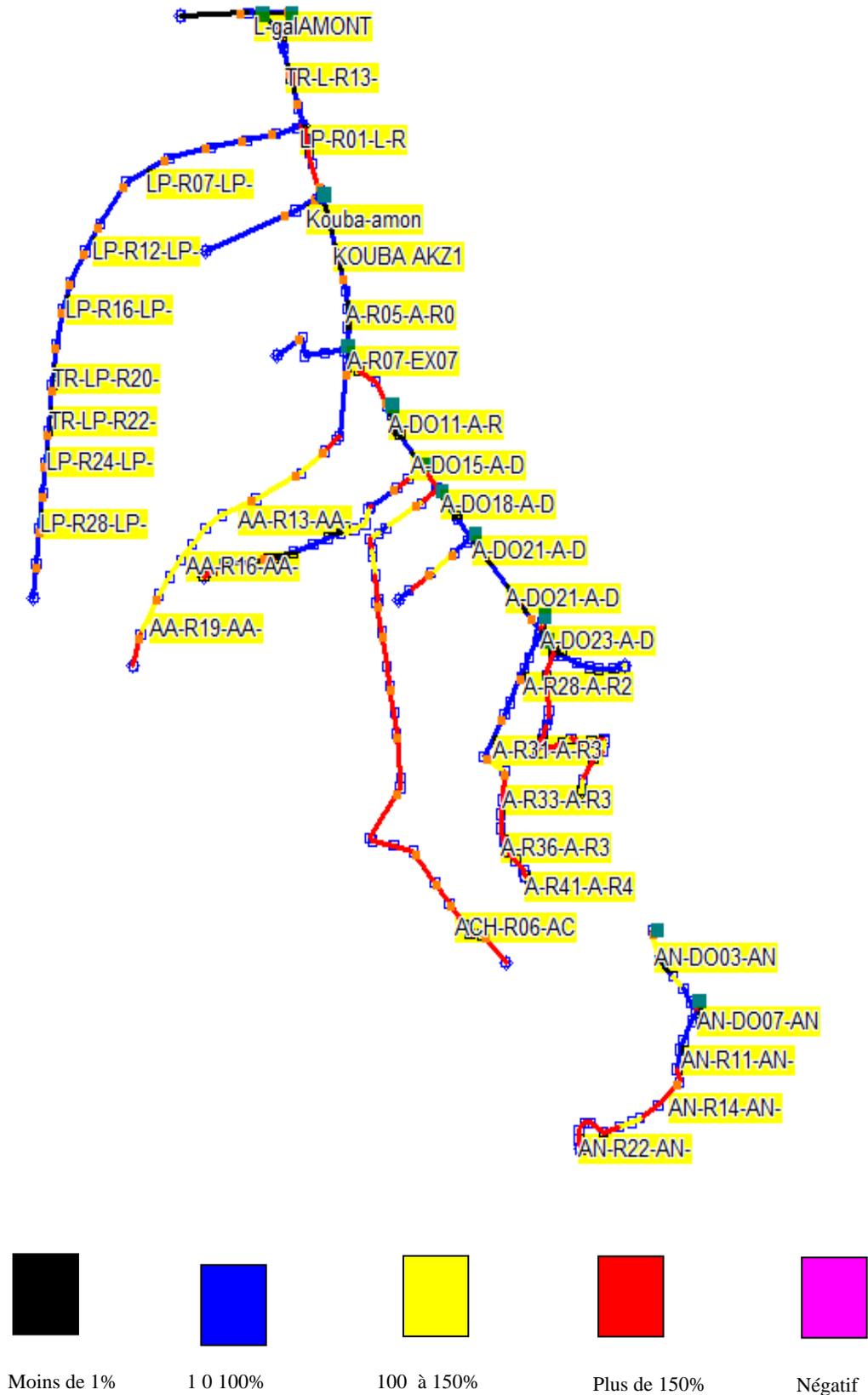


Figure (40) : pourcentage de débit dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averses les plus précipitées

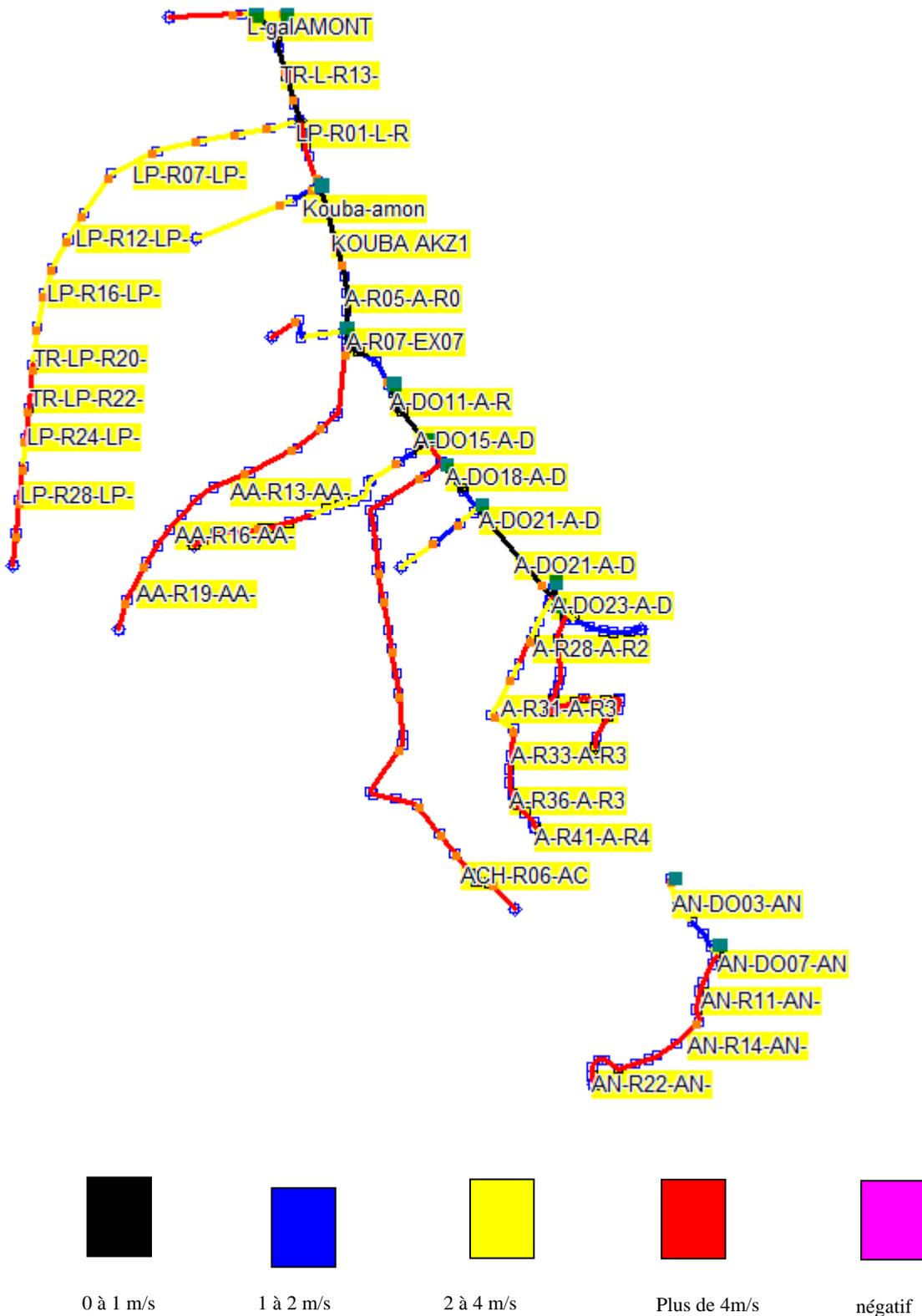


Figure (41) : Vitesse dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averses les plus précipitées

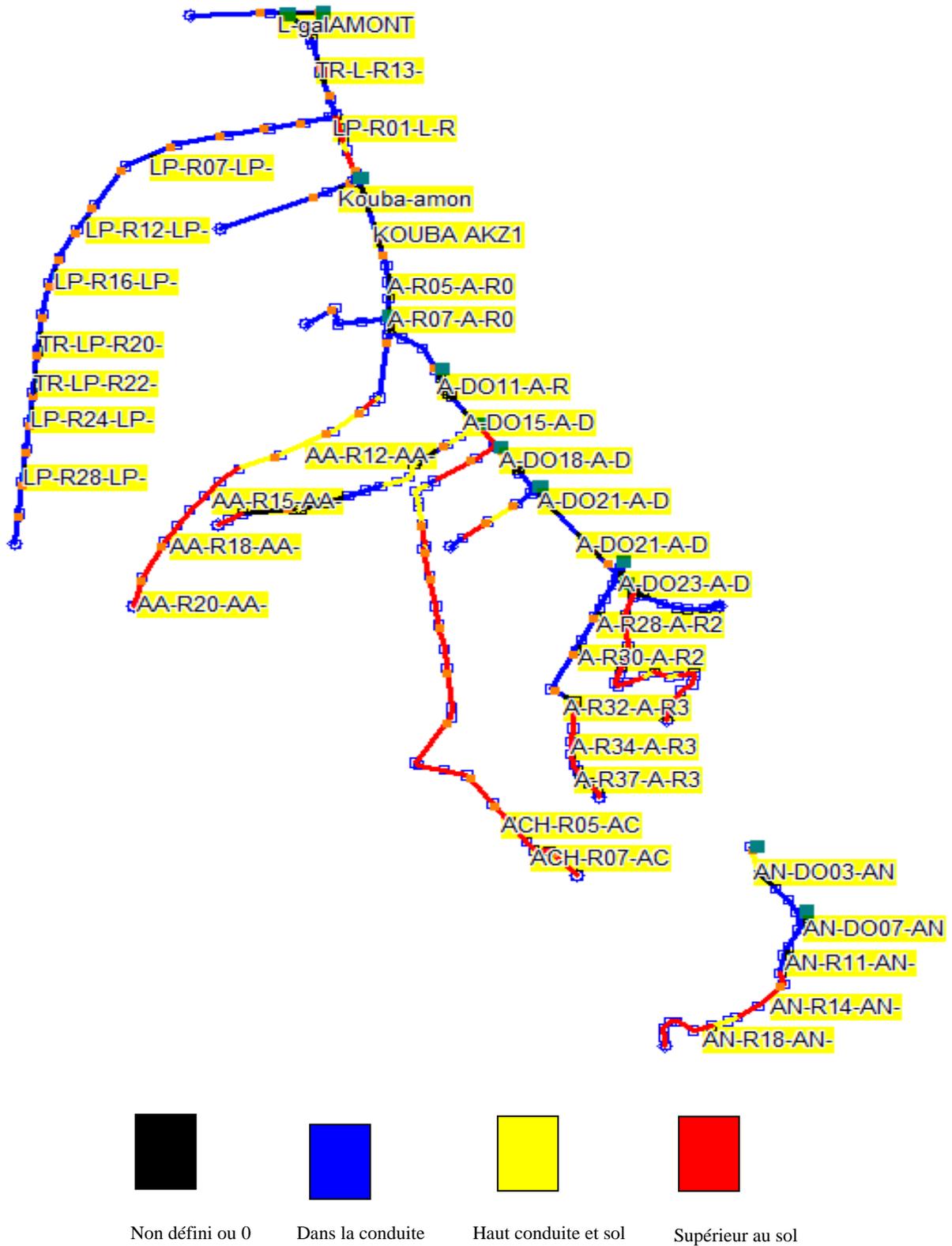


Figure (42) : hauteur maximum dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averses les plus précipitées

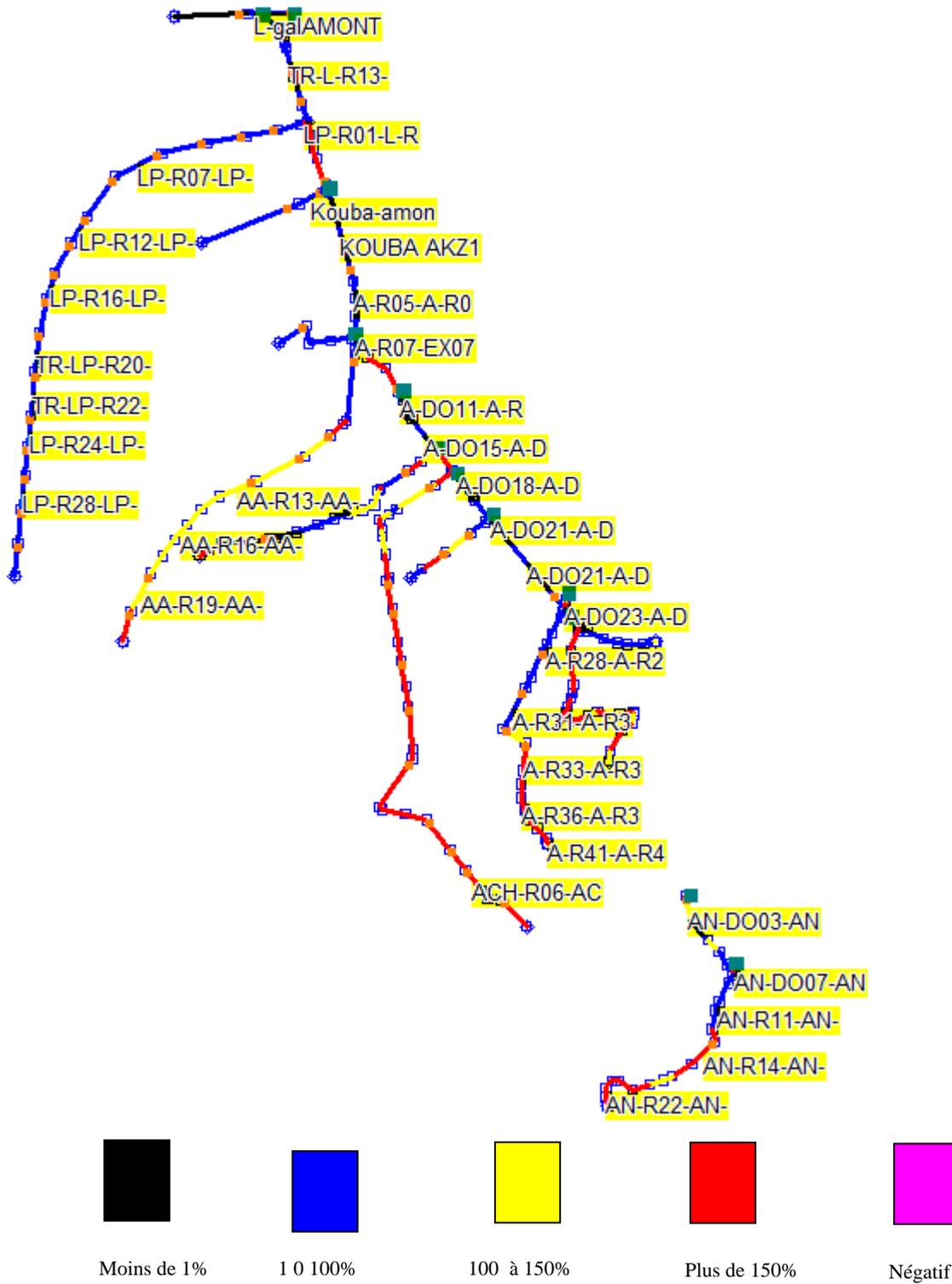


Figure (43) : pourcentage de débit dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averses les plus intenses

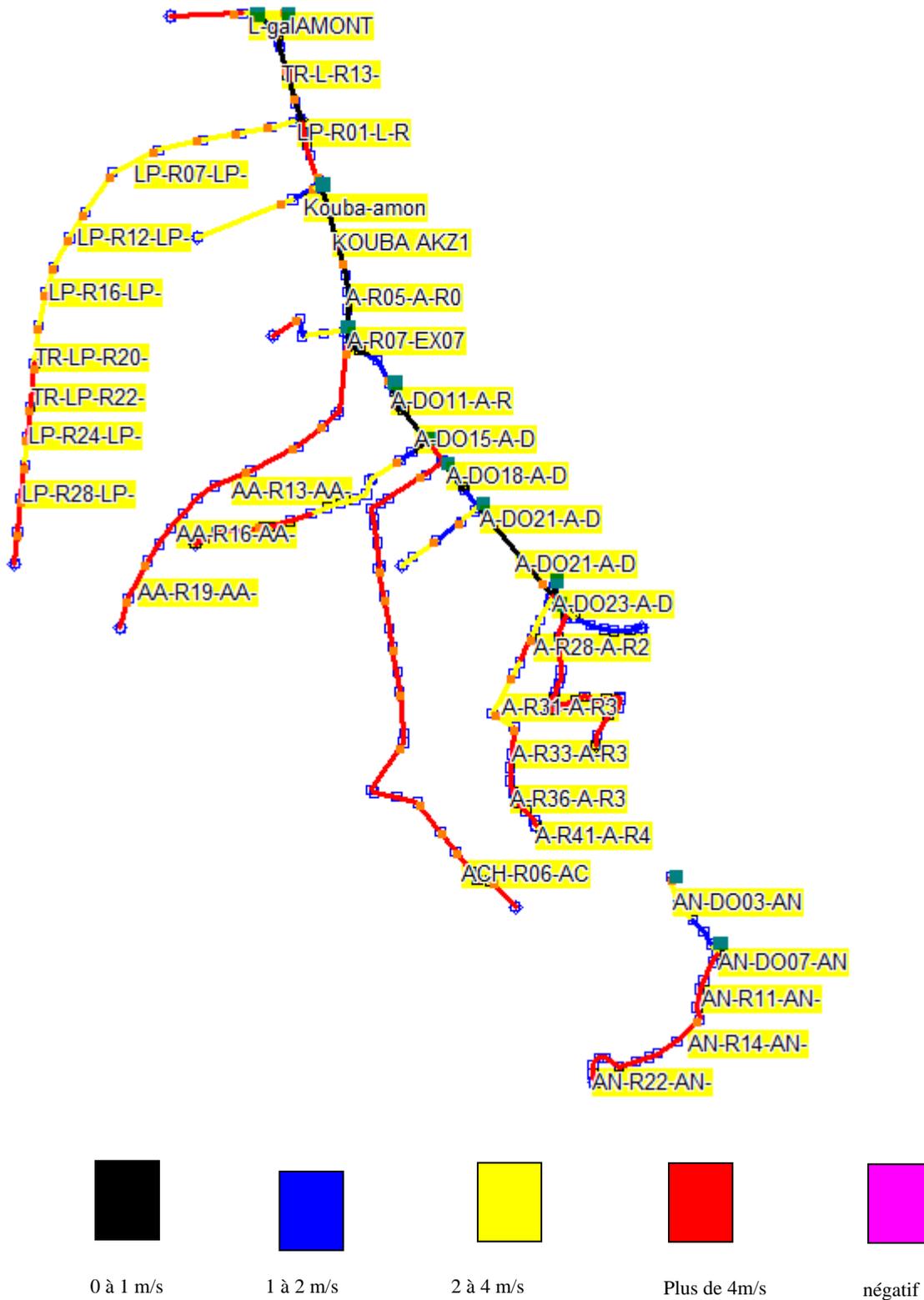


Figure (44) : Vitesse dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques / averses les plus intenses

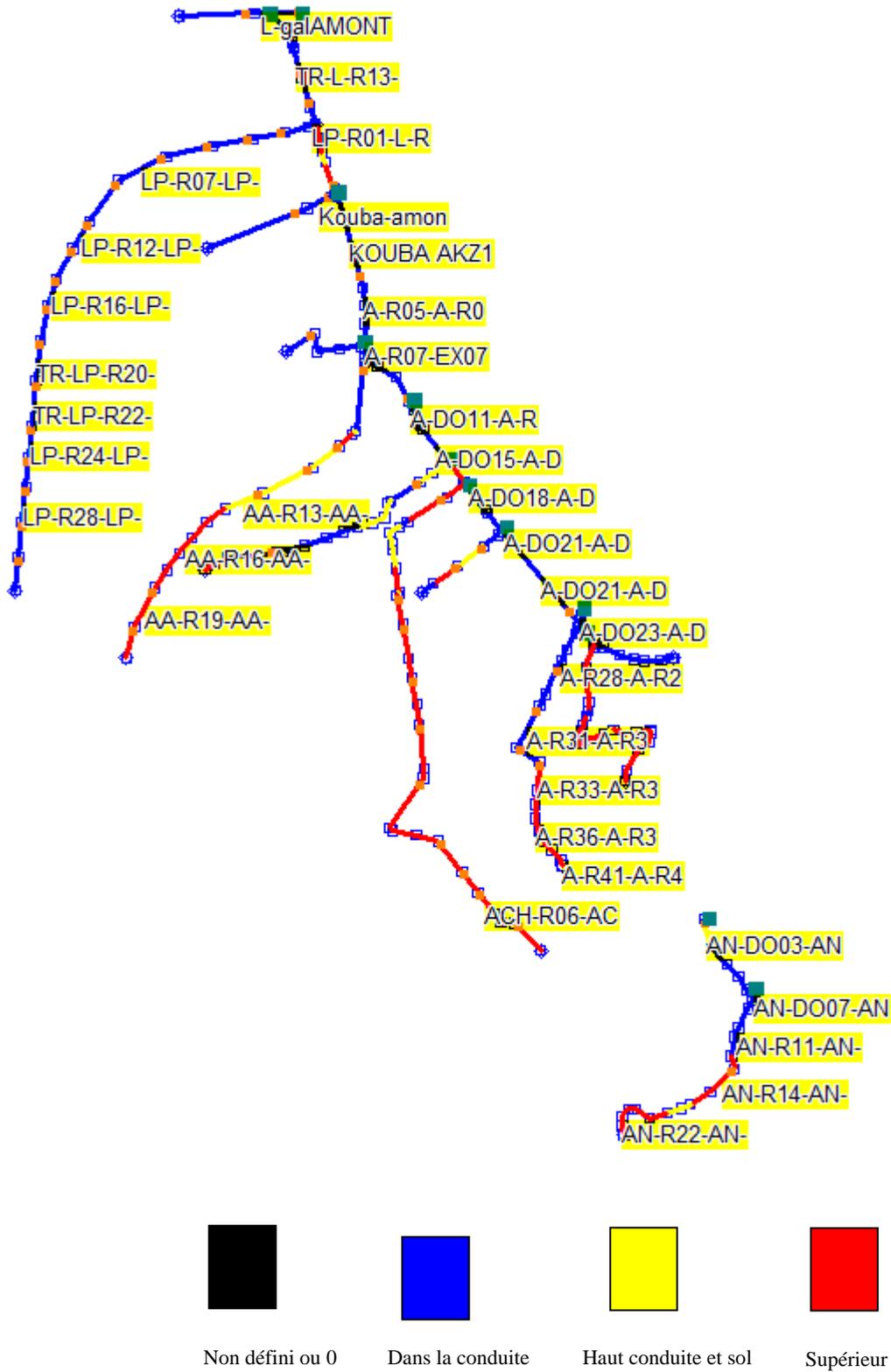


Figure (45) : hauteur maximum dans les collecteurs simulation avec la pluie de projet double triangles symétriques/ averse les plus intenses

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Dans ce travail de recherche on a effectué une analyse des épisodes pluviométriques enregistrés au niveau de la station de Pont-Bouchet. La structure des épisodes pluvieux enregistrés sur une durée de 24 ans à la station a été étudiée.

Nous avons pris les données sur une période qui s'étale de 1986-2001. Une sélection de 30 événements les plus longs, les plus précipitées et les plus intenses a été faite.

Nous avons construit et les courbes IDF et les pluies de projets doubles triangles symétriques associées à cette sélection. Ensuite nous avons simulé ses événements avec le modèle Canoé.

Les résultats montre que les réseaux sont plus sensibles aux pluies plus précipitées qu'au pluie intense ou mêmes plus longues.

Le dimensionnement des réseaux d'assainissements pluviaux ainsi que le choix des valeurs de pluies de projet reste toujours une tâche délicate, d'autant plus que la pluie reste un phénomène aléatoire.

Le choix de la pluie de projet doit combiner entre les trois caractéristiques de la pluie : durée, intensité et volume

En perspective du travail nous prévoyant de faire une analyse plus approfondie de toutes les averses et de faire des mesures sur terrain pour confirmer les résultats des simulations.

BIBLIOGRAPHIE

1. Hostache R 2006 . Analyse d'images satellites d'inondation pour la caractérisation
2. tridimensionnelle de l'aléa et l'aide a la modélisation hydraulique Thèse ENGREF. Ecole Doctorale "Sciences de la Terre et de l'Eau", Montpellier.
3. RACLOT D., PUECH C. 1998. Photographies aérienne et inondations: globalisation
4. d'informations floues par un système de contraintes pour définir les niveaux d'eau en zone
5. inondée. Marnes la Vallée. Revue internationale de géomatique volume 8. N°1-2/1998. Actes des Journées CASSINI 1998.
6. GARRY G 2004. La prévention des risques naturels en France. COLLOQUE de la FONDATION GOUVERNEUR RENE CLOSE 2006. Le projet de cartographie des zones d'inondation par débordement des cours d'eau.
7. Marc ERLICH, Eric DAVID et Patrick SAUVAGET 2007. Modélisation 2D des risques inondation dans des agglomérations urbaines.
8. PUECH C 2006. Risques d'inondations et imagerie spatiale. « Mémoire de fin d'étude + ses références+sherbrook »
9. D. SIGHOMNOU et M. DESBORDES, 1988, « Recherche d'un modèle de pluie de projet adapté aux précipitations de la zone tropicale africaine Cas d'Adiopodoumé - Abidjan (Côte d'Ivoire) », Hydrol. continent., vol. 3, no 2, 1988: 131-139.
10. B. CHOCAT, 1997, « Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement » édition Lavoisier.
11. J. I. BERTRAND-KRAJEWSKI, « mesure dans les réseau d'assainissement ». édition Lavoisier.
12. H. BOUTAGHANE, 2002, « contribution à l'étude et au dimensionnement des ouvrages d'assainissement pluvial, cas des déversoir d'orage », mémoire de magister université de Annaba.
13. Djedouane A et Sekhakhfa I., 2006, « évolution du risque d'inondation dans la ville de annaba », mémoire ingénieur hydraulique, université de Annaba.
14. cours hydrologie générale : cho.epfl.ch/e-drologie/chapitres/chapitre3/main.html.
15. Andé Musy, 1998, « hydrologie appliquée ».
16. Andé Musy, 1998, « hydrologie fréquentielle ».

17. Akan, A. O. (1993), *Urban Stormwater Hydrology - A Guide to Engineering Calculations*, Technomic Publishing Co., Lancaster, PA, USA.
18. Goel, N., Seth, S. et Chandra, S. (1998). Multivariate modeling of flood flows.
19. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124:146-155.
20. Singh, K. et Singh, V. (1991). Derivation of bivariate probability density functions
21. with exponential marginals. *Stochastic Hydrology and Hydraulics*, 5:55-68.
22. Yue, S., Ouarda, T., Bobée, B., Legendre, P. et Bruneau, P. (1999). The Gumbel
23. mixed model for flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*, 226:88-100.
24. Yue, S. et Rasmussen, P. (2002). Bivariate frequency analysis : discussion of some useful concepts in hydrological application. *Hydrological Processes*, 16:2881-2898