

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

Mémoire de projet de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

Thème :
**Modélisation hydrologique et simulation hydraulique du nouveau
Collecteur Inter-Communal au niveau d'El Biar et d'El Mohammadia
avec prise en compte des ouvrages d'intégration**

Proposé par :
Dr. KOUIDER Khaled

Réalisé par :
TAKRIET Abderrahmane

Sous la direction de :
Mr. GUELMANE Mohammed Amine (SEAAL)
Pr. BENMAMAR Saadia (ENP)

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

Mémoire de projet de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

Thème :
**Modélisation hydrologique et simulation hydraulique du nouveau
Collecteur Inter-Communal au niveau d'El Biar et d'El Mohammadia
avec prise en compte des ouvrages d'intégration**

Proposé par :
Dr. KOUIDER Khaled

Réalisé par :
TAKRIET Abderrahmane

Sous la direction de :
Mr. GUELMANE Mohammed Amine (SEAAL)
Pr. BENMAMAR Saadia (ENP)

Remerciements

Je tiens à remercier toute personne m'ayant aidé à faire ce modeste travail.

Tout d'abord, c'est **Mr. Guelmane Amine** que je voudrai remercier, pour toute l'aide qu'il m'a apportée et le très bon encadreur qu'il a été. Ce fut très agréable de travailler avec vous.

Merci **Pr. Benmamar** pour tout ce que vous avez fait lors de la réalisation de ce travail mais aussi lors des semestres où vous étiez notre enseignante.

Merci **Pr. Bermad**, pour les séances de cours très agréables (sujets d'examens pas aussi agréables malheureusement), d'être proche de vos étudiants et pour l'aide que vous m'avez apporté lorsque je vous ai sollicité.

Merci **Mr. Benziada** pour tout ce que vous avez fait pour vos étudiants, certains seraient perdus si vous ne les aviez pas aidés.

Merci **Dr. Kouider** pour l'aide que vous m'avez apporté et pour les brillantes idées que vous m'avez proposé.

ملخص

من أجل حماية المنطقة السفلى لمدينة الجزائر ضد الفيضانات، تم إنجاز قناة ما بين البلديات جديدة للصرف الصحي على مستوى منطقة الإيبار بالجزائر العاصمة لكي تكون بديلة للقناة ما بين البلديات القديمة. القناة بين البلديات الجديدة تصل إلى أعماق كبيرة مقارنة بقناة الصرف الصحي العادية، وهذا يعود إلى منطة الإنهيار الأرضي على مستوى تاقارا بالإيبار. مياه الجريان السطحي التي يتم جمعها عن طريق الآبار الأربعة الموجودة على مستجمع المياه لقناة الصرف الجديدة، تصل إلى هته القناة عن طريق قنوات ذات منحدرات حادة و التي تصل الآبار بالقناة الرئيسية.

الهدف من هذا المشروع هو توليد أمطار إصطناعية إنطلاقا من بيانات شدة - مدة - تكرار الخاصة بمحطة بئر مراد رايس، ليم بعدها تحويل هته الأمطار إلى صبيب جريان سطحي عن طريق برنامج مايك أربن، ثم إستعماله في محاكاة التدفق داخل القناة ما بين البلديات الجديدة.

كلمات مفتاحية : النمذجة الهيدرولوجية، النمذجة الهيدروليكية، مايك أربن، قناة ما بين البلديات، أمطار إصطناعية، أرك جيس.

Abstract

In order to protect the lower part of Algiers and the harbour of the same city, the upstream part of the old inter-communal main sewer (CIC) is replaced by a new one. This new main sewer reaches non-conventional depths for sewer systems, and this is due to the landslide area in Tagara, El Biar, that had to be avoided. Stormwater is collected by 4 wells, located on the catchment area of the CIC, and then transported to the CIC via linking pipes with steep slopes.

We aim through this work to simulate the flow in those linking pipes and in the main sewer, and this by generating design storms that will be transformed into flow using Mike Urban's rain-flow models, and then use this flow data to achieve the simulation.

Key words: Inter-communal main sewer, ArcGis, Mike Urban, design storms, hydrologic modeling, hydraulic modeling.

Résumé

Afin de bien protéger la partie basse de la ville et le port d'Alger contre les inondations, un nouveau Collecteur Inter-Communal a été réalisé pour remplacer l'ancien dans sa partie amont. Le nouceau CIC atteint de très grandes profondeurs afin d'éviter la zone de glissement de terrain au niveau de Tagara à El Biar. Les eaux captées par les 4 puits installés sur son bassin versant sont cheminées vers le nouveau CIC à travers des conduites d'intégration à très fortes pentes.

Le but de ce travail est de générer des pluies synthétiques à partir des données IDF de la station de Bir Mourad Rais, ensuite, transformer ces pluies en débits sur Mike Urban et utiliser les débits générés pour simuler les écoulements dans les conduites d'intégration et dans le collecteur, et ce, pour différentes périodes de retour.

Mots clés : Collecteur inter-communal, ArcGis, Mike Urban, pluies synthétiques, modélisation hydrologique, modélisation hydraulique.

Table des matières

Liste des tables

Table des figures

Liste des abréviations

| | |
|--|-----------|
| Introduction | 11 |
| Présentation de l'entreprise hôte | 12 |
| 1 Description d'un réseau d'assainissement | 13 |
| 1.1 Introduction | 13 |
| 1.2 Définition | 13 |
| 1.3 Le milieu récepteur | 13 |
| 1.3.1 Ruisseaux, rivières et fleuves | 13 |
| 1.3.2 Lacs | 14 |
| 1.3.3 Eaux marines | 14 |
| 1.4 Origines des eaux résiduaires | 14 |
| 1.4.1 Eaux d'origine domestique | 15 |
| 1.4.2 Eaux d'origine industrielle | 15 |
| 1.5 Les divers systèmes existants | 15 |
| 1.6 Éléments constitutifs du réseau d'assainissement | 16 |
| 1.7 Dimensionnement des réseaux d'assainissement | 16 |
| 2 Présentation de la zone d'étude | 18 |
| 2.1 Caractéristiques géométriques du bassin versant | 18 |
| 2.1.1 La forme du bassin versant | 19 |
| 2.2 Caractéristiques topographiques | 20 |
| 2.2.1 Le relief | 20 |
| 2.2.2 La pente moyenne | 22 |
| 2.3 Coefficient de ruissellement | 22 |
| 2.4 Temps de concentration | 24 |
| 2.5 Présentation du Collecteur Inter Communal | 24 |
| 2.6 Caractéristiques des sous bassins versants | 27 |
| 2.7 Présentation de l'outil SIG : ArcGIS | 29 |

| | | |
|----------|---|-----------|
| 3 | Les modèles de transformation pluie-débit | 31 |
| 3.1 | Introduction | 31 |
| 3.2 | Définition | 31 |
| 3.3 | Caractéristiques du modèle | 31 |
| 3.4 | La transformation pluie débit | 32 |
| 3.5 | Méthode de l'hydrogramme unitaire | 33 |
| 3.6 | Méthode de l'hydrogramme unitaire synthétique | 36 |
| 3.7 | Méthode des réservoirs | 36 |
| 3.7.1 | Modèle du réservoir linéaire | 37 |
| 4 | La modélisation hydraulique des écoulements dans les conduites | 40 |
| 4.1 | Introduction | 40 |
| 4.2 | Quelques concepts et équations de base en hydrodynamique | 41 |
| 4.3 | Les écoulements dans les réseaux d'assainissement | 42 |
| 4.4 | Le système de Barré de Saint-Venant | 42 |
| 4.5 | Simplifications du système de Barré de Saint-Venant | 44 |
| 4.6 | Modèle de l'onde diffusante | 45 |
| 4.7 | Le modèle de l'onde cinématique | 46 |
| 5 | Modélisation hydrologique de la zone d'étude | 48 |
| 5.1 | Introduction | 48 |
| 5.2 | Données disponibles pour la modélisation hydrologique | 48 |
| 5.3 | Méthodes de détermination des pluies synthétiques | 52 |
| 5.3.1 | Pluie de Chicago | 52 |
| 5.3.2 | Pluie de Yen et Chow | 58 |
| 5.3.3 | Pluie double triangle (Desbordes) | 63 |
| 5.4 | Transformation pluie-débit sous Mike Urban | 67 |
| 5.5 | Conclusion | 72 |
| 6 | Modélisation hydraulique des écoulements dans le CIC | 73 |
| 6.1 | Introduction | 73 |
| 6.2 | Présentation de l'outil de modélisation hydraulique : Mike Urban | 73 |
| 6.3 | L'unicité du CIC | 74 |
| 6.4 | Importation des entités créées sur ArcGIS vers Mike Urban et préparation de la simulation | 74 |
| 6.4.1 | Modélisation des conduites de liaison sous Mike Urban | 77 |
| 6.5 | Résultats de la simulation hydraulique | 79 |
| 6.6 | Interprétation des résultats | 92 |
| | Conclusion générale | 96 |
| | Références bibliographiques | 97 |
| | Annexes | 98 |
| A | Réalisation du nouveau CIC | 98 |

Liste des tableaux

| | | |
|------|--|----|
| 2.1 | Données hypsométriques | 20 |
| 2.2 | Altitudes moyennes et superficie entre les courbes de niveau | 21 |
| 2.3 | Caractéristiques des tronçons du nouveau CIC | 25 |
| 2.4 | Informations sur les puits et les sous bassins versants | 28 |
| 2.5 | Paramètres hydrologiques des sous bassins versants | 29 |
| 5.1 | Données IDF de la station de Bir Mourad Rais (2013) | 48 |
| 5.2 | Valeurs du coefficient d'ajustement A de la formule de Montana | 50 |
| 5.3 | Coefficient de corrélation et écart au carré de la méthode de régression linéaire pour la formule de Talbot | 51 |
| 5.4 | Valeurs du paramètre d'ajustement a de la formule de Talbot | 51 |
| 5.5 | Intensités et incréments de pluie de Chicago de la pluie de 10 ans | 54 |
| 5.6 | Intensités et incréments de pluie de la pluie de Chicago de 20 ans | 56 |
| 5.7 | Intensités et incréments de pluie de la pluie de Chicago de 50 ans | 57 |
| 5.8 | Intensités et incréments de pluie de la pluie de Chicago de 100 ans | 58 |
| 5.9 | Intensités de la pluie de Yen et Chow | 60 |
| 5.10 | Valeurs de i_2 et i_3 | 64 |
| 5.11 | Valeurs de i_2 et i_3 | 64 |
| 5.12 | Valeurs de i_2 et i_3 | 64 |
| 5.13 | Valeurs max des débits dans chaque sous bassin versant | 71 |
| 5.14 | Comparaison entre intensités des pluies synthétiques et intensités de départ . . . | 72 |
| 5.15 | Comparaison entre les hauteurs d'eaux tombées | 72 |
| 6.1 | Comparaison en la hauteur d'eau cumulée évacuée par l'orifice et celle générée par les apports des pluies synthétiques dans les puits | 92 |

Table des figures

| | | |
|------|---|----|
| 2.1 | Délimitation du bassin versant drainé par le CIC | 18 |
| 2.2 | Modèle numérique d'altitudes et délimitation du bassin versant drainé par le CIC | 19 |
| 2.3 | Le rôle de la forme des BV dans leur réponse aux précipitations (cours epfl.ch) . | 20 |
| 2.4 | Courbe hypsométrique du bassin versant de la zone d'étude | 21 |
| 2.5 | Parties non imperméabilisées sur le bassin versant de l'étude | 23 |
| 2.6 | Planimétrie générale du CIC | 25 |
| 2.7 | Coupes de la partie aval du CIC | 26 |
| 2.8 | Coupes de la partie intermédiaire du CIC | 26 |
| 2.9 | Coupes de la partie amont du CIC | 27 |
| 2.10 | Découpage en sous bassins versants avec localisation des puits | 28 |
| 3.1 | Différents cheminements de l'eau de pluie sur et dans le sol (Chocat, 1978) . . . | 33 |
| 3.2 | Averse unitaire et hydrogramme unitaire généré (Réméniéras, 1972) | 34 |
| 3.3 | Hydrogrammes liés à des averses non unitaires (Réméniéras, 1972) | 35 |
| 3.4 | Schématisation d'un modèle réservoir | 37 |
| 3.5 | Représentation de l'amortissement et du décalage temporel entre l'entrée et la sortie(Tanguy, 2009) | 39 |
| 5.1 | Courbes IDF de la station de Bir Mourad Rais | 49 |
| 5.2 | Courbes IDF d'Alger sur échelles logarithmiques | 49 |
| 5.3 | Ajustement par la formule de Talbot | 51 |
| 5.4 | Hyétogramme d'une pluie synthétique de type Chicago (Bertrand-Krajewski, 2006) | 52 |
| 5.5 | Hyétogramme de la pluie de Chicago de durée de 3h et de PdR de 10 ans | 55 |
| 5.6 | Hyétogramme de la pluie de Chicago de durée de 3h et de PdR de 20 ans | 55 |
| 5.7 | Hyétogramme de la pluie de Chicago de durée de 3h et de PdR de 50 ans | 56 |
| 5.8 | Hyétogramme de la pluie de Chicago de durée de 3h et de PdR de 100 ans | 57 |
| 5.9 | Exemple d'un hyétogramme de la méthode de Yen et Chow (Jerome A. Westphal, 2004) | 59 |
| 5.10 | Pluie de Yen et Chow de PdR 10 ans | 61 |
| 5.11 | Pluie de Yen et Chow de PdR 20 ans | 61 |
| 5.12 | Pluie de Yen et Chow de PdR 50 ans | 62 |
| 5.13 | Pluie de Yen et Chow de PdR 100 ans | 62 |
| 5.14 | Exemple de pluie double triangle (Bertrand-Krajewski, 2006) | 63 |
| 5.15 | Pluie double triangle de durée de 3h et de PdR de 10 ans | 65 |
| 5.16 | Pluie double triangle de durée de 3h et de PdR de 20 ans | 65 |
| 5.17 | Pluie double triangle de durée de 3h et de PdR de 50 ans | 66 |
| 5.18 | Pluie double triangle de durée de 3h et de PdR de 100 ans | 66 |

| | | |
|------|---|----|
| 5.19 | Fenêtre de dialogue pour le réglage et le lancement de la simulation hydrologique | 67 |
| 5.20 | Hydrogrammes aire-temps pour Chicago 20 ans | 68 |
| 5.21 | Hydrogrammes aire-temps pour Chicago 50 ans | 69 |
| 5.22 | Hydrogrammes aire-temps pour Chicago 100 ans | 69 |
| 5.23 | Hydrogrammes réservoir linéaire pour Desbordes 20 ans | 70 |
| 5.24 | Hydrogrammes réservoir linéaire pour Desbordes 50 ans | 70 |
| 5.25 | Hydrogrammes réservoir linéaire pour Desbordes 100 ans | 71 |
| | | |
| 6.1 | l'architecture modulaire de Mike Urban basée sur des modules intégrés dans l'interface SIG de base, le Gestionnaire de Modèle (esrifrance.fr) | 74 |
| 6.2 | Introduction des paramètres pour les conduites sous Mike Urban | 75 |
| 6.3 | Création de la section E2 sous Mike Urban | 76 |
| 6.4 | Création de la section G sous Mike Urban | 76 |
| 6.5 | Zone d'étude et CIC sous Mike Urban | 77 |
| 6.6 | Conduite de liaison du puits 3 sous Mike Urban | 78 |
| 6.7 | Débits d'écoulement dans le CIC après les conduites de liaison pour la pluie de 20 ans de Chicago | 79 |
| 6.8 | Débits d'écoulement dans le CIC après les conduites de liaison pour la pluie de 50 ans de Chicago | 80 |
| 6.9 | Débits d'écoulement dans le CIC après les conduites de liaison pour la pluie de 100 ans de Chicago | 80 |
| 6.10 | Débits d'écoulement dans le CIC après les conduites de liaison pour la pluie de 20 ans de Desbordes | 81 |
| 6.11 | Débits d'écoulement dans le CIC après les conduites de liaison pour la pluie de 50 ans de Desbordes | 81 |
| 6.12 | Débits d'écoulement dans le CIC après les conduites de liaison pour la pluie de 100 ans de Desbordes | 82 |
| 6.13 | Profil longitudinal de la partie amont du CIC avec le niveau d'eau maximal (Chicago 50 ans) | 83 |
| 6.14 | Profil longitudinal de la partie amont du CIC avec le niveau d'eau maximal (Desbordes 50 ans) | 83 |
| 6.15 | Profil longitudinal de la partie intermédiaire du CIC avec le niveau d'eau maximal (Desbordes 20 ans) | 84 |
| 6.16 | Profil longitudinal de la partie intermédiaire du CIC avec le niveau d'eau maximal (Desbordes 50 ans) | 85 |
| 6.17 | Profil longitudinal de la partie intermédiaire du CIC avec le niveau d'eau maximal (Chicago 20 ans) | 85 |
| 6.18 | Profil longitudinal de la partie intermédiaire du CIC avec le niveau d'eau maximal (Chicago 50 ans) | 86 |
| 6.19 | Profil longitudinal de la partie aval du CIC avec le niveau d'eau maximal (Desbordes 20 ans) | 86 |
| 6.20 | Profil longitudinal de la partie aval du CIC avec le niveau d'eau maximal (Desbordes 50 ans) | 87 |
| 6.21 | Profil longitudinal de la partie aval du CIC avec le niveau d'eau maximal (Chicago 20 ans) | 87 |

| | |
|---|-----|
| 6.22 Profil longitudinal de la partie aval du CIC avec le niveau d'eau maximal (Chicago 50 ans) | 88 |
| 6.23 Débits dans les orifices pour la pluie de Chicago de 20 ans | 89 |
| 6.24 Débits dans les orifices pour la pluie de Chicago de 50 ans | 89 |
| 6.25 Débits dans les orifices pour la pluie de Chicago de 100 ans | 90 |
| 6.26 Débits dans les orifices pour la pluie de Desbordes de 20 ans | 90 |
| 6.27 Débits dans les orifices pour la pluie de Desbordes de 50 ans | 91 |
| 6.28 Débits dans les orifices pour la pluie de Desbordes de 100 ans | 91 |
| 6.29 Condition de continuité pour la pluie de 50 ans de Chicago | 93 |
| 6.30 Condition de continuité pour la pluie de 100 ans de Chicago | 94 |
| 6.31 Condition de continuité pour la pluie de 50 ans de Desbordes | 94 |
| 6.32 Condition de continuité pour la pluie de 100 ans de Desbordes | 95 |
| | |
| A.1 Tronçon E1 | A-1 |
| A.2 Excavation mécanique pour la réalisation du tronçon E2 | A-1 |
| A.3 Tronçon E2 | A-2 |
| A.4 Réalisation du tronçon D | A-2 |
| A.5 Traversée des chemins de fer | A-2 |
| A.6 Réalisation de la partie avale | A-3 |
| A.7 Point de rejet | A-3 |
| A.8 Réalisation du puits 5 | A-4 |
| A.9 Réalisation du puits 4 | A-4 |
| A.10 Réalisation du puits 1 | A-4 |

Liste des abréviations

| | |
|-----------|--------------------------------------|
| A | Superficie |
| C_{imp} | Coefficient d'imperméabilisation |
| C_{rui} | Coefficient de ruissellement |
| H_{moy} | Hauteur moyenne |
| I_{moy} | Pente moyenne |
| i_{moy} | Intensité moyenne |
| K | Lag time |
| L | Longueur hydraulique |
| Q_{max} | Débit maximal |
| t_c | Temps de concentration |
| BV | Bassin versant |
| CIC | Collecteur Inter-Communal |
| PdR | Période de retour |
| SBV | Sous bassin versant |
| SIG | Système d'Informations Géographiques |
| SIU | Système International d'Unités |

Introduction

Dans le cadre du schéma général d'assainissement de la Wilaya d'Alger, le Collecteur Intercommunal (CIC) dont le bassin versant est de 288 hectares, pour une population de 200000 habitants, est réalisé afin d'assurer l'évacuation des eaux usées et pluviales, ce qui permet de protéger le port d'Alger contre la pollution, et la prise en charge des eaux pluviales, en cas de crues. En plus, il permettra de protéger contre les inondations, la partie basse de la ville d'Alger, où se situent la gare ferroviaire et les routes d'accès vers la ville d'Alger. Il s'agit de réaliser plusieurs ouvrages (collecteurs, puits, bassin de décantation, etc.) sous une zone urbaine très dense et de relief accidenté.

Le CIC est un ouvrage hors du commun, et il doit cela aux énormes profondeurs qu'il atteint. Ces profondeurs atteignent les 182 *m* dans la partie amont, en passant par 8.9 *m* pour enfin retrouver des valeurs normales au fur et à mesure qu'on se rapproche de la zone portuaire, point de rejet du collecteur. Ces profondeurs ont été calculées afin d'éviter la zone de glissement de terrain au niveau de Tagara à El Biar. De ce fait, des puits qui captent les eaux pluviales en surface, sont connectés aux CIC via des conduites à très fortes pentes.

L'objectif de ce travail est d'effectuer une modélisation hydrologique du bassin versant du CIC et de modéliser les écoulements dans le CIC sur le logiciel Mike Urban pour voir le fonctionnement de ce nouveau collecteur face aux pluies de différentes périodes de retour.

La SEAAL a pour mission son exploitation et doit veiller à ce que cet ouvrage fonctionne de manière continue et correcte et que l'investissement soit rentabilisé. Et pour cela, un stage de fin d'étude est proposé afin d'effectuer ce travail.

Présentation de l'entreprise hôte

En 2006, les Autorités Algériennes ont créé cette structure dédiée au Service de l'Eau et de l'Assainissement du Grand Alger et, à titre d'opération pilote, ont signé avec SUEZ Environnement (Groupe International spécialisé dans la gestion des services de l'Eau) un Contrat de Management.

En pratique pour son premier contrat, 27 experts internationaux ont été détachés à Alger pour son bon déroulement. Un tiers d'entre eux assure le management de l'Entreprise (par exemple le directeur général), deux tiers sont en position d'experts en appui, dans des domaines métier pointus (par exemple un expert en Systèmes d'Informations Géographiques). En complément à ces experts en poste à Alger, SUEZ Environnement apporte de l'assistance technique et l'accès à l'ensemble de son savoir-faire (réseau d'experts, documentation, veille technologique, etc.).

Le contrat détaille très précisément les objectifs, le planning de leur déploiement et les moyens alloués pour les atteindre. Il y a lieu de souligner, notamment, que l'État a vraiment mobilisé les moyens financiers nécessaires à la mise à niveau attendue.

Afin d'optimiser cette gestion et de profiter du savoir-faire étranger, la SEAAL a opté pour un contrat de 5 ans et 6 mois avec SUEZ Environnement (SE), spécialiste dans le domaine. Grâce à son programme de Transfert de Savoir-Faire (TSF), SE suit l'ensemble des métiers de la SEAAL, l'objectif étant d'aboutir à une bonne maîtrise de ceci par les cadres locaux.

La Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger « SEAAL », est une Société Publique par Actions, détenue à 70% par l'Algérienne Des Eaux « ADE » et à 30% par l'Office National de l'Assainissement « ONA ».

La principale mission de SEAAL est de produire et de desservir en eau potable, puis de collecter et traiter les eaux usées sur le périmètre des wilayas d'Alger et de Tipasa. Elle dessert ainsi 3,8 millions d'habitants soit environ 10% de la population Nationale. SEAAL gère également la Station de Traitement d'eau potable de Taksebt (la plus importante station de traitement algérienne) qui approvisionne en eau potable les Wilayas de Tizi Ouzou, Boumerdes et Alger. Au total, elle fournit donc, directement ou indirectement, de l'eau potable à une population d'environ 5 millions d'habitants.

SEAAL assure le service auprès de 699.400 clients (ménages, administrations, commerces, industriels et sites touristiques) et le nombre de ses salariés s'élève à 6.245.

Chapitre 1

Description d'un réseau d'assainissement

1.1 Introduction

Le regroupement des citoyens en des zones d'agglomérations du à différents facteurs (agriculture, industrie, campus universitaires, pôles touristiques, etc.) entraîne des rejets nuisibles à l'environnement des agglomérations et à la nature environnante.

Les rejets dus aux activités humaines engendrent des pollutions de l'eau ce qui entraîne des risques sur le plan de l'hygiène, de la vie biologique (faune et flore) et de la protection de l'environnement. D'où la nécessité d'un bon système de collecte de ces eaux usées.

1.2 Définition

L'assainissement est un moyen de lutte contre la pollution et assure la sauvegarde de la salubrité du milieu. Un réseau d'assainissement doit être dimensionné de manière à collecter, évacuer, transporter et épurer de manière hygiénique et sans danger les eaux usées (domestiques ou industrielles) et les eaux pluviales avant d'être rejetées dans le milieu naturel. Le réseau d'assainissement doit donc répondre aux préoccupations suivantes :

- Transporter les eaux usées (domestiques ou industrielles) vers les stations d'épuration ;
- Gérer les eaux de pluie de manière à éviter que ça ne cause pas d'inondations en zones urbanisées et éviter toute stagnation non maîtrisée dans les points bas après les averses.

1.3 Le milieu récepteur

1.3.1 Ruisseaux, rivières et fleuves

Il est difficile de définir un cours d'eau, car depuis sa source jusqu'à l'estuaire, il est soumis à de grandes variations d'aspect. De même, la limite de l'écosystème d'un cours d'eau reste floue,

car la transition entre le milieu aquatique et le milieu terrestre s'effectue souvent par une zone humide. A chaque endroit du cours d'eau, sur les berges et jusque sur le lit majeur, des formes de vie s'établissent, chacune recherchant les conditions optimales pour son développement.

C'est pourquoi, il est primordial de veiller sur la bonne qualité des eaux à rejeter vers ces milieux.

1.3.2 Lacs

Les lacs représentent aussi un moyen d'évacuation des eaux résiduaires des agglomérations implantées sur leurs rives. Des eaux non épurées et rejetées directement vers ces milieux entraîne l'eutrophisation qui provoque des conséquences graves et durables en causant l'asphyxie des eaux. Même après épuration, le rejet des eaux résiduaires vers les lacs peut engendrer des difficultés.

1.3.3 Eaux marines

Les eaux marines sont naturellement pauvres en éléments nutritifs, sauf à proximité des côtes où ils sont apportés par les fleuves. La majeure partie des ressources biologiques est localisée au niveau du plateau continental qui grâce à sa relative richesse en éléments minéraux nutritifs, 90% de la pêche maritime se fait dans cette région. Le milieu marin reste soumis au même fonctionnement, aux mêmes besoins en oxygène et en lumière que les milieux d'eaux douces. Les rejets directs d'eaux résiduaires vers ce milieu cause de très graves dommages locaux. Sa capacité d'assimilation est variable en fonction de la localisation et de la nature du rejet, de la forme de l'émissaire en mer, de l'existence des marées, de la présence de courants littoraux, etc.

Le rejet des eaux usées vers le milieu marin entraîne des conséquences sanitaires et des modifications écologiques. Ces conséquences aboutissent à un déséquilibre économique affectant, entre autre, les sports nautiques, les plages, etc.

1.4 Origines des eaux résiduaires

Les eaux usées, sont les eaux qui contiennent des polluants qui peuvent être solubles ou non. Ces eaux proviennent essentiellement de l'activité humaine. Une eau usée est généralement un mélange de matières polluantes, dispersées ou dissoutes dans l'eau qui a servi aux besoins domestiques ou industriels. Donc sous la terminologie d'eau résiduaire, on groupe des eaux d'origines très diverses qui ont perdu leurs puretés ; c'est-à-dire leurs propriétés naturelles par l'effet des polluants après avoir été utilisées dans des activités humaines (domestiques, industrielles ou agricoles). En plus des eaux de pluies, les eaux résiduaires urbaines sont principalement d'origine domestique mais peuvent contenir des eaux résiduaires d'origine industrielle d'extrême diversité. Donc les eaux résiduaires urbaines sont constituées par :

- Des eaux résiduaires ou eaux usées d'origine domestique, industrielle et/ou agricole
- Des eaux pluviales ou de ruissellement urbain

1.4.1 Eaux d'origine domestique

Les effluents domestiques sont un mélange d'eaux contenant des déjections humaines : urines, fèces (eaux vannes) et eaux de toilette et de nettoyage des sols et des aliments (eaux ménagères). Ces eaux sont généralement constituées de matières organiques dégradables et de matières minérales, ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension. Elles se composent essentiellement par des eaux de vanne d'évacuation de toilette et des eaux ménagères d'évacuation des cuisines, salles de bains [Rej02].

1.4.2 Eaux d'origine industrielle

Les industries utilisent une grande quantité d'eau qui, même si nécessaire à leur bonne marche, n'est consommée qu'en très faible partie et le reste est rejeté. Voici les principaux rejets industriels classés par nature des inconvénients qu'ils causent :

- Pollution due aux matières en suspension minérales (Lavage de charbon, carrière, tamisage du sable et gravier, industries productrices d'engrais phosphatés, etc.) ;
- Pollution due aux matières en solution minérales (usine de décapage, galvanisation, etc.) ;
- Pollution due aux matières organiques et graisses (industries agroalimentaires, équarrissages, pâte à papier, etc.) ;
- Pollution due aux rejets hydrocarbonés et chimiques divers (raffineries de pétrole, porcherie, produits pharmaceutiques, etc.) ;
- Pollution due aux rejets toxiques (déchets radioactifs non traités, effluents radioactifs des industrie nucléaires, etc.).

1.5 Les divers systèmes existants

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduaires et des eaux de pluie sont susceptibles d'être mis en service en fonction de l'existant, des contraintes particulières et en application des textes réglementaires, normes, etc.

Il existe différents systèmes :

- le système unitaire qui évacue les eaux usées et les eaux pluviales par un même réseau, généralement muni d'un déversoir qui, en cas d'orage, dévient l'excédant, par surverse, directement vers le milieu naturel. Ce système est généralement trouvé dans les grandes agglomérations, les centres historiques des villes moyennes et certaines petites communes ;
- le système séparatif qui consiste à effectuer un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et de certains effluents industriels alors que l'évacuation des eaux pluviales

- est assurée par un autre réseau ;
- le système pseudo-séparatif est un système dans lequel les apports des eaux pluviales sont divisés en eaux provenant des surfaces de voirie et en eaux provenant des toitures et cours intérieures. Système utilisé dans les zones suburbaines où les habitations sont relativement proches les unes des autres ;
 - les systèmes mixtes, ce sont les réseaux constitués en partie en système unitaire et en partie en système séparatif selon les zones d'habitation ;
 - les systèmes non gravitaires, appelés également transferts aidés, dépendent de la topographie des lieux ;
 - les systèmes non collectifs interviennent et sont plus économiques lorsque la densité de l'habitat est faible.

1.6 Éléments constitutifs du réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement est une réalisation de grande importance et pour cela il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvement de terrain, et doit être conçu avec un degré très élevé de durabilité afin de rentabiliser l'investissement de l'état dans ce genre d'ouvrages.

Les ouvrages d'assainissement comprennent des ouvrages principaux et des ouvrages annexes, aussi importants les uns que les autres, et avec des fonctions différentes (transport des eaux, accès au réseau, déverser les surplus des débits, etc.), mais qui se complètent mutuellement.

Les ouvrages principaux sont les organes, ou tuyaux, du réseau d'assainissement qui assurent le transport et l'évacuation des eaux usées et pluviales vers l'exutoire ou la stations d'épuration. Ils sont classés selon leurs dimensions en :

- collecteur principal (diamètres $> 0.80m$) ;
- collecteur secondaire (diamètre allant de 0.40 à $0.80m$) ;
- collecteur tertiaire (diamètre $\leq 0.30m$) ;
- branchement particulier pour les eaux usées (diamètre $0.15m$ au minimum).

Les ouvrages annexes ce sont les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales, ainsi que toute installation permettant une exploitation rationnelle du réseau (déversoirs d'orages, stations de relèvement, etc.).

1.7 Dimensionnement des réseaux d'assainissement

Concevoir un réseau d'assainissement est une chose très complexe et doit être accomplie avec le plus grand soin. Cette complexité vient du fait qu'un réseau d'assainissement a des sections et des pentes de radier variables, des singularités (branchements, seuils, etc.), des apports et des conditions d'écoulement très variables dans le temps et ceci cause des variations de la ligne d'eau

tout au long du réseau. Et donc, chaque nœud et tronçon doit avoir ses calculs intrinsèques. Le dimensionnement hydraulique des ouvrages est effectué en fonction des débits pluviaux pour la période de retour retenue. Dans la majorité des cas, les débits d'eaux usées, négligeables par rapport aux débits pluviaux, ne sont pas pris en compte dans le dimensionnement de la canalisation mais plutôt dans le choix de sa forme [vaz16].

Deux étapes sont à suivre pour le calcul des réseaux d'évacuation :

- le calcul des débits de projet, qui permettent de déterminer l'ordre de grandeur des dimensions du réseau ainsi que sa capacité d'évacuation et d'autocurage ;
- le calcul, en fonction de la pente et des débits, des différentes sections du réseau ;

Différentes méthodes de calcul des débits sont à utiliser. Des méthodes adaptées pour les calculs d'avant projets pour caractériser le tissu urbain et répartir avec une certaine justesse l'occupation du sol et les activités par secteurs homogènes. Les autres méthodes, visant la résolution des projets d'exécution, requièrent des informations fiables pour :

- cerner, le plus justement possible, les données entrant dans la conception ;
- prédire le degré de confort installé et les évolutions qui pourront avoir lieu ;
- localiser les branchements en harmonie avec les besoins des riverains, etc.

Le calcul des réseaux fluviaux requiert des données telles que :

- le découpage en sous bassin versants ou bassins d'influence du réseau ;
- le coefficient d'urbanisation et coefficient de ruissellement ;
- les pentes hydrauliques.

Chapitre 2

Présentation de la zone d'étude

2.1 Caractéristiques géométriques du bassin versant

Le bassin versant du nouveau CIC regroupe tous les sous bassins versants desservis par l'ancien CIC. Les communes concernées sont les communes d'El Biar et de Sidi M'hammed. En partant du découpage en sous bassins selon les collecteurs de la wilaya d'Alger, Nous avons regroupé, à l'aide du logiciel ArcGIS, les zones drainées par l'ancien CIC pour arriver à la délimitation suivante (figure 2.1) :

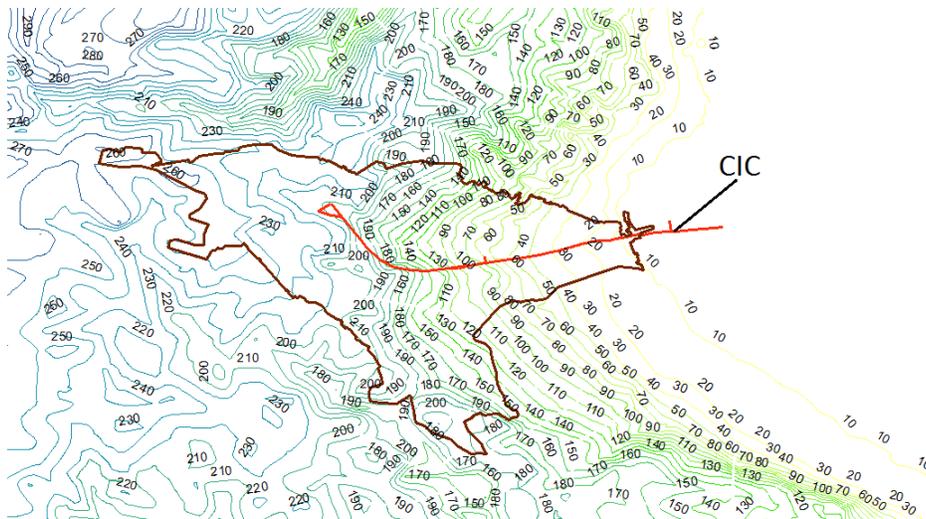


FIGURE 2.1 – Délimitation du bassin versant drainé par le CIC

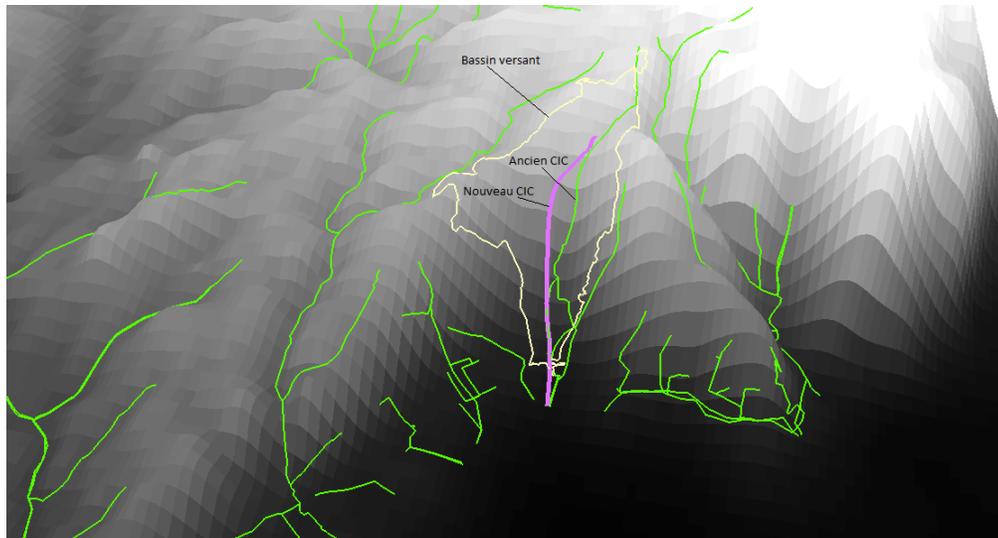


FIGURE 2.2 – Modèle numérique d’altitudes et délimitation du bassin versant drainé par le CIC

Sur la figure 2.2 le modèle numérique d’altitudes a été réalisé sur le logiciel ArcScene d’ArcGIS à partir des courbes de niveau de la ville d’Alger, afin d’avoir une idée sur le relief de notre zone d’étude (les lignes en vert représentent les autres collecteurs de la ville d’Alger).

2.1.1 La forme du bassin versant

Des bassins versants de même superficie peuvent avoir différentes formes, chacune influe différemment sur l’hydrogramme de crue. Nous avons pour une même pluie, des réponses de BV différentes. Un BV de forme allongée favorise les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps que met l’eau pour atteindre l’exutoire qui se trouvent être plus importants (longueur hydraulique plus importante). Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration. En revanche, les bassins en forme d’éventail, présentant un temps de concentration plus court (t_c1), auront les plus forts débits de pointe :

En 1914, Gravilius a établi une formule permettant de calculer l’indice de compacité des BV :

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

A : surface du bassin versant en km^2

P : périmètre du bassin en km

Dans le cas du bassin versant du CIC :

$$K_G = \frac{12.6}{2\sqrt{3.14 * 2.88}} = 2.09$$

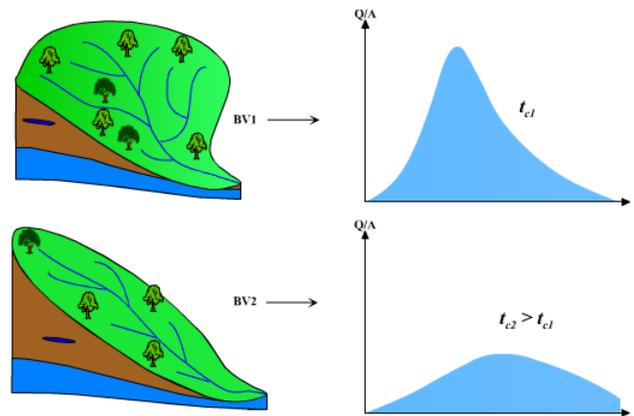


FIGURE 2.3 – Le rôle de la forme des BV dans leur réponse aux précipitations (cours epfl.ch)

2.2 Caractéristiques topographiques

2.2.1 Le relief

Le relief d'un bassin versant influe sur l'écoulement de l'eau dans ce dernier, des paramètres comme les précipitations, la température, etc. varient avec l'altitude et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. La courbe hypsométrique est souvent utilisée pour caractériser le relief d'un bassin versant. Une courbe hypsométrique est une courbe exprimant la fraction de la superficie d'un bassin situé au-dessus d'une altitude donnée.

| Altitude(m) | Superficie cumulée(ha) |
|-------------|------------------------|
| > 269 | 0,0 |
| > 240 | 31,3 |
| > 230 | 61,6 |
| > 210 | 94,4 |
| > 190 | 120,0 |
| > 150 | 175,0 |
| > 130 | 200,0 |
| > 100 | 224,0 |
| > 80 | 238,0 |
| > 60 | 250,0 |
| > 50 | 257,0 |
| > 30 | 272,0 |
| > 10 | 288,0 |

TABLE 2.1 – Données hypsométriques

L'altitude moyenne et l'altitude médiane peuvent être déterminées à partir des données

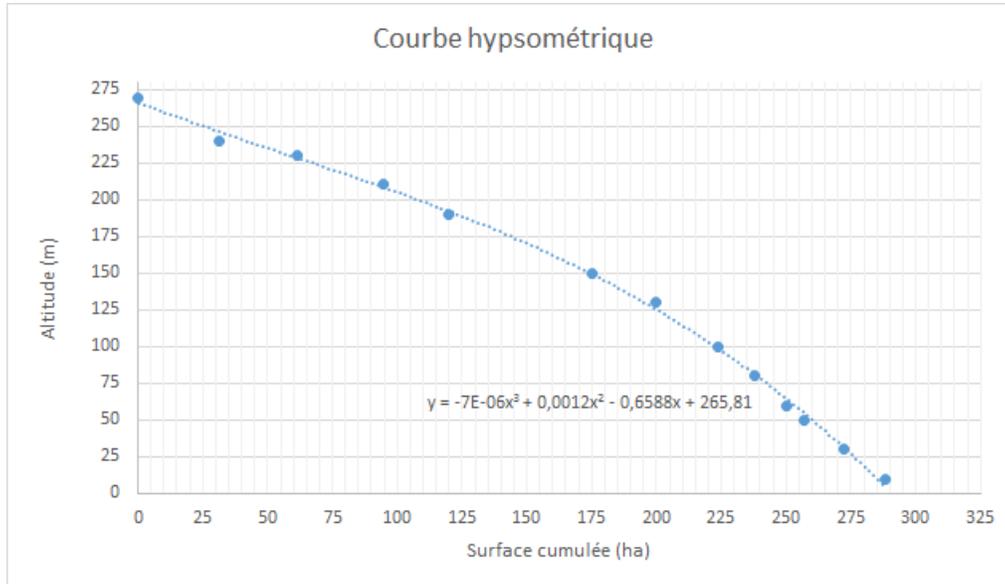


FIGURE 2.4 – Courbe hypsométrique du bassin versant de la zone d'étude

présentées dans le tableau 2.1 ci-dessus. La première, à l'aide de la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum A_i h_i}{A}$$

H_{moy} altitude moyenne du bassin en m

A_i aire comprise entre deux courbes de niveau en ha

h_i altitude moyenne entre deux courbes de niveau en m

A superficie totale du bassin versant en ha .

Le tableau suivant donne les altitudes et les surfaces, h_i et A_i :

| Altitude moyenne h_i (m) | Superficie A_i (ha) |
|----------------------------|-----------------------|
| 254,5 | 31,3 |
| 235,0 | 30,3 |
| 220,0 | 32,8 |
| 200,0 | 25,6 |
| 170,0 | 55,0 |
| 140,0 | 25,0 |
| 115,0 | 24,0 |
| 90,0 | 14,0 |
| 70,0 | 12,0 |
| 55,0 | 7,0 |
| 40,0 | 15,0 |
| 20,0 | 16,0 |

TABLE 2.2 – Altitudes moyennes et superficie entre les courbes de niveau

L'altitude moyenne de notre bassin versant est de : $H_{moy} = 161,24m$.
 La deuxième est la valeur lue sur la courbe hypsométrique à 50% de la surface totale. A l'aide de l'équation de la courbe de tendance de notre courbe hypsométrique (figure 2.4), et en remplaçant la variable x par la valeur 144, on trouve :

$$H_{mdiane} = -7 * 10^{-6}x^3 + 0,0012x^2 - 0,6588x + 265,81 = 174,92m$$

2.2.2 La pente moyenne

La pente moyenne est une autre caractéristique permettant de cerner la topographie du bassin. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct, donc sur le temps de concentration, et influence directement le débit de pointe lors d'une averse. La relation suivante donne une valeur approchée de la pente moyenne :

$$I_{moy} = \frac{DL}{A}$$

I_{moy} : pente moyenne en m/km

L : la somme des longueurs des courbes de niveau contenues sur notre BV en km

D : équidistance entre deux courbes de niveau en m , dans notre cas $D = 10m$

A : surface du bassin versant en km^2

La valeur de L sera mesurée par Google Earth Pro et elle est égale à : $L = 41,52km$.
 La pente moyenne donc égale à :

$$I_{moy} = \frac{41,52 * 10}{2,88} = 144,17m/km = 14,4\%$$

2.3 Coefficient de ruissellement

Un certain nombre de méthodes de calcul du coefficient d'imperméabilisation sont proposées dans les ouvrages techniques. Un exemple de ces méthodes est la méthode statistique propre dans la brochure "méthodes d'estimation de l'imperméabilisation" éditée par le SIU. En effet, c'est la seule méthode d'application relativement simple donnant des résultats assez précis. Le principe de la méthode consiste à superposer au document représentant le bassin versant une grille de points répartis de façon aléatoire, puis de compter les points positionnés sur une surface imperméabilisée. Plus le bassin versant est important, plus l'estimation sera faible [vaz16].

Le coefficient d'imperméabilisation est obtenu par le rapport :

$$C_{imp} = \frac{\text{Nombre de points sur une surface imperméable}}{\text{Nombre total de points}}$$

La méthode citée précédemment s'est avérée laborieuse à appliquer dans notre cas, nous avons donc pensé à délimiter à l'aide de Google Earth Pro toutes les parties non imperméabilisées sur notre zone d'étude, et le résultat est montré sur la figure suivante :



FIGURE 2.5 – Parties non imperméabilisées sur le bassin versant de l'étude

A l'aide du même logiciel, nous avons cumulé les superficies de ces zones :

$$A_{permable} = 610799m^2 = 61,08ha$$

Le rapport de la superficie imperméabilisée sur la superficie totale donne le coefficient d'imperméabilisation :

$$C_{imp} = \frac{(288 - 61,08)}{288} = 0,788$$

Nous utiliserons l'équation suivante pour déterminer le coefficient de ruissellement. Cette équation relie directement le coefficient de ruissellement au coefficient d'imperméabilisation établie par le Ministère de l'environnement de l'Ontario, en 1987 :

$$C_{rui} = 0,2(1 - C_{imp}) + 0,9C_{imp}$$

$$C_{rui} = 0,2(1 - 0,788) + 0,9 * 0,788 = 0,752$$

2.4 Temps de concentration

Afin de calculer le temps de concentration de notre zone d'étude, nous allons utiliser trois formules utilisées pour les bassins versants urbains, la formule établie par la Federal Aviation Agency des États-Unis en 1970, et qui est de la forme suivante :

$$t_c = 3,26(1,1 - C_{ru}) \frac{\sqrt{L}}{I_{moy}^{0,33}}$$

La formule de Passini :

$$t_c = 0,14 \frac{(AL)^{1/3}}{\sqrt{I_{moy}}}$$

La formule de Giandotti :

$$t_c = \frac{60 * 0,4\sqrt{A} + 0,0015L}{0,8\sqrt{I_{moy}L}}$$

Dans notre cas, l'information L , qui est la longueur hydraulique, n'est pas disponible, il existe une formule qui permet de la calculer en fonction de l'aire du bassin versant :

$$L = 95,95A^{0,568}$$

$$L = 95,95 * 288^{0,568} = 2393,2m$$

$$t_c = 3,26(1,1 - 0,752) \frac{\sqrt{2393,2}}{14,4^{0,33}} = 23,02min$$

$$t_c = 0,14 \frac{(288 * 2393,2)^{1/3}}{\sqrt{0,144}} = 32,57min$$

$$t_c = \frac{60 * 0,4\sqrt{288} + 0,0015 * 2393,2}{0,8\sqrt{0,144 * 2393,2}} = 27,67min$$

Nous allons travailler avec le résultat de la formule de la FAA car plus la durée de la période intense est petite, plus intense sera la pluie, et plus grand sera le débit maximal à l'exutoire.

2.5 Présentation du Collecteur Inter Communal

La particularité du CIC, comme mentionné déjà, réside dans sa profondeur qui atteint les 182m à l'amont. Et ceci revient au fait que la zone d'El Biar connaît un glissement de terrain. C'est donc après avoir effectué l'étude géologique que ces profondeurs importantes ont été choisies.

Le CIC s'étale sur une longueur de 2625,64m, cette longueur est répartie en 3 zones : partie aval $L_{aval} = 433,32m$, partie intermédiaire $L_{intermediaire} = 357,06m$ et partie amont $L_{amont} = 1835,26m$.

La figure suivante représente la planimétrie générale du CIC :

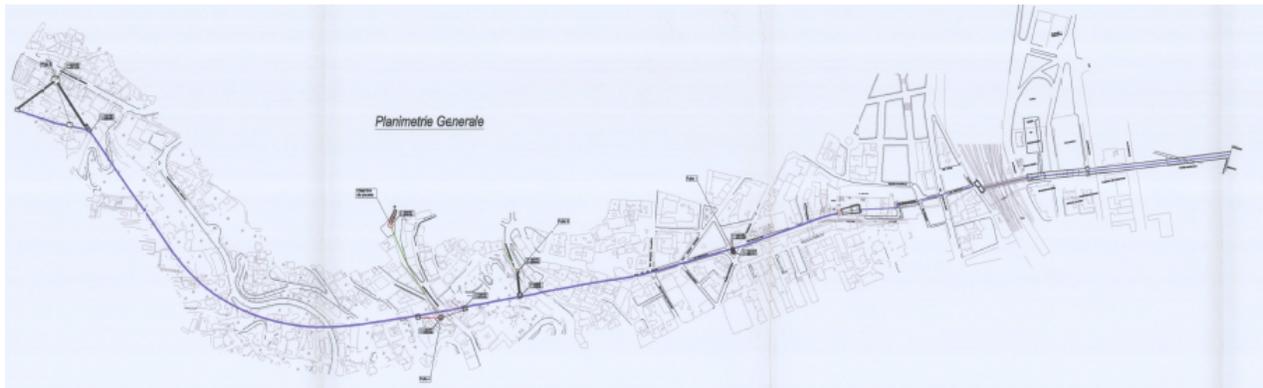


FIGURE 2.6 – Planimétrie générale du CIC

Notre collecteur présente différentes sections, tel qu'on peut le voir sur les figures ci-dessous. Les sections A, B et C sont les sections des tronçons à l'aval, A étant celle du tronçon de rejet (Port d'Alger) (figure 2.7). On retrouvera ensuite les coupes D, E1 et E2 dans la figure 2.8. Et dans la partie amont, figure 2.9, ce sont les coupes F et G qu'on retrouve. Les longueurs et les pentes des différents tronçons sont données dans le tableau suivant :

| Section | A | B | C | D | E1 | E2 | F | G |
|--------------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|--------|
| Longueur (m) | 301,40 | 104,26 | 27,66 | 110,64 | 113,90 | 132,52 | 1680,00 | 155,26 |
| Pente (m/m) | -0,0010 | 0,0010 | 0,0010 | 0,0020 | 0,0105 | 0,0100 | 0,0150 | 0,0150 |

TABLE 2.3 – Caractéristiques des tronçons du nouveau CIC

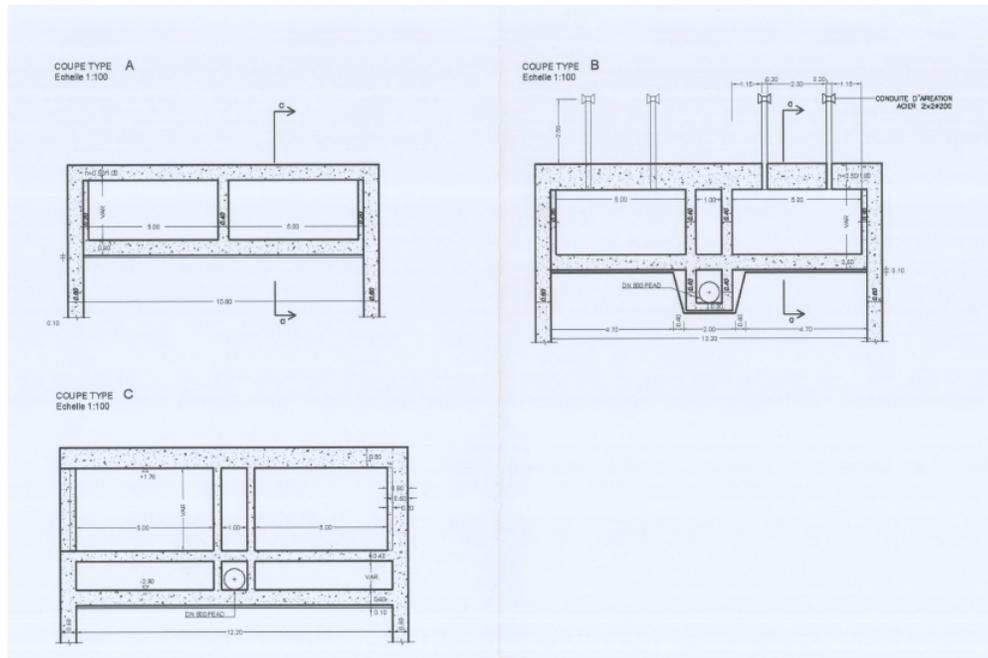


FIGURE 2.7 – Coupes de la partie aval du CIC

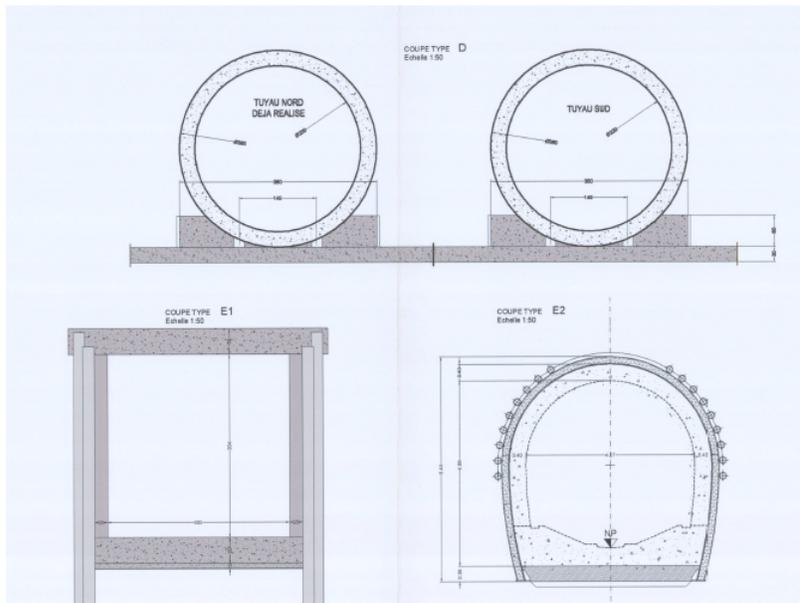


FIGURE 2.8 – Coupes de la partie intermédiaire du CIC

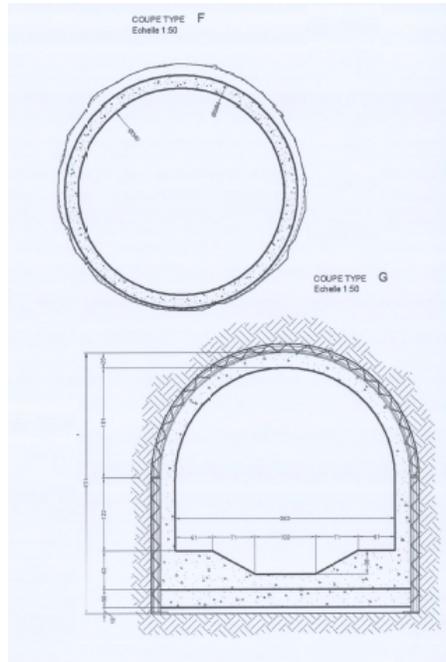


FIGURE 2.9 – Coupes de la partie amont du CIC

2.6 Caractéristiques des sous bassins versants

4 puits sont installés sur le bassin versant afin de capter les eaux de ruissellement et les envoyer vers le collecteur (au départ du projet 5 puits ont été conçus, mais 4 seulement ont été réalisés, le puits numéro 2 n'a pas été réalisé). A l'aide du logiciel ArcGIS, nous avons effectué un découpage de notre bassin versant global en sous bassins versants, avec les puits réalisés comme exutoires et en tenant compte des bâtis. La zone en blanc est drainée par l'ancien CIC.

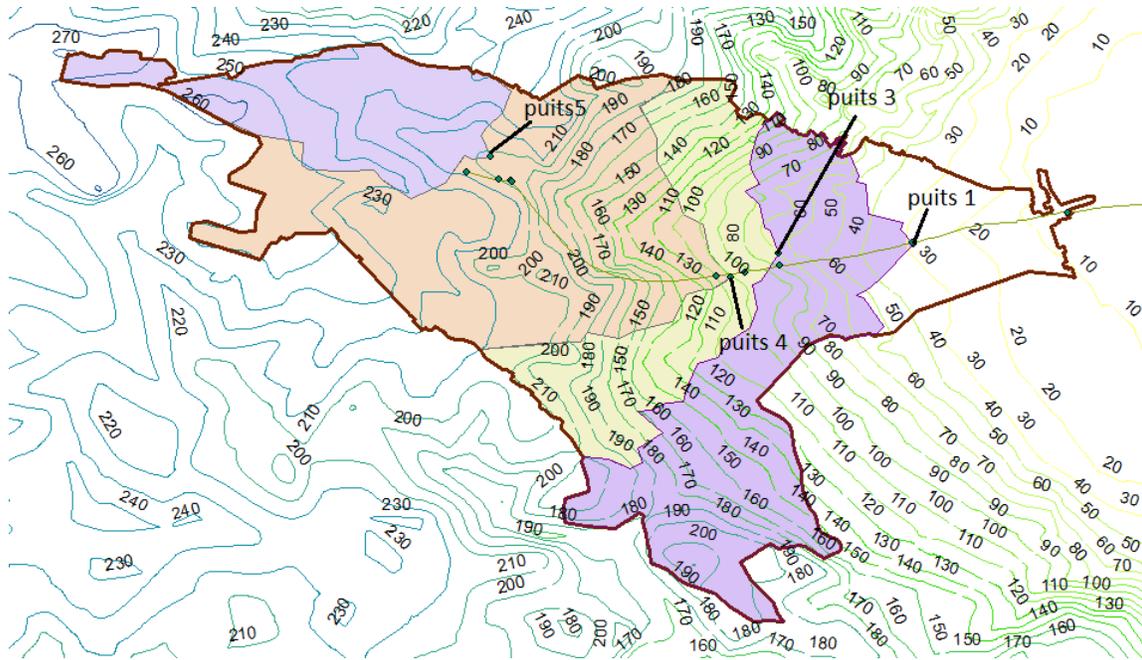


FIGURE 2.10 – Découpage en sous bassins versants avec localisation des puits

Voici quelques informations concernant les puits et les sous bassins versants : Afin de

| Puits | 1 | 3 | 4 | 5 |
|--------------------------|--------|--------|---------|---------|
| Côte terrain naturel (m) | 29,975 | 68,350 | 100,290 | 207,000 |
| Profondeur (m) | 8,575 | 4,450 | 14,320 | 11,700 |
| Diamètre (m) | 9,00 | 7,00 | 8,40 | 15,20 |
| Sous bassin versant | SBV 1 | SBV 3 | SBV 4 | SBV 5 |
| Superficie (ha) | 77,21 | 46,69 | 96,55 | 41,06 |

TABLE 2.4 – Informations sur les puits et les sous bassins versants

déterminer la pente moyenne de chaque sous bassin versant, nous avons procédé de la même manière qu’avec le bassin versant global en utilisant la formule suivante :

$$I_{moy} = \frac{DL}{A}$$

Pour le sous bassin versant du puits numéro 5 :

$$I_{moy} = \frac{10 * 3,93}{0,41} = 9,58\%$$

Sous bassin versant du puits numéro 4 :

$$I_{moy} = \frac{10 * 15,33}{0,9655} = 15,87\%$$

Sous bassin versant du puits numéro 3 :

$$I_{moy} = \frac{10 * 9,27}{0,4669} = 19,85\%$$

Sous bassin versant du puits numéro 1 :

$$I_{moy} = \frac{10 * 10,92}{0,7721} = 14,14\%$$

Le tableau ci-dessous contient les coefficients de ruissellement, les temps de concentration et les lag time des sous bassin versants, déterminés par les mêmes formules que pour le bassin versant global :

$$C_{rui} = 0,2(1 - C_{imp}) + 0,9C_{imp}$$

$$t_c = 3,26(1,1 - C_{rui}) \frac{\sqrt{L}}{I_{moy}^{0,33}}$$

$$K = 5,3 * A^{0,3} * I^{-0,38} * C_{rui}^{-0,45}$$

| Sous bassin versant | SBV 5 | SBV 4 | SBV 3 | SBV 1 |
|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| C_{rui} | 0,84 | 0,68 | 0,79 | 0,72 |
| t_c (min) | 11,31 | 19,72 | 11,00 | 17,40 |
| K (min) | 7,40 | 8,69 | 6,00 | 8,27 |

TABLE 2.5 – Paramètres hydrologiques des sous bassins versants

2.7 Présentation de l’outil SIG : ArcGIS

ArcGIS offre des applications SIG professionnelles complètes qui prennent en charge diverses tâches concernant les Systèmes d’Informations Géographiques, notamment la cartographie, la compilation de données, l’analyse, la gestion des géodonnées et des images et le partage d’informations géographiques. Il regroupe plusieurs logiciels, chacun avec des objectifs et des fonctions différentes. Durant notre travail, nous avons utilisé les logiciels suivants :

- ArcMap
- ArcScene
- ArcCatalog

ArcCatalog permet d’organiser, d’utiliser et de gérer des informations géographiques dans des espaces de travail et des géodatabases. Les espaces de travail sont simplement des dossiers sur le disque servant à organiser notre travail de SIG : cartes, images et autres fichiers de données, modèles de géotraitement, couches, géodatabases et ainsi de suite. Les espaces de travail offrent

un moyen simple d'organiser et de partager des ensembles logiques d'informations SIG. Les géodatabases sont des ensembles de jeux de données géographiques de différents types utilisés dans ArcGIS. ArcCatalog fournit une "vue d'arborescence du catalogue" intégrée et unifiée de ces différentes sources d'informations. Cette vue fonctionne comme l'Explorateur Windows et permet de rechercher, organiser et gérer les différents documents et jeux de données ArcGIS.

ArcMap représente les informations géographiques sous forme d'un ensemble de couches et les autres éléments sous forme d'une vue de carte. Il y a deux vues cartographiques principales dans ArcMap : le mode Données et le mode Mise en page. Le bloc de données présente une fenêtre géographique, ou bloc cartographique, dans laquelle nous pouvons afficher et utiliser les informations géographiques sous la forme d'une série de couches. Le mode Mise en page affiche une page dans laquelle sont organisés les éléments cartographiques (par exemple, le bloc de données, une barre d'échelle et un titre de carte) pour l'impression de la carte.

ArcScene nous permet de superposer un grand nombre de couches de données dans un environnement 3D. Les entités sont placées en 3D par fourniture des informations de hauteur à partir de la géométrie et des attributs d'entité, des propriétés de la couche ou d'une surface 3D définie, et chaque couche dans la vue 3D peut être gérée différemment. Les données ayant des références spatiales différentes seront projetées dans une projection commune, ou les données peuvent être affichées avec des coordonnées relatives uniquement.

Chapitre 3

Les modèles de transformation pluie-débit

3.1 Introduction

Un modèle hydrologique, ou modèle pluie-débit, est un outil numérique de représentation de la relation pluie-débit à l'échelle d'un bassin versant. Il permet de transformer des séries temporelles décrivant le climat d'un bassin versant donné (séries de précipitations et de températures par exemple, séries qui sont les entrées du modèle hydrologique) en une série de débits (sortie du modèle hydrologique) (Wikipédia).

3.2 Définition

Un modèle est une représentation simplifiée d'un phénomène, sous forme physique (modèles réduits) ou d'équations mathématiques régissant son comportement. A partir des données acquises (entrées E) on essaie de trouver la réponse (R) du système en passant par son image (S). D'après Karplus (1983) : *Un modèle mathématique est un ensemble d'équations caractérisant un système réel, appelé prototype, de telle sorte qu'au moins un certain nombre de liens entre des sollicitations externes et des réponses correspondantes soient représentés de façon adéquate.*

3.3 Caractéristiques du modèle

La qualité et la performance d'un modèle mathématique sont mesurées par sa capacité de prévision de l'un des trois éléments (entrées, système ou réponse) lorsqu'on utilise des observations relatives aux deux restants, différentes de celles qui ont servi à élaborer le modèle.

La construction d'un modèle mathématique dépend, en premier lieu, de la connaissance qu'on possède du système réel. En ce qui concerne la synthèse, lorsque les entrées et les réponses sont connues et qu'on ignore quelles sont les caractéristiques du système, ce mode porte le nom de **boite noire**. Dans le cas contraire, lorsque l'image du système est connue par les lois qui

définissent sa structure et par les liens entre ses composantes internes, on a fait à un modèle **boite blanche**.

C'est entre ces deux types que se situe la plupart des modèles physiques. Le degré de connaissance de l'image du système, connaissance de ses composantes et les liens qui les structurent, et chose qui ne peut être faite à 100% est un indice du degré de fiabilité de la réponse générée et de sa capacité de prédiction.

En hydrologie, les modèles sont caractérisés par :

Les lois ce sont les principes de base utilisés pour la construction des équations en relation avec l'image du système. En hydrologie, ces lois sont, dans la plupart des cas, exprimées par l'équation de continuité et par le principe de conservation de la masse ;

La structure dépend du nombre, type, nature et l'interaction des éléments constitutifs du modèle. L'analyse de la structure permet la détermination du nombre et type des équations représentant le système ;

Les variables sont les éléments qui constituent le modèle. Elles peuvent être externes, indépendantes ou internes, elle font référence aux éléments de l'image du système seulement et peuvent être divisées en variables contrôlables (débit d'exploitation d'un barrage) et incontrôlables (précipitations) ;

Les paramètres sont évalués de manière inductive en utilisant les observations expérimentales du système et représentent les quantités constantes et les valeurs numériques des coefficients des équations du modèle.

La structure et les variables d'un modèle hydrologique peuvent être représentées de la manière suivante :

$$Z_{obs}(t) = G[X(t), Y(t), CL(t), \phi] + \varepsilon_z(t, \phi)$$

Avec X représente les variables d'entrée, Z les variables de sortie, Y les conditions initiales, CL les conditions aux limites et ϕ les paramètres du modèle.

3.4 La transformation pluie débit

Il est nécessaire, en hydrologie urbaine, d'avoir l'information sur le débit d'eau, provenant des précipitations, ruisselé en partant d'informations connues sur la pluie et autres variables météorologiques. Les modèles de transformation de la pluie en débit suivent le chemin parcouru par la goutte d'eau jusqu'au ruissellement et son passage par l'exutoire.

Une représentation complète de tout le processus physique est quasi impossible avec les moyens actuels, aussi pointus qu'ils soient, et donc des hypothèses simplificatrices s'imposent. Moins on a d'hypothèses, plus le modèle est fidèle, mais plus difficile sera le calcul.

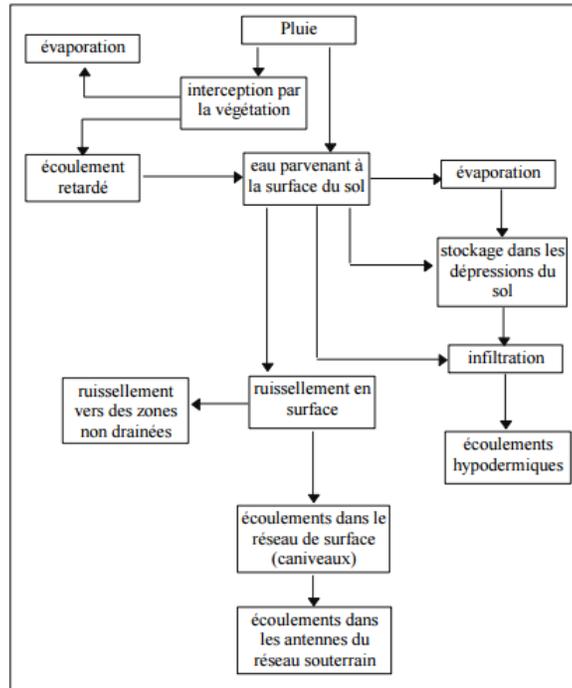


FIGURE 3.1 – Différents cheminements de l’eau de pluie sur et dans le sol (Chocat, 1978)

3.5 Méthode de l’hydrogramme unitaire

La méthode de l’hydrogramme unitaire est une méthode empirique qui consiste à déterminer l’hydrogramme de ruissellement superficiel à l’exutoire d’un bassin versant à partir des hyétogrammes de l’averse tombée sur le bassin en question pour pouvoir prévoir la crue que peut générer cette averse. L’hydrogramme correspondant à une averse unitaire de volume unité (équivalente à une lame d’eau de 1 mm uniformément répartie sur tout le bassin) est appelé hydrogramme unitaire. Chaque hydrogramme caractérise le bassin versant pour lequel il a été déterminé.

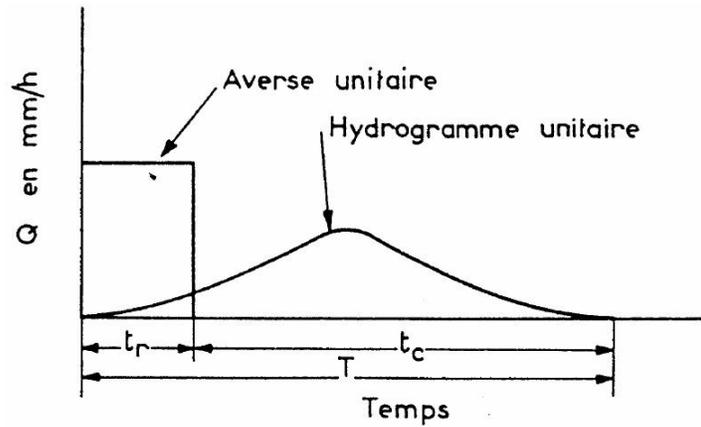


FIGURE 3.2 – Averse unitaire et hydrogramme unitaire généré (Réméniéras, 1972)

Soit t_r la durée de l'averse nette tombant sur un bassin versant de temps de concentration t_c . Le temps de base de l'hydrogramme sera donc : $T = t_r + t_c$. On considère qu'une averse est unitaire si sa durée est suffisamment inférieure au temps de concentration du bassin. On applique au bassin versant étudié des averses unitaires de durées :

$$\frac{t_c}{3} \leq t_r \leq \frac{t_c}{5}$$

En appliquant l'hypothèse de linéarité, il est facile de calculer les débits engendrés par différentes averses [ADTC09] :

- une averse plus longue que l'averse unitaire est considérée comme une succession d'averses unitaires dont les débits s'ajoutent ;
- une averse d'intensité différente de celle de l'averse unitaire engendre un hydrogramme dont le rapport à l'hydrogramme unitaire est identique à celui des intensités de pluies.

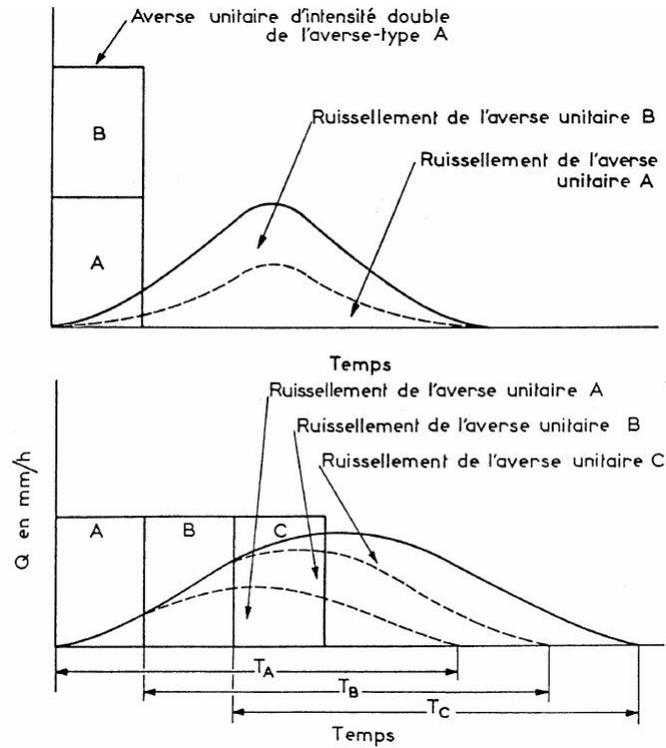


FIGURE 3.3 – Hydrogrammes liés à des averses non unitaires (Réméniéras, 1972)

L'hydrogramme de crue permet de calculer, pour un bassin versant donné, l'hydrogramme résultant d'une averse d'intensité quelconque.

3.6 Méthode de l'hydrogramme unitaire synthétique

Plusieurs bassins ne possèdent pas de stations de mesures du débit. Il n'est donc pas possible d'utiliser la méthode de l'hydrogramme unitaire qui nécessite la connaissance de l'hydrogramme de crue mesurée correspondant à une pluie réelle. Dans de telles circonstances, on peut utiliser un hydrogramme unitaire synthétique dérivé à partir des propriétés du bassin. Plusieurs méthodes existent pour trouver un hydrogramme unitaire synthétique. Dans cette méthode, la durée de la pluie Δt qui génère l'hydrogramme unitaire doit être inférieure à $lag/4$, lag étant le retard de la pointe du débit par rapport à la pluie [Ben07].

Ce retard est estimé par la formule suivante :

$$lag = 0,6 * t_c$$

Le temps de montée est donné par la relation :

$$T_M = \frac{\Delta t}{2} + 0,6 * t_c$$

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

$$\Delta t = 0,133 * t_c$$

En combinant les deux relations précédentes, on aura :

$$T_M = 0,67 * t_c$$

Sachant que le volume sous la courbe correspond à une hauteur d'eau de $1mm$, on trouve une formule pour le débit de pointe :

$$Q_p = 0,208 \frac{A}{T_M}$$

A , superficie du bassin versant, en km^2 et T_M le temps de montée exprimé en heures.

3.7 Méthode des réservoirs

Dans les modèles de type réservoir, le bassin versant est considéré comme un système qui réalise la transformation pluie-débit, et on prend en considération l'effet de stockage de ce dernier. Le principe ici est de représenter, dans un schéma, le bassin comme un réservoir ayant une équation de vidange qui est fonction de la nature des orifices :

$$Q_s(t) = f(H(t))$$

Et une autre équation caractérisant son effet de stockage et qui est fonction de sa forme :

$$V_s(t) = g(H(t))$$

Avec $H(t)$ est la hauteur d'eau dans le réservoir en fonction du temps, Q_s le débit de sortie et V_s le volume d'eau dans le réservoir.

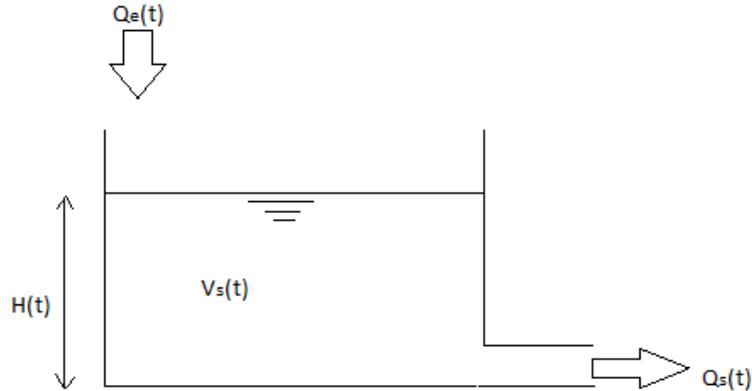


FIGURE 3.4 – Schématisation d'un modèle réservoir

Les modèles à réservoir présentent deux avantages :

- une formulation mathématique simple ;
- une image graphique qui favorise la représentation et la conceptualisation des phénomènes.

Et peuvent être caractérisés par les équations (de continuité et de stockage) :

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

$$V_s(t) = f(Q_e(t), Q_s(t))$$

$V_s(t)$ est le volume d'eau contenu dans le réservoir en fonction du temps (m^3), $Q_e(t)$ et $Q_s(t)$, respectivement, débit entrant et débit sortant (à l'exutoire) en m^3/s .

3.7.1 Modèle du réservoir linéaire

L'utilisation de ce modèle est très répandue, du fait de sa simplicité. Une relation linéaire entre débit sortant et volume contenu dans le réservoir caractérise ce genre de modèles :

$$V_s(t) = K * Q_s(t)$$

En regroupant l'équation de continuité et de stockage vus précédemment, on aura :

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

Sa résolution est assez simple et on la retrouve dans les livres sous la forme :

$$Q_s(t) = \frac{1}{K} \int_0^t Q_e(\tau) e^{-\frac{t-\tau}{K}} d\tau + Q_s(0)$$

$Q_s(0)$ est le débit initial qui peut être le résultat de l'averse d'avant. Pour caractériser la réponse du modèle à une sollicitation unitaire de durée infiniment petite, dt , on utilise la fonction de $h(t)$ suivante :

$$h(t) = \frac{1}{K} e^{-t/K}$$

Ce qui nous donne, si on suppose qu'à l'instant $t = 0$, $Q_s(0) = 0$:

$$Q_s(t) = \int_0^t Q_e(\tau) d\tau * h(t - \tau) = Q_e(t) * h(t)$$

Le débit d'entrée $Q_e(t)$ peut être calculé à l'aide de la formule suivante (en se basant sur les caractéristiques du bassin versant) :

$$Q_e(t) = a C_{rui} i(t) A$$

où :

- a , coefficient tenant compte des unités ($a = 2,78$ avec notre choix d'unités)
- $Q_e(t)$, débit d'entrée, en l/s
- A superficie, en ha
- $i(t)$, intensité de la pluie, en mm/h
- C_{rui} , coefficient de ruissellement.

Le maximum de la fonction h , égale à $1/K$, se produit au temps $t = 0$, il est d'autant plus fort que K est petit. La transmission du signal est instantanée (la sortie commence en même temps que l'entrée), et elle est maximum au temps $t = 0$. On peut donc s'attendre à ce que le modèle réponde plus rapidement que la réalité dans le cas des bassins versants de grande taille ou très allongés. On remarquera que h tend vers zéro lorsque t tend vers l'infini. Selon le sens classique de la théorie de l'hydrogramme unitaire, le temps de base de cet hydrogramme est donc infini. Le paramètre temporel K correspond au décalage dans le temps entre les centres de gravité de $Q_e(t)$ et de $Q_s(t)$. La remarque précédente montre qu'il ne doit pas être confondu avec le temps de concentration du bassin versant. De façon générale, le modèle du réservoir linéaire agit comme un filtre passe-bas amortissant les hautes fréquences du signal d'entrée [ADTC09].

Desbordes a proposé deux formules pour le calcul du coefficient K pour des bassins versants

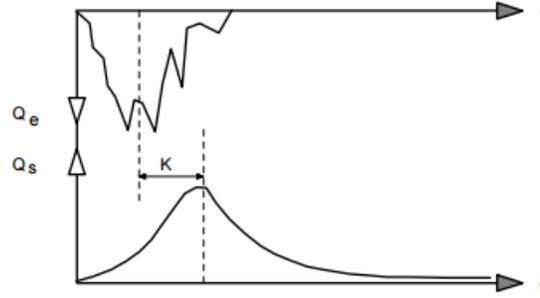


FIGURE 3.5 – Représentation de l'amortissement et du décalage temporel entre l'entrée et la sortie(Tanguy, 2009)

urbains :

$$K = K_0 A^{r_1} I^{r_2} (1 + C_{rui})^{r_3} L^{r_4} D^{r_5} H^{r_6}$$

Et une formule plus simple mais qui risque d'être moins précise que la précédente :

$$K = 5,3 A^{0,3} I^{-0,38} C_{rui}^{-0,45}$$

où :

- $K_0 = 5,07$;
- $r_1 = 0,18, r_2 = -0,36, r_3 = -1,9, r_4 = 0,15, r_5 = 0,21, r_6 = -0,07$
- A est la superficie du bassin versant en ha ;
- I pente moyenne du BV en % ;
- C_{rui} coefficient de ruissellement ;
- L longueur équivalente du BV en m ;
- D durée de la pluie intense en mn ;
- H hauteur cumulée sur la durée D en mm .

Chapitre 4

La modélisation hydraulique des écoulements dans les conduites

4.1 Introduction

L'ingénieur hydraulicien travaille avec les fluides, leurs mouvements et interactions avec les moyens avec lesquels ils sont transportés ou les structure. La science de l'hydraulique traite tous les fluides réels malgré le fait que ces fluides sont étudiés en utilisant des lois dérivées de la théorie de l'hydromécanique pour fluides parfaits (homogénéité, incompressibilité, fluides non-visqueux, etc.).

Il y a trois approches de traiter et résoudre un problème en hydraulique :

- Théoriquement et par raisonnement ;
- Par analogie à des cas similaires. En se basant sur l'expérience ;
- En utilisant les modèles réduits, physique et numériques.

Il faut cependant avec la deuxième approche, car chaque expérience antécédente peut avoir des points et des circonstances propres à elle et donc ne peut être utilisée comme analogie à un cas différent d'elle. La complexité de certains cas de fluides en mouvement et le développement insuffisant, même si avancé, des méthodes mathématiques poussent à l'utilisation très restreinte de la théorie et des équations d'écoulement de base. Et donc, les modèles sont nécessaire à la résolution des problème ou pour tester les effets des simplifications apportées.

Le terme modèle est utilisé en hydraulique pour décrire une simulation physique ou mathématique du cas étudié. Ces modèles sont considérés comme des outils de prévision et sont utilisés pour la production de la solution économique optimale.

La réussite de la résolution dépend du degré de justesse de la formulation du problème et aussi de la justesse de l'identification des paramètres principaux influençant le phénomène en question.

L'utilisation, actuellement très répandue, des modèles hydraulique, a connu quelques chan-

gements ces dernières années, en majorité, dus au progrès de la modélisation numérique. Ces modèles sont des outils très importants dans le design des structures hydrauliques, les aménagements des côtes et des cours d'eau, etc [NGAR10].

4.2 Quelques concepts et équations de base en hydrodynamique

L'équation de continuité Soit un fluide quelconque, de densité ρ , on considère un volume de contrôle cubique. Les vitesses u , v et w sont les vitesses du fluide dans les trois directions de l'espace, x , y et z . D'après le principe de la conservation de la masse :

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho\left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}\right) = 0$$

ρ est constant dans le cas d'un fluide incompressible, on aura donc :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

Donc

$$\nabla V = 0$$

Les équations d'Euler La forme différentielle de la deuxième lois de Newton pour un fluide s'écoulant sans frottement dans un champ de pression donne :

$$-\frac{dp}{dx} + X\rho = \rho\left(u\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial u}{\partial y} + w\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial t}\right)$$

$$-\frac{dp}{dy} + Y\rho = \rho\left(u\frac{\partial v}{\partial x} + v\frac{\partial v}{\partial y} + w\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial t}\right)$$

$$-\frac{dp}{dz} + Z\rho = \rho\left(u\frac{\partial w}{\partial x} + v\frac{\partial w}{\partial y} + w\frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial t}\right)$$

Les équations de Navier-Stokes Si on prend en compte l'effet de la viscosité pour les forces de frottement et les contraintes de cisaillement dans les équations d'Euler, on obtiendra les équations de Navier-Stokes :

$$-\frac{dp}{dx} + X\rho + \mu\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right) = \rho\left(u\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial u}{\partial y} + w\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial t}\right)$$

L'équation précédente est la projection selon l'axe x , on peut écrire les deux autres selon les axes y et z de la même manière.

4.3 Les écoulements dans les réseaux d'assainissement

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

- les modèles hydrodynamiques, qui sont des dérivés (simplifications) du système d'équations de Barré de Saint-Venant (1871) ;
- les modèles issus de la dynamique des systèmes, appelés souvent modèles globaux ou conceptuels (réservoir linéaire, etc.).

Deux aspects importants doivent être pris en compte pour la modélisation des écoulements en réseau d'assainissement [BK06] :

- 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.

4.4 Le système de Barré de Saint-Venant

Considérons un fluide incompressible s'écoulant suivant un axe Ox et avec une pente du fond assez faible. Barré de Saint-Venant a établi en 1871 le système d'équations suivant :

- équation de continuité :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

- équation dynamique :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) + (\epsilon - 1)q \frac{U}{S}$$

h hauteur d'eau (m)

I pente (m/m)

J perte de charge (m/m)

ϵ coefficient de transfert de la quantité de mouvement du débit latéral q , variant de 01

q débit latéral éventuel entrant ou sortant par unité de longueur (m^2/s)

Q débit (m^3/s)

S section mouillée (m^2)

t temps (s)

U vitesse moyenne de l'écoulement sur la section S (m/s)

x abscisse (m)

Si le débit latéral q est orthogonal à la direction Ox , on prend $\epsilon = 0$: ce débit latéral n'apporte (s'il est entrant) ni n'emporte (s'il est sortant) aucune quantité de mouvement à l'écoulement principal. Si le débit latéral est parallèle à Ox , on prend $\epsilon = 1$. Dans les cas intermédiaires, la valeur de ϵ est comprise entre 0 et 1. S , Q , U et h sont des fonctions continues des deux variables x et t . Avec la perte de charge J , cela conduit à un système comportant 5 inconnues dès lors que les caractéristiques physiques du bief (aussi appelé tronçon lorsqu'il s'agit d'un réseau d'assainissement) sont définies.

Pour résoudre le système d'équations de Saint-Venant, les hypothèses suivantes ont été établies :

- les pertes de charges en régime transitoire sont supposées être calculables de la même manière que pour les écoulements permanents ;
- une distribution hydrostatique des pressions et une accélération verticale négligeable ;
- deux autres relations sont nécessaires pour équilibrer entre les nombres d'équations et d'inconnues. La première est celle qui relie la section mouillée S à la hauteur d'eau h , et la seconde est l'expression du débit Q en fonction de la section mouillée S et de la vitesse moyenne U .

Il en résulte alors un système complet de 5 équations à résoudre :

$$S = f(h)$$

$$Q = SU$$

$$J = f(Q, U, h, \dots)$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) + (\epsilon - 1)q \frac{U}{S}$$

Il faut également définir des conditions aux limites amont et aval de la section et des conditions initiales ($t = 0$). Ce modèle est le plus complet et le plus général. Il est applicable sur un tronçon dont les caractéristiques sont homogènes.

Vu la complexité du système, il n'y a pas de solution analytique, et donc on doit procéder numériquement pour le résoudre. Sa résolution peut être effectuée par l'une des méthodes suivantes, entre autres :

- la méthode des caractéristiques qui est très rarement utilisée en hydrologie urbaine ;
- la méthode des éléments ou volumes finis ;

— méthode des différences finies (très utilisée en hydrologie urbaine ces temps ci).

4.5 Simplifications du système de Barré de Saint-Venant

En éliminant le terme de débit latéral $q = 0$, afin d'alléger les écritures, on aura le système suivant :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$
$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J)$$

L'équation dynamique ainsi simplifiée contient différents termes, cités par la suite dans l'ordre de leur écriture dans l'équation précédente :

- Premier terme d'inertie, lié au temps (énergie due à l'accélération dans la direction Ox);
- Deuxième terme d'inertie, dépend de la géométrie des conduites (accélération convective);
- Terme de pression, lié à la pente de la surface libre;
- Terme de gravité;
- Terme de frottement, lié aux pertes de charge.

Les ordres de grandeur relatifs des différents termes des équations de Saint-Venant dépendent des caractéristiques géométriques et des conditions aux limites. L'équation de continuité ne contient que deux termes. En régime non-permanent, aucune des deux dérivées partielles du premier membre ne peut être nulle ou négligeable. Cette équation ne peut être simplifiée. L'équation de conservation de la quantité de mouvement (équation dynamique) contient cinq termes et peut conduire à un assez grand nombre de simplifications. En effet, il est rare que les cinq termes de cette équation soient tous du même ordre de grandeur [Kov88].

Des observations ont permis de constater que l'ordre de grandeur des termes d'inertie était négligeable devant le reste des termes. Les termes de pente et de frottement sont en général du même ordre de grandeur. Il devient possible donc de procéder à des simplifications de cette équation, selon les ordres de grandeur des différents termes. Nous arrivons ainsi aux modèles issus des simplifications de ce système :

Modèle de l'onde dynamique Ce sont des modèles à dominance d'inertie et de frottements négligés. Modèle très peu employé en hydrologie urbaine car il correspond à des cas d'ondes à haute fréquence, ondes peu fréquentes dans ce domaine.

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = 0$$

Modèle de l'onde diffusante Situation contraire au modèle précédent, ici les frottements

dominant et c'est aux termes d'inertie d'être négligés.

$$g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J)$$

Modèle de l'onde cinématique L'équation de l'onde cinématique est obtenue en éliminant le terme de pression dans l'équation de l'onde diffusante :

$$g(I - J) = 0 \Rightarrow I = J$$

Les deux derniers modèles donnent des résultats satisfaisants pour simuler le fonctionnement des réseaux d'assainissement. Le modèle de l'onde dynamique, généré par les termes d'inertie, et le modèle de l'onde diffusante ne correspondent pas nécessairement à un déplacement de matière, comme dans le cas de la houle par exemple. A l'inverse, le modèle de l'onde cinématique correspond à un déplacement réel de matière. On distingue ainsi le déplacement réel du fluide à la vitesse U et le déplacement de l'onde de débit à la célérité C bertrand2006modelisation.

4.6 Modèle de l'onde diffusante

On a vu précédemment que les simplifications effectuées sur le système de Saint-Venant ramènent à des résultats dont celui de l'onde diffusante. Le système pour ce modèle devient :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = I - J$$

En ayant négligé les termes d'inertie, ces équations sont devenues plus maniables. En dérivant l'équation de continuité par rapport à x et à t constant et l'équation dynamique par rapport à t , à x constant, on arrive à éliminer soit la variable de la hauteur h soit le débit Q et ainsi réduire le système à une seule équation. La hauteur h est le plus souvent éliminé et pour cause de simplifier l'expression des conditions aux limites. On aboutit donc à l'expression suivante qui est une équation de diffusion du débit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}$$

C et D représentent, respectivement, la célérité de l'onde et son coefficient de diffusion, et ont pour expressions [Kov88] :

$$C = \frac{\frac{\partial B}{\partial x} - J \frac{\partial B}{\partial y}}{B^2 \frac{\partial J}{\partial Q}} - \frac{\frac{\partial J}{\partial y}}{B \frac{\partial J}{\partial Q}}$$

$$D = \frac{1}{B \frac{\partial J}{\partial Q}}$$

Le premier terme dans l'expression de C est appelé terme de forme qui devient nul si les berges sont verticales et parallèles (pas de variation dans la largeur miroir $B = \frac{\partial S}{\partial h}$), le second est appelé célérité de Kleitz-Seddon. Pour simplifier encore, on a utilisé la relation qui lie J et Q dans la formule de Chézy $J = J(Q^2)$, on obtient :

$$\frac{\partial J}{\partial Q} = \frac{2J}{Q} \Rightarrow D = \frac{Q}{2JB}$$

Le modèle d'Hayami présente une solution analytique à l'équation de l'onde diffusante, sous l'hypothèse que C et D sont indépendants du temps t

4.7 Le modèle de l'onde cinématique

Si on est dans le cas d'un écoulement où l'énergie due à la crue peut être négligée face aux forces de pesanteur et que l'amont et l'aval sont indépendants l'un de l'autre, on se retrouve alors dans le cas de l'onde cinématique. Pour ce type d'ondes, il existe une relation qui lie débit Q et hauteur h (courbe de tarage). L'équation de Manning-Strickler exprime cette relation :

$$Q = KS\sqrt{I}R_h^{2/3}$$

Le mouvement de l'onde est alors entièrement décrit par l'équation de continuité $\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$ car il ne reste de l'équation dynamique que : $I = J$, expression qui permet d'aboutir à la relation $Q = Q(S)$.

$$\frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\partial S}{\partial Q} \frac{\partial Q}{\partial t}$$

On pose $C = \frac{\partial Q}{\partial S}$, célérité de Kleitz-Seddon. On a donc combiné l'équation de continuité et l'équation dynamique pour l'onde cinématique en une seule équation :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

Si C ne dépend pas du débit Q (donc du temps), on retrouve l'équation de la translation simple et sans déformation de l'onde de crue :

$$Q_s(t + T_0) = Q_e(t)$$

Q_s : débit de sortie du tronçon en (m^3/s)

Q_e : débit d'entrée du tronçon en (m^3/s)

T_0 : temps de translation de l'onde le long du tronçon en (s)

Si, par contre, C dépend du débit, il y a une déformation de l'onde de crue.

On retrouve dans la littérature une analogie entre équation de l'onde cinématique et celle de l'onde diffusante et on parvient à dire que l'équation de l'onde cinématique est une équation d'onde diffusante où le terme de diffusion a été négligé.

Chapitre 5

Modélisation hydrologique de la zone d'étude

5.1 Introduction

Durant ce chapitre, nous allons travailler sur la transformation de pluies de différents temps de retour en débits sur le bassin versant, ces derniers seront ensuite utilisés, dans le prochain chapitre, pour la simulation hydraulique des écoulements dans le CIC.

5.2 Données disponibles pour la modélisation hydrologique

Notre travail sera basé sur les courbes IDF de la station de Bir Mourad Rais, élaborées par la SAFEGE dans le cadre de la réalisation du schéma directeur d'Alger. Ces courbes sont représentatives de la zone d'étude. Les données sont les suivantes :

| $i(t,T)$ | 2 ans | 5 ans | 10 ans | 20 ans | 50 ans | 100 ans |
|----------|-------|-------|--------|--------|--------|---------|
| 1 h | 24,8 | 34,6 | 41,1 | 47,4 | 55,4 | 61,5 |
| 2 h | 15,4 | 21,5 | 25,5 | 29,4 | 34,4 | 38,1 |
| 3 h | 11,6 | 16,2 | 19,3 | 22,2 | 26,0 | 28,8 |
| 6 h | 7,2 | 10,1 | 11,9 | 13,8 | 16,1 | 17,9 |
| 12 h | 4,5 | 6,2 | 7,4 | 8,5 | 10,0 | 11,1 |
| 24 h | 2,8 | 3,9 | 4,6 | 5,3 | 6,2 | 6,9 |

TABLE 5.1 – Données IDF de la station de Bir Mourad Rais (2013)

A partir de ces données, nous allons déterminer des pluies synthétiques par différentes méthodes (pluie de Chicago, double triangle, et de Yen et Chow).

Nous pouvons, à partir de la représentation logarithmique de ces courbes, déterminer les paramètres d'ajustement A et B de la formule de Montana $i(t, T) = \frac{A}{t^B}$.

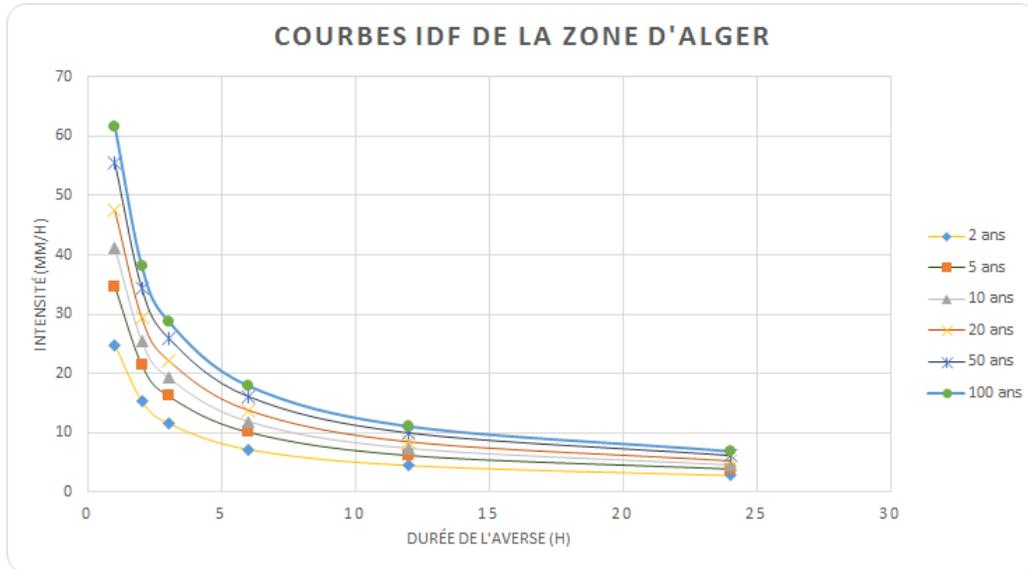


FIGURE 5.1 – Courbes IDF de la station de Bir Mourad Rais

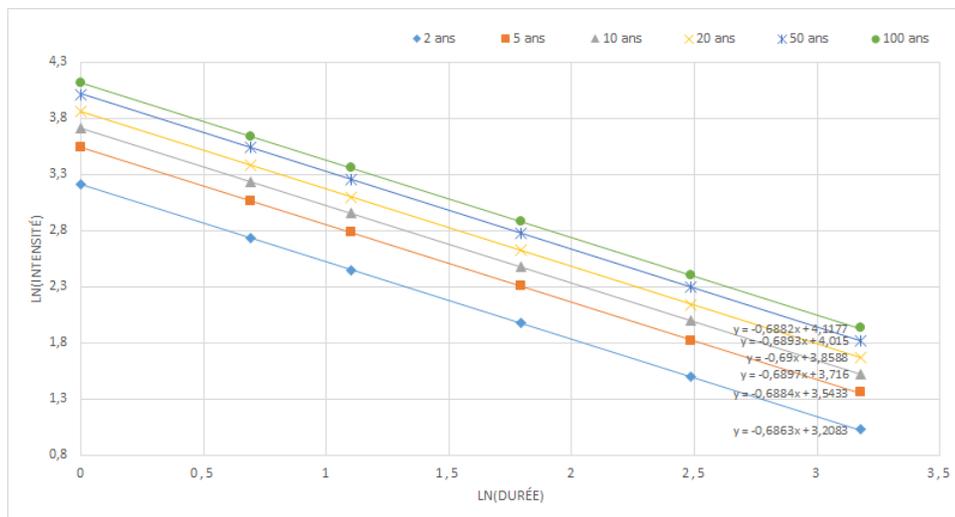


FIGURE 5.2 – Courbes IDF d'Alger sur échelles logarithmiques

La formule de Montana, après application du logarithme népérien des deux côtés, devient :

$$\ln(i(t, T)) = \ln(A(T)) - B(T) \ln(t)$$

Les équations des courbes de tendances sont les suivantes :

— Période de retour de 2 ans :

$$\ln(i(t, 2)) = -0,6863 \ln(t) + 3,2083$$

— Période de retour de 5 ans :

$$\ln(i(t, 5)) = -0,6884 \ln(t) + 3,5433$$

— Période de retour de 10 ans :

$$\ln(i(t, 10)) = -0,6897 \ln(t) + 3,716$$

— Période de retour de 20 ans :

$$\ln(i(t, 20)) = -0,69 \ln(t) + 3,8588$$

— Période de retour de 50 ans :

$$\ln(i(t, 50)) = -0,6893 \ln(t) + 4,015$$

— Période de retour de 100 ans :

$$\ln(i(t, 100)) = -0,6882 \ln(t) + 4,1177$$

On remarque que la valeur de B est pratiquement la même, quelque soit la période de retour, donc on a : $B = 0.69$. A quant à elle, prend des valeurs différentes selon la période de retour. Le tableau suivant nous donne la valeurs de A en fonction de la période de retour :

| | | | | | | |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| A(T) | 24,737 | 34,581 | 41,100 | 47,408 | 55,423 | 61,418 |
| PdR (ans) | 2 | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 |

TABLE 5.2 – Valeurs du coefficient d’ajustement A de la formule de Montana

On prend maintenant la formule de Talbot :

$$i(t, T) = \frac{a}{t + b}$$

En partant des courbes IDF vues précédemment, et en utilisant l'outil Microsoft Excel, on procède à la détermination des paramètres d'ajustement a et b .

La première étape consiste à donner des valeurs à a et b , par tâtonnement, de manière à ce que l'allure de la courbe de la formule de Talbot soit semblable à celle des points de la courbe IDF. Ensuite, on calcule les écarts, ϵ entre $i(t, T)$ mesurées et les intensités calculées par la formule de Talbot et avec tâtonnement sur les valeurs des paramètres, qu'on élèvera au carré et dont on calculera la somme $\Sigma\epsilon^2$.

A l'aide de l'outil Solver d'Excel, les valeurs de a et b sont calculées de manière à minimiser $\Sigma\epsilon^2$, les coefficients de corrélations pour chaque période de retour, ainsi que la somme des erreurs au carré, sont les suivantes :

| PdR (ans) | 2 | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 |
|--------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Coeff corr | 0,99776 | 0,99784 | 0,99788 | 0,99785 | 0,99785 | 0,99776 |
| $\Sigma\epsilon^2$ | 2,48 | 4,65 | 6,45 | 8,68 | 11,86 | 15,17 |

TABLE 5.3 – Coefficient de corrélation et écart au carré de la méthode de régression linéaire pour la formule de Talbot

A titre d'exemple voici la courbe résultante pour la période de retour de 100 ans est la suivante (figure 5.3)

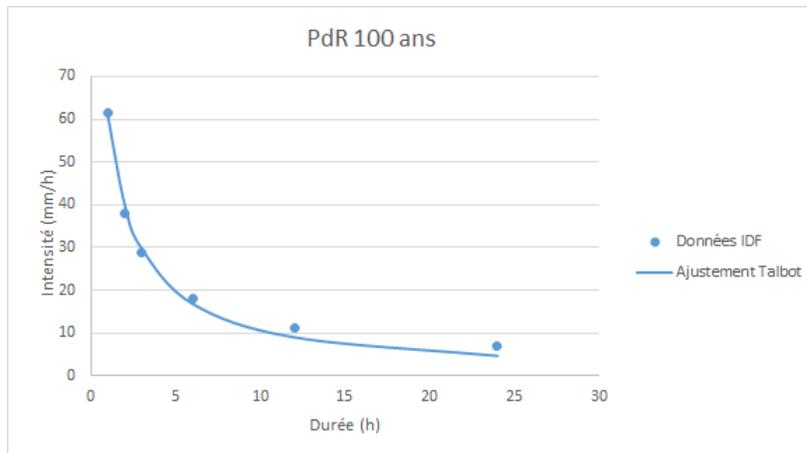


FIGURE 5.3 – Ajustement par la formule de Talbot

La valeur de b est là encore, quasiment constante, et est de : $b = 0.92$. Les valeurs de a varient et sont données dans le tableau suivant :

| PdR(ans) | 2 | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 |
|----------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| $a(T)$ | 47,06 | 65,74 | 77,95 | 89,84 | 105,28 | 116,58 |

TABLE 5.4 – Valeurs du paramètre d'ajustement a de la formule de Talbot

5.3 Méthodes de détermination des pluies synthétiques

Nous allons procéder maintenant à la génération des pluies synthétiques. Ce sont des pluies fictives, appelées « pluies de projet », définies par un hyétogramme synthétique et statistiquement équivalentes aux pluies réelles, bien que jamais observées. On leur affecte une période de retour qui est celle d'un ou plusieurs de leurs éléments constitutifs (Hémain, 1986), la période de retour étant l'intervalle de temps moyen séparant deux occurrences d'un événement donné. La pluie de projet vise ainsi à représenter, par un événement unique, les caractéristiques d'une pluviométrie locale qui affecte le réseau d'assainissement étudié.

5.3.1 Pluie de Chicago

En partant des courbes IDF établies par la SAFEGE, nous allons travailler avec la méthode de la pluie de Chicago, développée par Keifer et Chu (1957). Cette méthode utilise les courbes « Intensité – Durée – Fréquence » et les équations qui vont avec afin d'établir un hyétogramme synthétique propre à la station en question. Cet hyétogramme est ensuite ajusté à deux courbes exponentielles, une avant et une après la pointe de l'averse. Le coefficient d'avancement noté r aide à positionner la pointe de l'averse.

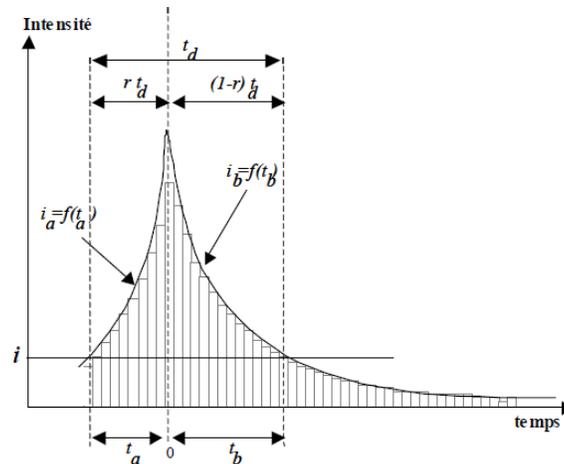


FIGURE 5.4 – Hyétogramme d'une pluie synthétique de type Chicago (Bertrand-Krajewski, 2006)

On remarque sur la figure précédente, que la ligne horizontale, qui est caractérisée par une intensité quelconque i , coupe l'hyétogramme synthétique en deux points. t_a est le temps, en partant de la pointe considérée comme origine des temps, d'intersection avant la pointe et t_b le temps d'intersection après la pointe (temps relatifs). Soit T_d la durée totale entre les deux intersections : $T_d = t_a + t_b$.

Le coefficient d'avancement est le rapport de t_a sur T_d :

$$r = \frac{t_a}{T_d}$$

Et donc :

$$T_d = \frac{t_a}{r} = \frac{t_b}{1-r}$$

Les deux courbes d'équations $i_a = f(t_a)$ et $i_b = f(t_b)$, sont des courbes ajustées au hyéto-gramme afin de déterminer la valeur de l'intensité, avant la pointe, par $f(t_a)$ et après la pointe par $f(t_b)$. La lame d'eau, R , ruisselé pendant le temps T_d est calculée par l'intégrale suivante :

$$R = \int_0^{t_a} f(t_a) dt_a + \int_0^{t_b} f(t_b) dt_b$$

On retrouve dans les livres (Applied hydrology, Chow, 1988), que $f(t_a) = f(t_b)$ quelque soit T_d , et donc :

$$\frac{dR}{dT_d} = f(t_a) = f(t_b)$$

Soit i_{moy} , l'intensité moyenne d'une averse de durée T_d :

$$R = T_d i_{moy}$$

Ce qui implique :

$$\frac{dR}{dT_d} = i_{moy} + T_d \frac{di_{moy}}{dT_d} = f(t_a) = f(t_b)$$

Nous allons utiliser la formule de Montana, vue précédemment, comme formule pour i_{moy} . L'équation précédente devient :

$$i_{moy} = \frac{A}{T_d^B}$$

$$f(t_a) = f(t_b) = i = \frac{A}{T_d^B} + T_d (-B A T_d^{-(B+1)}) = \frac{A(1-B)}{T_d^B}$$

$$f(t_a) = \frac{A(1-B)}{\left(\frac{t_a}{r}\right)^B}$$

$$f(t_b) = \frac{A(1-B)}{\left(\frac{t_b}{1-r}\right)^B}$$

Prenons des pluies d'une durée de 180 *min* et de périodes de retour de 10, 20, 50 et 100 *ans*, et un coefficient d'avancement $r = 0,5$ (place la pointe de l'averse à $t = 180 * 0,5 = 90$ *min*). Nous allons choisir un pas de temps de $\Delta t = 9$ *minutes* (le pas de temps minimum conseillé avec la formule de Montana est de 6 *min*).

Pour calculer la valeur de l'intensité à la pointe, i_p , de l'averse, nous avons d'abord calculé

les intensités instantanées avant et après la pointe, ensuite, comme la moyenne des intensités de la pluie de Chicago doit être égale ou proche de la valeur de l'intensité moyenne avec laquelle nous sommes partis, et donc il ne nous reste qu'à déterminer la valeur de notre inconnue, i_p , dans l'équation de la moyenne :

$$moy(\Sigma f(t_a) + \Sigma f(t_b) + i_p) = i_{moy}(t, T)$$

$$\Rightarrow i_p = i_{moy}(t, T) * \left(\frac{180}{\Delta t} + 1\right) - (\Sigma f(t_a) + \Sigma f(t_b))$$

Ce raisonnement a été appliqué en raison de la difficulté rencontrée pour calculer la valeur de l'intensité à la pointe (division par 0).

Le tableau suivant donne les valeurs des intensités instantanées pour la pluie de PdR de 10 ans et de durée de 3h ($i_{moy}(180min, 10ans) = 19,3mm/h$).

| Temps(min) | Temps relatif (h) | Intensité (mm/h) | Incrément de pluie (mm) |
|------------|-------------------|------------------|-------------------------|
| 0 | 1,50 | 5,90 | |
| 9 | 1,35 | 6,40 | 0,90 |
| 18 | 1,20 | 6,90 | 1,00 |
| 27 | 1,05 | 7,60 | 1,10 |
| 36 | 0,90 | 8,50 | 1,20 |
| 45 | 0,75 | 9,60 | 1,40 |
| 54 | 0,60 | 11,20 | 1,50 |
| 63 | 0,45 | 13,70 | 1,90 |
| 72 | 0,30 | 18,10 | 2,40 |
| 81 | 0,15 | 29,20 | 3,50 |
| 90 | 0,00 | 170,50 | 14,90 |
| 99 | 0,15 | 29,20 | 14,90 |
| 108 | 0,30 | 18,10 | 3,50 |
| 117 | 0,45 | 13,70 | 2,40 |
| 126 | 0,60 | 11,20 | 1,90 |
| 135 | 0,75 | 9,60 | 1,60 |
| 144 | 0,90 | 8,50 | 1,40 |
| 153 | 1,05 | 7,60 | 1,20 |
| 162 | 1,20 | 6,90 | 1,10 |
| 171 | 1,35 | 6,40 | 1,00 |
| 180 | 1,50 | 5,90 | 0,90 |

TABLE 5.5 – Intensités et incréments de pluie de Chicago de la pluie de 10 ans

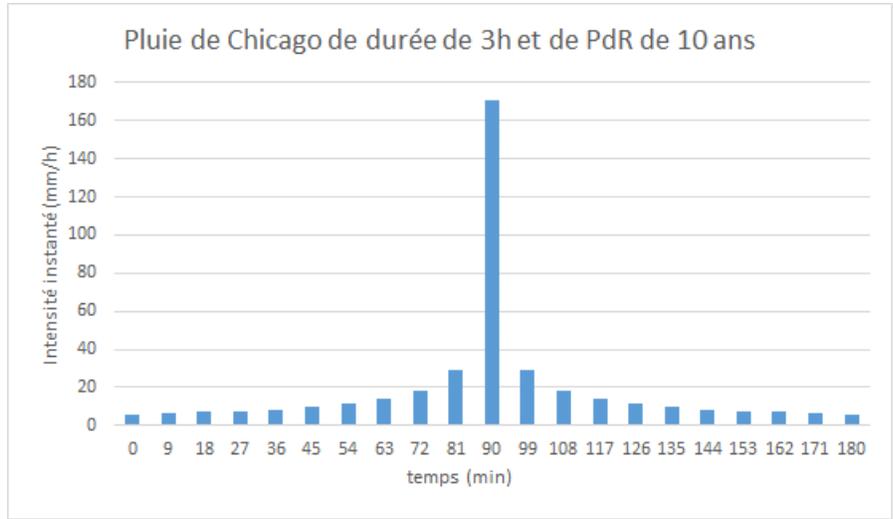


FIGURE 5.5 – Hyétogramme de la pluie de Chicago de durée de 3h et de PdR de 10 ans

Le tableau suivant donne les valeurs des intensités instantanées pour la pluie de PdR de 20 ans et de durée de 3h ($i_{moy}(180min, 20ans) = 22,2mm/h$).

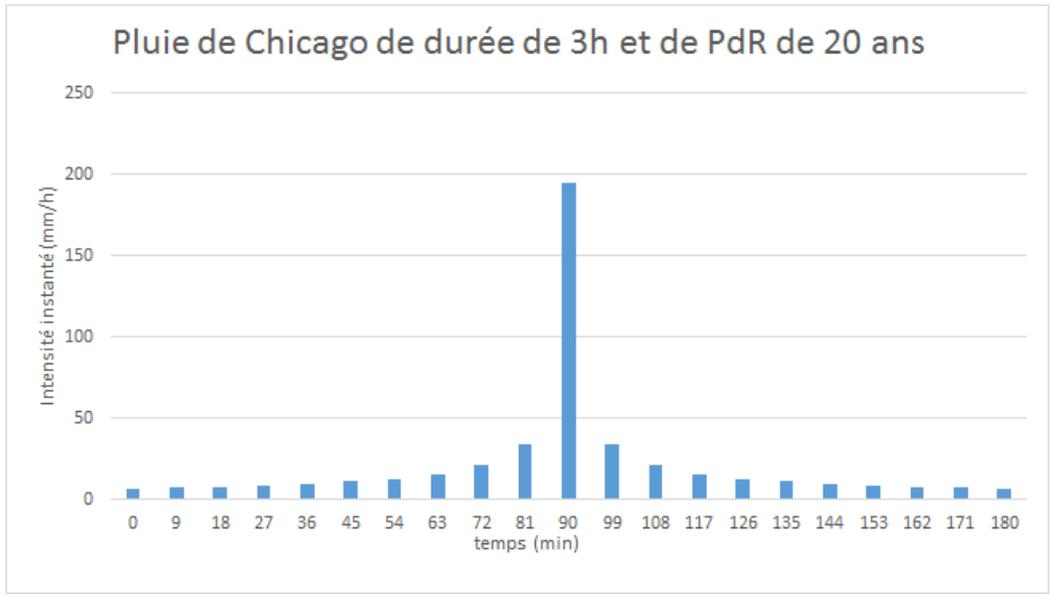


FIGURE 5.6 – Hyétogramme de la pluie de Chicago de durée de 3h et de PdR de 20 ans

| Temps(min) | Temps relatif (h) | Intensité (mm/h) | Incrément de pluie (mm) |
|------------|-------------------|------------------|-------------------------|
| 0 | 1,50 | 6,90 | |
| 9 | 1,35 | 7,40 | 1,10 |
| 18 | 1,20 | 8,00 | 1,10 |
| 27 | 1,05 | 8,80 | 1,30 |
| 36 | 0,90 | 9,80 | 1,40 |
| 45 | 0,75 | 11,10 | 1,60 |
| 54 | 0,60 | 12,90 | 1,80 |
| 63 | 0,45 | 15,80 | 2,10 |
| 72 | 0,30 | 20,90 | 2,70 |
| 81 | 0,15 | 33,70 | 4,10 |
| 90 | 0,00 | 195,30 | 17,20 |
| 99 | 0,15 | 33,70 | 17,20 |
| 108 | 0,30 | 20,90 | 4,10 |
| 117 | 0,45 | 15,80 | 2,70 |
| 126 | 0,60 | 12,90 | 2,10 |
| 135 | 0,75 | 11,10 | 1,80 |
| 144 | 0,90 | 9,80 | 1,50 |
| 153 | 1,05 | 8,80 | 1,40 |
| 162 | 1,20 | 8,00 | 1,30 |
| 171 | 1,35 | 7,40 | 1,10 |
| 180 | 1,50 | 6,90 | 1,10 |

TABLE 5.6 – Intensités et incréments de pluie de la pluie de Chicago de 20 ans

Le tableau suivant donne les valeurs des intensités instantanées pour la pluie de PdR de 50 ans et de durée de 3h ($i_{moy}(180min, 50ans) = 26,0mm/h$).

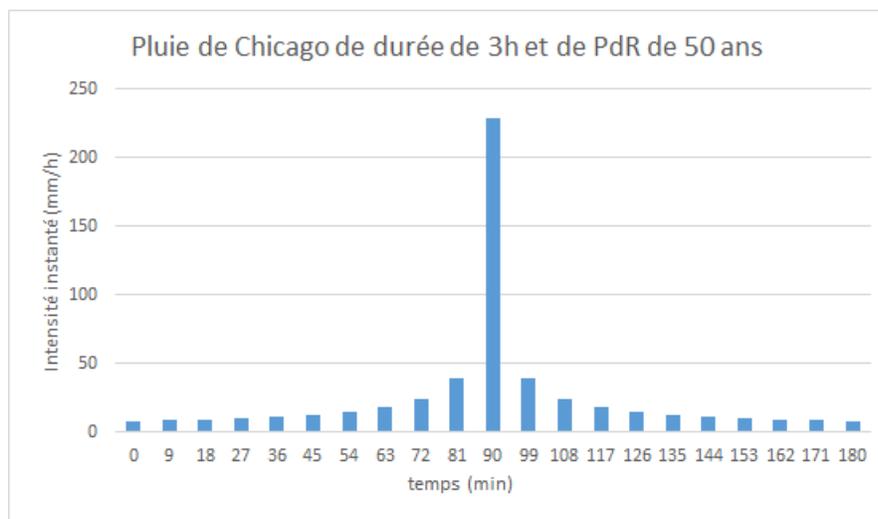


FIGURE 5.7 – Hyétogramme de la pluie de Chicago de durée de 3h et de PdR de 50 ans

| Temps(min) | Temps relatif (h) | Intensité (mm/h) | Incrément de pluie (mm) |
|------------|-------------------|------------------|-------------------------|
| 0 | 1,50 | 8,10 | |
| 9 | 1,35 | 8,70 | 1,30 |
| 18 | 1,20 | 9,40 | 1,40 |
| 27 | 1,05 | 10,30 | 1,50 |
| 36 | 0,90 | 11,40 | 1,60 |
| 45 | 0,75 | 12,90 | 1,80 |
| 54 | 0,60 | 15,10 | 2,10 |
| 63 | 0,45 | 18,50 | 2,50 |
| 72 | 0,30 | 24,40 | 3,20 |
| 81 | 0,15 | 39,40 | 4,80 |
| 90 | 0,00 | 229,30 | 20,20 |
| 99 | 0,15 | 39,40 | 20,10 |
| 108 | 0,30 | 24,40 | 4,80 |
| 117 | 0,45 | 18,50 | 3,20 |
| 126 | 0,60 | 15,10 | 2,50 |
| 135 | 0,75 | 12,90 | 2,10 |
| 144 | 0,90 | 11,40 | 1,80 |
| 153 | 1,05 | 10,30 | 1,60 |
| 162 | 1,20 | 9,40 | 1,50 |
| 171 | 1,35 | 8,70 | 1,30 |
| 180 | 1,50 | 8,10 | 1,30 |

TABLE 5.7 – Intensités et incréments de pluie de la pluie de Chicago de 50 ans

Le tableau suivant donne les valeurs des intensités instantanées pour la pluie de PdR de 100 ans et de durée de 3h ($i_{moy}(180min, 100ans) = 28,8mm/h$).

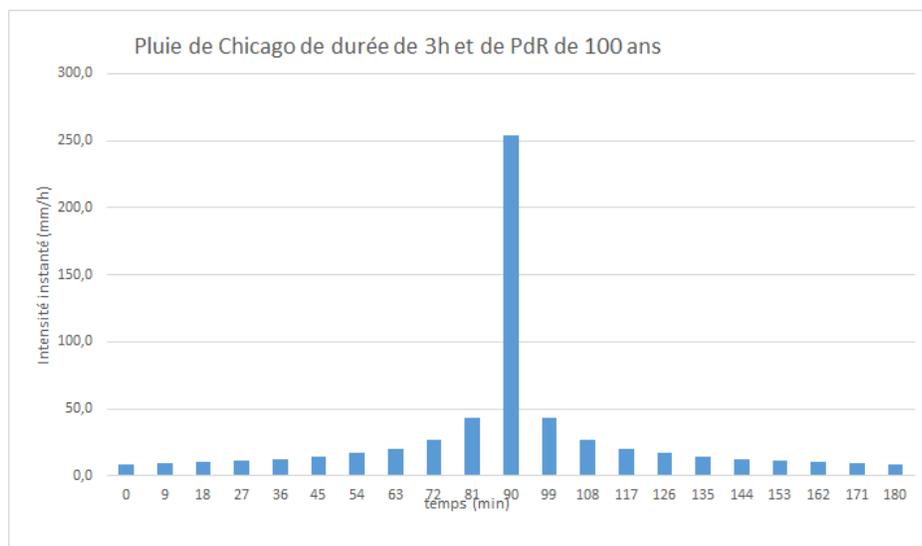


FIGURE 5.8 – Hyétoqramme de la pluie de Chicago de durée de 3h et de PdR de 100 ans

| Temps(min) | Temps relatif (h) | Intensité (mm/h) | Incrément de pluie (mm) |
|------------|-------------------|------------------|-------------------------|
| 0 | 1,50 | 8,90 | |
| 9 | 1,35 | 9,60 | 1,30 |
| 18 | 1,20 | 10,40 | 1,40 |
| 27 | 1,05 | 11,40 | 1,50 |
| 36 | 0,90 | 12,70 | 1,60 |
| 45 | 0,75 | 14,40 | 1,80 |
| 54 | 0,60 | 16,80 | 2,10 |
| 63 | 0,45 | 20,50 | 2,50 |
| 72 | 0,30 | 27,10 | 3,20 |
| 81 | 0,15 | 43,70 | 4,80 |
| 90 | 0,00 | 253,90 | 20,20 |
| 99 | 0,15 | 43,70 | 20,10 |
| 108 | 0,30 | 27,10 | 4,80 |
| 117 | 0,45 | 20,50 | 3,20 |
| 126 | 0,60 | 16,80 | 2,50 |
| 135 | 0,75 | 14,40 | 2,10 |
| 144 | 0,90 | 12,70 | 1,80 |
| 153 | 1,05 | 11,40 | 1,60 |
| 162 | 1,20 | 10,40 | 1,50 |
| 171 | 1,35 | 9,60 | 1,30 |
| 180 | 1,50 | 8,90 | 1,30 |

TABLE 5.8 – Intensités et incréments de pluie de la pluie de Chicago de 100 ans

5.3.2 Pluie de Yen et Chow

Cette méthode se distingue de par sa simplicité. Elle est basée sur une analyse de 9869 événements pluvieux dans 4 différents endroits (Boston, Elizabeth City, Urbana et San Luis Obispo), ce qui lui procure un grand intervalle d'application géographique. Cette méthode consiste à représenter l'allure d'un hyétogramme par un triangle (figure 5.9), dont la pointe est calculée par la formule :

$$i_p = \frac{2P}{t_d} = 2 * i_{moy}$$

i_p est l'intensité de pointe en mm/h ;

P , la lame d'eau précipitée d'une période de retour donnée, en mm ;

t_d , la durée de l'événement, en h .

Là encore, on retrouve la notion de coefficient d'avancement, r , qui définit l'emplacement sur l'axe des t de l'intensité de pointe. Yen et Chow, ont montré que la valeur de r se situe toujours dans le second quart de la durée de l'averse, avec une valeur moyenne de : $r = 0,375$ et $t_p = 0,375t_d$.

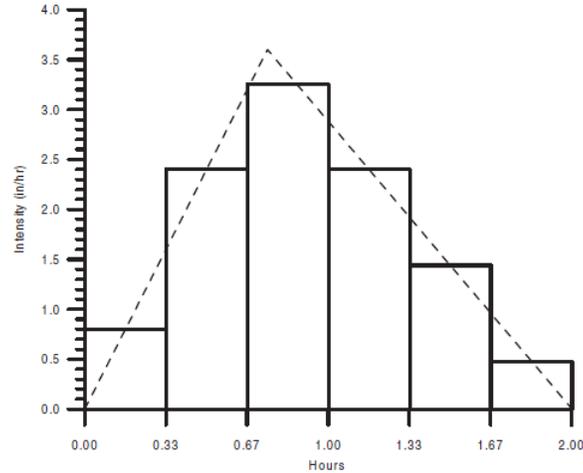


FIGURE 5.9 – Exemple d’un hyétogramme de la méthode de Yen et Chow (Jerome A. Westphal, 2004)

Les intensités, avant et après la pointe, sont calculées, respectivement, par les formules :

$$i = \frac{i_p}{rt_d} t$$

$$i = \frac{i_p}{(1-r)t_d} (t_d - t)$$

On commence donc pas calculer la pointe de l’hyétogramme. Ensuite, on définit le coefficient d’avancement avant de calculer les intensités avec les formules précédentes pour un pas de temps choisi.

$$t_p = 0,375 * 3 = 1,125h$$

Prenons une pluie d’une durée de $3h$ à partir des données sur les courbes IDF. Et calculons, pour les périodes de retour de 10, 20 et $50ans$, les pluies par la méthode de Yen et Chow.

$$i_p(3h, 10ans) = 2 * i_{moy}(3h, 10ans) = 2 * 19,3 = 38,6mm/h$$

$$i_p(3h, 20ans) = 2 * i_{moy}(3h, 20ans) = 2 * 22,2 = 44,4mm/h$$

$$i_p(3h, 50ans) = 2 * i_{moy}(3h, 50ans) = 2 * 26,0 = 52,0mm/h$$

$$i_p(3h, 100ans) = 2 * i_{moy}(3h, 100ans) = 2 * 28,8 = 57,6mm/h$$

Le tableau suivant donne les résultats des pluies de Yen et Chow pour une durée de $3h$ et des périodes de retour de 10, 20, 50 et $100ans$. Le pas de temps est de $\Delta t = 7,5min$.

| Temps (h) | Temps relatif (h) | i_{10ans} (mm/h) | i_{20ans} (mm/h) | i_{50ans} (mm/h) | i_{100ans} (mm/h) |
|-----------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|---------------------|
| 0,000 | 1,125 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 0,125 | 1,000 | 4,300 | 4,900 | 5,800 | 6,400 |
| 0,250 | 0,875 | 8,600 | 9,800 | 11,500 | 12,800 |
| 0,375 | 0,750 | 12,700 | 14,800 | 17,300 | 19,200 |
| 0,500 | 0,625 | 17,100 | 19,700 | 23,100 | 25,600 |
| 0,625 | 0,500 | 21,400 | 24,700 | 28,900 | 32,000 |
| 0,750 | 0,375 | 25,700 | 29,600 | 34,700 | 38,400 |
| 0,875 | 0,250 | 30,000 | 34,500 | 40,400 | 44,800 |
| 1,000 | 0,125 | 34,300 | 39,400 | 46,200 | 51,200 |
| 1,125 | 0,000 | 38,600 | 44,400 | 52,000 | 57,600 |
| 1,250 | 0,125 | 36,000 | 41,400 | 48,500 | 53,760 |
| 1,375 | 0,250 | 33,400 | 38,500 | 45,100 | 49,920 |
| 1,500 | 0,375 | 30,900 | 35,500 | 41,600 | 46,080 |
| 1,625 | 0,500 | 28,300 | 32,500 | 38,100 | 42,240 |
| 1,750 | 0,625 | 25,700 | 29,600 | 34,700 | 38,400 |
| 1,875 | 0,750 | 23,100 | 26,600 | 31,200 | 34,560 |
| 2,000 | 0,875 | 20,600 | 23,700 | 27,700 | 30,720 |
| 2,125 | 1,000 | 18,000 | 20,700 | 24,300 | 26,880 |
| 2,250 | 1,125 | 15,400 | 17,800 | 20,800 | 23,040 |
| 2,375 | 1,250 | 12,900 | 14,800 | 17,300 | 19,200 |
| 2,500 | 1,375 | 10,300 | 11,800 | 13,900 | 15,360 |
| 2,625 | 1,500 | 7,700 | 8,900 | 10,400 | 11,520 |
| 2,75 | 1,625 | 5,100 | 5,900 | 6,900 | 7,680 |
| 2,875 | 1,750 | 2,600 | 2,900 | 3,500 | 3,840 |
| 3,000 | 1,875 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |

TABLE 5.9 – Intensités de la pluie de Yen et Chow

Les figures suivantes sont les représentations graphiques des résultats précédents :

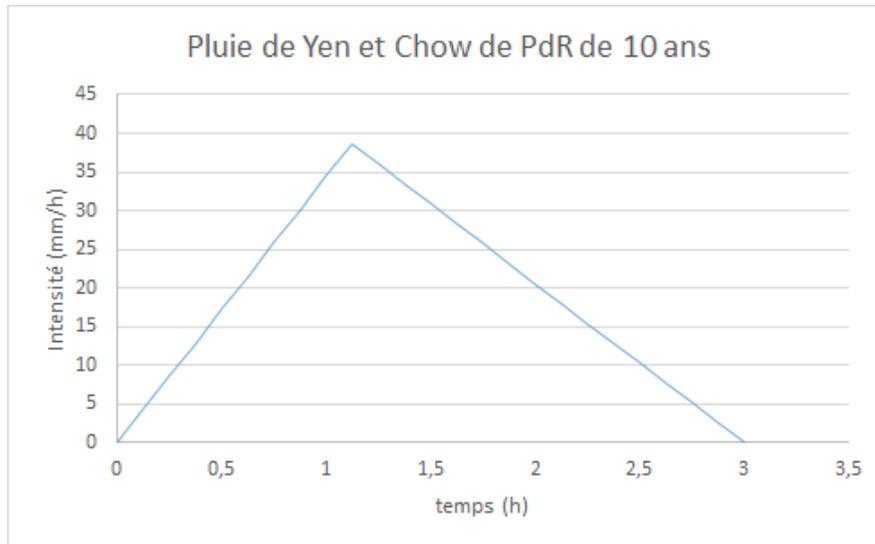


FIGURE 5.10 – Pluie de Yen et Chow de PdR 10 ans

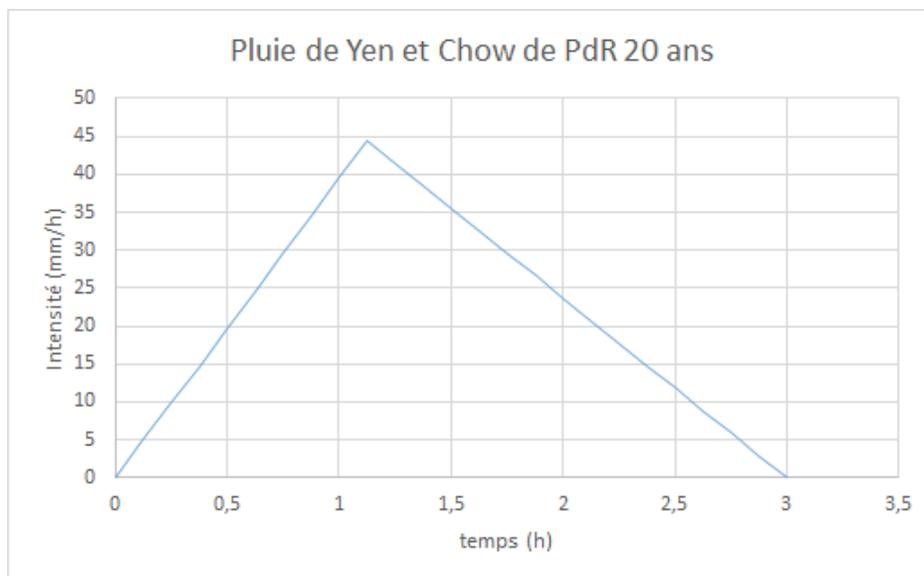


FIGURE 5.11 – Pluie de Yen et Chow de PdR 20 ans

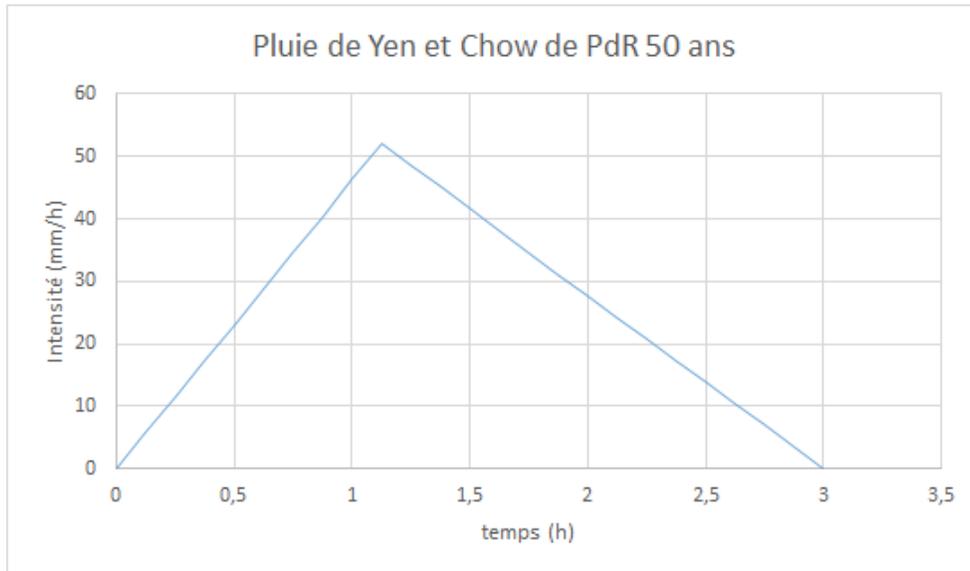


FIGURE 5.12 – Pluie de Yen et Chow de PdR 50 ans

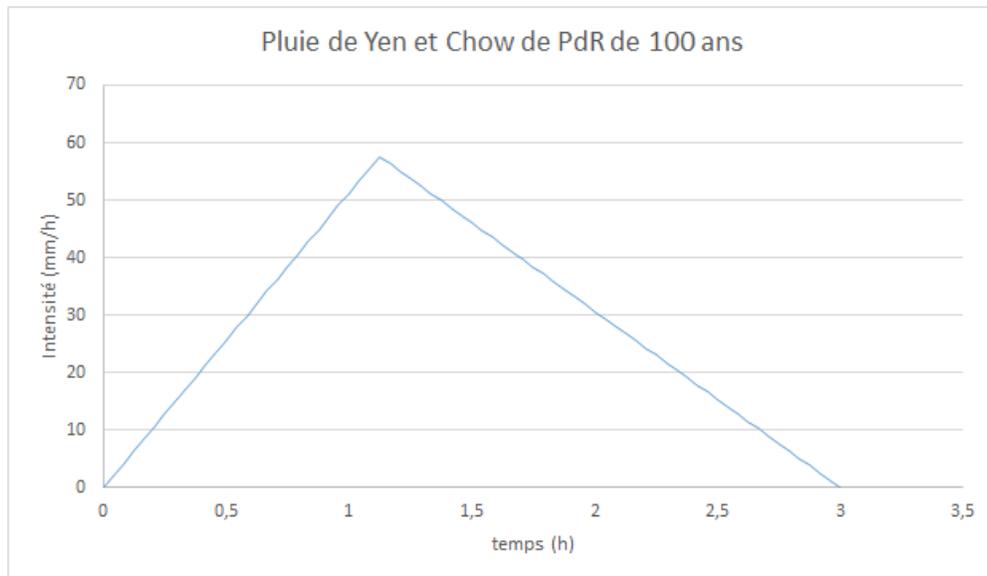


FIGURE 5.13 – Pluie de Yen et Chow de PdR 100 ans

5.3.3 Pluie double triangle (Desbordes)

Desbordes (1974) a proposé de choisir une forme particulière de pluie de projet (synthétique) 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 K [Ca97].

Cette pluie synthétique peut être entièrement définie par les paramètres suivants :

- t_3 , la durée totale de la pluie ;
- t_1 , la durée de la pluie intense ;
- la position de la pointe t_2/t_3 ;
- l'intensité au début de la période intense, i_2 ;
- l'intensité de pointe, i_3 .

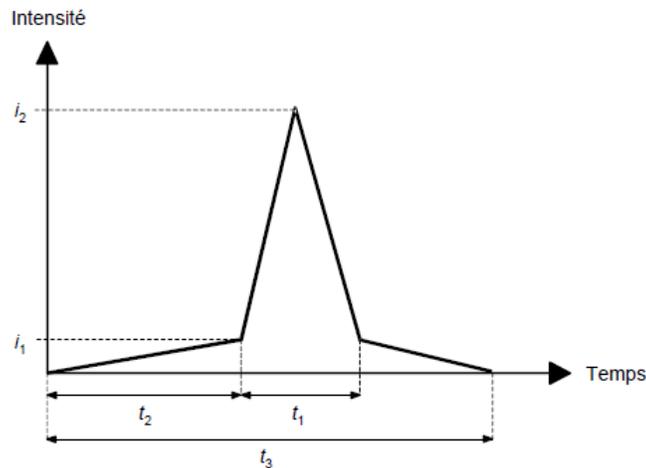


FIGURE 5.14 – Exemple de pluie double triangle (Bertrand-Krajewski, 2006)

a et b étant les paramètres d'ajustement de la formule de Montana vue précédemment.

Nous allons placer notre pointe à $t_{pointe} = t_3/2$, ce qui nous donne une pluie double triangle symétrique.

Après avoir effectué une analyse théorique sur le comportement du modèle du réservoir linéaire, Chocat et al. (1981), ont proposé des formules permettant de calculer directement les paramètres t_1 et t_3 . La pluie est supposée symétrique, le calcul des autres coefficients s'effectue à partir des coefficients a et b d'un ajustement de type Montana de la pluviométrie locale et d'une estimation du lag time K du bassin versant à étudier [BK06] :

$$t_1 = 0.5 * K, \quad t_2 = 2.25 * K, \quad t_3 = 5 * K = 10 * t_1$$

Les valeurs des intensités i_2 et i_3 , en mm/h , sont calculées par les formules suivantes [Bou97] :

$$i_2 = (0,25K)^{-b} \frac{1 - 0,1^{-b+1}}{0,9 * 0,1^{-b}} 120a2^{-b-1}$$

$$i_3 = (0,25K)^{-b} \frac{0,1^{-b} - 1}{0,9 * 0,1^{-b}} 120a2^{-b}$$

Avec a et b les paramètres d'ajustement de Montana.

Nous allons utiliser la deuxième formule de Desbordes pour le calcul du lag time K :

$$K = 5,3 * A^{0,3} * I_{moy}^{-0,38} * C_{rui}^{-0,45}$$

$$K = 5,3 * 288^{0,3} * 14,4^{-0,38} * 0,752^{-0,45}$$

$$K = 11,95 \text{ min}$$

Ce qui implique :

$$t_1 = 0.5 * 11,95 = 6 \text{ min}$$

$$t_3 = 10 * t_1 = 60 \text{ min}$$

Nous allons par la suite calculer les intensités i_2 et i_3 pour les périodes de retour de 10, 20 et 50 *ans* :

| PdR (ans) | 10 | 20 | 50 | 100 |
|--------------|-------|-------|--------|--------|
| i_2 (mm/h) | 83,1 | 95,9 | 112,1 | 124,3 |
| i_3 (mm/h) | 308,9 | 617,9 | 1544,8 | 3090,9 |

TABLE 5.10 – Valeurs de i_2 et i_3

Prenons $K = 18 \text{ min}$:

| PdR (ans) | 10 | 20 | 50 | 100 |
|--------------|-------|-------|--------|--------|
| i_2 (mm/h) | 62,7 | 72,3 | 84,5 | 96,7 |
| i_3 (mm/h) | 232,9 | 465,9 | 1164,9 | 2329,8 |

TABLE 5.11 – Valeurs de i_2 et i_3

Pour $K = 36 \text{ min}$:

| PdR (ans) | 10 | 20 | 50 | 100 |
|--------------|-------|-------|-------|--------|
| i_2 (mm/h) | 38,9 | 44,8 | 52,4 | 58,1 |
| i_3 (mm/h) | 144,4 | 288,8 | 722,1 | 1444,2 |

TABLE 5.12 – Valeurs de i_2 et i_3

Avec l'augmentation de K , nous constatons une diminution dans les valeurs des intensités. Les derniers résultats sont montrés sous forme de graphes dans les figures suivantes :



FIGURE 5.15 – Pluie double triangle de durée de 3h et de PdR de 10 ans

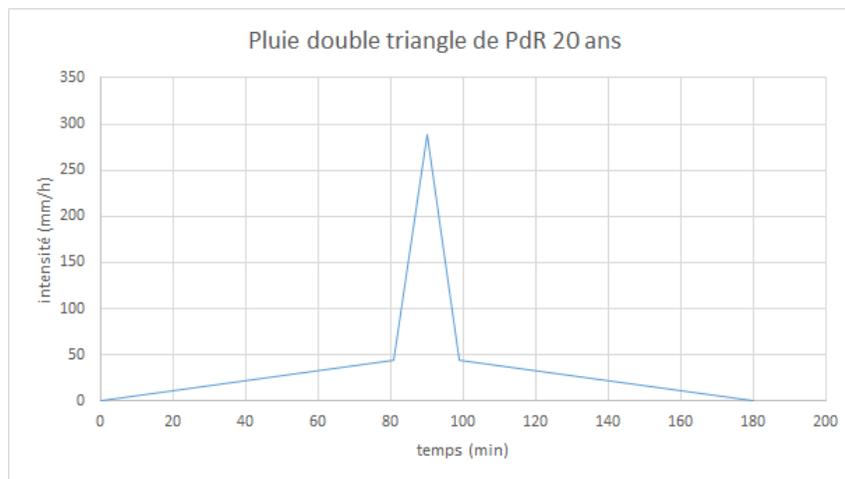


FIGURE 5.16 – Pluie double triangle de durée de 3h et de PdR de 20 ans

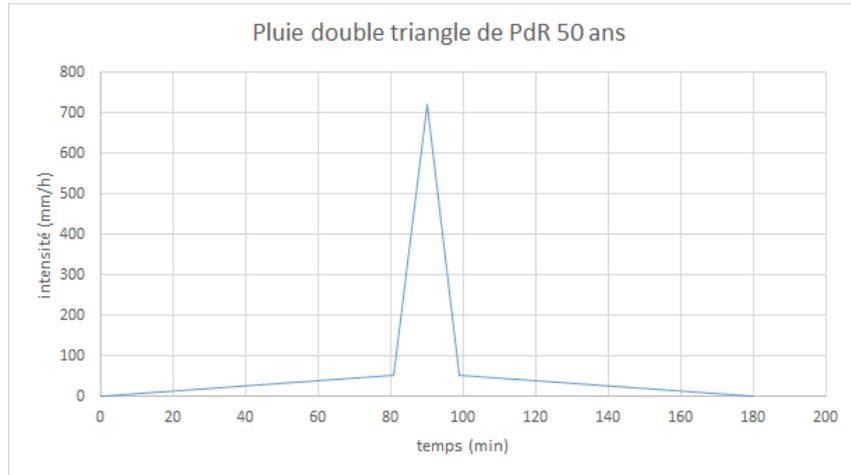


FIGURE 5.17 – Pluie double triangle de durée de 3h et de PdR de 50 ans

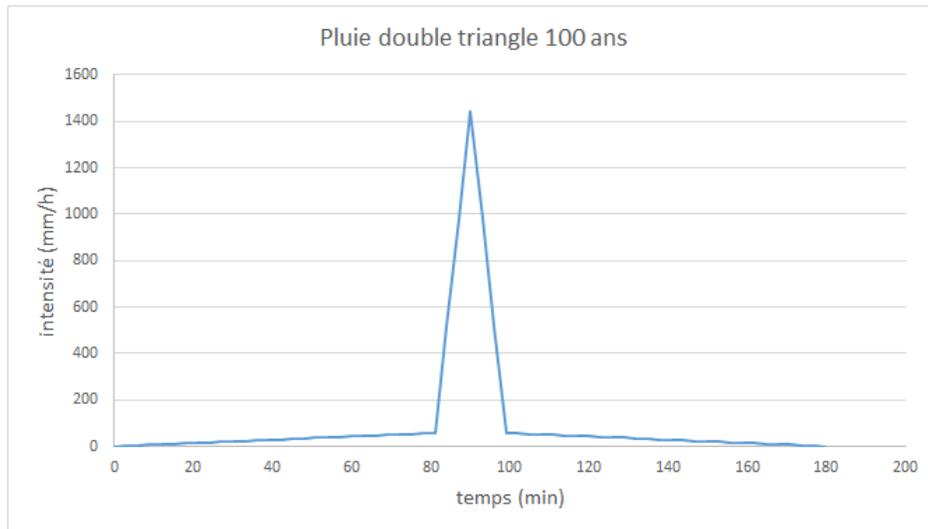


FIGURE 5.18 – Pluie double triangle de durée de 3h et de PdR de 100 ans

Nous avons déterminé les équations des droites qui constituent le graphe double triangle que nous pourrions utiliser pour calculer les intensités instantanées :

$$0 < t < t_2$$

$$i(t) = \frac{i_2}{t_2}t$$

$$t_2 < t < t_{pointe}$$

$$i(t) = \frac{2(i_3 - i_2)}{t_1}(t - t_2) + i_2$$

$$t_{pointe} < t < (t_2 + t_1)$$

$$i(t) = \frac{2(i_2 - i_3)}{t_1}(t - t_2 - \frac{t_1}{2}) + i_3$$

$$(t_2 + t_1) < t < t_3$$

$$i(t) = \frac{i_2}{t_2 + t_1 - t_3}(t - (t_2 + t_1)) + i_2$$

Les dernières formules seront utilisées afin de créer une pluie synthétique double triangle de durée $t_3 = 180 \text{ min}$ à pas de temps de $\Delta t = 3 \text{ min}$.

5.4 Transformation pluie-débit sous Mike Urban

Le logiciel Mike Urban permet d'effectuer une simulation hydrologique en transformant les pluies qu'on lui introduit en débits (et donc en hydrogramme). Plusieurs méthodes sont proposées, comme on peut le voir sur la figure 5.19) :

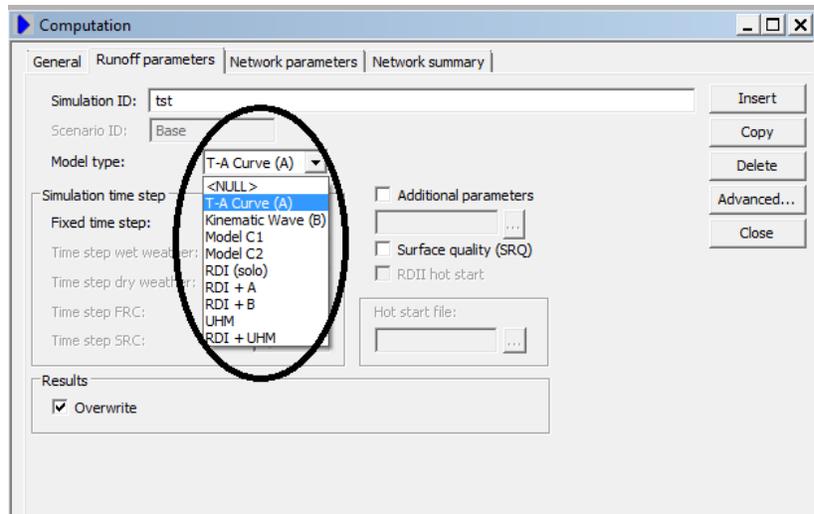


FIGURE 5.19 – Fenêtre de dialogue pour le réglage et le lancement de la simulation hydrologique

Chaque pluie synthétique s'adapte à un nombre limité de ces modèles (par exemple : la pluie de Desbordes est utilisable avec le modèle du réservoir linéaire). La transformation des hyétographes synthétiques de la pluie de Chicago et de Desbordes en hydrogrammes par Mike Urban se fait pour chaque sous bassin versant.

Nous retiendront pour la transformation pluie-débit les pluies de Chicago et de Desbordes seulement.

Nous avons effectué une transformation pluie débit avec la pluie de Chicago de 20 ans sur le modèle aire-temps, et les résultats sont les suivants :

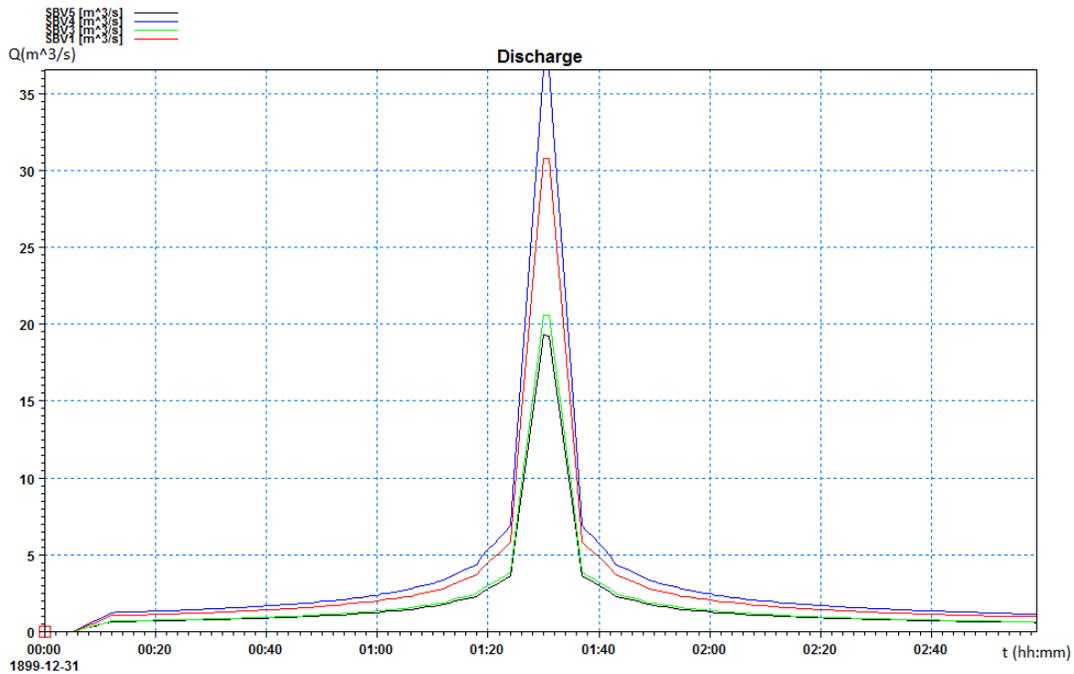


FIGURE 5.20 – Hydrogrammes aire-temps pour Chicago 20 ans

En appliquant le modèle de transformation pluie débit aire-temps à la pluie de Chicago de période de retour de 50 et 100 ans il en résulte les hydrogrammes suivants :

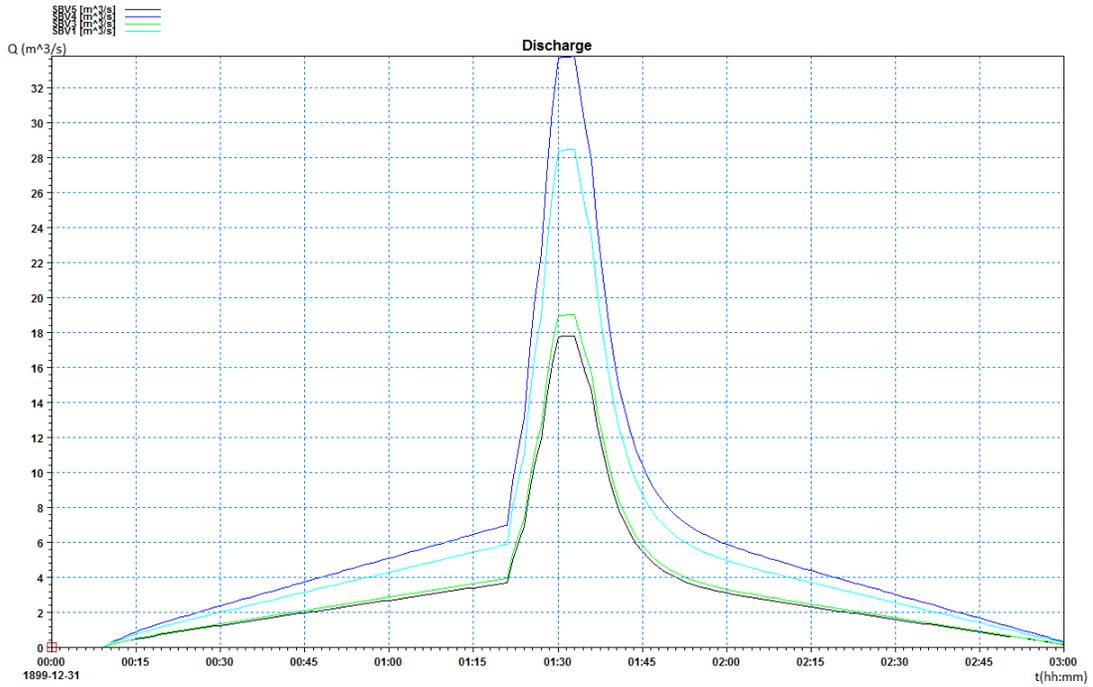


FIGURE 5.23 – Hydrogrammes réservoir linéaire pour Desbordes 20 ans

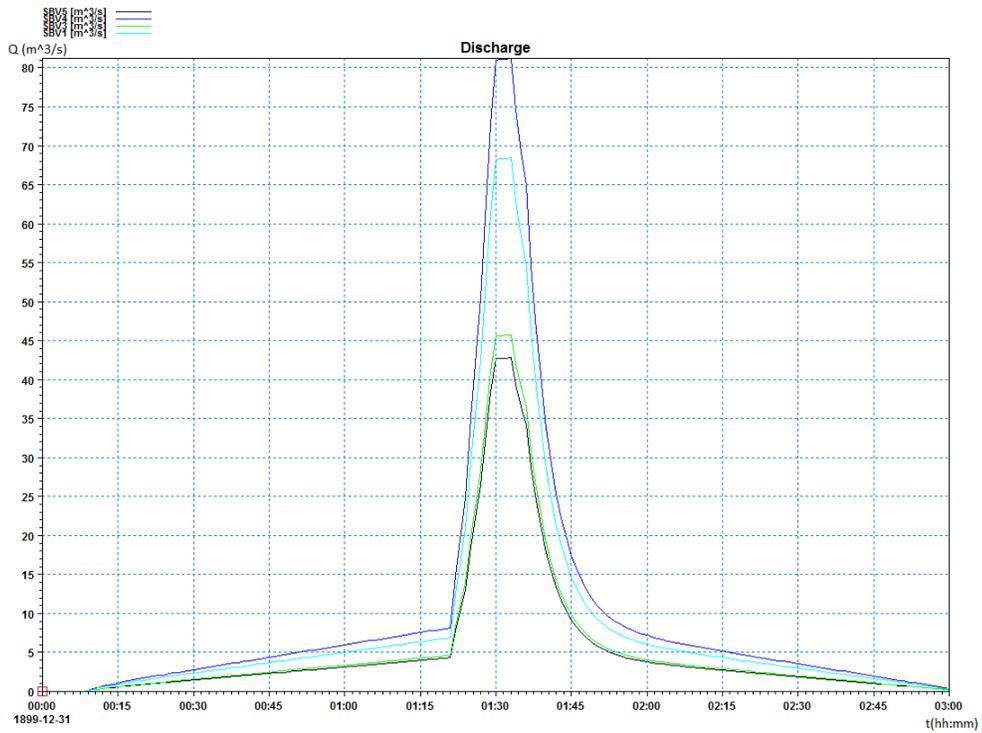


FIGURE 5.24 – Hydrogrammes réservoir linéaire pour Desbordes 50 ans

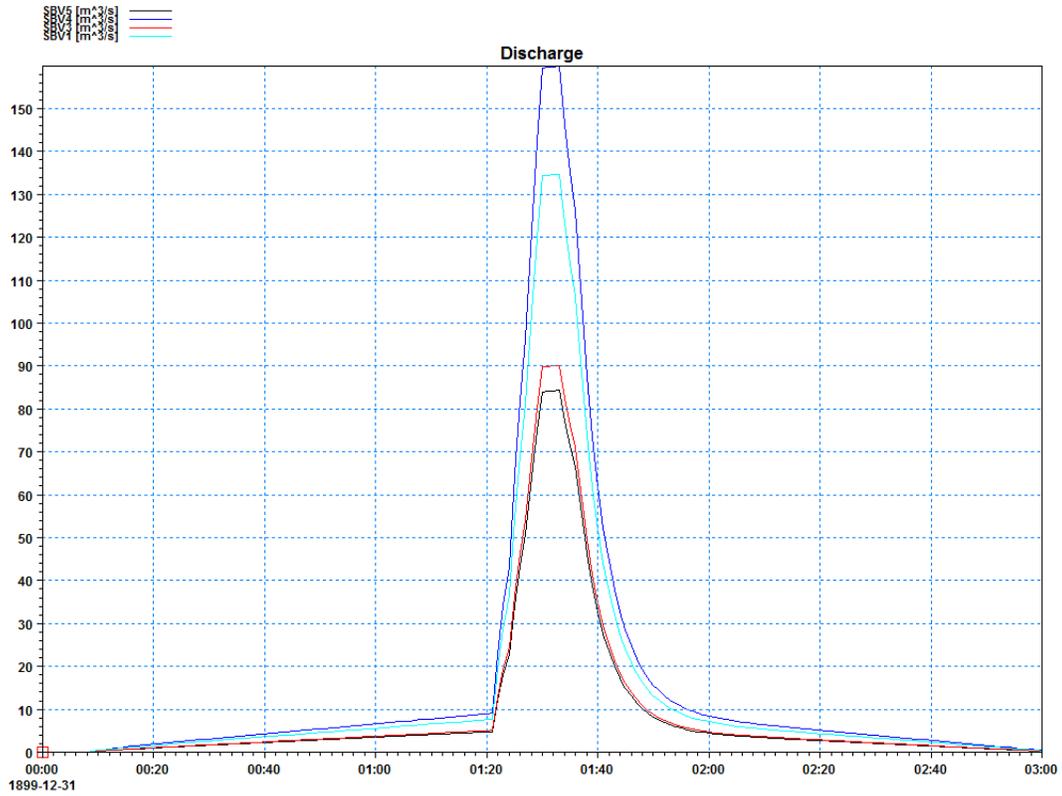


FIGURE 5.25 – Hydrogrammes réservoir linéaire pour Desbordes 100 ans

Les valeurs max des débits pour chaque pluie dans les sous bassins versants sont données dans le tableau suivant :

| | Pluie | Chicago ₂₀ | Chicago ₅₀ | Chicago ₁₀₀ | Desbordes ₂₀ | Desbordes ₅₀ | Desbordes ₁₀₀ |
|------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|
| SBV5 | Q_{max} (m^3/s) | 19,00 | 22,05 | 25,05 | 19,60 | 42,82 | 84,22 |
| SBV4 | Q_{max} (m^3/s) | 36,56 | 43,04 | 47,51 | 33,75 | 81,20 | 159,87 |
| SBV3 | Q_{max} (m^3/s) | 20,50 | 24,00 | 27,76 | 18,85 | 45,74 | 90,07 |
| SBV1 | Q_{max} (m^3/s) | 31,05 | 36,20 | 40,04 | 28,80 | 68,43 | 134,73 |

TABLE 5.13 – Valeurs max des débits dans chaque sous bassin versant

5.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons travaillé sur la détermination des pluies synthétiques, à partir des données IDF, qui seront utilisées dans la modélisation des écoulements dans le CIC en les intégrant dans le logiciel MikeUrban. Trois pluies synthétiques (de projet) ont été établies : la pluie de Chicago, la pluie de Yen et Chow (simple triangle) et la pluie de Desbordes (double triangle).

Le pas de temps utilisé dans le calcul de la pluie de Chicago a été diminué pour plus de précision ($\Delta t = 6 \text{ min}$ au lieu de 9 min).

Des comparaisons entre les intensités moyennes de chaque pluie synthétique pour chaque période de retour ainsi que les lames d'eau précipitée avec les données IDF de départ sont données dans les tableaux suivants :

| PdR(ans) | $i_{moy \text{ IDF}} (mm/h)$ | $i_{moy \text{ YetC}} (mm/h)$ | $i_{moy \text{ Chic.}} (mm/h)$ | $i_{moy \text{ Desb.}} (mm/h)$ |
|----------|------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 10 | 19,3 | 19,0 | 19,3 | 26,2 |
| 20 | 22,2 | 21,9 | 22,2 | 36,2 |
| 50 | 26,0 | 25,6 | 26,0 | 61,3 |

TABLE 5.14 – Comparaison entre intensités des pluies synthétiques et intensités de départ

| PdR (ans) | Pluie _{IDF} (mm) | Pluie _{YetC} (mm) | Pluie _{Chic.} (mm) | Pluie _{Desb.} (mm) |
|-----------|---------------------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 10 | 57,9 | 57,9 | 59,2 | 79,9 |
| 20 | 66,6 | 66,6 | 68,1 | 110,5 |
| 50 | 78,0 | 78,0 | 79,8 | 186,9 |

TABLE 5.15 – Comparaison entre les hauteurs d'eaux tombées

SAFEGE a effectué une pluie synthétique de type Desbordes de durée totale de $4h$ et d'une pluie intense de durée 30 min , dans le cadre du schéma directeur d'Alger, les résultats sont :

| PdR (ans) | $H_{totale} \text{ sur } 4h (mm)$ |
|-----------|-----------------------------------|
| 10 | 73,0 |
| 20 | 83,2 |
| 50 | 96,4 |

La différence entre les intensités de la pluie synthétique de Desbordes réalisée par SAFEGE et la notre réside dans les données IDF de départ, celles-ci n'étant pas les mêmes (données datant de 2008 pour celles de la SAFEGE et 2013 pour celles que nous avons utilisé) (exemple : pour une PdR de 20 ans et une durée de $3h$, l'intensité moyenne utilisée par la SAFEGE est de $20.0mm$ et celle que nous avons utilisée est de $22.2mm$).

Chapitre 6

Modélisation hydraulique des écoulements dans le CIC

6.1 Introduction

Certains bassins versants sont jaugés, et donc des mesures du ruissellement sont effectuées en continue, et certains ne le sont pas, tel est le cas de notre bassin versant. Par conséquent, une approche mathématique est nécessaire pour créer des pluies et les transformer en débits artificiels qui aideront à simuler le comportement des sous bassins versants. Le but de la modélisation des réseaux d'assainissement existants est de simuler leur réponse à des conditions qui varient.

6.2 Présentation de l'outil de modélisation hydraulique : Mike Urban

Mike Urban est un outil dédié à la gestion des eaux urbaines (réseau de collecteur et de distribution) complètement intégré sous Système d'Information Géographique (SIG). Il permet la modélisation avancée des réseaux de distribution d'eau potable ainsi que des réseaux de collecte des eaux usées et/ou pluviales, le tout dans la même interface intégrée SIG. Cette interface Mike Urban a été baptisée « Gestionnaire de modèles ».

Les différentes fonctionnalités de Mike Urban en matière de modélisation hydraulique ainsi que son architecture modulaire sont présentées dans la figure ci-dessous :

Mike Urban utilise les équations de Saint Venant et les différentes simplifications dont on a parlé au chapitre 4 afin de modéliser les écoulements.

Les calculs sont effectués par le module MOUSE.

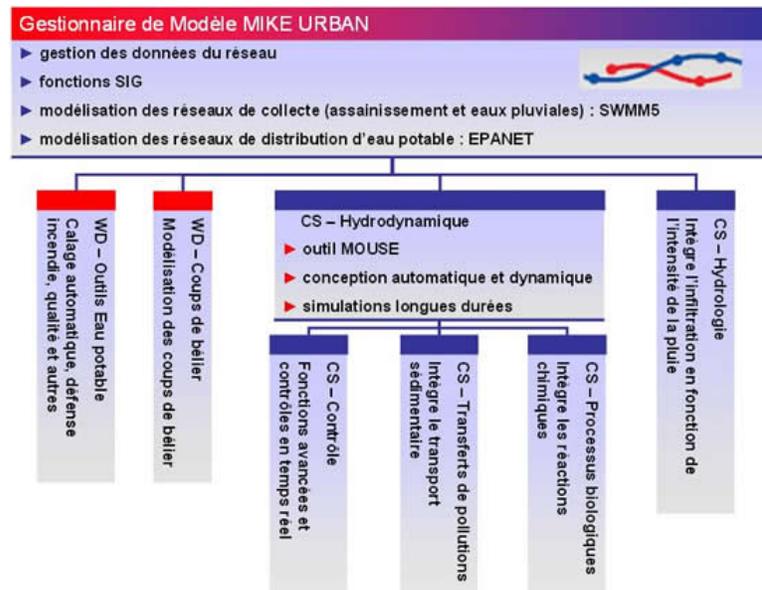


FIGURE 6.1 – l'architecture modulaire de Mike Urban basée sur des modules intégrés dans l'interface SIG de base, le Gestionnaire de Modèle (esrfrance.fr)

6.3 L'unicité du CIC

Nous avons déjà mentionné que le CIC est un ouvrage qui sort de l'ordinaire, et c'est dû au fait que les conduites qui relient les puits au CIC sont à fortes pentes, et donc l'hypothèse des conduites à faibles pentes, une des hypothèses sur lesquelles est basé le système de Barré de Saint Venant, que le logiciel Mike Urban utilise pour les simulations hydrauliques, n'est pas respectée.

Les écoulements dans les conduites de liaison devront soit être traités séparément ensuite on introduit les résultats dans les noeuds en question sous la forme d'un débit entrant. Ou bien, on remplace l'élément conduite par un autre élément de Mike Urban (orifice, Inlet Curb, etc.).

6.4 Importation des entités créées sur ArcGIS vers Mike Urban et préparation de la simulation

Après avoir délimité les bassins versants, positionné les puits et tracé notre collecteur sur le logiciel ArcGIS, tout en faisant attention à leur géoréférencement, nous avons exporté ces entités vers le logiciel de modélisation hydraulique Mike Urban.

Avant de procéder à la simulation, nous devons introduire des paramètres pour les différentes entités importées :

Conduites : longueur, section, diamètre, côte radier amont et aval, pente et matériau ;

Puits/nœuds : côte terrain naturel, côte radier et diamètre ;

Bassin versant : superficie, modèle hydrologique (chaque modèle requiert des paramètres et coefficients : temps de concentration, lag time, coefficient de ruissellement, etc.), pente moyenne et nœud auquel il est connecté (son exutoire) ;

Sur la figure suivante on trouve la fenêtre de dialogue qui permet la modification des paramètres des conduites.

The dialog box 'Pipes and Canals [Base]' contains the following sections:

- Identification & connectivity:** Asset ID: SectionG, Link ID: 0, Description: (empty), From node: 0, To node: 4, Data source: (empty), Status: <NULL>, Network type: <NULL>, Pressure main: (unchecked).
- Geometrical properties:** Shape: CRS, Length: 155,260 / 161,659, Size: 3,4100, UpLevel: 19,42 / 0,00, Width: (empty), DwLevel: 16,58 / 0,00, Height: (empty), Slope: 1,50, CRS ID: sectionG, Topography: (empty).
- Hydraulic friction losses:** Material: Concrete (Normal), Formulation: Manning Explicit, Use local data: (unchecked), Manning: 75,0, Eq roughness: 0,001500, H-W coef: 120.
- Miscellaneous:** Regulation, Additional, Non return valve: (unchecked).

| Link ID * | Shape * | UpLevel | DwLevel | Length | Size | Width | Height | CRS ID |
|-----------|-------------|---------|---------|----------|--------|--------|--------|-----------|
| 0 | CRS | 19,42 | 16,58 | 155,260 | 3,4100 | <Nul> | <Nul> | sectionG |
| 1 | Circular | 16,58 | 4,00 | 1680,000 | 3,4000 | <Nul> | <Nul> | <Nul> |
| 1 | Circular | 16,58 | 4,00 | 1680,000 | 3,4000 | <Nul> | <Nul> | <Nul> |
| 2 | CRS | 4,00 | 0,92 | 132,520 | 4,0700 | <Nul> | <Nul> | sectionE2 |
| 3 | Rectangular | 0,92 | -0,28 | 113,900 | <Nul> | 3,5000 | 3,5400 | <Nul> |
| 4 | Circular | -0,92 | -2,00 | 110,640 | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> |
| 5 | Circular | -2,00 | -2,10 | 27,660 | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> |
| 6 | Circular | -2,10 | -1,53 | 104,260 | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> |
| 7 | Circular | -1,53 | -1,30 | 301,400 | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> |
| Link_1 | Circular | 207,00 | 19,42 | 196,610 | 1,2000 | <Nul> | <Nul> | <Nul> |
| Link_10 | Circular | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> |
| Link_11 | Circular | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> |
| Link_12 | Circular | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> | <Nul> |
| Link_3 | Circular | 100,29 | 10,63 | <Nul> | 1,2000 | <Nul> | <Nul> | <Nul> |

FIGURE 6.2 – Introduction des paramètres pour les conduites sous Mike Urban

Deux des huit différentes sections du CIC sont des sections spéciales (cas sur la figure précédente avec la section E2), et nécessitent d'être dessinées en choisissant le type CRS dans la partie Shape de Geometrical properties dans la fenêtre de dialogue précédente (figure 6.2). On introduit les coordonnées des points qui forment cette section afin de la tracer. Les résultats pour la section E2 et la section G sont (l'axe des ordonnées représente la hauteur pour tous les graphes ci-dessous) :

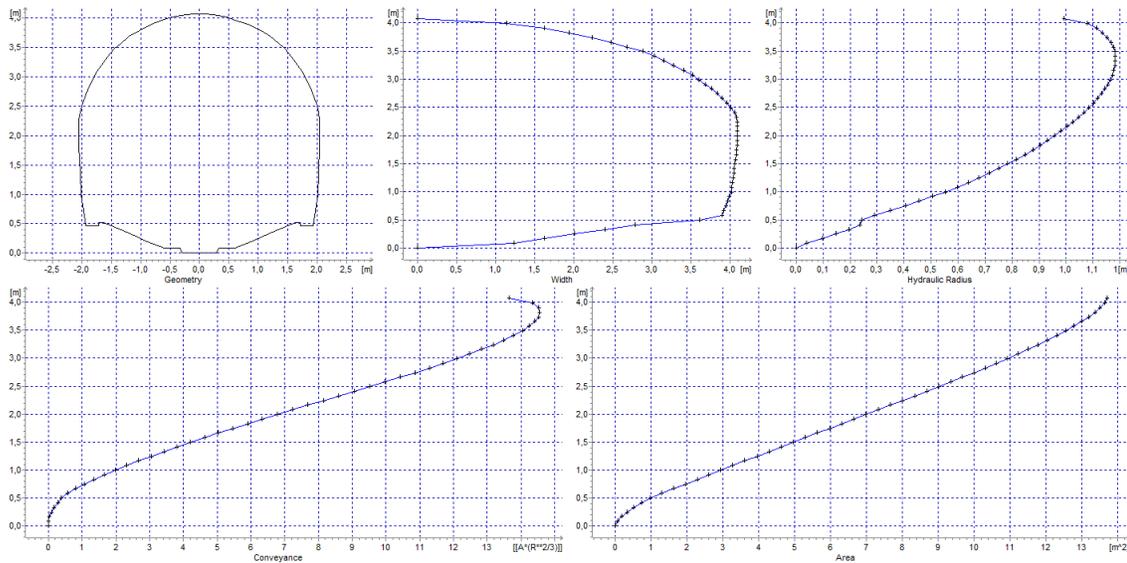


FIGURE 6.3 – Création de la section E2 sous Mike Urban

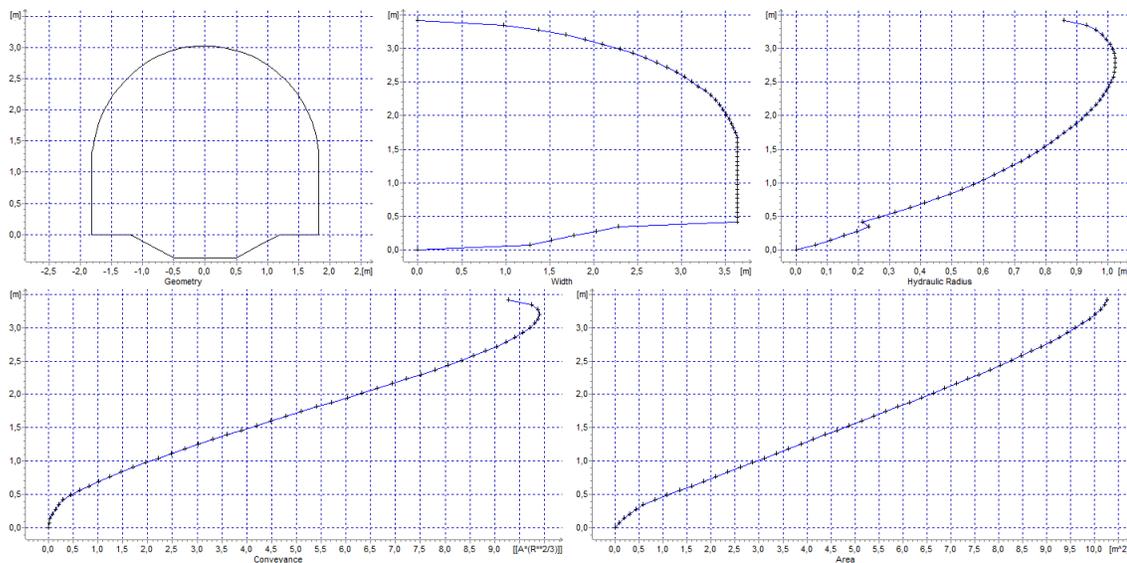


FIGURE 6.4 – Création de la section G sous Mike Urban

Les sous bassins versants, les puits et le CIC sont représentés sur Mike Urban comme suit :



FIGURE 6.5 – Zone d'étude et CIC sous Mike Urban

6.4.1 Modélisation des conduites de liaison sous Mike Urban

Comme mentionné plus haut, les conduites d'intégration ne satisfont pas les hypothèses des équations de Saint Venant. Nous avons donc modélisé ces conduites sous la forme d'orifices tout en veillant au respect des côtes amont et aval. La figure suivante montre comment cette représentation est vue par Mike Urban pour le puits 3 :

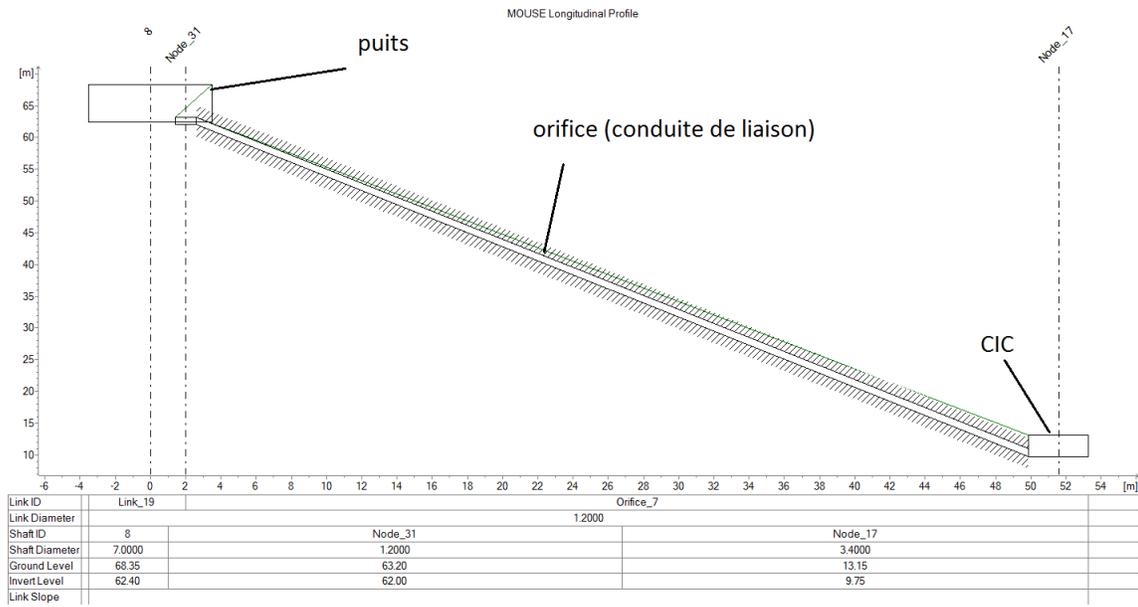


FIGURE 6.6 – Conduite de liaison du puits 3 sous Mike Urban

Cette représentation des conduites de liaison est la plus proche de la réalité que nous puissions avoir sous Mike Urban. L'eau est canalisée à travers l'orifice, du puits jusqu'au CIC tout en tenant compte des côtes amont et aval (et donc, des pentes).

6.5 Résultats de la simulation hydraulique

Les figures suivantes représentent les hydrogrammes générés par Mike Urban des débits qui s'écoulent dans les conduites se trouvant après les intégrations des puits pour les différentes pluies utilisées :

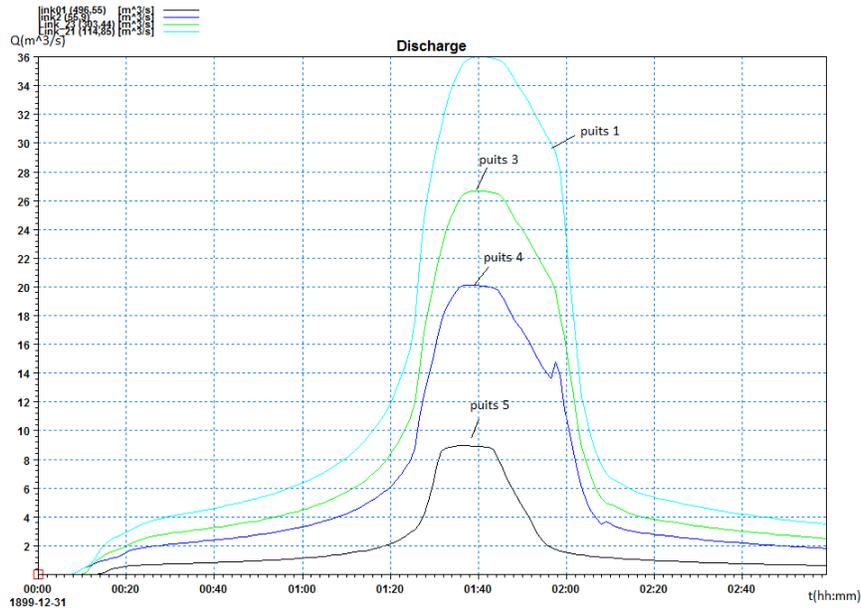


FIGURE 6.7 – Débits d'écoulement dans le CIC après les conduites de liaison pour la pluie de 20 ans de Chicago

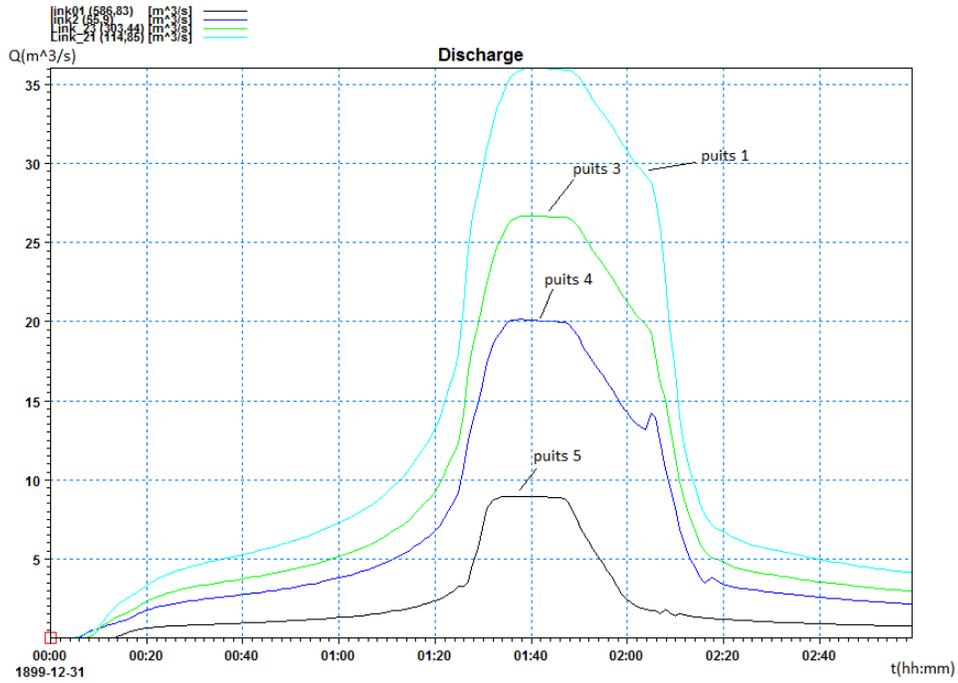


FIGURE 6.8 – Débits d'écoulement dans le CIC après les conduites de liaison pour la pluie de 50 ans de Chicago

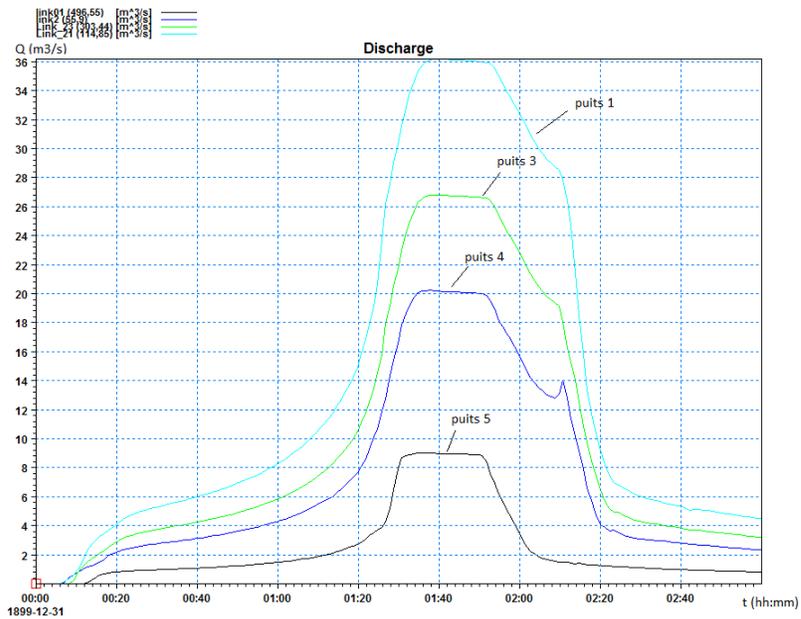


FIGURE 6.9 – Débits d'écoulement dans le CIC après les conduites de liaison pour la pluie de 100 ans de Chicago

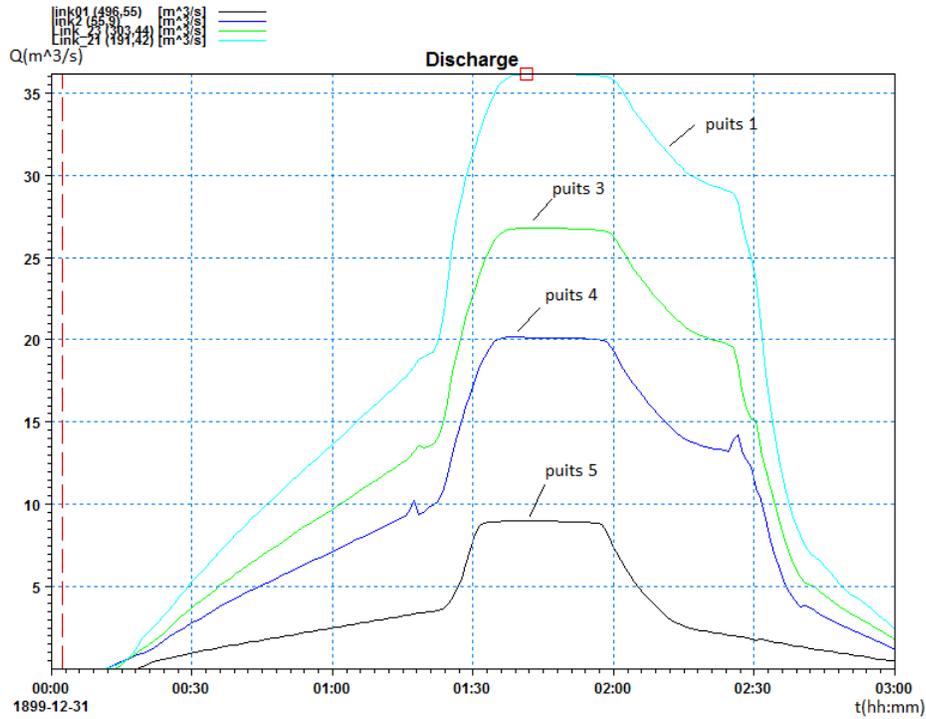


FIGURE 6.10 – Débits d'écoulement dans le CIC après les conduites de liaison pour la pluie de 20 ans de Desbordes

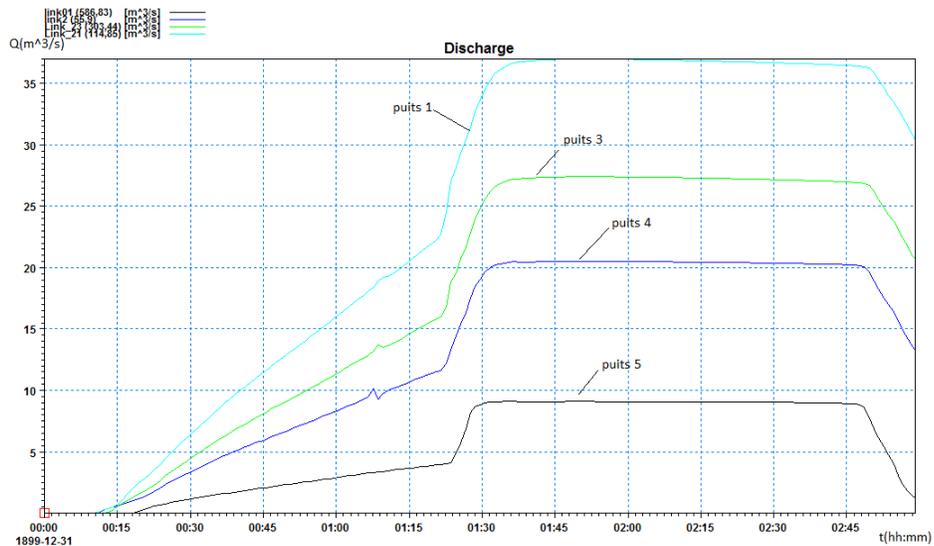


FIGURE 6.11 – Débits d'écoulement dans le CIC après les conduites de liaison pour la pluie de 50 ans de Desbordes

Nous remarquons une augmentation dans les débits qui s'écoulent dans les conduites après l'intégration de chaque puits. Le débit avec lequel le CIC a été modélisé est de $45 \text{ m}^3/\text{s}$. On

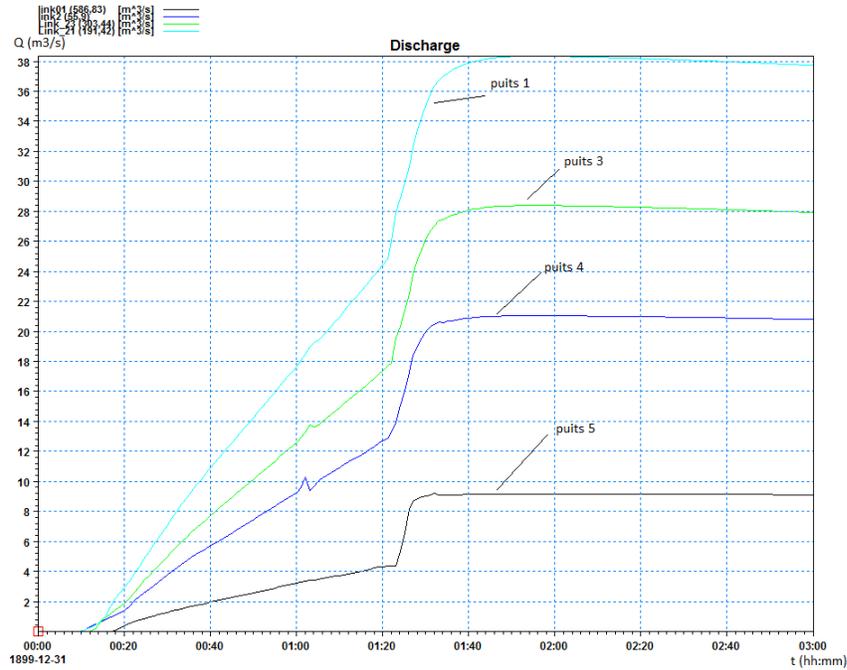


FIGURE 6.12 – Débits d’écoulement dans le CIC après les conduites de liaison pour la pluie de 100 ans de Desbordes

remarque que pour la pluie de 100 ans de Desbordes, on a un débit maximal de $Q_{max} = 38,40 \text{ m}^3/s$ et pour la pluie centennale de Chicago le débit maximal est de $Q_{max} = 36,35 \text{ m}^3/s$. Les pluies de 50 ans ont des débits de $Q_{max} = 36,15 \text{ m}^3/s$ pour la pluie de Chicago et $Q_{max} = 37 \text{ m}^3/s$ pour la pluie de Desbordes.

Les figures suivantes donnent le niveau maximal qu’atteint la ligne d’eau dans les conduites qui se situent après les intégrations des conduites de liaison :

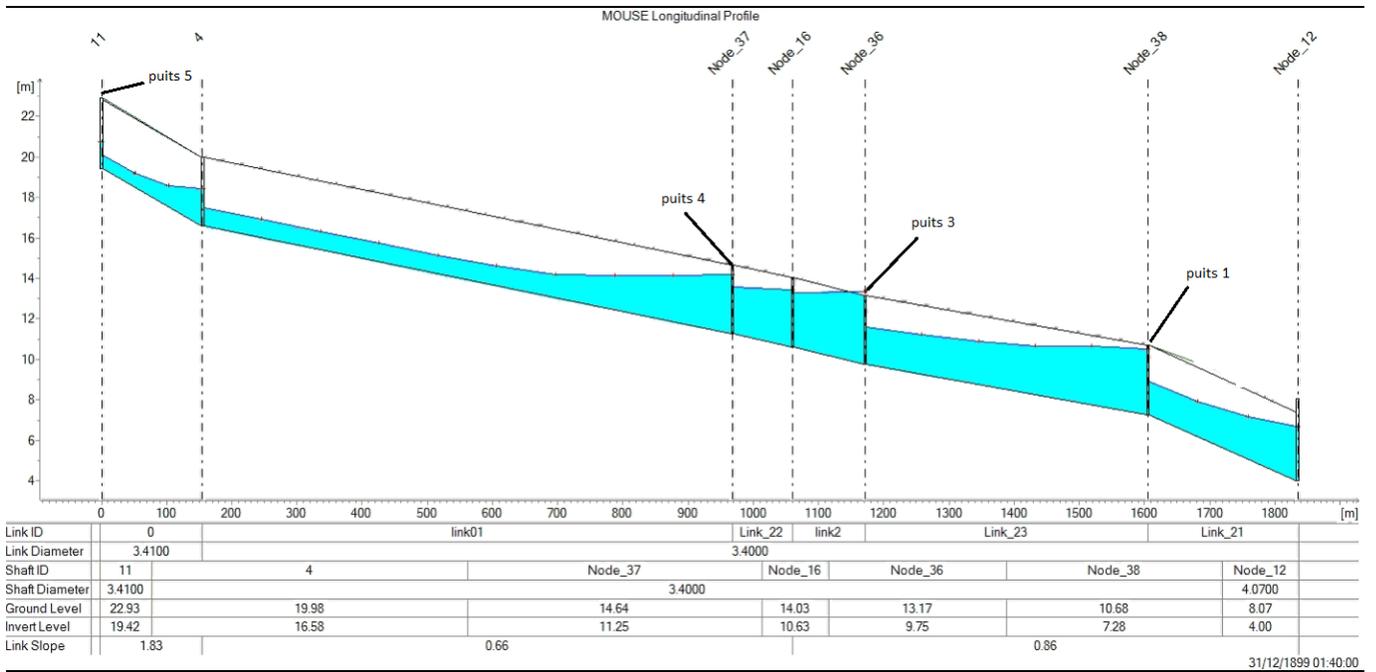


FIGURE 6.13 – Profil longitudinal de la partie amont du CIC avec le niveau d'eau maximal (Chicago 50 ans)

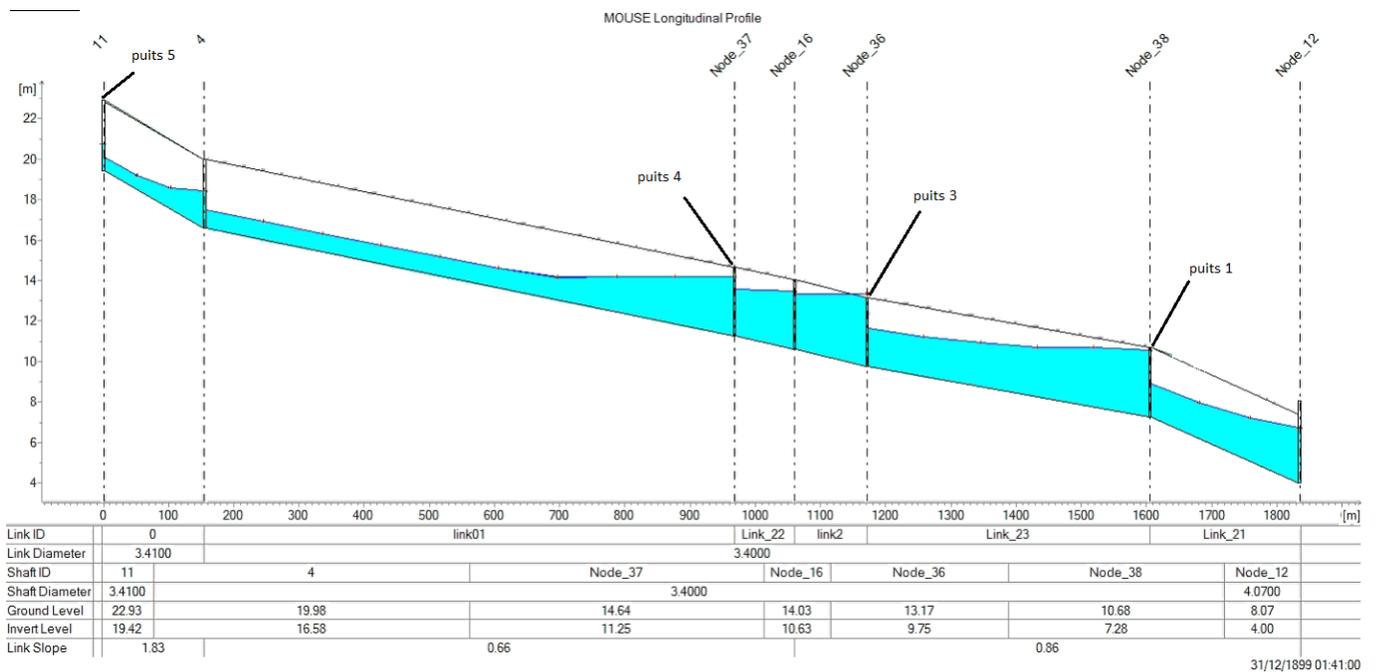


FIGURE 6.14 – Profil longitudinal de la partie amont du CIC avec le niveau d'eau maximal (Desbordes 50 ans)

Pour le reste du collecteur, on a :

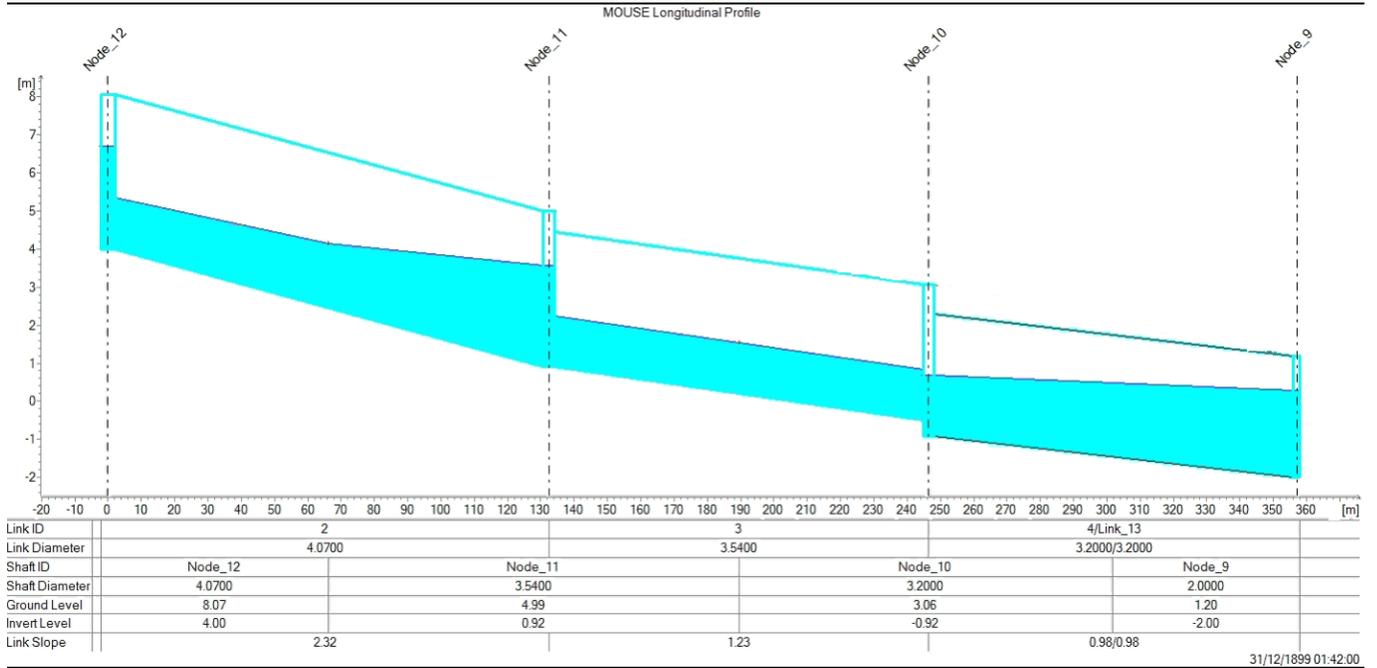


FIGURE 6.15 – Profil longitudinal de la partie intermédiaire du CIC avec le niveau d'eau maximal (Desbordes 20 ans)

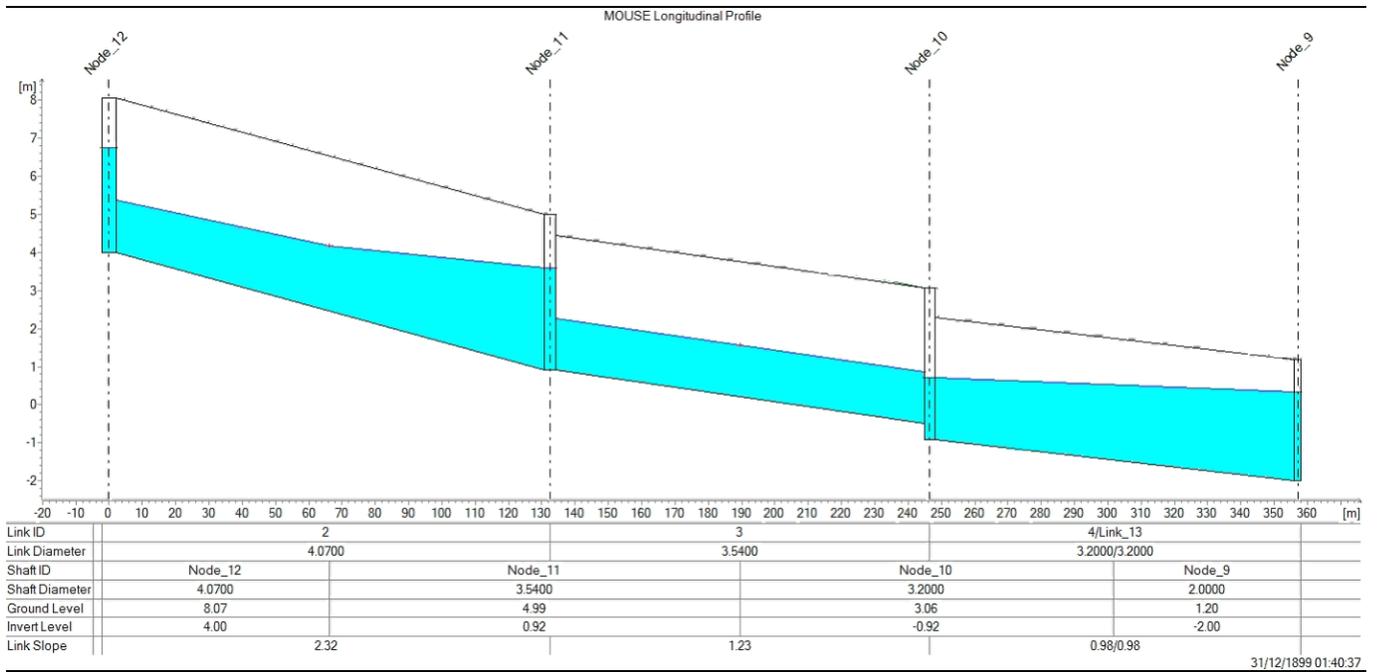


FIGURE 6.16 – Profil longitudinal de la partie intermédiaire du CIC avec le niveau d'eau maximal (Desbordes 50 ans)

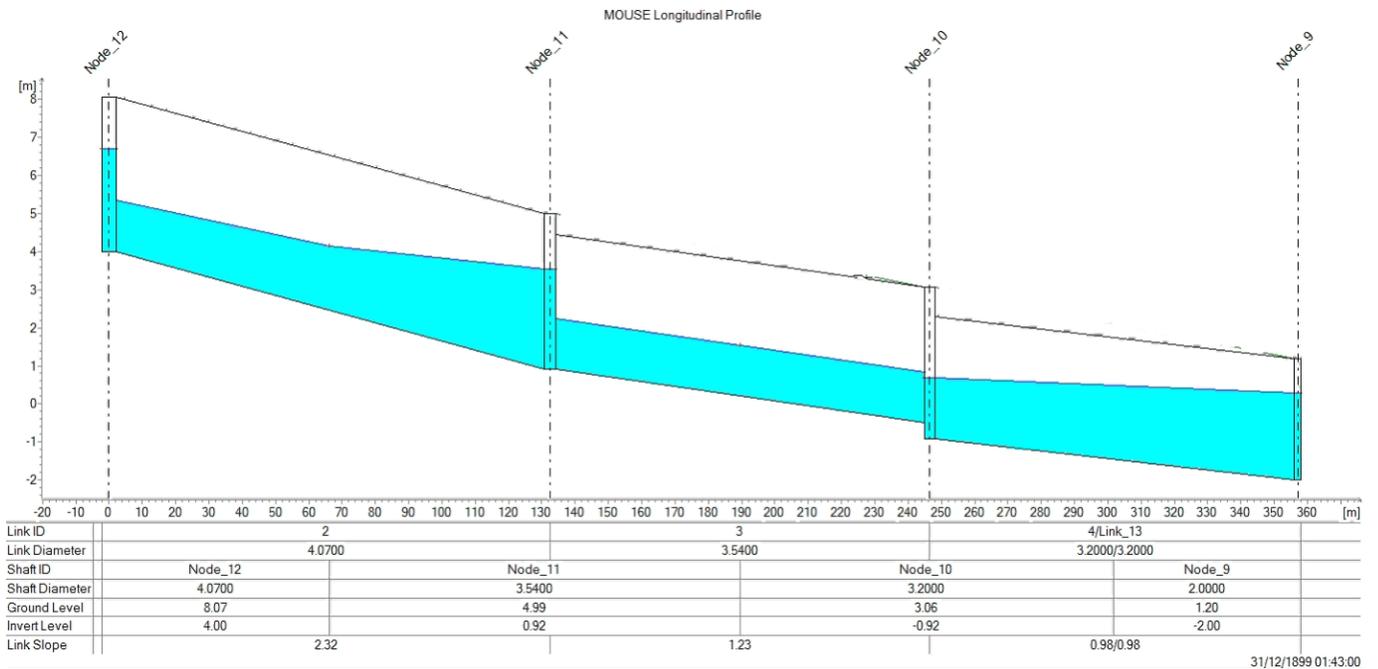


FIGURE 6.17 – Profil longitudinal de la partie intermédiaire du CIC avec le niveau d'eau maximal (Chicago 20 ans)

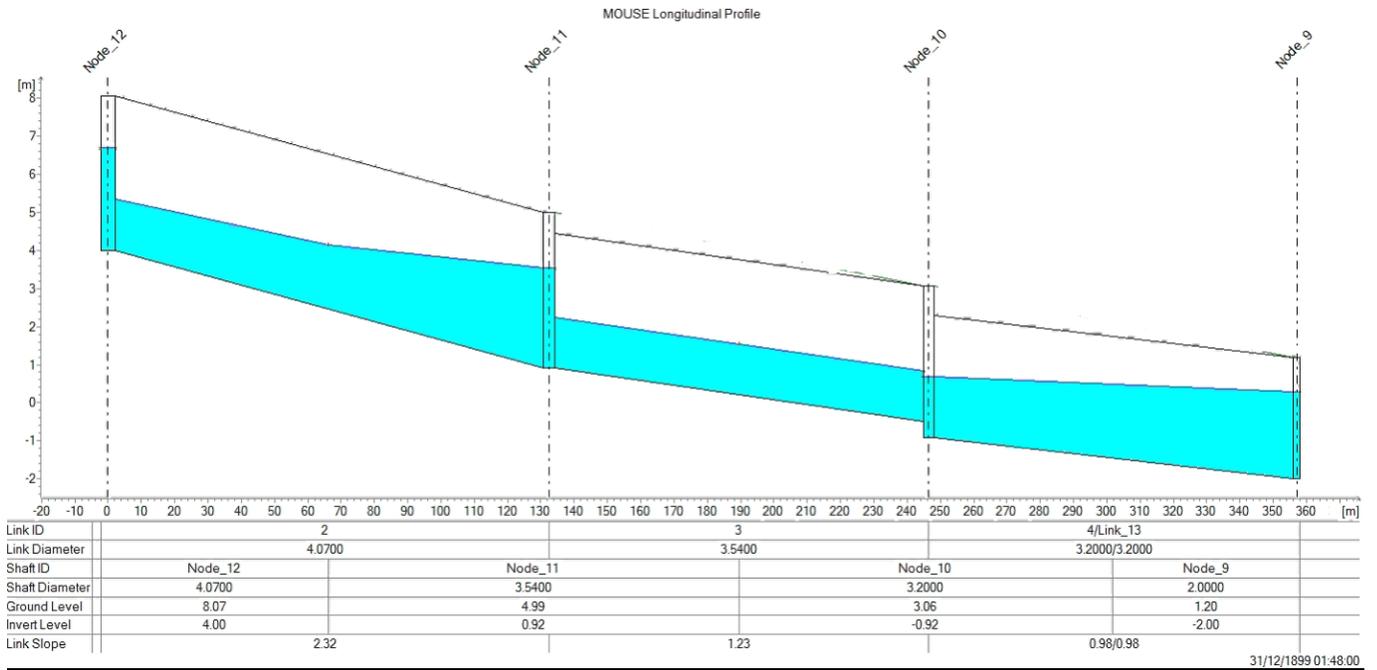


FIGURE 6.18 – Profil longitudinal de la partie intermédiaire du CIC avec le niveau d'eau maximal (Chicago 50 ans)

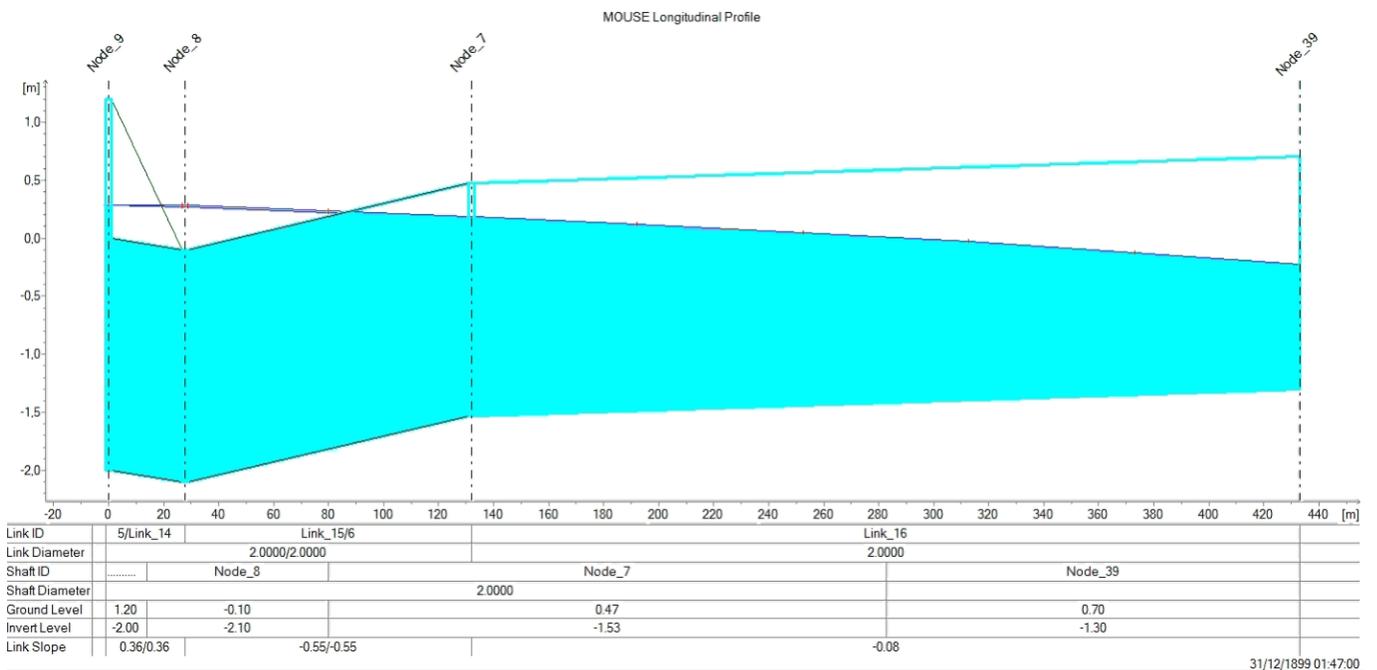


FIGURE 6.19 – Profil longitudinal de la partie aval du CIC avec le niveau d'eau maximal (Desbordes 20 ans)

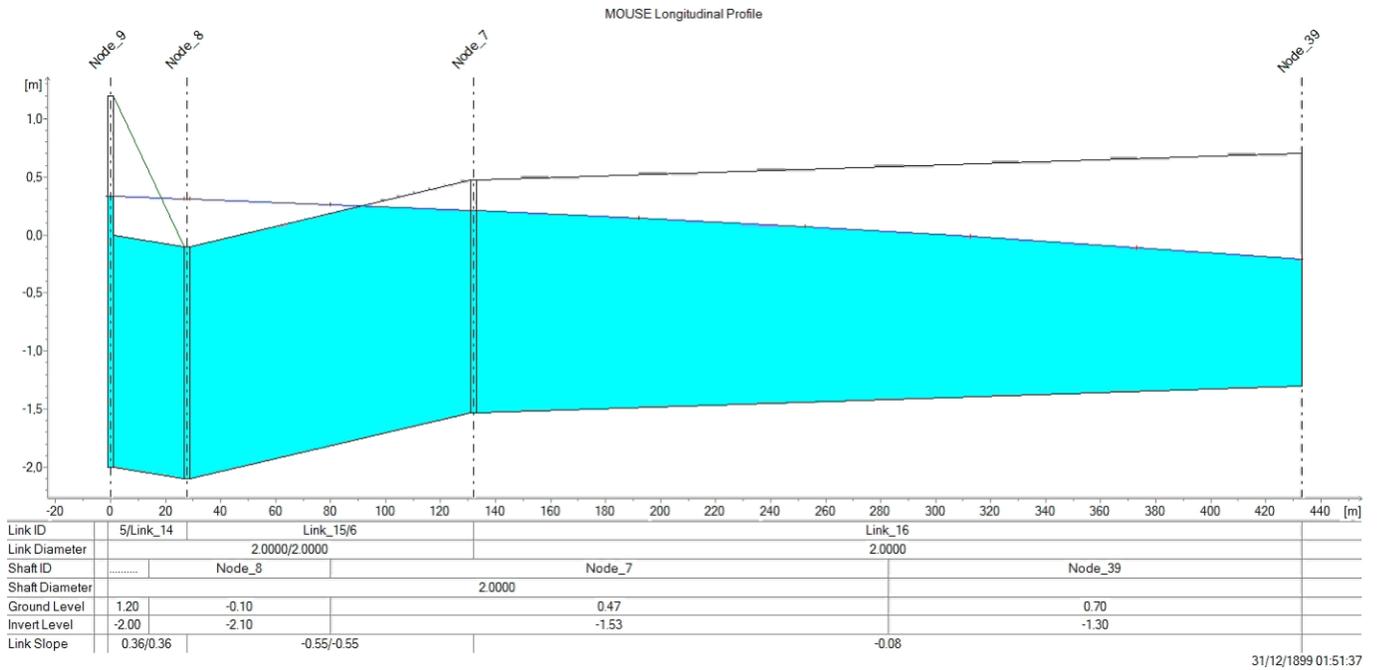


FIGURE 6.20 – Profil longitudinal de la partie aval du CIC avec le niveau d’eau maximal (Desbordes 50 ans)

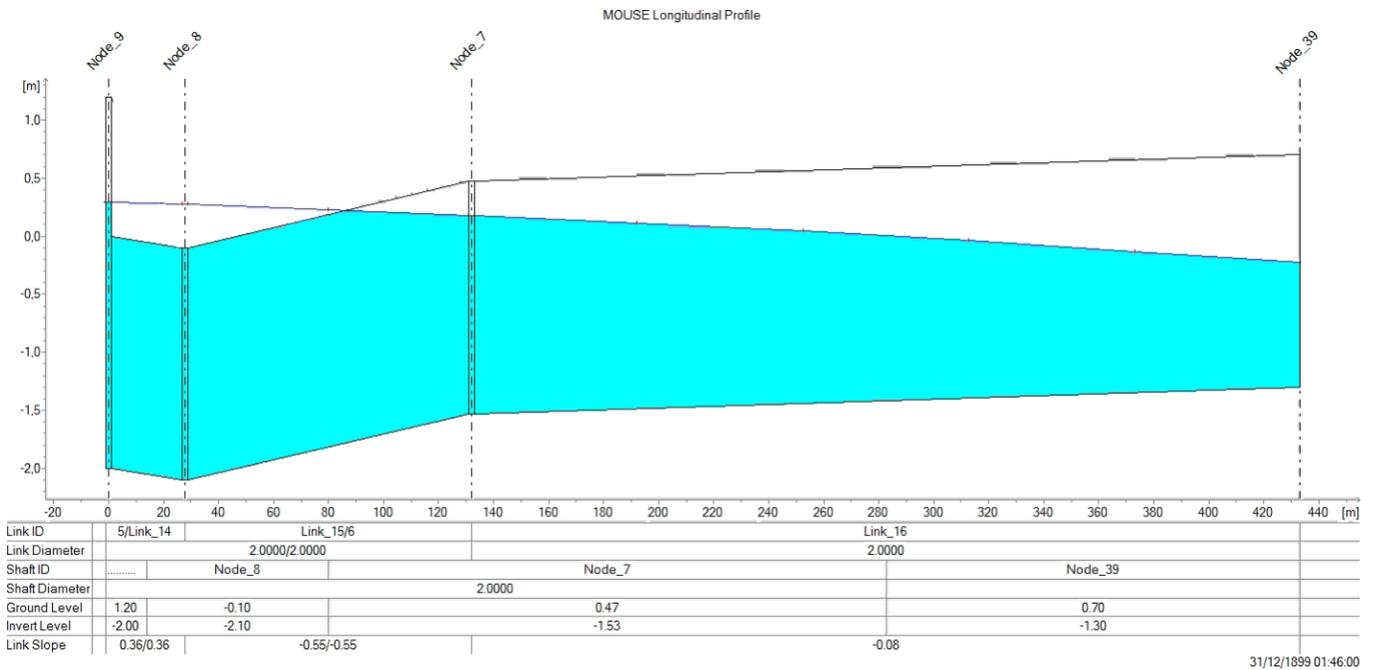


FIGURE 6.21 – Profil longitudinal de la partie aval du CIC avec le niveau d’eau maximal (Chicago 20 ans)

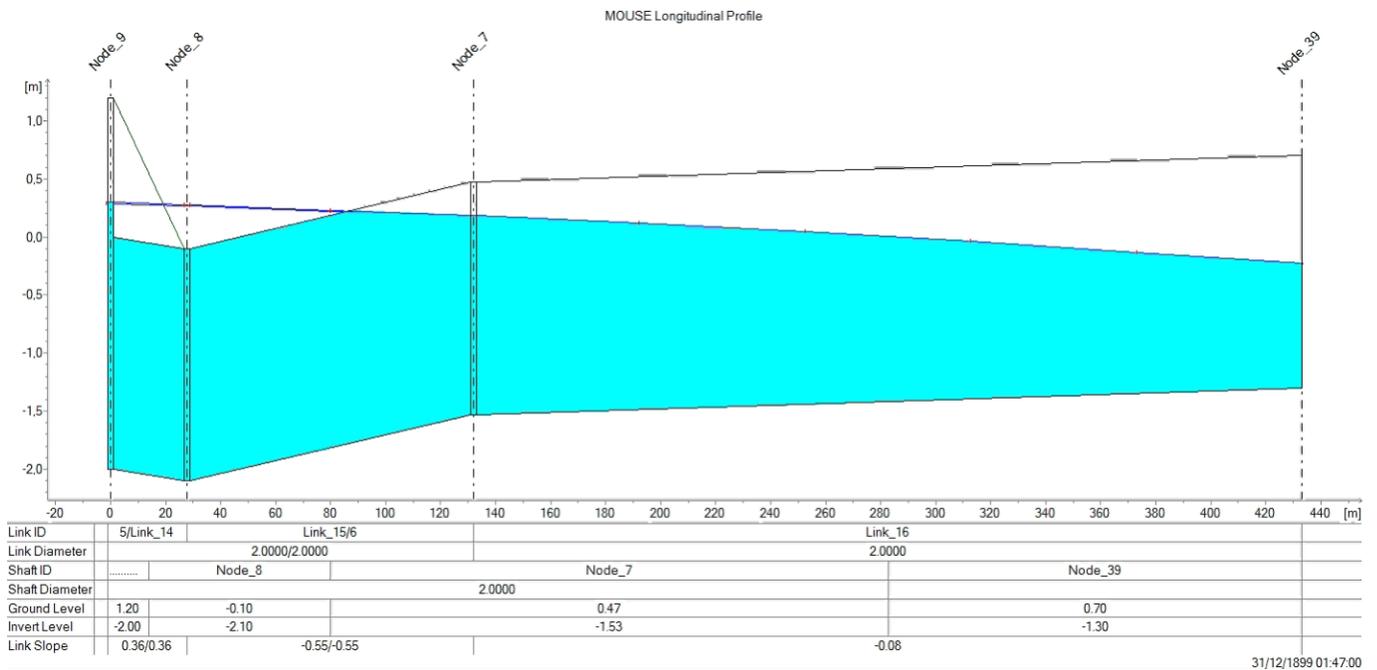


FIGURE 6.22 – Profil longitudinal de la partie aval du CIC avec le niveau d'eau maximal (Chicago 50 ans)

Les hydrogrammes suivants sont ceux des écoulements à travers les orifices générés par Mike Urban, avec :

- orifice 5 → puits 5
- orifice 6 → puits 4
- orifice 7 → puits 3
- orifice 8 → puits 1

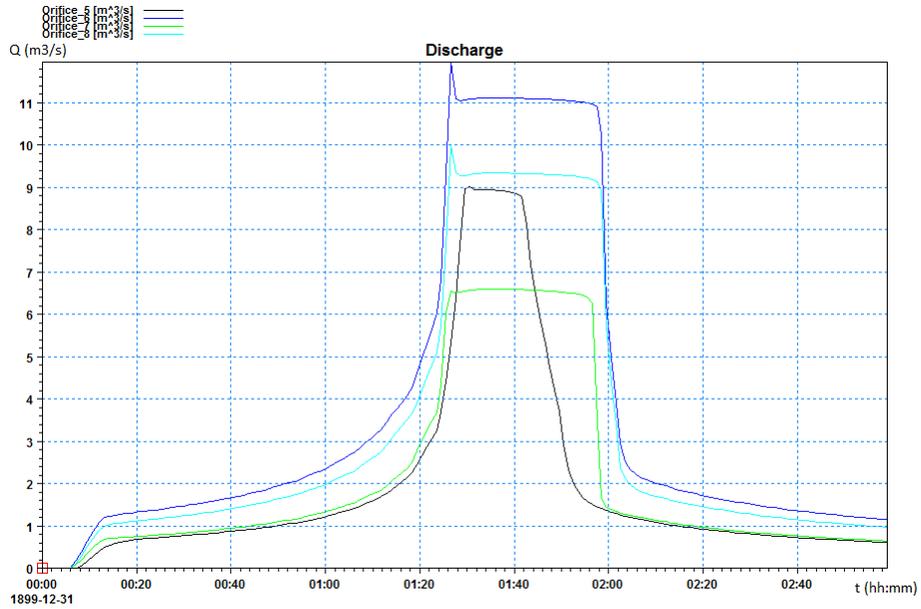


FIGURE 6.23 – Débits dans les orifices pour la pluie de Chicago de 20 ans

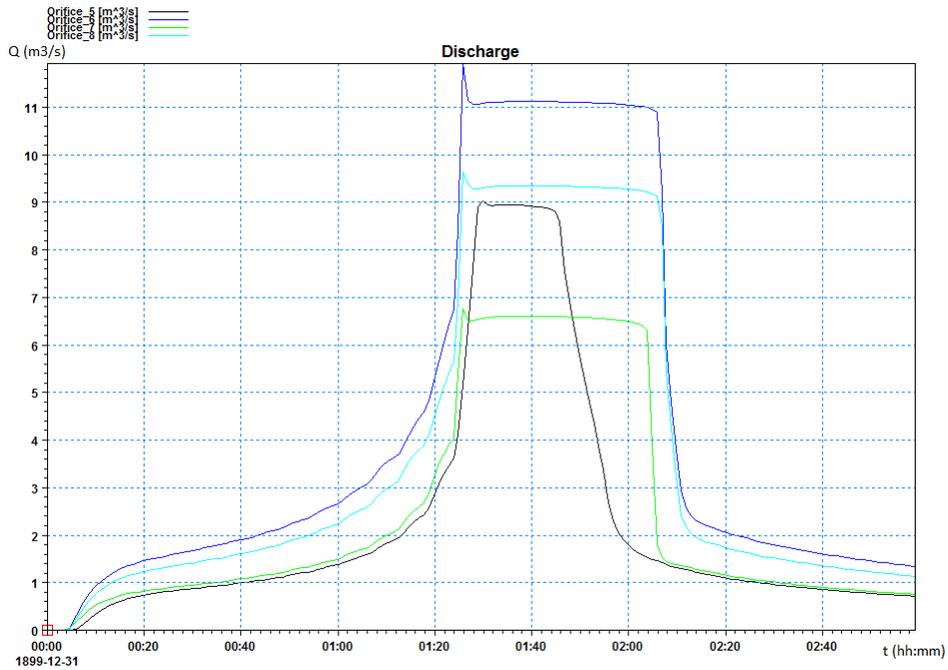


FIGURE 6.24 – Débits dans les orifices pour la pluie de Chicago de 50 ans

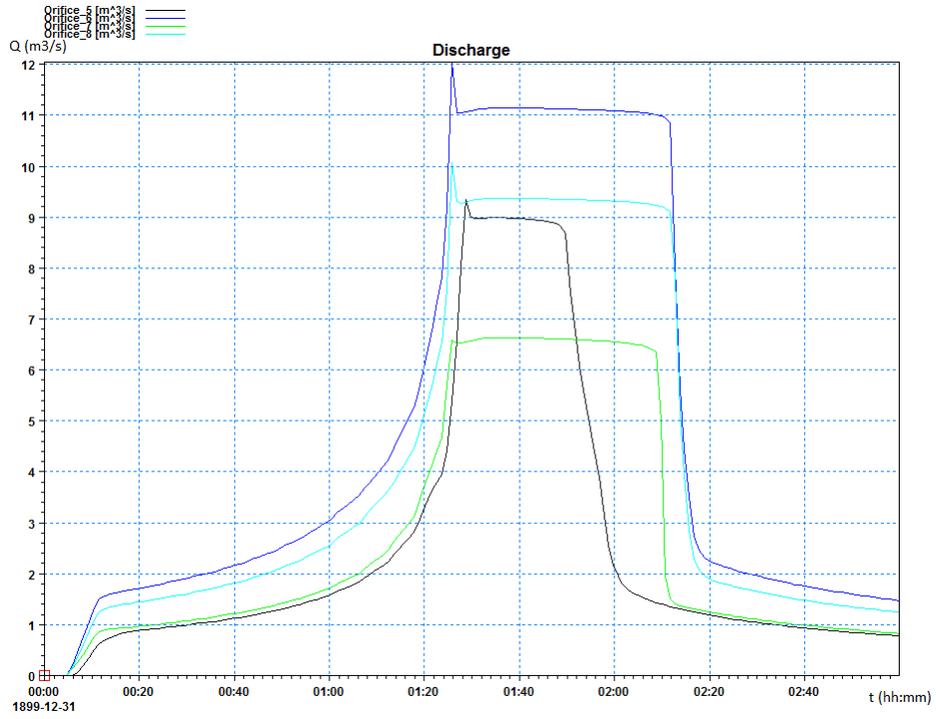


FIGURE 6.25 – Débits dans les orifices pour la pluie de Chicago de 100 ans

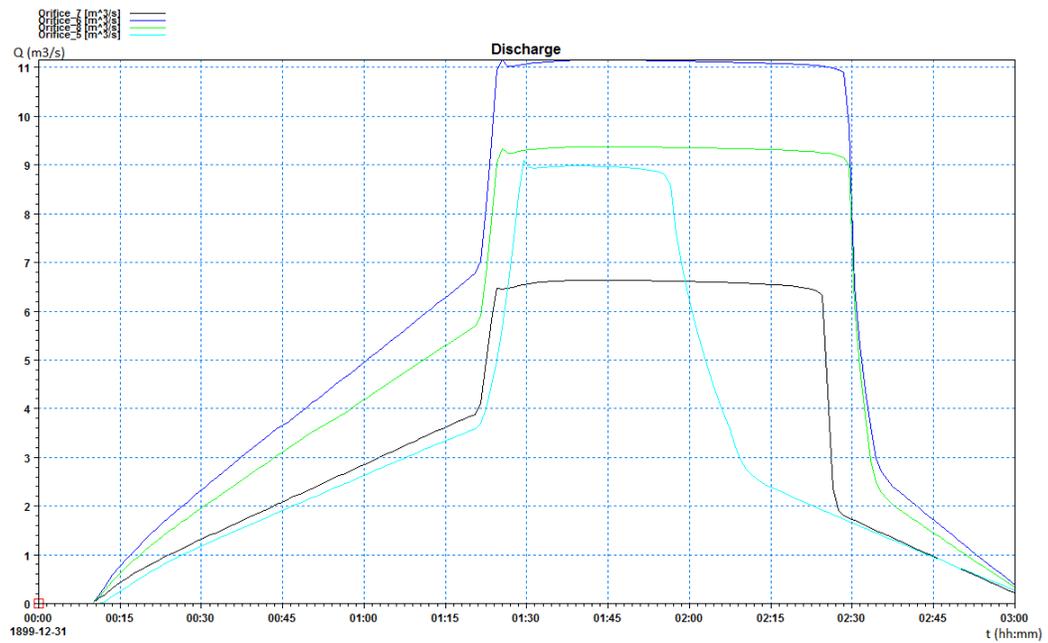


FIGURE 6.26 – Débits dans les orifices pour la pluie de Desbordes de 20 ans

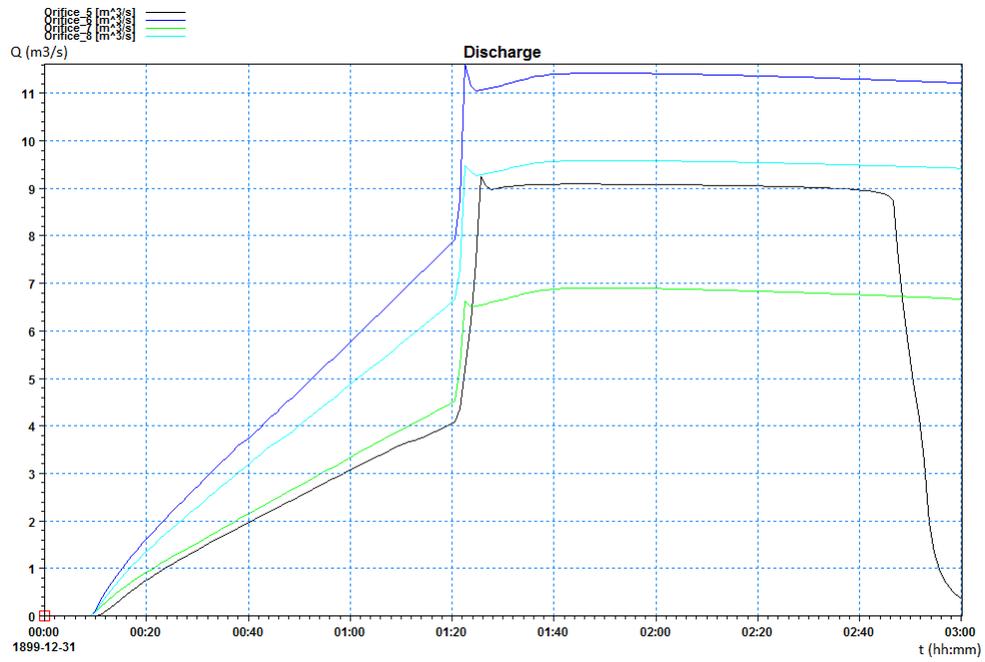


FIGURE 6.27 – Débits dans les orifices pour la pluie de Desbordes de 50 ans

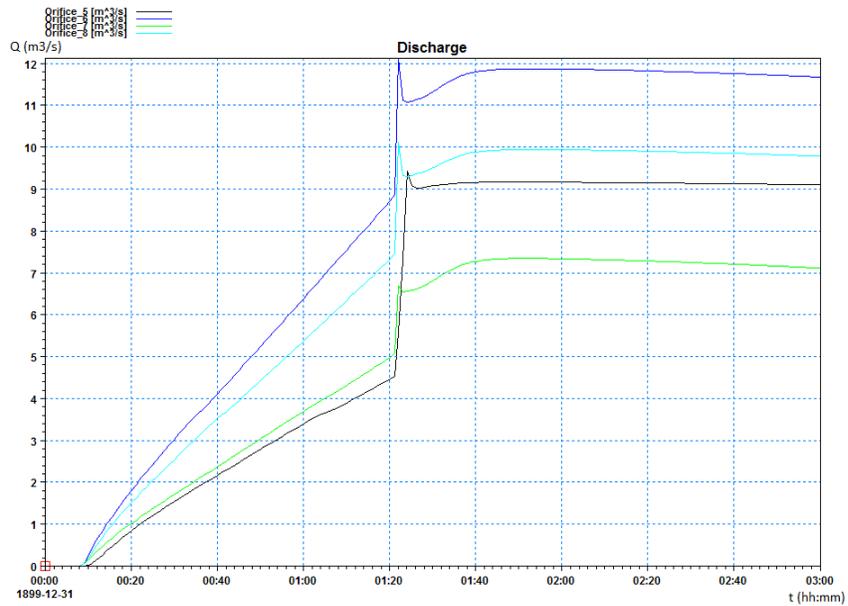


FIGURE 6.28 – Débits dans les orifices pour la pluie de Desbordes de 100 ans

Sous Excel, nous avons transformé les débits des hydrogrammes issus de la transformation pluie-débit pour chaque sous bassin versant en hauteurs $h(t)$ dans les puits correspondants, sur un pas de temps de 1 *min*, ces hauteurs sont utilisées pour calculer les débits à travers les orifices par la formule suivante (avec le coefficient de réduction du débit $\mu = 0.35$, par analogie à un cas d'un orifice canalisé d'une longue conduite trouvé dans le [SSB10] à la page 201) et pour un pas de temps de 1 *min* aussi :

$$Q = 0.35\sqrt{2gh(t)}(3.14 * R_{puits}^2)$$

A chaque débit évacué par l'orifice correspond une hauteur évacuée du puits. Tant que la hauteur évacuée est supérieure à la hauteur du débit d'entrée, le puits sera toujours vidé, mais dès que des débits importants arrivent, l'orifice ne peut plus évacuer tous ce qui entre, et donc la différence entre ces deux hauteurs sera ajoutée à la hauteur du débit d'entrée de la minute suivante jusqu'à ce que l'orifice évacuera de nouveau une hauteur supérieure à celle qui entre. Ensuite, nous avons comparé les hauteurs évacuées cumulées et hauteurs d'entrée cumulées pour vérifier que bel et bien un orifice peut vider le puits quelque soit la période de retour. Le tableau suivant donne la comparaison entre ces hauteurs (nous n'avons retenue que les pluies jugées importantes) :

| | Hauteurs (m) | | | | | | | |
|---------------|--------------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|
| | Puits 5 | | Puits 4 | | Puits 3 | | Puits 1 | |
| Pluie | Évacuée | Entrée | Évacuée | Entrée | Évacuée | Entrée | Évacuée | Entrée |
| Desbordes 100 | 519,5 | 518,2 | 3245,8 | 3217,5 | 2773,9 | 2610,2 | 2384,3 | 2361,9 |
| Desbordes 50 | 319,9 | 318,4 | 2009,5 | 1976,9 | 1778,2 | 1603,8 | 1476,9 | 1451,3 |
| Chicago 100 | 149,4 | 148,1 | 985,0 | 919,9 | 1006,2 | 746,3 | 726,5 | 675,3 |

TABLE 6.1 – Comparaison en la hauteur d'eau cumulée évacuée par l'orifice et celle générée par les apports des pluies synthétiques dans les puits

Nous constatons que quelque soit la période de retour (50 ou 100 ans) et la pluie synthétique (Desbordes ou Chicago), les orifices évacuent plus que ces pluies ne génèrent de débits. Il n'y a donc pas de débordement pour ces périodes de retour au niveau des puits.

6.6 Interprétation des résultats

Aucun débordement n'est remarqué, quelque soit la période de retour, même pour une pluie centennale, les écoulements dans les partie amont et intermédiaire restent à surface libre. La partie aval par contre, est en charge pour les 3 périodes de retour (20, 50 et 100 ans) et est en plus immergée par les eaux de mer.

Nous pouvons voir sur les hydrogrammes dans les conduites qui se situent après les intégrations des conduites de liaison que la pluie de Desbordes génère plus de volume que la pluie de Chicago.

Quand il y a changement de section, une séparation des deux tronçons par un nœud s'impose sur Mike Urban, et une présence d'un nœud au point où les conduites de liaison se raccordent au CIC est aussi demandé par le logiciel. Ces nœuds sont pris comme des regards, et donc des obstacles pour l'écoulement, alors qu'en réalité, les discontinuités dues aux point de raccordement des conduites de liaison n'existent pas, car les eaux qui arrivent dans ces conduites sont d'abord reçues dans une chambre avant d'atteindre le collecteur et s'ajouter aux autres débits.

Ceci est dû à la contre-pente du dernier tronçon et au niveau d'eau de mer qui est plus haut que la côte radier de ce tronçon au point de rejet. Ceci n'a pas pu être évité en raison de la présence du chemin de fer qui a imposé qu'on fasse passer le collecteur au dessous et donc d'avoir des côtes qui font que l'eau de mer puisse s'introduire dans ces tronçons.

Une vérification de la condition de continuité pour les simulations hydraulique des pluies cinquantennales et centennales de Desbordes et de Chicago donne les résultats suivants :

| Continuity Balance | | | |
|---|--------------------|-----|--------------------|
| 1 : Start volume in Pipes, Manholes and Structures | | | 67,7 m3 |
| 2 : End volume in Pipes, Manholes and Structures | | | 5125,9 m3 |
| 3 : Total inflow volume | | | |
| Specified inflows | | | |
| Runoff : | 135221,0 m3 | | |
| Non-specified inflows | | | |
| Outlets (inflow) : | 5,0 m3 | | |
| | 135226,0 m3 | --> | 135226,0 m3 |
| 4 : Total diverted volume | | | |
| Operational, non-specified outflows | | | |
| Outlets : | 130167,3 m3 | | |
| | 130167,3 m3 | --> | 130167,3 m3 |
| 5 : Water generated in empty parts of the system : | | | 4,6 m3 |
| 6 : Continuity Balance = (2-1) - (3-4+5) : | | | -5,2 m3 |
| Continuity Balance max value : | 1990,1 m3 | | |
| Continuity Balance min value : | -125,2 m3 | | |

FIGURE 6.29 – Condition de continuité pour la pluie de 50 ans de Chicago

Continuity Balance

| | | | |
|---|--------------------|-----|--------------------|
| 1 : Start volume in Pipes, Manholes and Structures | | | 67,7 m3 |
| 2 : End volume in Pipes, Manholes and Structures | | | 5618,1 m3 |
| 3 : Total inflow volume | | | |
| Specified inflows | | | |
| Runoff : | 150618,4 m3 | | |
| Non-specified inflows | | | |
| Outlets (inflow) : | 4,7 m3 | | |
| | 150623,1 m3 | --> | 150623,1 m3 |
| 4 : Total diverted volume | | | |
| Operational, non-specified outflows | | | |
| Outlets : | 145093,6 m3 | | |
| | 145093,6 m3 | --> | 145093,6 m3 |
| 5 : Water generated in empty parts of the system : | | | 4,6 m3 |
| 6 : Continuity Balance = (2-1) - (3-4+5) : | | | 16,2 m3 |
| Continuity Balance max value : | 3929,6 m3 | | |
| Continuity Balance min value : | -133,6 m3 | | |

FIGURE 6.30 – Condition de continuité pour la pluie de 100 ans de Chicago

Continuity Balance

| | | | |
|---|--------------------|-----|--------------------|
| 1 : Start volume in Pipes, Manholes and Structures | | | 67,7 m3 |
| 2 : End volume in Pipes, Manholes and Structures | | | 70734,1 m3 |
| 3 : Total inflow volume | | | |
| Specified inflows | | | |
| Runoff : | 321161,4 m3 | | |
| Non-specified inflows | | | |
| Outlets (inflow) : | 6,0 m3 | | |
| | 321167,4 m3 | --> | 321167,4 m3 |
| 4 : Total diverted volume | | | |
| Operational, non-specified outflows | | | |
| Outlets : | 250391,0 m3 | | |
| | 250391,0 m3 | --> | 250391,0 m3 |
| 5 : Water generated in empty parts of the system : | | | 6,6 m3 |
| 6 : Continuity Balance = (2-1) - (3-4+5) : | | | -116,7 m3 |
| Continuity Balance max value : | 582,8 m3 | | |
| Continuity Balance min value : | -148,7 m3 | | |

FIGURE 6.31 – Condition de continuité pour la pluie de 50 ans de Desbordes

| Continuity Balance | | | |
|---|--------------------|-----|--------------------|
| 1 : Start volume in Pipes, Manholes and Structures | | | 67,7 m3 |
| 2 : End volume in Pipes, Manholes and Structures | | | 258154,8 m3 |
| 3 : Total inflow volume | | | |
| Specified inflows | | | |
| Runoff : | 522791,8 m3 | | |
| Non-specified inflows | | | |
| Outlets (inflow) : | 5,7 m3 | | |
| | 522797,6 m3 | --> | 522797,6 m3 |
| 4 : Total diverted volume | | | |
| Operational, non-specified outflows | | | |
| Outlets : | 264547,8 m3 | | |
| | 264547,8 m3 | --> | 264547,8 m3 |
| 5 : Water generated in empty parts of the system : | | | 6,4 m3 |
| 6 : Continuity Balance = (2-1) - (3-4+5) : | | | -169,0 m3 |
| Continuity Balance max value : | 10302,6 m3 | | |
| Continuity Balance min value : | -169,0 m3 | | |

FIGURE 6.32 – Condition de continuité pour la pluie de 100 ans de Desbordes

Mike Urban affiche un rapport de la simulation hydraulique et on trouve dans ce rapport l'équilibre de continuité. Les termes de l'équation de continuité sont :

- (1) Volume initial dans les conduites, regards et autres.
- (2) Volume final dans les conduites, regards et autres.
- (3) Apport total
- (4) Volume total évacué par l'exutoire
- (5) Eau générée dans les parties vides du réseau

L'équilibre de continuité est vérifié par l'équation suivante :

$$(2 - 1) - (3 - 4 + 5)$$

Nous remarquons que les résultats des équations d'équilibre de continuité (entourés en rouge sur les figures précédentes) sont négligeables par rapport aux volumes initiaux, et on peut donc dire que bel et bien, la condition de continuité est vérifiée même en remplaçant les conduites de liaison par des orifices sous Mike Urban. Nous remarquons aussi que la pluie de Desbordes génère un volume d'eau beaucoup plus important comparé à celui généré par la pluie de Chicago de même période de retour.

Conclusion générale

Le but de ce travail est de faire des modélisations hydrologiques et hydrauliques afin de voir le fonctionnement du nouveau CIC pour des pluies de différentes périodes de retour.

Nous avons rencontré plusieurs contraintes qui ont été malheureusement des obstacles pour la réalisation d'un travail complet. Les données pluviométriques pour notre région n'ont pas été disponibles et on a dû générer des hyétogrammes synthétiques à partir des seules données dont nous disposions, à savoir les données IDF. Le bassin versant du nouveau CIC n'est pas jaugé et donc aucun calage n'a été fait, le calcul des paramètres hydrologiques a été fait via des formules théoriques et les résultats ne représentent que des approximations. Une campagne de mesures est programmée pour ce bassin versant dans les mois à venir. Les plans de récolements ne nous ont pas été fournis, nous avons donc travaillé en se basant sur les plans de réalisation. L'accès à ce collecteur est fermé.

L'ouvrage est, selon que nous l'avons simulé sur Mike Urban, dimensionné de façon à résister à une pluie centennale. Dans sa partie aval, le collecteur reste immergé tant que le déversoir d'orage n'est pas opérationnel.

Il sera recommandé de reprendre le travail une fois en possession des plans de récolement et le calage des paramètres hydrologiques et hydrauliques effectué.

Références bibliographiques

- [ADTC09] R. Ababou, D. Dartus, J. M. Tanguy, and B. Chocat. Modèles mathématiques en hydraulique maritime et modèles de transport. 2009.
- [Ben07] S. Bennis. *Hydraulique et hydrologie*. PUQ, 2007.
- [BK06] J. L. Bertrand-Krajewski. *Modélisation des écoulements en réseau d’assainissement*. Cours d’Hydrologie Urbaine, INSA de Lyon, 2006.
- [Bou97] R. Bourrier. *Les réseaux d’assainissement : calculs, applications, perspectives*. Éditions Tec et Doc, 1997.
- [Ca97] B. Chocat and autres. *Encyclopédie de l’hydrologie urbaine et de l’assainissement*. Tec & Doc Lavoisier, 1997.
- [CTZ81] B. Chocat, S. Thibault, and M. Zimmermann. Etude comparative des résultats fournis par la méthode de caquot et le modèle du réservoir linéaire. *Techniques et sciences municipales, l’Eau*, pages 417–423, 1981.
- [CVMML88] T. Chow Ven, D. Maidment, R. Mays, and W. Larry. *Applied hydrology*. 1988.
- [dldl87] Ministère de l’environnement de l’Ontario. *Urban Drainage design guidelines manual*. 1987.
- [Kov88] Y. Kovacs. *Modèles de simulation d’écoulement transitoire en réseau d’assainissement*. PhD thesis, Ecole Nationale des ponts et chaussées, 1988.
- [Lla85] J. Llamas. *Hydrologie générale : principes et applications*. G. Morin, 1985.
- [Mus05] A. Musy. Cours hydrologie générale, 2005.
- [NGAR10] P. Novak, V. Guinot, Jeffrey A., and D. E. Reeve. *Hydraulic modelling an introduction : principles, methods and applications*. CRC Press, 2010.
- [Rej02] F. Rejsek. *Analyse des eaux : aspects réglementaires et techniques*. Centre régional de documentation pédagogique d’Aquitaine, 2002.
- [SSB10] M. Satin, B. Selmi, and R. Bourrier. *Guide technique de l’assainissement*. Le Moniteur, 2010.
- [TAH⁺03] O. Thual, D. Astruc, G. Harran, P. Stoukov, B. Le Guennec, V. Estupina, and C. Llovel. Travaux des élèves : Bureau d’études industrielles énergies renouvelables et environnement, 2002/2003.
- [vaz16] *Hydrologie et Hydraulique des réseaux d’assainissement*. ENGEES, 2016.
- [Wes01] J. A. Westphal. Hydrology for drainage system design and analysis. *Stormwater collection systems design handbook*. LW Mays (ed) McGraw-Hill, 2001.

Annexe A

Réalisation du nouveau CIC



FIGURE A.1 – Tronçon E1



FIGURE A.2 – Excavation mécanique pour la réalisation du tronçon E2



FIGURE A.3 – Tronçon E2



FIGURE A.4 – Réalisation du tronçon D



FIGURE A.5 – Traversée des chemins de fer



FIGURE A.6 – Réalisation de la partie avale



FIGURE A.7 – Point de rejet



FIGURE A.8 – Réalisation du puits 5



FIGURE A.9 – Réalisation du puits 4



FIGURE A.10 – Réalisation du puits 1