



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: Conception des systèmes d'assainissement

THEME :

**AMENAGEMENT DE L'OUED SIDI RACHED POUR LA
PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE LA
LOCALITE DE SID OUMOU (W.TIPAZA)**

Présenté par :
SAHI Chahrazed

Devant les membres du jury

| Nom et Prénoms | Grade | Qualité |
|-----------------------|--------------|----------------|
| SALAH Boualam | Professeur | Président |
| KAHLERRAS Malika | MCB | Examineur |
| BENCHIHEB Nedjoud | MCB | Examineur |
| BOUKHELIFA Mustapha | MAA | Promoteur |

Session Novembre 2021

Dédicace

“

À mon chère père,

À ma chère mère,

*Qui n'ont jamais cessé , de formuler des prières à mon
égard , de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse
atteindre mes objectifs ,*

À mes frères, Ahcen et Mokhtar Zakaria ,

*À mes Sœurs , Djaouhara, Sarah et son mari ,
pour leurs indéfectibles soutiens et leurs patience infinie ,*

À mes chère(s) ami(e)s : Célia, Imane, Aicha

*Afaf, Sofia, Soheib, Tawfik et Mourad,
pour leurs aides et supports dans les moments difficiles,*

À tous ceux qui me sont chers, à vous tous,

Merci.

”

Chahrazed Sahi

Remerciements

Avant tout je remercie **Dieu** le tout puissant et miséricordieux de m'avoir donné le courage et la volonté pour élaborer ce mémoire. Au terme de cette modeste étude.

je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Monsieur **MUSTAPHA BOUKHELIFA** pour ses qualités d'enseignement , humaines et scientifiques ; Je ne pourrai jamais Oublier sa gentillesse, ses conseils précieux, ses commentaires efficaces, ses remarques, ses encouragements. Un grand merci de m'avoir donné la chance d'être votre étudiante et de réaliser ce travail.

Je tiens à remercier notre école qui nous a accordé cette formation de qualité ET l'ensemble des enseignants de l'**ENSH**, sans exception Pour leurs conseils durant toute ma période d'étude.

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail

Enfin, mes sincères remerciements s'adressent à tous les ingénieurs de la direction des ressources en eaux de la wilaya de TIPASA spécialement monsieur **BOUKOFTANE SID AHMED** et à tous ceux qui m'ont apporté leur aide et leur appui pour mener à bien ce travail sutout **IMANE SENADI** .

ملخص

تعتبر الفيضانات ظاهرة غير متوقعة، خاصة في السنوات الأخيرة. خلال موسم الأمطار، يعاني دوار سيد اومو بسيدي راشد (ولاية تيبازة) من هذه المشاكل، والتي تتجلى في فيضان وادي سيدي راشد.

من أجل حماية هذا الدوار من الفيضانات، تم إطلاق محاكاة للوضع الحالي للوادي باستخدام النموذج الهيدروليكي HECRAS لمنع وحماية المنطقة من الفيضانات. تشير نتائج المحاكاة إلى أن التهيئة تتطلب إنجاز ثلاث قنوات شبه منحرفة من الخرسانة وحوض احتجاز. يتم استخراج الخصائص الهيدروليكية المختلفة لهذه الهياكل بواسطة البرنامج: Flow Master

تم إطلاق محاكاة أخيرة بعد التهيئة أظهرت الحماية الكاملة للدوار.

كلمات مفتاحية : وادي سيدي راشد ، فيضان ، محاكاة ، HECRAS ، تهيئة ، Flow Master

Résumé

Les inondations sont un phénomène imprévisible ,en particulier ces dernières années. Pendant la saison des pluies, le douar Sid oumou à Sidi Rached (W. Tipaza) souffre de ces problèmes, qui se manifestent par le débordement de l'oued Sidi Rached.

Afin de protéger ce douar contre les inondations, une simulation de l'état actuel de l'oued a été lancée à l'aide du modèle hydraulique HEC-RAS pour prévenir et protéger la zone contre les inondations. Les résultats de la simulation indiquent que trois canaux trapézoïdaux et un bassin de rétention sont nécessaires pour l'aménagement. Les différentes caractéristiques hydrauliques de ces structures sont extraites par le logiciel : Flow Master.

Une simulation finale a été lancée après l'aménagement montre la protection totale du Douar.

Mots clés : Oued Sidi Rached, inondation, simulation,HECRAS, aménagement, Flow Master

Abstract

Floods are an unpredictable occurrence, particularly in recent years. During the rainy season, the douar Sid oumou in Sidi Rached (w. Tipaza) suffers from these issues, which are manifested by the overflow of oued Sidi Rached.

In order to protect this Douar against floods, a simulation of the current state of the Wadi was launched using the HEC-RAS hydraulic model to prevent and protect the area against floods. The simulation's findings indicate that three trapezoidal channels and a retention basin are required for development. The different hydraulic characteristics of these structures are extracted by the software : Flow Master

A final simulation was launched after the development shows the total protection of the Douar.

Keywords : Sidi Rached, flooding, simulation,HECRAS, development, Flow Master

Table des matières

| | |
|---|----------|
| Dédicace | I |
| Remerciements | II |
| III | ملخص |
| Résumé | IV |
| Abstract | V |
| Introduction générale | 1 |
| 1 présentation de la zone d'étude | 2 |
| 1.1 Introduction | 3 |
| 1.2 situation géographique | 3 |
| 1.3 Aperçu historique | 4 |
| 1.4 situation climatique | 5 |
| 1.4.1 Pluviométrie | 5 |
| 1.4.2 Température | 5 |
| 1.4.3 Les vents | 6 |
| 1.4.4 Humidité | 6 |
| 1.4.5 Insolation | 7 |
| 1.5 Géologie | 7 |
| 1.6 Hydrogéologie | 8 |
| 1.7 Sismicité | 9 |
| 1.8 hydrologie | 10 |
| 1.9 population | 10 |
| 1.10 Caractéristiques du bassin versant | 11 |
| 1.10.1 Définition du bassin versant | 11 |
| 1.10.2 Phases d'étude du bassin versant | 11 |
| 1.10.3 Délimitation de notre bassin versant | 11 |
| 1.10.4 Caractéristiques hydrologiques du bassin versant | 12 |
| 1.10.5 Caractéristiques de forme du bassin versant | 12 |
| 1.11 Relief | 14 |
| 1.11.1 Courbe hypsométrique | 15 |
| 1.11.1.1 Altitudes caractéristiques | 16 |
| 1.11.2 Indice de pente globale I_g : | 16 |
| 1.11.3 Indice de pente de Roche I_p : | 17 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1.11.4 | Pente moyenne du bassin versant « I_m » : | 17 |
| 1.11.5 | La pente moyenne du cours d'eau principale ICP : | 17 |
| 1.12 | Temps de concentration | 18 |
| 1.12.1 | Formule de Sokolovsky | 18 |
| 1.12.2 | Formule de Kirpich | 18 |
| 1.13 | Conclusion | 19 |
| 2 | Etude des précipitations | 20 |
| 2.1 | Introduction | 21 |
| 2.2 | Généralités | 21 |
| 2.2.1 | Bassin versant | 21 |
| 2.2.2 | Les averses | 21 |
| 2.2.3 | Période de retour | 21 |
| 2.2.4 | L'intensité moyenne de précipitation | 21 |
| 2.3 | Étude des précipitations | 22 |
| 2.3.1 | Détermination des différents paramètres de la série pluviométrique | 24 |
| 2.3.2 | Les précipitations maximales journalières | 24 |
| 2.3.3 | Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique | 24 |
| 2.3.4 | Ajustement de la série pluviométrique | 27 |
| 2.3.4.1 | Ajustement de la série par la loi de Gumbel | 27 |
| 2.3.5 | Ajustement de la série par la loi de Galton | 28 |
| 2.3.6 | Test d'adéquation de Khi-deux | 30 |
| 2.4 | Calcul des pluies et d'intensité de courtes durées | 30 |
| 2.4.1 | Intensité maximale de 100 ans : | 31 |
| 2.5 | Conclusion : | 32 |
| 3 | Estimation des débits de crue | 33 |
| 3.1 | Introduction : | 34 |
| 3.2 | Généralités sur les inondations : | 34 |
| 3.2.1 | L'inondation : | 34 |
| 3.2.2 | La crue : | 34 |
| 3.2.3 | Lit mineur : | 34 |
| 3.2.4 | Lit majeur : | 34 |
| 3.2.5 | Mécanisme des inondations : | 35 |
| 3.2.6 | Types d'inondation : | 36 |
| 3.2.7 | Notion de risque : | 37 |
| 3.2.7.1 | Aléa : | 37 |
| 3.2.7.2 | Les enjeux : | 37 |
| 3.2.7.3 | La vulnérabilité : | 37 |
| 3.2.7.4 | Risque d'inondation : | 37 |
| 3.3 | calculs des crues : | 38 |
| 3.3.1 | La méthode Rationnelle : | 38 |
| 3.3.1.1 | Validité de la méthode Rationnelle : | 38 |
| 3.3.1.2 | coefficient réducteur d'intensité (α) : | 39 |
| 3.3.1.3 | coefficient de ruissellement C_r : | 39 |
| 3.3.2 | Formule de TURAZZA | 41 |

| | | |
|----------|---|-----------|
| 3.4 | calcul du débit par différentes méthodes : | 41 |
| 3.4.1 | Par la méthode rationnelle | 41 |
| 3.4.2 | calcul du débit par la formule de TURAZZA | 41 |
| 3.5 | Hydrogramme de crue | 42 |
| 3.6 | conclusion | 43 |
| 4 | Étude des écoulement dans les cours d’eaux non aménagés | 44 |
| 4.1 | Introduction | 45 |
| 4.2 | Généralités et définitions : | 45 |
| 4.2.1 | Rappel de quelques notions d’hydraulique : | 46 |
| 4.2.2 | Type d’écoulement : | 47 |
| 4.2.2.1 | Variable dans le temps : | 47 |
| 4.2.2.2 | Variabilité dans l’espace : | 48 |
| 4.2.3 | Régime d’écoulement : | 49 |
| 4.2.3.1 | Le nombre de Reynolds : | 49 |
| 4.2.3.2 | Le nombre de Froude : | 49 |
| 4.3 | Canaux à ciel ouvert : | 51 |
| 4.3.1 | Type des canaux : | 51 |
| 4.3.1.1 | Les canaux naturels : | 51 |
| 4.3.1.2 | Les canaux artificiels : | 51 |
| 4.3.2 | Propriétés des canaux : | 52 |
| 4.3.2.1 | Les propriétés géométriques : | 52 |
| 4.3.3 | Propriétés hydrauliques : | 52 |
| 4.4 | la simulation | 53 |
| 4.5 | Un modèle | 53 |
| 4.6 | Simulation de l’écoulement sur HEC-RAS | 54 |
| 4.7 | les démarches de la simulation | 55 |
| 4.8 | Description du réseau à simuler | 55 |
| 4.8.1 | Modélisation de la rivière | 55 |
| 4.8.2 | Modélisation de l’écoulement | 56 |
| 4.8.2.1 | Le choix de coefficient de Manning | 56 |
| 4.8.3 | Mise en marche de la simulation | 58 |
| 4.8.4 | Visualisation des résultats et constatation | 58 |
| 4.9 | conclusion | 66 |
| 5 | Étude des variantes d’aménagement pour le système de protection contre les inondations | 67 |
| 5.1 | Introduction | 68 |
| 5.2 | La protection contre les inondations : | 68 |
| 5.2.1 | Protection directe (Rapprochées) : | 68 |
| 5.2.2 | Protection indirecte (Éloignées) : | 69 |
| 5.3 | Formules de calcul : | 69 |
| 5.3.1 | Détermination de coefficient de Chézy | 70 |
| 5.3.2 | La pente du projet : | 72 |
| 5.3.3 | Le coefficient de rugosité : | 72 |
| 5.3.4 | Marge de sécurité dans les canaux (Revanche) : | 72 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 5.4 | stabilités des canaux non revêtus | 72 |
| 5.4.1 | Méthode de La vitesse Admissible : | 73 |
| 5.4.2 | Méthode de la force (ou contrainte) tractrice : | 74 |
| 5.4.3 | Application de la méthode de la force (ou contrainte) tractrice : | 77 |
| 5.5 | Choix des variantes d'aménagement : | 77 |
| 5.5.1 | première variante | 78 |
| 5.5.1.1 | Les formules de dimensionnement des canaux | 78 |
| 5.5.1.2 | Procédé de calcul | 78 |
| 5.5.1.3 | Le logiciel de calcul | 79 |
| 5.5.1.4 | Les résultats | 80 |
| 5.5.1.5 | simulation des résultats | 82 |
| 5.5.2 | deuxième variante | 87 |
| 5.5.2.1 | Dimensionnement du bassin de rétention | 87 |
| 5.5.2.2 | Les dimensions du bassin de rétention : | 88 |
| 5.5.2.3 | dimensionnement des canaux | 88 |
| 5.5.2.4 | Simulation des résultats | 90 |
| 5.6 | conclusion : | 94 |
| 6 | Étude quantitative et financière et organisation des chantiers | 96 |
| 6.1 | Introduction | 97 |
| 6.2 | calculs des volumes : | 97 |
| 6.2.1 | Calcul volume du béton armé : | 97 |
| 6.2.2 | Calcul les volumes des terrassements : | 97 |
| 6.3 | Chiffrage des aménagements proposés : | 97 |
| 6.4 | Choix de la variante d'aménagement | 100 |
| 6.4.1 | Critères d'évaluation | 100 |
| 6.4.2 | La variante choisit | 100 |
| 6.5 | Organisation de chantier | 101 |
| 6.5.1 | Définition de la planification | 101 |
| 6.5.2 | Techniques de planification | 101 |
| 6.5.2.1 | Méthodes basées sur le réseau | 101 |
| 6.5.2.2 | Construction du réseau : | 102 |
| 6.5.2.3 | Différentes méthodes basées sur le réseau : | 102 |
| 6.5.2.4 | Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M : | 103 |
| 6.5.2.5 | Chemin critique (C.C) : | 103 |
| 6.5.2.6 | Diagramme de Gantt : | 103 |
| 6.6 | Conclusion | 106 |
| | Conclusion générale | 107 |
| | références bibliographiques | 109 |
| | Annexes | 111 |

Table des figures

| | | |
|------|---|----|
| 1.1 | Localisation de Sidi Rached | 3 |
| 1.2 | vue satellitaire de la zone d'étude.(Google Earth Pro) | 4 |
| 1.3 | moyennes mensuelles des températures moyennes C°. | 5 |
| 1.4 | moyennes mensuelles des vitesses du vent moyen (M/S) | 6 |
| 1.5 | Humidité Relative Moyenne en % | 7 |
| 1.6 | Durée mensuelle de l'insolation totale (heure). | 7 |
| 1.7 | carte des types du sol de la zone d'étude | 8 |
| 1.8 | carte de localisation de la plaine de la Mitidja. (Monographie de la Mitidja Ouest, 2006.) | 9 |
| 1.9 | Carte de zonage sismique du territoire algérien (RPA 99-Version 2003). | 9 |
| 1.10 | Délimitation du bassin versant | 11 |
| 1.11 | forme du bassin selon le K_c | 12 |
| 1.12 | Relief de Sidi Rached (Chami et Hadjout,2007) | 14 |
| 1.13 | courbe hypsométrique du bassin versant. | 15 |
| 2.1 | ajustement par la loi de Gumbel | 28 |
| 2.2 | ajustement par la loi Galton (Log-normale) | 29 |
| 3.1 | lit mineur et majeur | 35 |
| 3.2 | Découpage du BV en sous bassins | 38 |
| 3.3 | Répartition du coefficient de ruissèlement dans les sous bassins | 40 |
| 3.4 | Hydrogramme de crue du bassin versant et ses sous bassins pour (T=100 ans) | 43 |
| 4.1 | Types de cours d'eau | 45 |
| 4.2 | Coupe transversale d'un canal naturel. | 47 |
| 4.3 | Écoulement permanent. | 47 |
| 4.4 | Écoulement non permanent. | 48 |
| 4.5 | Variabilité des écoulements dans l'espace. | 48 |
| 4.6 | Schéma représentant les différents régimes d'écoulement. | 50 |
| 4.7 | Canaux artificiels (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016) | 51 |
| 4.8 | Les données pour une section transversale | 54 |
| 4.9 | modélisation de oued Sidi Rached | 55 |
| 4.10 | insertion du débit | 56 |
| 4.11 | L'introduction des conditions aux limites | 57 |
| 4.12 | Mise en marche de la simulation | 58 |
| 4.13 | Les résultats de simulation du tronçon 1. | 59 |
| 4.14 | Les résultats de simulation du tronçon 2. | 60 |
| 4.15 | Les résultats de simulation du tronçon 3. | 61 |

| | | |
|------|---|-----|
| 4.16 | profil en long du tronçon 1. | 62 |
| 4.17 | profil en long du tronçon 2. | 62 |
| 4.18 | profil en long du tronçon 3. | 63 |
| 4.19 | Vue en Plan en 3D de l'Oued après la simulation. | 63 |
| 4.20 | carte des zones inondables | 65 |
| | | |
| 5.1 | curage d'un cours d'eau. | 69 |
| 5.2 | Éléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Graf, 2000) | 71 |
| 5.3 | illustre la relation entre l'angle de repos , diamètre et la forme de la particule solide (USBK). | 75 |
| 5.4 | Efforts tangentiel critique pour des matériaux non cohésifs (USBK).. | 75 |
| 5.5 | Efforts tangentiel critique pour des matériaux cohésifs (USBK).. | 76 |
| 5.6 | choix du type du canal a Flow Master. | 79 |
| 5.7 | choix du coefficient de manning a Flow Master. | 79 |
| 5.8 | Insertion des données | 80 |
| 5.9 | dimensions du canal 01 | 81 |
| 5.10 | dimensions du canal 02 | 81 |
| 5.11 | dimensions du canal 03 | 81 |
| 5.12 | simulation du canal 1 (Première variante) | 82 |
| 5.13 | simulation du canal 2 (Première variante) | 83 |
| 5.14 | simulation du canal 3 (Première variante) | 84 |
| 5.15 | Profil en long du premier tronçon après aménagement (Première variante) | 85 |
| 5.16 | Profil en long du deuxième tronçon après aménagement (Première variante) | 85 |
| 5.17 | Profil en long du troisième tronçon après aménagement (Première variante) | 86 |
| 5.18 | dimensions du canal 01 | 89 |
| 5.19 | dimensions du canal 02 | 89 |
| 5.20 | dimensions du canal 03 | 89 |
| 5.21 | simulation du canal 1 (deuxième variante) | 90 |
| 5.22 | simulation du canal 2 (deuxième variante) | 91 |
| 5.23 | simulation du canal 3 (deuxième variante) | 92 |
| 5.24 | Profil en long du premier tronçon après aménagement(deuxième variante) | 93 |
| 5.25 | Profil en long du deuxième tronçon après aménagement (deuxième variante) | 93 |
| 5.26 | Profil en long du troisième tronçon après aménagement (deuxième variante) | 94 |
| | | |
| 6.1 | réseau a flèches. | 101 |
| 6.2 | réseau a noeuds. | 102 |
| 6.3 | réseau a flèches. | 103 |
| 6.4 | diagramme de gantt. | 105 |
| 5 | table de χ^2 | 112 |
| 6 | Valeurs du coefficient n de Manning | 113 |
| 7 | carte des vitesses | 114 |
| 8 | carte des hauteurs d'eau | 115 |

Liste des tableaux

| | | |
|-----|--|----|
| 1.1 | Description de la station pluviométrique | 5 |
| 1.2 | moyennes mensuelles des températures moyennes C° | 5 |
| 1.3 | moyennes mensuelles des vitesses du vent moyen (M/S) (2005 à 2014) | 6 |
| 1.4 | Humidité Relative Moyenne en% | 6 |
| 1.5 | Durée mensuelle de l'insolation totale (heure) | 7 |
| 1.6 | tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques | 13 |
| 1.7 | Paramètres Hypsométriques du Bassin Versant d'Oued Sidi Rached | 15 |
| 1.8 | Temps de concentration | 18 |
| 1.9 | Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin Versant. | 19 |
| 2.1 | Description de la station pluviométrique | 22 |
| 2.2 | Précipitations maximales journalières à la station de Attatba cave | 23 |
| 2.3 | caractéristiques de la série | 24 |
| 2.4 | Les étapes d'homogénéisation de la série | 26 |
| 2.5 | Ajustement par la Loi De Gumbel | 28 |
| 2.6 | Ajustement par la Loi Galton (Log-normale) | 29 |
| 2.7 | Résultats du teste Khi2 | 30 |
| 2.8 | Valeurs des intensités de pluie en mm/h pour différentes périodes de retour | 31 |
| 3.1 | coefficient de ruissellement pour quelques surfaces | 40 |
| 3.2 | Coefficient de ruissellement pour différentes densités de population | 40 |
| 3.3 | calcul du débit par la méthode Rationnelle | 41 |
| 3.4 | Le temps de concentration dans chaque sous bassin avec la formule de kirpich | 41 |
| 3.5 | Calcul des débits de crue des SB par la méthode Rationnelle et Turazza | 41 |
| 3.6 | Temps du bassin versant ses sous bassins (monté et décrue) | 42 |
| 4.1 | Les valeurs du coefficient de manning | 57 |
| 4.2 | tableau récapitulatif des résultats de la simulation du terrain naturel | 64 |
| 5.1 | Les valeurs du coefficient de rugosité 'n', (Chen et Cotton, 1986) | 72 |
| 5.2 | Revanches utilisées (Degoutte, 2012) | 72 |
| 5.3 | Ordre de grandeur des fruits des talus (USBR) | 73 |
| 5.4 | Vitesse admissible d'écoulement (US Corps of Engineers) | 74 |
| 5.5 | calcul de la contrainte tractrice et la contrainte | 77 |
| 5.6 | aménagement proposé | 77 |
| 5.7 | pente et fruit de talus correspondants | 78 |
| 5.8 | tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques de la première variante | 80 |

Liste des tableaux

| | | |
|------|--|-----|
| 5.9 | Calcul du volume de la retenue pour $Q=2.9 \text{ m}^2/s$ | 88 |
| 5.10 | tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques de la deuxième variante | 88 |
| 5.11 | Résultats de la simulation d'écoulement de la deuxième variante (Source : HECRAS) | 95 |
| 6.1 | devis quantitatif et financier de la Première variante | 98 |
| 6.2 | devis quantitatif et financier de la deuxième variante | 99 |
| 6.3 | Liste des opérations avec leurs durées | 104 |

Outils de travail

ArcGIS :

ArcGIS est une suite de logiciels d'information géographique (ou logiciels SIG) développés par la société américaine ESRI (Environmental Systems Research Institute, Inc.). Arc GIS est composée de trois parties (Applications ou logiciels) essentiels :

- **Arc Map** : Permet d'éditer les fichiers en format géodatabase.
- **Arc Catalog** : Permet la gestion des données c'est –à-dire d'obtenir le maximum d'information sur l'objet édité. Il d'agit d'un système de gestions de bases de données (SGBD).
- **Arc ToolBox** : Composée d'un ensemble d'outils de transformation des données.

HEC-RAS

HEC-RAS est un progiciel d'analyses hydrauliques désigné à modéliser les écoulements à surface libre dans les canaux naturels et artificiels avec la prise en compte des ouvrages de franchissement. Il permet de simuler les écoulements graduellement variés en régime transitoire et d'effectuer les calculs de lignes d'eau en régime dynamique en simulant les différents obstacles le long du cours d'eau. (HEC-RAS, 2019)

HYFRAN

L'ajustement des fonctions de distribution est réalisé à l'aide du logiciel Hyfran (Bobée et al 1999) conçu par l'Institut national de la recherche scientifique – Centre Eau Terre Environnement (INRSETE). Le critère d'information bayésien est utilisé pour déterminer la distribution qui s'ajuste le mieux aux données étudiées.

Autocad :

C'est un logiciel de dessin assisté par ordinateur (DAO) créé par Autodesk.

MS Project

Microsoft Project (ou MS Project ou MSP) est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projet et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données des projets¹.

Utilisé aujourd'hui (2011) par plus de 20 millions de chefs de projet, Microsoft Project est le logiciel de gestion de projet le plus utilisé au monde^{2,3}. Plus de 10 000 entreprises ont aussi déployé la version serveur de Microsoft Project, nommée Microsoft Project Server.

listes des planches

Planche n°1 *carte d'inondabilité de Oued Sidi Rached.*

Planche n°2 *aménagement projeté sur le levé topographique.*

Planche n°3 *Vue en plan des aménagements contre les inondations.*

Planche n°4 *profils en long des cours d'eau aménagés.*

Planche n°5 *Vue 3D du bassin de rétention.*

Planche n°6 *Vue en plan du bassin de rétention.*

Liste des abréviations

| | |
|----------------|---|
| ANRH | <i>Agence National des Ressources Hydriques ;</i> |
| BV | <i>Bassin Versant</i> |
| DCP | <i>date de commencement au plus tôt ;</i> |
| DCPP | <i>date de commencement au plus tard ;</i> |
| DFP | <i>date de finition au plus tôt ;</i> |
| DFPP | <i>date de finition au plus tard ;</i> |
| Fr | <i>Nombre de Froude ;</i> |
| g | <i>Accélération due à la gravité (m/s^2)</i> |
| HEC-RAS | <i>Hydrologic Engineering Center's River Analysis System ;l</i> |
| Ic | <i>Pente du talweg principale (%) ;</i> |
| <i>Im</i> | <i>Pente moyenne du bassin versant m/Km ;</i> |
| <i>Imoy</i> | <i>Pente moyenne du cours d'eau m/Km ;</i> |
| Ip | <i>Indice de pente de Roche % ;</i> |
| Kc | <i>Indice de compacité ;</i> |
| MNT | <i>Modèle Numérique de Terrain ;</i> |
| n | <i>Hypertext Transfer Protocol</i> |
| ONM | <i>Office National Météorologique ;</i> |
| Pj.max | <i>Pluie maximal journalière (mm) ;</i> |

Liste des tableaux

| | |
|------------------------|---|
| Q_{max} | <i>Débit maximal de la crues (m³/s);</i> |
| R | <i>Rayon hydraulique (m);</i> |
| S_m | <i>Surface mouillée (Km²);</i> |
| T_b | <i>Temps de base (heures);</i> |
| T_c | <i>Temps de concentration (heures);</i> |
| T_m | <i>Temps de décrue (heures);</i> |
| T_r | <i>temps de réalisation;;</i> |
| V_r | <i>Vitesse de ruissellement m²/s;</i> |

Introduction générale

L'inondation est une catastrophe naturelle qui détruit les constructions, les périmètres agricoles et le plus grave d'eux c'est la vie humaine. D'après une étude statistique internationale, les inondations sont responsables de plus de 60% de mortalité totale. Selon l'institut international de Stockholm (SIWI), pour la période 1996-2005, environ 80% des catastrophes naturelles étaient d'origine météorologique ou hydraulique.

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestant de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. Plusieurs régions du pays sont menacées par ce phénomène, dont les effets sont souvent intensifiés par une urbanisation anarchique impliquant une occupation des terres inondées et même les rives des oueds. Les risques d'inondation sont dus à l'interaction complexe de plusieurs composantes, c'est la résultante de la concomitance de facteurs topographique, géologique, hydrologique et aussi météorologique. L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versants algériens, des superficies importantes des terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment touchées par les eaux des oueds en crue. Pour notre travail, nous avons pris comme région d'étude le Douar SID OUMOU situant dans la ville de SIDI RACHED qui date de la période coloniale et qui est toujours en voie d'extension, donc elle est touchée par ce phénomène d'inondation qui est due à des fortes averses de pluies ou des orages violents sur de petits bassins versants. L'objectif de notre travail est d'étudier l'inondation dans le douar SID OUMOU et de traiter les moyens de protection contre ce phénomène par un aménagement hydraulique de protection, qu'on va dimensionner selon les données de bases et l'étude hydrologique et la simulation par le logiciel HECRAS .

Chapitre 1

présentation de la zone d'étude

1.1 Introduction

L'étude d'aménagement d'un cours d'eau nécessite une parfaite connaissance de la zone d'étude pour permettre de déterminer les choix des variantes hydrauliques à mettre en œuvre. Dans la présente étude on définit les différentes caractéristiques physiques de la zone d'étude (Climat, relief, population, ...etc.) Pour connaître les facteurs influençables sur la conception d'un Tableau projet.

1.2 situation géographique

Le territoire de la commune de Sidi Rached est situé à l'est de la wilaya de Tipaza, à environ 15 km au sud-est de Tipaza. Le territoire de la commune de SIDI RACHED s'étend sur une superficie de 4126,74 ha. Elle est située géographiquement à cheval, sur les collines du sahel qui surplombent le littoral et la plaine de la Mitidja, dans sa partie Nord-Ouest. elle est délimitée par :

- Au Nord les communes de Tipaza et d'Ain Tagourait
- Au Sud les communes de Bourkika et d'Ahmar El Ain
- A l'Est la commune de HAttatba
- A l'Ouest la commune de Tipaza

Notre commune est traversée dans sa partie médiane par la route nationale 67 qui la relie à HADJOUT à l'ouest et à HATTATBA puis KOLEA à l'est. Elle communique avec le littoral au nord par le C. W. 106 qui la relie à TIPAZA et le C. W. 40 à AIN TAGOURAIT au travers du relief collinaire qui forme le bourrelet côtier du Sahel.

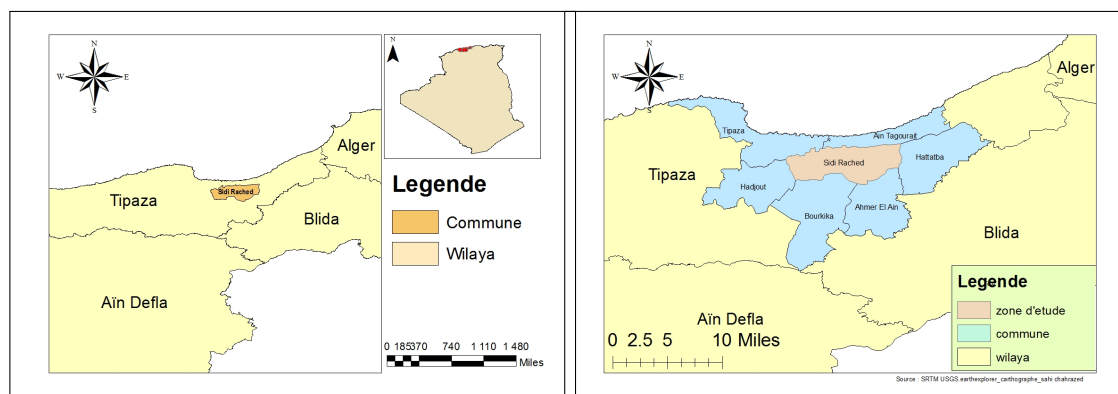


FIG. 1.1 : Localisation de Sidi Rached

La zone d'étude couvre une superficie totale brute d'environ 15 Ha, elle est localisée dans la commune de Sidi Rached, à environ 5.4 Km Nord-Ouest du chef-lieu elle est délimitée :

- Au Nord la commune de Tipasa ;
- Au Sud, par l'auto route Alger- Cherchell et un espace forestier
- À l'Est l'auto route Alger- Cherchell
- À l'Ouest par des terres agricole et la commune de Tipasa

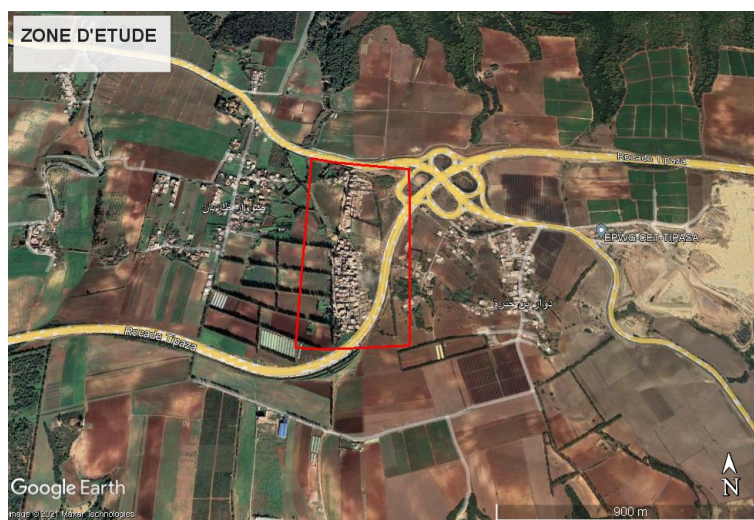


FIG. 1.2 : vue satellitaire de la zone d'étude.(Google Earth Pro)

1.3 Aperçu historique

Le nom initial de l'actuel SIDI RACHED est MONTEBELLO. C'est une agglomération de création coloniale qui remonte à 1869. Mais bien avant les français, les romains se sont eux aussi intéressés à cette région puisqu'ils sont les premiers à penser à l'assèchement du lac HALLOULA en creusant un tunnel vers la mer afin de le rendre cultivable. Cette œuvre reprise et achevée par les colons en 1930 en y apportant les aménagements nécessaires. L'intérêt purement agricole de cette région n'a jamais été démenti. La multitude de fermes coloniales sur le territoire communal en est la preuve. Leurs activités consistaient en l'exploitation de ces terres à hautes potentialités et dont les richesses étaient destinées à la métropole. Après l'indépendance, la ville s'est quelque peu densifiée avec la construction de quelques équipements et habitats. (source PDAU_2009).

1.4 situation climatique

Notre zone d'étude fait partie du climat méditerranéen à l'étage bioclimatique subhumide et humide.

1.4.1 Pluviométrie

L'estimation des différentes caractéristiques climatiques relatives à la zone d'étude est faite sur la base des données relevées à la station pluviométrique de HATTATBA pour une série d'observation de 40 ans. La courbe annuelle des pluies se caractérise par un maximum très accusé en mars et Décembre et un minimum en juin et Juillet. Les caractéristiques de la station pluviométrique sont représentées sur le tableau suivant :

TAB. 1.1 : Description de la station pluviométrique

| Code de la station | Nom station | Coordonnées (m) |
|--------------------|---------------|-----------------------------------|
| 021022 | HATTATBA CAVE | X = 495.45 ; Y = 363.15 ; Z = 60. |

1.4.2 Température

Le climat est caractérisé par des étés chauds et des hivers doux. Durant les saisons froides, la température minimale absolue est inférieure à 7,4°C, tandis que pour les saisons chaudes, la température maximale absolue varie entre 26 à 38°C. La distribution de la température moyenne durant l'année apparaît dans le tableau 2 : (ONM ; 2021)

TAB. 1.2 : moyennes mensuelles des températures moyennes C°

| Année | Janv | Fev | Mars | Avr | Mai | Juin | juil | Aout | Sept | Oct | Nov | Dec |
|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| T(c°) | 3.1 | 13.8 | 15.6 | 18.5 | 21.1 | 24 | 27 | 27.8 | 25 | 22.6 | 17.5 | 13.6 |

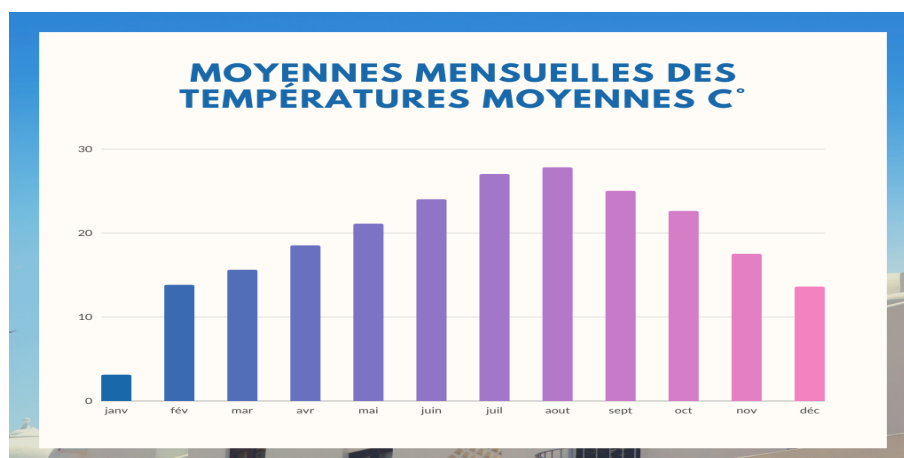


FIG. 1.3 : moyennes mensuelles des températures moyennes C°.

1.4.3 Les vents

. Les directions dominantes des vents sont celles de l'Ouest au Nord-est. Les vents de l'Ouest sont dominants pendant l'automne, l'hiver et le début du printemps. La vitesse des vents est donnée par le tableau 3 : (ONM ; 2021)

TAB. 1.3 : moyennes mensuelles des vitesses du vent moyen (M/S) (2005 à 2014)

| Année | Janv | Fev | Mars | Avr | Mai | Juin | juil | Août | Sept | Oct | Nov | Déc |
|--------|------|-----|------|-----|-----|------|------|------|------|-----|-----|-----|
| v(m/s) | 2.2 | 2.8 | 3.2 | 2.5 | 2.5 | 2.1 | 2 | 2 | 2.6 | 2.4 | 2.7 | 2.7 |

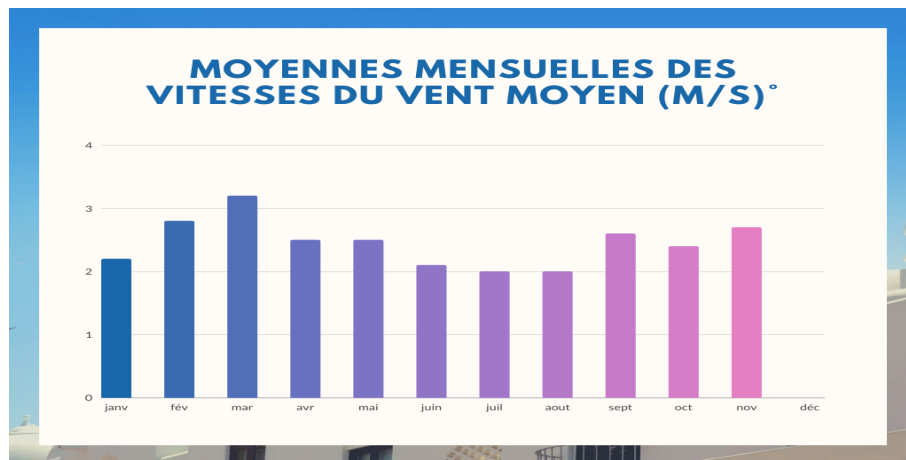


FIG. 1.4 : moyennes mensuelles des vitesses du vent moyen (M/S) .

1.4.4 Humidité

L'humidité relative moyenne mensuelle de la période de 2005 à 2014 de la zone d'étude est présentée dans le tableau suivant :(ONM ; 2021)

TAB. 1.4 : Humidité Relative Moyenne en%

| Année | Janv | Fev | Mars | Avr | Mai | Juin | juil | Août | Sept | Oct | Nov | Déc |
|-------|------|-----|------|-----|-----|------|------|------|------|-----|-----|-----|
| H(%) | 70 | 69 | 75 | 77 | 71 | 69 | 69 | 70 | 74 | 75 | 71 | 73 |

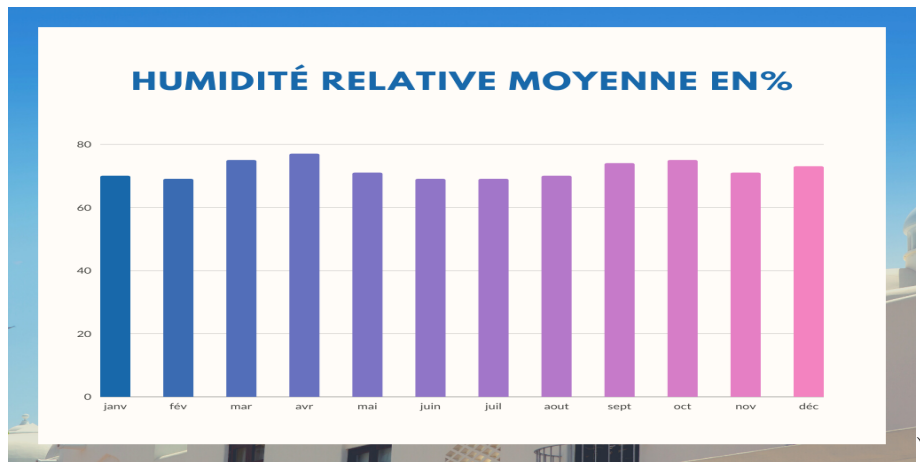


FIG. 1.5 : Humidité Relative Moyenne en % .

1.4.5 Insolation

Les durées d'insolation sont portées dans le tableau ci-dessous :(ONM ; 2021)

TAB. 1.5 : Durée mensuelle de l'insolation totale (heure)

| Année | Janv | Fev | Mars | Avr | Mai | Juin | juil | Août | Sept | Oct | Nov | Déc |
|---------|------|-----|------|-----|-----|------|------|------|------|-----|-----|-------|
| INS (H) | 163 | 161 | 201 | 195 | 230 | 238 | 293 | 295 | 213 | 205 | 161 | 134.3 |

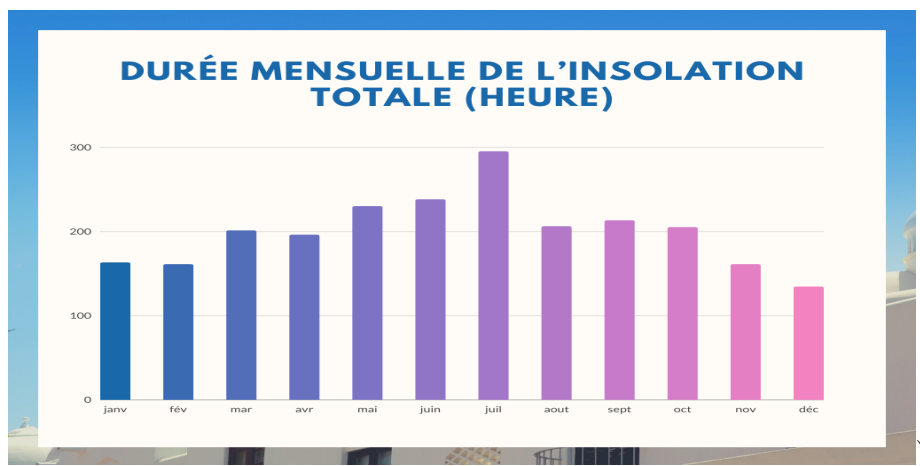


FIG. 1.6 : Durée mensuelle de l'insolation totale (heure).

1.5 Géologie

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser. Les terres de l'Ouest de la Mitidja sont de texture différente d'une zone à une autre. Elles sont caractérisées par des terres argilo limoneuses, argilo-calcaires et limono argileuses, très profondes qui conviennent à toutes les cultures, particulièrement

aux cultures pérennes (vignes et agrumes). La plaine limoneuse de la Mitidja se raccorde, par une série de plateformes étagées, au plateau caillouteux de Bouyeghsene, profondément découpé par les sillons des ravins qui viennent converger vers l'Oued Nador.

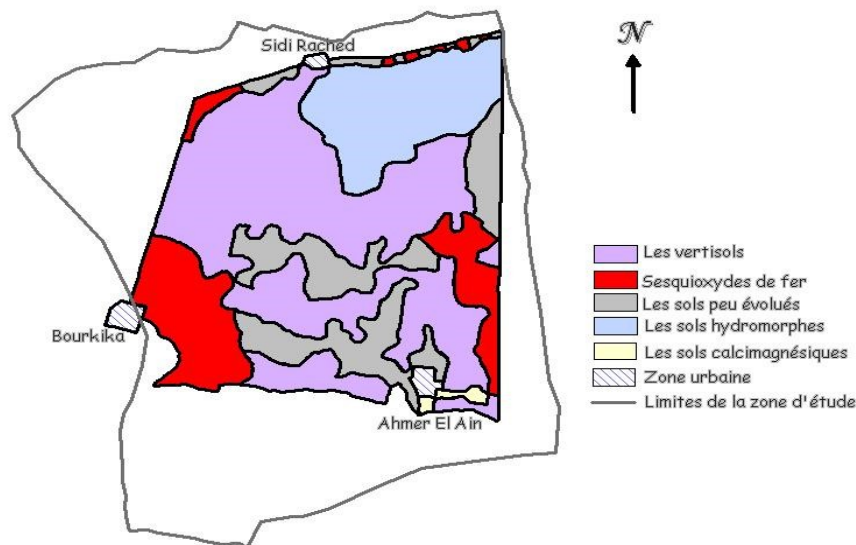


FIG. 1.7 : carte des types du sol de la zone d'étude .

1.6 Hydrogéologie

De tous les agents de la géodynamique externe qui concourent à modeler, détruire et aplanir peu à peu la surface des sols, par l'enchaînement des processus d'érosion, de transport et de dépôt, l'eau de loin la plus importante, la plus expressive la plus complète. Dans notre cas, les processus hydrodynamiques ont permis le remplissage en matériaux détritiques la zone nord de la plaine MITIDJIENNE. Ces derniers ont été arrachés des la roche mère du flanc nord du bourrelet, puis transportés vers l'aval ou ils ont été déposés. Le degré de ravinement des lits d'oueds est plus accentué à l'Ouest du site urbain du fait que le terrain est très accidenté. Vers la partie basse, plusieurs oueds sillonnent la plaine (Oued Sidi AHMER EL AIN, Oued Djer, Oued Rassoula, Oued Ourian). Leurs lits se confondent avec le relief et leurs eau s'infiltrera ou alimentera le lac, tandis que d'autres oueds rejoindront plus bas l'oued Ouèrian dont le lite est calibré pour permettre le drainage des eaux recueillies le long de son parcours. Un important réseau de drainage sillonne le lac HALLOULA et leur direction converge vers le tunnel qui évacue toutes les eaux vers la mer désengorgeant ainsi le lac. Il existe également plusieurs sources disséminées, d'Est en Ouest, au niveau de la zone médiane des collines, quoique la plupart d'entre elles ne soit taries à cause de manque de pluviométrie. La plus importante, celle qui coule toujours, se trouve à 700 mètre environ au Nord-Ouest du douar Tchalabi.

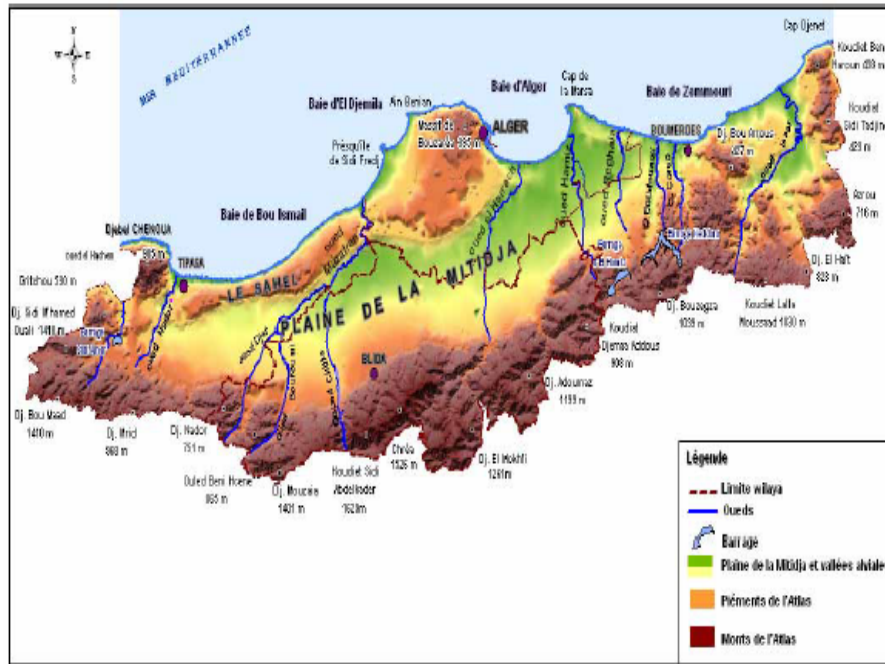


FIG. 1.8 : carte de localisation de la plaine de la Mitidja. (Monographie de la Mitidja Ouest, 2006.)

1.7 Sismicité

La ville de Sidi Rached se trouve dans la zone territoriale où l'intensité sismique est non négligeable, car elle se situe au dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen. elle fait partie de la zone sismique III (D'après le règlement parasismique Algérien) donc les études de génie civil doivent prendre ça en considération .

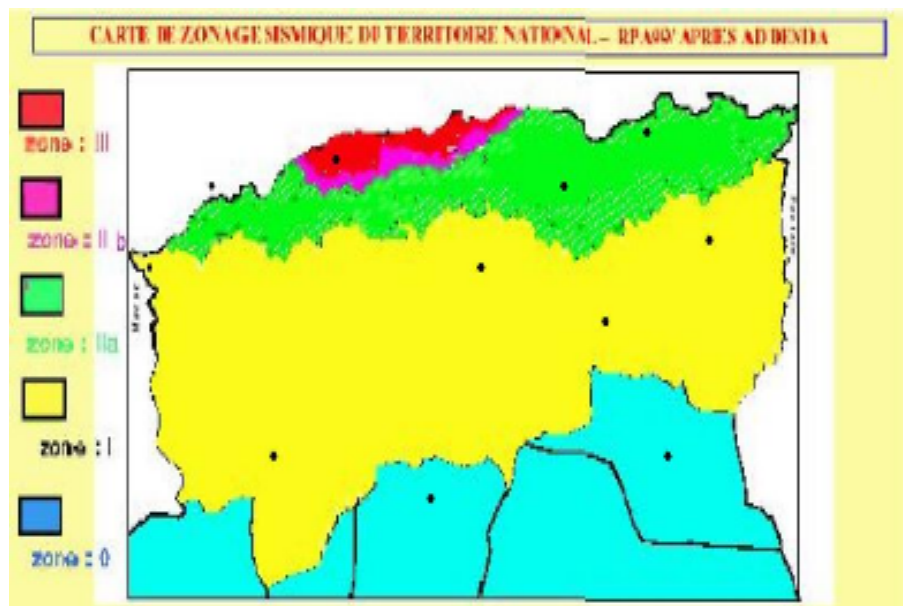


FIG. 1.9 : Carte de zonage sismique du territoire algérien (RPA 99-Version 2003).

- Zone III : zone d'aléa sismique le plus élevé (intensité maximale).
- Zone II-a : zone à très fort risque sismique.
- Zone II-b : zone à fort risque sismique.
- zone I : à faible risque sismique.
- zone 0: à très faible risque sismique.

1.8 hydrologie

La ville de Sidi Rached est située géographiquement à cheval, sur les collines du sahel qui surplombent le littoral et la plaine de la Métidja, elle est implantée au pied de trois petits bassins versant qui forment plusieurs petits oueds et qui traversent la ville du Nord vers le Sud. L'exutoire principale des ces oueds est le canal d'assèchement qui stocke les eaux pluviales. Une partie des ces eaux alimente la nappe de Métidja et une autre partie s'évapore à l'arrivée de la saison chaude.

1.9 population

La population actuelle est estimée à environ de 13831 habitants dont 7830 soit 57 % sont fixés dans la seule agglomération de la commune que représente le chef-lieu. Le reste de la population est disséminé à travers le territoire en des petits hameaux et douars, principalement le long de la RN 67 et de part et d'autre de celle-ci, soit une dizaine environ. Dans la partie Nord collinaire, on dénombre trois douars : Serhane, Sidoumou (782 habitants) qui est notre zone d'étude et Adel et dans la partie Sud, les douars Lahouel et les douars appelés communément les Dix et Quarante logements.

1.10 Caractéristiques du bassin versant

1.10.1 Définition du bassin versant

Est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eau ou en matières solides transportées par l'eau forment, à un point unique de l'espace, une embouchure ou un exutoire. Il est aussi défini comme la totalité de la surface drainée par une cour d'eau et ses affluents en amont de cette section.

1.10.2 Phases d'étude du bassin versant

- Le diagnostic du bassin versant (Limites du bassin versant, occupation du sol, pente, géologie, pédologie, enjeux inondés, pluie et crue observées...)
- Calculs et modélisations hydrologiques et hydrauliques (choix de la pluie, choix des méthodes de calculs, choix du logiciel utilisé pour la modélisation, choix des scénarii simulés...)
- Propositions d'aménagements (choix des sites potentiels d'implantation des aménagements, volume de rétention, débit de fuite...)

1.10.3 Délimitation de notre bassin versant

La délimitation est faite par le logiciel ARC GIS en utilisant la carte d'état major 1/25000 de Hadjout N 1-2.

Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant sont calculées par le Logiciel ARC GIS 10.5

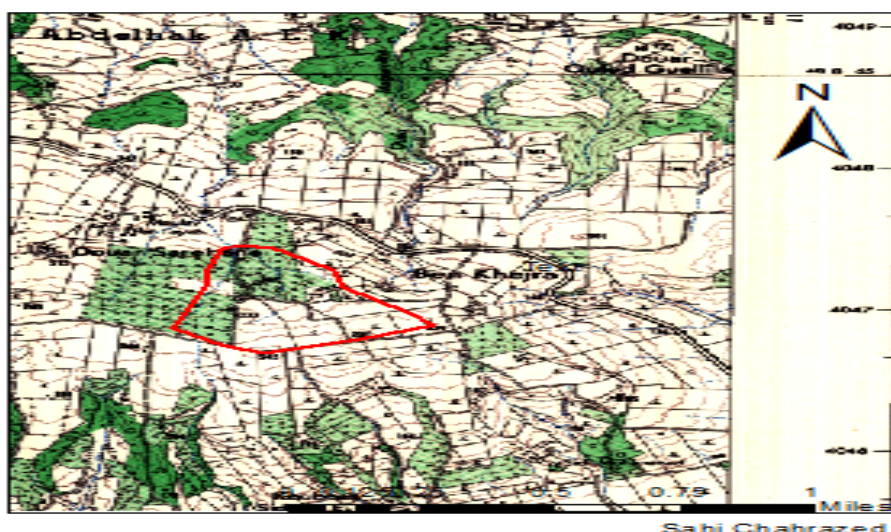


FIG. 1.10 : Délimitation du bassin versant

1.10.4 Caractéristiques hydrologiques du bassin versant

Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant représentent des facteurs très importants dans les calculs hydro-climatologiques. Ils sont souvent utilisés pour la détermination des paramètres physiques du bassin. La surface et le périmètre du bassin versant sont des paramètres important. Elles sont obtenues par le logiciel Google Earth .

- **Superficie** : $S=33 \text{ Ha} =0.33 \text{ Km}^2$
- **Périmètre** : $P= 2.46 \text{ Km}$
- **Longueur de l'oued** : $L=353.42 \text{ m}$

1.10.5 Caractéristiques de forme du bassin versant

La forme du bassin versant influence fortement sur l'écoulement global et notamment le temps de réponse du bassin versant.

Un bassin versant allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont placés dans les mêmes conditions météorologiques.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu. Mais aussi de comparer les bassins versants entre eux

- **L'indice de compacité de Gravelius « K_C »**

L'indice de compacité « K_C » définit l'allure de l'écoulement général en relation avec la forme du bassin versant.

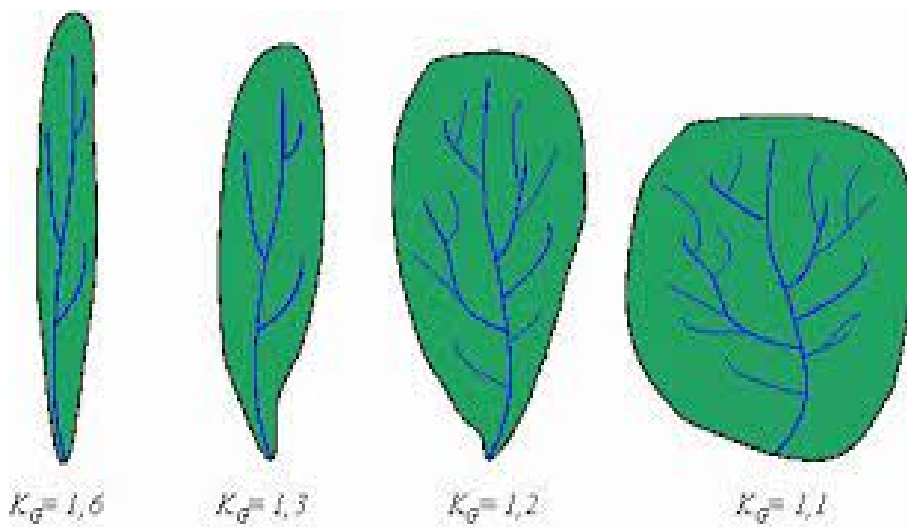


FIG. 1.11 : forme du bassin selon le K_c

Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$K_c = \frac{p}{2\sqrt{\pi \cdot S}} = 0,28 \frac{p}{\sqrt{S}} \quad (1.1)$$

- P : périmètre du bassin versant en (Km).
- S : Surface du bassin versant en (Km^2).
- Si $K_c=1$: bassin ramassé.
- Si $k_c > 1.128$:bassin allongé
- Pour notre cas : $K_C = 1.16$, $K_C > 1.128$ donc : c'est un bassin versant de forme ramassé

• **Le coefficient d'allongement « K_p »**

$$K_p = \frac{p^2}{S} \quad (1.2)$$

- A.N : $K_p=16.73$

• **Rectangle équivalent**

Ce paramètre permet la comparaison facile des bassins entre eux du point de vue l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement. On posera comme hypothèse que l'écoulement sur un bassin versant donne est approximativement le même, a conditions climatiques égales, que sur un rectangle de même surface, ayant le même coefficient K_c et la même répartition hypsométrique ; étant entendu que la répartition des sols et de végétation ainsi que la répartition de drainage, sont respectés dans les différents aires entre les courbes de niveau.

Le périmètre et la surface sont calculés à partir des expressions suivant :

$$L = \frac{k_c \sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{k_c} \right)^2} \right) \quad (1.3)$$

$$l = \frac{k_c \sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{k_c} \right)^2} \right) \quad (1.4)$$

Le tableau suivant englobe les paramètres morphométriques du bassin versant calculés précédemment :

TAB. 1.6 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques

| bassin | S(Km^2) | P(Km) | K_c | L(Km) | l(Km) |
|--------|-------------|-------|-------|-------|-------|
| B.V | 0.33 | 2.46 | 1.16 | 0.75 | 0.47 |

1.11 Relief

La morphologie de SIDI-RACHED est marquée par deux types de reliefs. Le sahel occupe longitudinalement la partie Nord de la commune sur 35% de la superficie environ. La partie Ouest, montre des escarpements plus au moins prononcés par rapport à la partie Est où l'on a une régularité des formes des mamelons donnant ainsi naissance à des collines assez larges et à des pentes plus douces. Ce phénomène s'explique, par de manifestations tectoniques (orogéniques) qui ont donné naissance au DJEBEL CHENOUA dont les premiers contreforts se manifestent à 75 Km à l'Ouest de la limite communale. La plus haute altitude rencontrée est de 293 m vers le Nord-est de la ville lieu choisi par JUBA II pour inhumer son épouse.

La plaine : occupe 65% de la superficie de la commune, elle se distingue par un sol très plat, ne comportant aucune aspérité sur une grande étendue. L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures... etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique.
- Les altitudes caractéristiques.
- L'indice de pente globale.
- Densité de drainage
- L'indice de pente moyenne

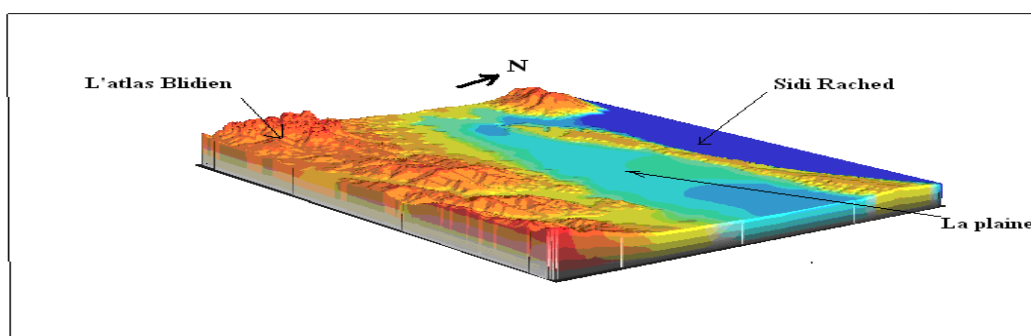


FIG. 1.12 : Relief de Sidi Rached (Chami et Hadjout,2007)

1.11.1 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

TAB. 1.7 : Paramètres Hypsométriques du Bassin Versant d'Oued Sidi Rached

| Altitude(m) | | Surfaces Partielles | | Surfaces Cumulées | | |
|-------------|--------------|---------------------|------------|-------------------|------------|--------|
| Altitudes | Altitudes Hi | Surfaces HA | Surfaces % | Surfaces HA | Surfaces % | Si*Hi |
| 265-260 | 179 | 3.1998 | 9.7 | 3.1998 | 9.7 | 0.0065 |
| 260-250 | 185 | 3.759 | 11.39 | 6.96 | 21.09 | 0.472 |
| 250-240 | 195 | 5.004 | 15.16 | 11.96 | 36.25 | 2.46 |
| 240-230 | 205 | 5.781 | 17.52 | 17.74 | 53.77 | 5.89 |
| 230-220 | 215 | 4.988 | 15.12 | 22.73 | 68.89 | 9.54 |
| 220-210 | 225 | 4.441 | 13.45 | 27.17 | 82.34 | 11.22 |
| 210-200 | 235 | 2.874 | 8.71 | 30.05 | 91.05 | 13.59 |
| 200-190 | 245 | 1.261 | 3.82 | 31.31 | 84.87 | 12.26 |
| 190-180 | 255 | 1.255 | 3.8 | 32.55 | 98.5 | 9.59 |
| 180-178 | 262.5 | 0.503 | 1.52 | 33 | 100 | 8.40 |
| SOMME | | 33 | 100 | | | |

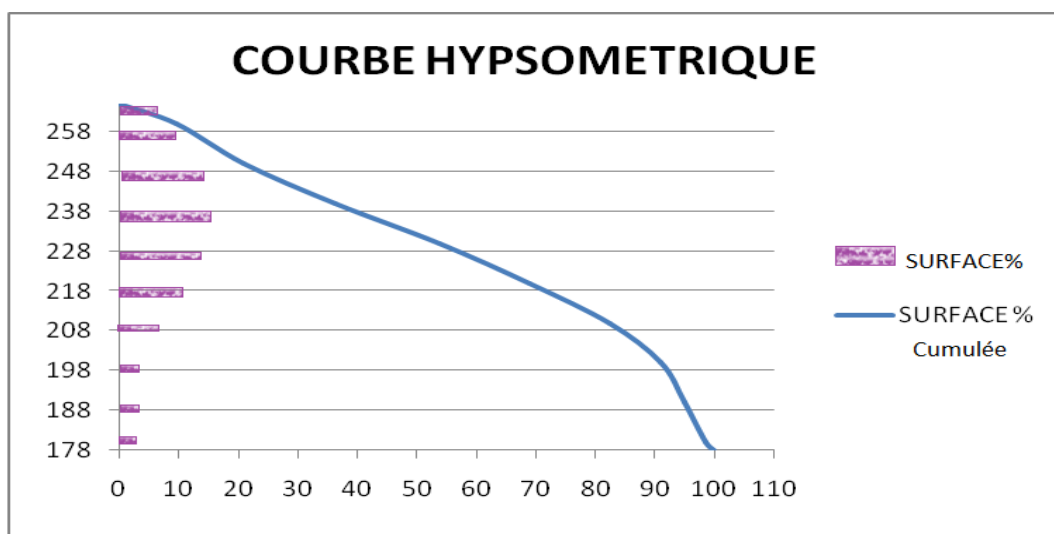


FIG. 1.13 : courbe hypsométrique du bassin versant.

1.11.1.1 Altitudes caractéristiques

- L'altitude minimale et maximale :
Elles sont obtenues directement à partir des cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

$$H_{max}=265\text{m} , H_{min}=178\text{m}$$

- L'altitude moyenne H_{moy} :

$$H_{moy} = \frac{S_i H_i}{S} \quad (1.5)$$

ou :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m]

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km^2]

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m]

S : superficie totale du bassin versant [km^2]

A.N : $H_{moy}=222.63$

- L'altitude « $H_{5\%}$ » :
C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.
- L'altitude médiane « $H_{50\%}$ » :
C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.
- L'altitude « $H_{95\%}$ » :
C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

La topographie du bassin versant est représentée par la courbe hypsométrique en figure (1.13), avec en abscisse le cumul des superficies partielles entre deux courbes de niveau successives exprimé en %, et en ordonnées les altitudes. Elle permet de tirer les informations suivantes :

1.11.2 Indice de pente globale I_g :

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du sous-bassin et la longueur du rectangle équivalent.

On prend deux points S1, S2 sur l'axe des abscisses tel-que 90% de la surface du sous bassin soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du sous bassin soit inférieure à S1 et 5% soit supérieure à S2.

Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique. L'indice de pente global est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (1.6)$$

Avec :

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m).

L : longueur du rectangle équivalent (m).

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

Cet indice est très facile à calculer, et très utilisé, il sert de base de classification O.R.S.T.O

M pour des bassins versants dont la surface est d'ordre de 25 km².

1.11.3 Indice de pente de Roche I_p :

L'indice de pente de Roche est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i+1} . I_p est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad (1.7)$$

Avec :

L : longueur du rectangle (m).

S_i : surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1} (m).

1.11.4 Pente moyenne du bassin versant « I_m » :

Elle est calculée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5l_1 + L_2 + \dots + 0.5l_n)}{S} \quad (1.8)$$

Avec :

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives (m).

l_i : les longueurs des courbes de niveaux d'ordre 1, 2, ...n en (m).

S : superficie du bassin versant (m²).

1.11.5 La pente moyenne du cours d'eau principale ICP :

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse d'écoulement jusqu'à arriver à l'exutoire du bassin. Elle a une influence sur le temps de concentration par suite sur le débit maximal. Elle est exprimée par la relation suivante :

$$I_{cp} = \frac{\Delta H}{L_{cp}} \quad (1.9)$$

Avec :

H : dénivellation maximale de la rivière (km).

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal (km).

1.12 Temps de concentration

Le temps de concentration des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire de la goutte d'eau la plus éloignée pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier. Pour la définition du temps de concentration, et en absence de formule spécifique pour la région nous avons appliqué la formule empirique qui se rapproche au mieux de notre contexte. L'estimation de temps de concentration a été faite sur la base des formules empiriques suivantes :

1.12.1 Formule de Sokolovsky

Formule qui lie le temps de concentration à la longueur du cours d'eau et la vitesse d'écoulement

$$T_c = \frac{L}{3.6 \cdot V} \quad (1.10)$$

Avec

L : longueur du cours d'eau (Km)

V : vitesse moyenne de l'écoulement en crue qui est fonction de la taille du cours d'eau et de la nature du relief. Pour les petits cours d'eau $V = 1 - 1.5$ (m/s).

1.12.2 Formule de Kirpich

Formule basée sur la longueur de l'oued ainsi que sa pente, ces deux caractéristiques sont très liées à la valeur de temps de concentration.

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0.77} \quad (1.11)$$

Avec

I : Pente du cours d'eau principal

L : Longueur du cours d'eau principal

TAB. 1.8 : Temps de concentration

| methode | formules | Valeurs (min) |
|------------|---|---------------|
| Kirpich | $T_c = 0.0195 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0.77}$ | 6 |
| sokolovsky | $T_c = \frac{L}{3.6 \cdot V}$ | 2 |

La formule la plus utiliser pour le calcul de temps de concentration est celle de Kirpich qui nous donne un $T_c=6$ min

TAB. 1.9 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin Versant.

| Désignation | | Symbole | Unités | BV |
|------------------------------|------------|------------|-----------------|--------|
| Superficie : | | S | Km ² | 0.33 |
| Périmètre : | | P | Km | 2.46 |
| Longueur oued | | L | m | 353.42 |
| Indice de compacité : | | K_g : | Km/km | 1.16 |
| Rectangle equivalent | Longueur : | L | Km | 0.75 |
| | Largeur | l | Km | 0.47 |
| Altitude : | Maximal | H_{max} | m | 265 |
| | Moyenne | H_{moy} | m | 222.63 |
| | Médiane | $H_{50\%}$ | m | 232 |
| | Minimale | H_{min} | m | 178 |
| Indice de pente globale : | | I_g | m /m | 0.097 |
| Indice de pente des roches | | I_p | % | 4 |
| Pente moyenne de BV | | I_m | % | |
| Pente du thalweg principal : | | I_{cp} | m/m | 0.04 |
| Temps de concentration : | | T_c | minutes | 6 |

1.13 Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires qui serviront de base pour la suite de notre travail. Ces données concernent notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie et démographie. Nous avons pu voir que la morphologie de notre agglomération est marquée par deux types de reliefs le sahel et la plaine, constituée essentiellement d'alluvions du quaternaire. Elle est caractérisée par un climat méditerranéen. Le Douar de SID OUMOU est confronté à un problème d'inondation. Pour cela nous avons opté pour une protection de la ville contre l'inondation.

Chapitre 2

Etude des précipitations

2.1 Introduction

L'hydrologie est l'une des sciences les plus anciennes que l'on connaisse, mais son évolution a été extrêmement lente dans l'histoire de l'humanité. On peut expliquer cette lenteur par le fait que l'épanouissement d'une discipline a toujours été fonction des besoins du moment et des problèmes particuliers que son ignorance peut engendrer. L'hydrologie est la science qui étudie les eaux terrestres, leur origine, leur mouvement et leur repartitions sur notre planète, leurs propriétés physiques et chimiques, leurs interactions

2.2 Généralités

2.2.1 Bassin versant

Le bassin versant correspond au territoire drainé par les eaux des rivières et des lacs, qui à leur tour convergent vers un exutoire commun. Son contour est délimité par la ligne de partage, qui passe par les points les plus élevés et détermine la direction de l'écoulement des eaux de surface. Chaque bassin versant est unique. Les caractéristiques comprennent, entre autres, l'étendue totale du bassin, sa forme, la disposition des pentes, le relief globale ou le changement d'altitude, la nature et le mode d'occupation du sol...

2.2.2 Les averses

Les averses représentent une forte chute de pluies tombées en une période de temps, caractérisées par une intensité de pluies qui varie à chaque instant au cours d'une même averse.

2.2.3 Période de retour

la période de retour représente le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se re-manifester. Le choix du temps de retour est stratégique, il conditionne le choix du dimensionnement des réseaux, la possibilité de financement des ouvrages, le niveau de risques et de dégradation des conditions de travail liés aux inondations... Dans notre cas d'étude, on a opté pour une période de retour centennale ($T=100$ ans).

2.2.4 L'intensité moyenne de précipitation

L'intensité moyenne de précipitation s'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie tombée durant la durée t de l'averse.

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (2.1)$$

I_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie (mm).

2.3 Étude des précipitations

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible fournie par l'A.N.R.H de Blida. Comme base de données pluviométriques, on se refait aux informations recueillies par la station pluviométrique de HATTATBA dont les coordonnées sont les suivantes :

TAB. 2.1 : Description de la station pluviométrique

| Code de la station | Nom station | Coordonnées (m) |
|--------------------|---------------|-----------------------------------|
| 021022 | HATTATBA CAVE | X = 495.45 ; Y = 363.15 ; Z = 60. |

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles sur une période d'observation de 40 ans allant de 1972 au 2012. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant :

Chapitre 2. Etude des précipitations

TAB. 2.2 : Précipitations maximales journalières à la station de Attatba cave

| Année | Ja | Fev | Mar | Avr | Mai | Jui | jul | Aou | Sep | Oct | Nov | Dec | Maxj |
|-------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| 72-73 | 22,5 | 28,9 | 53 | 58 | 103,4 | 71,1 | 34,9 | 30,9 | 0,3 | 6,9 | 0,5 | 0,6 | 103,4 |
| 73-74 | 62,2 | 8,2 | 7 | 61,2 | 1,8 | 29 | 47,8 | 25,1 | 2,2 | 2,6 | 9,6 | 0 | 62,2 |
| 74-75 | 16,6 | 40,5 | 33,5 | 0,6 | 14,1 | 29,9 | 24 | 11,7 | 20,5 | 10,8 | 0 | 5,8 | 40,5 |
| 75-76 | 5,4 | 4,4 | 41 | 31,3 | 49,1 | 33 | 13 | 8,7 | 35 | 5 | 11,2 | 16,3 | 49,1 |
| 76-77 | 0 | 26,7 | 22,9 | 40,1 | 28,9 | 8 | 14,8 | 32,8 | 11,3 | 7,5 | 0,2 | 0 | 40,1 |
| 77-78 | 2,7 | 8 | 24,6 | 9 | 23,1 | 7 | 20,1 | 54 | 26,3 | 1 | 0,6 | 0 | 54 |
| 78-79 | 11,5 | 35,8 | 39,7 | 21,8 | 13,7 | 57,9 | 67,4 | 10,3 | 14,6 | 4,5 | 4,8 | 3,1 | 67,4 |
| 79-80 | 28,7 | 50,7 | 24,4 | 35,7 | 75,3 | 51,4 | 43,6 | 34,7 | 4,2 | 1,4 | 6,2 | 3,2 | 75,3 |
| 80-81 | 0,2 | 13,6 | 17,6 | 45,4 | 31,5 | 15,5 | 18 | 17 | 12,2 | 0,8 | 0 | 8,5 | 45,4 |
| 81-82 | 0,7 | 14,2 | 3,3 | 11 | 31,4 | 15,2 | 14,4 | 8,7 | 28 | 9 | 0,1 | 0 | 31,4 |
| 82-83 | 0,8 | 47,8 | 54,3 | 22,7 | 0,3 | 29,4 | 10 | 0,3 | 3,9 | 0 | 0,9 | 0 | 54,3 |
| 83-84 | 0 | 6,2 | 12 | 89,3 | 58,2 | 22,9 | 13,2 | 30,2 | 26,4 | 15,5 | 0 | 0,3 | 89,3 |
| 84-85 | 10,8 | 87,7 | 20,8 | 46 | 20,1 | 19,7 | 57 | 11 | 24,7 | 0 | 0 | 0 | 87,7 |
| 85-86 | 11,6 | 19,5 | 32 | 27,9 | 11,8 | 29 | 16,5 | 7,8 | 2,5 | 23,2 | 10 | 0 | 32 |
| 86-87 | 24,3 | 20,1 | 22,4 | 42,6 | 30,1 | 26,8 | 8,7 | 0,8 | 1,9 | 23,3 | 1 | 0 | 42,6 |
| 87-88 | 0,7 | 4,8 | 21,5 | 20,3 | 21,9 | 14 | 19 | 15,5 | 32 | 20 | 0 | 2,7 | 32 |
| 88-89 | 18 | 17 | 22,9 | 50 | 13,6 | 4,4 | 29,2 | 25,5 | 8 | 11,5 | 0,3 | 7,1 | 50 |
| 89-90 | 5 | 7 | 24,7 | 15,1 | 21 | 0,2 | 14,5 | 16,3 | 8,5 | 0 | 5,6 | 0 | 24,7 |
| 90-91 | 2,2 | 20 | 17,5 | 16 | 22,5 | 25 | 13 | 5,7 | 8 | 5,5 | 0,2 | 0 | 25 |
| 91-92 | 1 | 45,6 | 26,7 | 2,6 | 49,5 | 9 | 24,1 | 33,5 | 27 | 8 | 3 | 1,8 | 49,5 |
| 92-93 | 16,7 | 62,5 | 28,2 | 13,5 | 18,6 | 24,8 | 6,5 | 14,5 | 11,6 | 0 | 0 | 0 | 62,5 |
| 93-94 | 15,1 | 7,7 | 21 | 10,7 | 70,5 | 14,2 | 0,5 | 12,2 | 4,1 | 0 | 0 | 0 | 70,5 |
| 94-95 | 69,8 | 12,5 | 13 | 18,6 | 42 | 24 | 44 | 11,4 | 0,3 | 6,7 | 0 | 22 | 69,8 |
| 95-96 | 35,6 | 46,6 | 28 | 18,7 | 43,2 | 28,2 | 18,7 | 68,4 | 6,6 | 2 | 3 | 1,2 | 68,4 |
| 96-97 | 38,4 | 54,5 | 6,4 | 12,2 | 45 | 23,5 | 6,8 | 22,7 | 8 | 0,5 | 0,2 | 14 | 54,5 |
| 97-98 | 36,7 | 36,3 | 58,8 | 27,2 | 8,7 | 20 | 12 | 22,3 | 76 | 1,4 | 0 | 0,5 | 76 |
| 98-99 | 10,5 | 7,2 | 25,3 | 22,5 | 34,5 | 76,8 | 43,5 | 8 | 0,5 | 0 | 0 | 2,3 | 76,8 |
| 99-00 | 19,5 | 4,6 | 30 | 32,6 | 7,6 | 0,7 | 12,3 | 10,6 | 29,2 | 0 | 0,4 | 0,2 | 32,6 |
| 00-01 | 3 | 52 | 56 | 15,7 | 28 | 14,3 | 1,2 | 23 | 4,5 | 0,4 | 0,2 | 0 | 56 |
| 01-02 | 22,5 | 15 | 33,5 | 19,2 | 16 | 8 | 15,4 | 12 | 9,3 | 0,4 | 13 | 9 | 33,5 |
| 02-03 | 18 | 28 | 30,2 | 24 | 21,4 | 48,5 | 8,4 | 17,6 | 6,7 | 1 | 1,1 | 0 | 48,5 |
| 03-04 | 8,5 | 8,5 | 34,9 | 32,5 | 28,5 | 24,5 | 17,4 | 17 | 40,2 | 2 | 2,5 | 0 | 40,2 |
| 04-05 | 4,2 | 23 | 31 | 40,6 | 24 | 42,4 | 17,4 | 11,5 | 2,5 | 0 | 0 | 0 | 42,4 |
| 05-06 | 3,2 | 31,5 | 18,5 | 33 | 25 | 35,3 | 7,1 | 1 | 65 | 0 | 0 | 0 | 65 |
| 06-07 | 31,9 | 5,6 | 26 | 28,9 | 7 | 20,2 | 38 | 19,1 | 3,5 | 0 | 0 | 5 | 38 |
| 07-08 | 17 | 21 | 46 | 35,4 | 9,5 | 6,5 | 12,8 | 6,8 | 11,7 | 3,9 | 1,3 | 0 | 46 |
| 08-09 | 24,2 | 26,5 | 50,3 | 23,9 | 15,9 | 7,2 | 12,6 | 13,8 | 8,4 | 0 | 0,8 | 5,8 | 50,3 |
| 09-10 | 29,1 | 5,7 | 15,7 | 23 | 30,7 | 23,9 | 30 | 12 | 10,3 | 9,1 | 0 | 10,1 | 30,7 |
| 10-11 | 12,3 | 22,5 | 27,9 | 22,5 | 41,4 | 37,7 | 31,5 | 21 | 34 | 0 | 0,7 | 0 | 41,4 |
| 11-12 | 3,1 | 17,4 | 50,2 | 16,7 | 23,8 | 57,7 | 35,3 | 53,3 | 8 | 0,4 | 0 | 0 | 57,7 |

2.3.1 Détermination des différents paramètres de la série pluviométrique

Les différentes caractéristiques de la série pluviométrique sont présentées dans le tableau ci-après :

TAB. 2.3 : caractéristiques de la série

| Caractéristiques | Valeurs (m) |
|-----------------------------|-------------|
| la somme | 2116,70 |
| la moyenne | 52,92 |
| l'étendue | 78,7 |
| l'écart type σ_x | 18,38 |
| coefficient de variation Cv | 0,35 |
| l'exposant climatique | 0.47 |

2.3.2 Les précipitations maximales journalières

La détermination d'une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée nécessite un ajustement de la série hydrologique par une loi théorique en vérifiant en premier lieu l'homogénéité de cette dernière.

2.3.3 Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique

L'homogénéisation des données consiste à détecter, réduire et corriger les anomalies présentes dans la série hydrologique, ils sont dues généralement aux modifications dans les réseaux d'observations. Dans notre cas, on fait la vérification de la série pluviométrique par la méthode de test de Mood.

- **Test de Mood :**

Appelé aussi le test de la médiane, il consiste à classer la série par ordre croissant et déterminer la médiane (M) de l'ensemble des observations, puis d'attribuer à chaque observation (X_i) dans la série d'origine (non classée) un signe en la comparant par la médiane comme suit :

- Un signe : + pour $X_i > M$
- Un signe : - pour $X_i < M$

On calcul en suite les quantités N_s et T_s dont

N_s :le nombre total de serie de + ou -

T_s :la taille de la plus grande série de + ou de - on verifie les conditions suivantes :

- $N_s > \frac{1}{2} (N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{s}} \sqrt{N-1})$
- $T_m < 3.3 (\log_{10} N + 1)$

Avec :

N : la taille de l'échantillon

u : variable réduite de Gauss pour une probabilité de $1 - \frac{\alpha}{2}$

α : erreur de premier espace = 5%

La médiane est : $M = 595.7$

Donc on obtient :

- $N_s = 20$
- $T_s = 5$

On vérifie la condition en tenant compte que $N=36$ et $U_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$

- $N_{Th} > \frac{1}{2} (N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N-1}) = 14.37$
- $T_h < 3.3 (\log_{10} N + 1) = 8.59$

Donc les deux conditions sont vérifiées :

- $N_s > N_{th}$
- $T_s < T_h$

On peut dire donc que la série est homogène.

TAB. 2.4 : Les étapes d'homogénéisation de la série

| n° | Pluie annuelle mm | classement croissant | signe |
|----|-------------------|----------------------|-------|
| 1 | 1083,2 | 307,4 | + |
| 2 | 869,7 | 353 | + |
| 3 | 586,8 | 378 | - |
| 4 | 897,2 | 395,4 | + |
| 5 | 547,8 | 396,9 | - |
| 6 | 518,7 | 435,8 | - |
| 7 | 619,3 | 439,3 | + |
| 8 | 790,9 | 445,9 | + |
| 9 | 614 | 463,1 | + |
| 10 | 395,4 | 475,4 | - |
| 11 | 574,5 | 482,5 | + |
| 12 | 601,9 | 492 | + |
| 13 | 873,8 | 518,7 | + |
| 14 | 463,1 | 524,4 | + |
| 15 | 679,2 | 543,7 | + |
| 16 | 353 | 547,8 | + |
| 17 | 482,5 | 548,4 | - |
| 18 | 307,4 | 574,5 | - |
| 19 | 492 | 586,8 | - |
| 20 | 622,2 | 589,5 | + |
| 21 | 475,4 | 601,9 | - |
| 22 | 378 | 603,4 | - |
| 23 | 621,9 | 614 | + |
| 24 | 720,5 | 619,3 | + |
| 25 | 435,8 | 619,5 | - |
| 26 | 663,2 | 621,9 | + |
| 27 | 524,4 | 622,2 | - |
| 28 | 439,3 | 630,9 | - |
| 29 | 445,9 | 663,2 | - |
| 30 | 396,9 | 679,2 | - |
| 31 | 690,1 | 690,1 | + |
| 32 | 619,5 | 695,7 | + |
| 33 | 543,7 | 697,4 | - |
| 34 | 589,5 | 720,5 | - |
| 35 | 548,4 | 790,9 | - |
| 36 | 630,9 | 824,7 | + |
| 37 | 695,7 | 869,7 | + |
| 38 | 603,4 | 873,8 | + |
| 39 | 697,4 | 897,2 | + |
| 40 | 824,7 | 1083,2 | + |

2.3.4 Ajustement de la série pluviométrique

Une fois les conditions de l'homogénéité sont réunies, on procède à l'ajustement de la série des pluies maximales journalières par une loi de probabilité. Dans notre étude, on a effectué l'ajustement de la série pluviométrique à l'aide de logiciel « Hyfran » avec les trois lois suivantes :

- Loi de Gumbel (le doublement exponentiel)
- Loi de Galton (log-normal)

2.3.4.1 Ajustement de la série par la loi de Gumbel

La fonction de répartition de loi de Gumbel s'écrit comme suit :

$$f(x) = e^{-e^{-y}} \quad (2.2)$$

Avec :

$f(x)$: fréquence au dépassement de la valeur x

y : la variable réduite de Gumbel et s'écrit sous la forme :

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \quad (2.3)$$

X_0 et α sont les coefficients d'ajustement où :

X_0 : est le paramètre de position (mode)

α : est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

- La distribution s'écrit donc de la manière suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x))) \quad (2.4)$$

- L'équation de la droite de Gumbel est :

$$x = \frac{1}{\alpha}y + x_0 \quad (2.5)$$

- Les paramètres de la loi de Gumbel par la méthode de maximum de vrai semblance : $x_0 = 43.86$ $\alpha = 15.15$

Les résultats d'ajustement sont représentés dans le tableau suivant :

TAB. 2.5 : Ajustement par la Loi De Gumbel

| T | fréquence au non dépassement | V_{th} | Ecart type | intervalle de confiance |
|-------|------------------------------|----------|------------|-------------------------|
| 100.0 | 0.9900 | 114 | 9.82 | 94.3 - 133 |
| 50.0 | 0.9800 | 103 | 8.54 | 86.2 - 120 |
| 20.0 | 0.9500 | 88.9 | 6.85 | 75.4 - 102 |
| 10.0 | 0.9000 | 78.0 | 5.59 | 67.0 - 88.9 |
| 5.0 | 0.8000 | 66.6 | 4.34 | 58.1 - 75.1 |

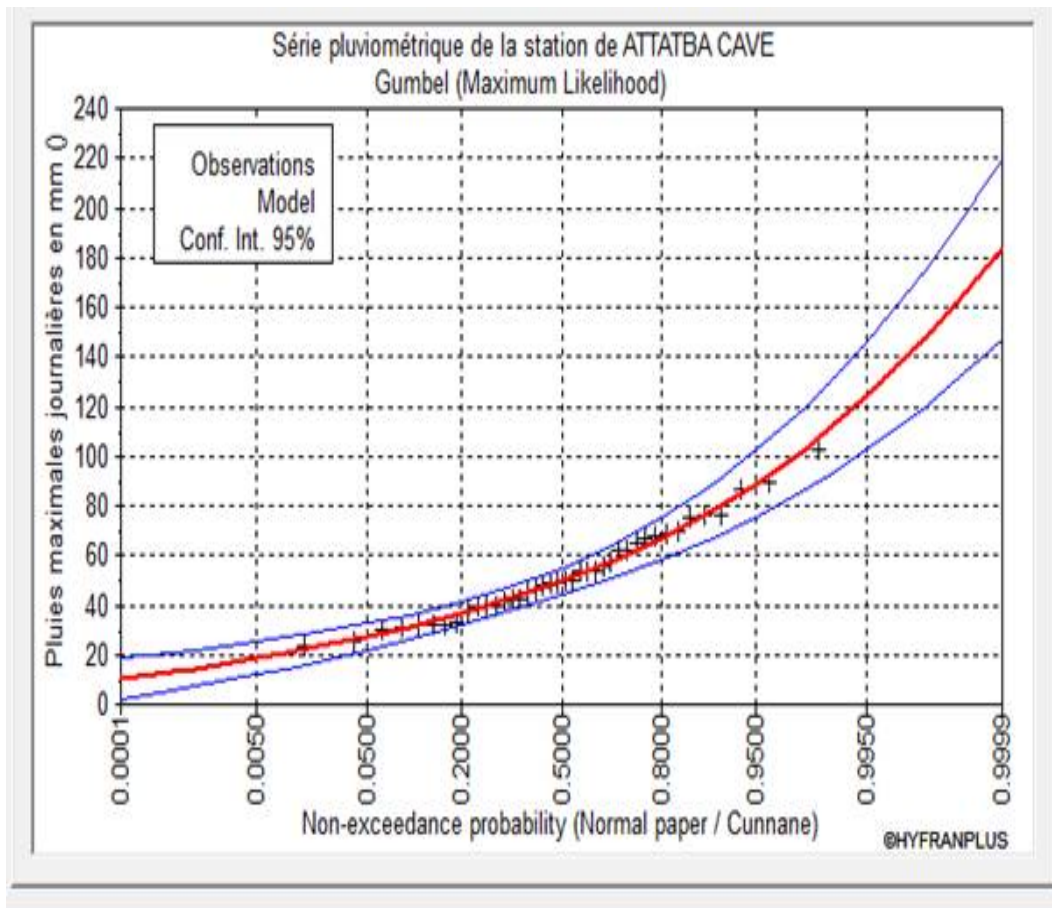


FIG. 2.1 : ajustement par la loi de Gumbel

2.3.5 Ajustement de la série par la loi de Galton

La fonction de répartition de la loi de Galton s'écrit comme suit :

$$f(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\alpha}^y e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (2.6)$$

Avec :

$f(x)$: fréquence au dépassement de la valeur x

y : la variable réduite de Gumbel et s'écrit sous la forme :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \quad (2.7)$$

L'équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\ln(x) = u\sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad (2.8)$$

- paramètres de la loi de Galton par la méthode de maximum vraisemblance :

$$\sigma = 0.35\overline{\ln(x)} = 3.9 \quad (2.9)$$

Résultats de l'ajustement :

TAB. 2.6 : Ajustement par la Loi Galton (Log-normale)

| T | fréquence au non dépassement | V_{th} | Ecart type | intervalle de confiance |
|-------|------------------------------|----------|------------|-------------------------|
| 100.0 | 0.9900 | 113 | 12.3 | 88.8 - 137 |
| 50.0 | 0.9800 | 103 | 10.2 | 82.5 - 123 |
| 20.0 | 0.9500 | 88.7 | 7.68 | 73.6 - 104 |
| 10.0 | 0.9000 | 78.0 | 5.93 | 66.3 - 89.6 |
| 5.0 | 0.8000 | 66.7 | 4.37 | 58.1 - 75.3 |

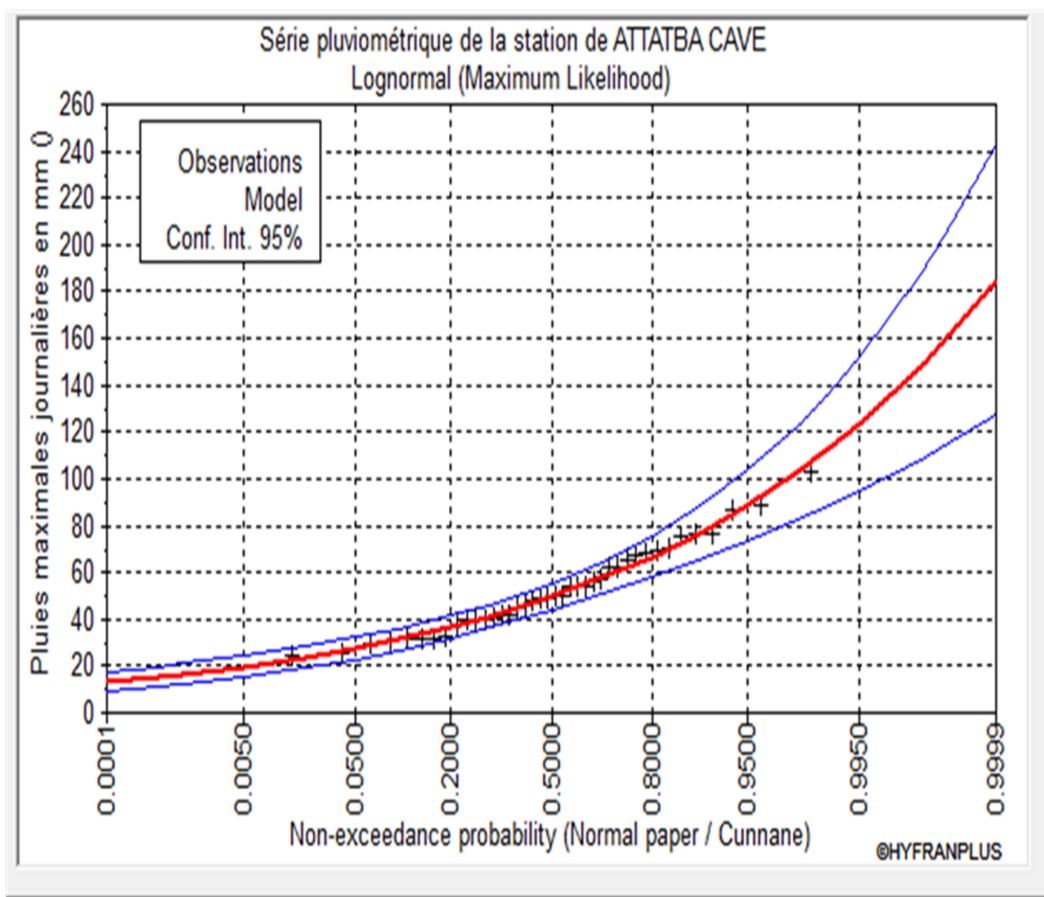


FIG. 2.2 : ajustement par la loi Galton (Log-normale)

2.3.6 Test d'adéquation de Khi-deux

Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant entre les valeurs calculées et théoriques de χ^2

$$\chi_{calcul}^2 < \chi_{thorique}^2 \quad (2.10)$$

La variable χ^2 est utilisé pour un risque $\alpha=5\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi dont la valeur de $\chi_{thorique}^2$ est tiré de la table de $\chi_{thorique}^2$ (Voir annexe [1]).

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés comme suit : D'après le

TAB. 2.7 : Résultats du teste Khi2

| Loi d'ajustement | p-value | Degré de liberté | $\chi_{thorique}^2$ | χ_{calcul}^2 |
|------------------|---------|------------------|---------------------|-------------------|
| Gumbel | 0.6692 | 5 | 11.07 | 3.2 |
| Galton | 0.6692 | 5 | 11.07 | 3.2 |

tableau au-dessus, la condition est vérifiée pour les deux lois d'ajustement. Donc, le test de Khi-deux montre que la série s'ajuste pour les deux lois, mais il faut choisir une loi et on a opté pour la loi de Gumbel

2.4 Calcul des pluies et d'intensité de courtes durées

Les pluies de courte durée nous donnent la lame d'eau précipitée sur une durée donnée pour chaque période de retour, Le passage des pluies maximales probables aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$p_{cd} = p_{maxJ} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (2.11)$$

$$I_{cd} = \frac{p_{cd}}{t} \quad (2.12)$$

Avec :

I_{cd} :L'intensité maximale de période t(h)

t : durée de l'averse en heure pour une période de retour

b : exposant climatique de la région

Les calculs sont présentés dans le tableau ci-dessus :

TAB. 2.8 : Valeurs des intensités de pluie en mm/h pour différentes périodes de retour

| t(h)/T(ans) | 5 ans | 10 ans | 20 ans | 50 ans | 100 ans |
|-------------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 0.033 | 176.25 | 197.37 | 235.27 | 272.58 | 301.69 |
| 0,1 | 87,66 | 102,66 | 117,01 | 135,57 | 150,05 |
| 0,2 | 56,64 | 66,34 | 75,61 | 87,60 | 96,96 |
| 0,25 | 49,21 | 57,64 | 65,69 | 76,11 | 84,24 |
| 0,5 | 31,80 | 37,24 | 42,45 | 49,18 | 54,43 |
| 0,75 | 24,63 | 28,85 | 32,88 | 38,10 | 42,16 |
| 1 | 20,55 | 24,07 | 27,43 | 31,78 | 35,17 |
| 2 | 13,28 | 15,55 | 17,72 | 20,54 | 22,73 |
| 3 | 10,29 | 12,05 | 13,73 | 15,91 | 17,61 |
| 4 | 8,58 | 10,05 | 11,45 | 13,27 | 14,69 |
| 5 | 7,45 | 8,73 | 9,95 | 11,53 | 12,76 |
| 6 | 6,65 | 7,78 | 8,87 | 10,28 | 11,38 |
| 7 | 6,03 | 7,06 | 8,05 | 9,33 | 10,32 |
| 8 | 5,54 | 6,49 | 7,40 | 8,57 | 9,49 |
| 9 | 5,15 | 6,03 | 6,87 | 7,96 | 8,81 |
| 10 | 4,82 | 5,64 | 6,43 | 7,45 | 8,25 |
| 11 | 4,54 | 5,31 | 6,06 | 7,02 | 7,77 |
| 12 | 4,29 | 5,03 | 5,73 | 6,64 | 7,35 |
| 13 | 4,08 | 4,78 | 5,45 | 6,32 | 6,99 |
| 14 | 3,90 | 4,56 | 5,20 | 6,03 | 6,67 |
| 15 | 3,73 | 4,37 | 4,98 | 5,77 | 6,39 |
| 16 | 3,58 | 4,20 | 4,78 | 5,54 | 6,13 |
| 17 | 3,45 | 4,04 | 4,60 | 5,33 | 5,90 |
| 18 | 3,33 | 3,90 | 4,44 | 5,14 | 5,69 |
| 19 | 3,22 | 3,77 | 4,29 | 4,97 | 5,50 |
| 20 | 3,11 | 3,65 | 4,16 | 4,81 | 5,33 |
| 21 | 3,02 | 3,54 | 4,03 | 4,67 | 5,17 |
| 22 | 2,93 | 3,43 | 3,91 | 4,53 | 5,02 |
| 23 | 2,85 | 3,34 | 3,80 | 4,41 | 4,88 |
| 24 | 2,78 | 3,25 | 3,70 | 4,29 | 4,75 |

2.4.1 Intensité maximale de 100 ans :

L'intensité de pluies qui correspond à la période de retour de 100 ans et une durée d'averse qui est égale au temps de concentration et qui servira à l'évaluation des débits pluviaux est : $I=150.02 \text{ mm/h}$ $i= 2.77$. $I= 416 \text{ l/s/ha}$

2.5 Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu analyser des données pluviométriques par des méthode d'estimation efficaces qui sont couramment employées en hydrologie, et particulièrement pour décrire les modules pluviométriques méditerranéens sont les lois de Gumbel et de Galton. notre série s'ajuste très bien au deux modèles selon la comparaison faite par le logiciel HYFRAN

Chapitre 3

Estimation des débits de crue

3.1 Introduction :

L'importance de l'étude des crues nous oblige de bien faire les calculs pour le dimensionnement d'un ouvrage se trouvant à l'aval d'un bassin versant donné ou d'une partie de ce dernier, d'où les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est unique du aux variations des conditions et des données Dans ce but, des méthodes plus ou moins complexes ont été développées. Dans notre travail on a opté retravailler avec la méthode rationnelle car la zone d'étude est d'une surface réduite et Turazza

3.2 Généralités sur les inondations :

3.2.1 L'inondation :

C'est un débordement d'un cours d'eau, le plus souvent en crue, qui submerge les terrains voisins. Le terme est souvent étendu aux débordements d'ouvrages artificiels tels que retenues ou réseaux d'assainissement. Des inondations peuvent aussi se produire en amont des cours d'eau, suite à la génération de quantités importantes de ruissellement au niveau de terres cultivées par exemple .ce ruissellement donne alors lieu à une inondation boueuse.

3.2.2 La crue :

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière (Débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. L'importance de l'inondation dépend de trois paramètres : la hauteur d'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue. Ces paramètres sont conditionnés par des précipitations, l'état du bassin versant (aire géographique d'alimentation en eau d'une rivière) et les caractéristique du cours d'eau (profondeur, largeur de la vallée, etc.).Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence d'activités humaines.

3.2.3 Lit mineur :

Le lit mineur est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour les débits d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles).

3.2.4 Lit majeur :

Le lit majeur comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres.sa limite est celle des crues exceptionnelles

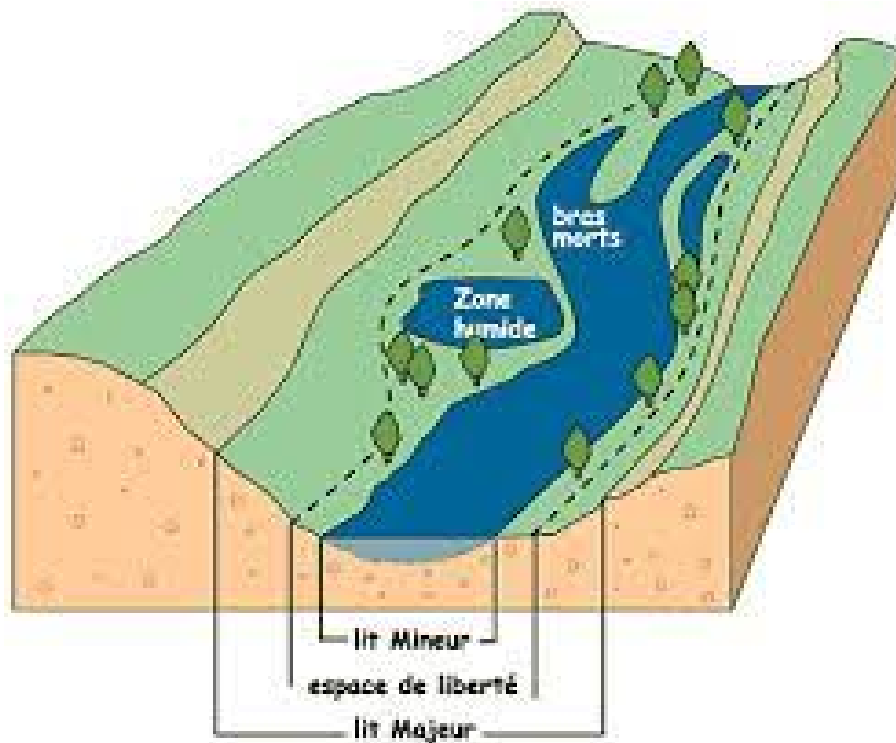


FIG. 3.1 : lit mineur et majeur

3.2.5 Mécanisme des inondations :

- Les facteurs physiques qui influencent les inondations
 - Le régime des pluies
 - Le relief
 - La taille du bassin versant
 - L'état des sols
- Les facteurs aggravants le risque d'inondation :
 - L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables
 - La diminution des champs d'expansion des crues
 - L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau
 - La formation et la rupture d'embâcles

3.2.6 Types d'inondation :

- Les inondations à monter lente dans les régions plaines

Les inondations de plaine se produisent lorsque la rivière sort lentement de son lit mineur et inonde la plaine pendant une période relativement longue. La rivière occupe son lit moyen et éventuellement son lit majeur. Après une ou plusieurs années pluvieuses, il arrive que la nappe affleure et qu'une inondation spontanée se produise : on parle d'inondation par remontée de nappe phréatique. Ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés. Sa dynamique lente perdure plusieurs semaines.

- Les inondations par crue torrentielle :

Lorsque des précipitations intenses, telles des averses violentes, tombent sur tout un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, engendrant des crues torrentielles brutales et violentes. Le cours d'eau transporte de grandes quantités de sédiments et de flottants (bois morts, etc....), ce qui se traduit par une forte érosion du lit et un dépôt des matières transportées. Ces dernières peuvent former des barrages, appelés embâcles, qui, s'ils viennent à céder, libèrent une énorme vague pouvant être mortelle.

- L'inondation par ruissellement pluvial en milieu urbain :

L'imperméabilisation du sol par les aménagements (bâtiments, voiries, parkings, etc....) et par les pratiques culturales limite l'infiltration des précipitations et accentue le ruissellement. Ceci occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues.

- L'inondation par submersion marine :

Cette inondation concerne le niveau de la mer qui, lors de conditions météorologiques extrêmes (associant dépressions atmosphériques, vents violents, fortes houles, phénomènes marégraphiques et tempêtes) s'élève considérablement et inonde les zones côtières. Cette inondation peut aussi être déclenchée par des séismes sous-marins qui peuvent entraîner un tsunami selon sa magnitude.

- Les inondations par rupture d'un ouvrage :

Dans ce type des inondations survient brutalement soit par débordement au-dessus de la digue, soit par rupture de la digue. Le phénomène peut être très brutal et d'autant plus dommageable quand les zones d'habitations sont proche de la digue.

3.2.7 Notion de risque :

3.2.7.1 Aléa :

Veyret et Richemond (2003) définissent l'aléa comme un « évènement possible qui peut être un processus naturel, technologique, social, économique et sa probabilité de réalisation ».

Il est également considéré « au sens restreint, par la probabilité d'occurrence d'un phénomène » (Dauphiné, 2003).

L'intensité, la fréquence ou occurrence sont les principales caractéristiques de l'aléa, mais « sa dimension spatiale n'est pas systématiquement mise en avant » (Peltier, 2005), or, l'espace affecté par l'aléa est déterminant dans la gestion du risque.

3.2.7.2 Les enjeux :

Les enjeux sont représentés par les personnes, les biens publics et privés, les activités économiques, l'environnement, exposés aux aléas. (Veyret Richemond, 2003 ; Ledoux, 2006).

3.2.7.3 La vulnérabilité :

La vulnérabilité est la sensibilité des populations et des activités localisées dans une zone exposée à un aléa. Elle « exprime et mesure le niveau de conséquences prévisibles de l'aléa sur les enjeux : dommages, arrêt d'un service... » (PPRNi de l'Yzeron, 2012, p.17).

3.2.7.4 Risque d'inondation :

Le risque d'inondation peut être défini comme « la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel lite mineur d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités » (MEDD, 2004a, p.3). L'importance des enjeux est toujours proportionnelle au niveau du risque d'inondation.

Pour un risque à une inondation fluviale, nous avons :

- L'aléa : la crue du cours d'eau.
- Les enjeux : les personnes et les biens, notamment les immeubles.
- La vulnérabilité : la hauteur, à la solidité et à l'étanchéité des immeubles face au débordement.

3.3 calculs des crues :

3.3.1 La méthode Rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains de faible surface (10 ha). Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne $\langle i \rangle$ supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \cdot C \cdot i \cdot A \quad (3.1)$$

Avec :

Q : débit d'eau de ruissellement (1/s).

α : Surface de l'aire d'influence (ha).

C : coefficient de ruissellement.

i : intensité de précipitation (1/s/ha).

A : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

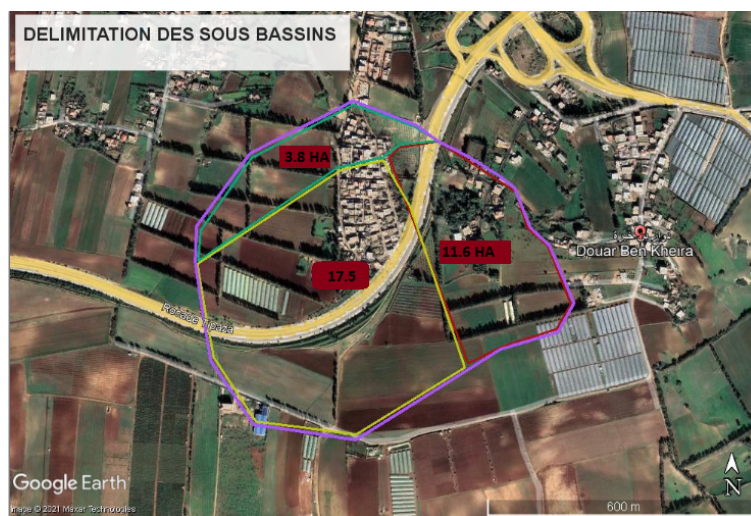


FIG. 3.2 : Découpage du BV en sous bassins

3.3.1.1 Validité de la méthode Rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

3.3.1.2 coefficient réducteur d'intensité (α) :

En réalité la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies courtes de forte intensité, ceci en fonction de la nature des nuages, vents...pour en tenir compte nous affectons l'intensité d'un coefficient réducteur $\alpha < 1$ déterminé expérimentalement. Remarque : dans notre travail nous avons pris entre 0,8 et 0,9 vu les surfaces des sous bassins sont inférieure a 10 ha et le cheminement hydraulique le plus long inférieure a 200 m.

3.3.1.3 coefficient de ruissellement C_r :

Le Coefficient de ruissellement d'une surface donnée, représente la part d'eau qui ruisselle par rapport à la quantité d'eau précipitée sur cette même surface Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointes pluviaux qui servent au dimensionnement des ouvrages d'aménagement. Sa valeur varie de 0,05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

- La nature du sol
- La pente du terrain
- Le mode d'occupation du sol
- La densité de la population
- La durée de pluie
- L'humidité de l'air

On peut dire d'une façon générale, que le coefficient de ruissellement est considéré comme étant le taux d'imperméabilisation du sous bassin :

Avec :

$$C_r = \frac{A_{imp}}{A} \quad (3.2)$$

A_{imp} : La surface imperméable

A : Surface totale du sous bassin

Comme une estimation erronée du coefficient de ruissellement conduit à un sous ou surdimensionnement du réseau, tous ces facteurs doivent être pris en considération pour la détermination de ce dernier

Remarque : Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en tenant compte de la catégorie d'urbanisation.

TAB. 3.1 : coefficient de ruissellement pour quelques surfaces

| Type de surface | C_r |
|--|-------------|
| Toits en métal, tuiles, en ardoise | 0.9 |
| Trottoirs en chaussée avec peu de joints | 0.85 – 0.9 |
| Pavé en pierres naturelles en brique | 0.85 – 0.9 |
| Rue en bois avec des joints cimentés | 0.75 – 0.85 |
| Pavage en blocage | 0.4 – 0.5 |
| Surfaces goudronnées | 0.25 – 0.6 |
| Chemins en gravier | 0.25 – 0.3 |
| Gare, terrain de sport | 0.1-0.3 |
| Parc, jardin gazons | 0.05-0.25 |
| Forets | 0.01-0.2 |

TAB. 3.2 : Coefficient de ruissellement pour différentes densités de population

| Densité de population/hectare | C_r |
|-------------------------------|-------------|
| 20 | 0.23 |
| 30-80 | 0.2 – 0.27 |
| 60-150 | 0.25 – 0.34 |
| 150-200 | 0.3 – 0.45 |
| 200-300 | 0.6 – 0.62 |
| 300-400 | 0.6 – 0.82 |
| 400-700 | 0.7 – 0.9 |

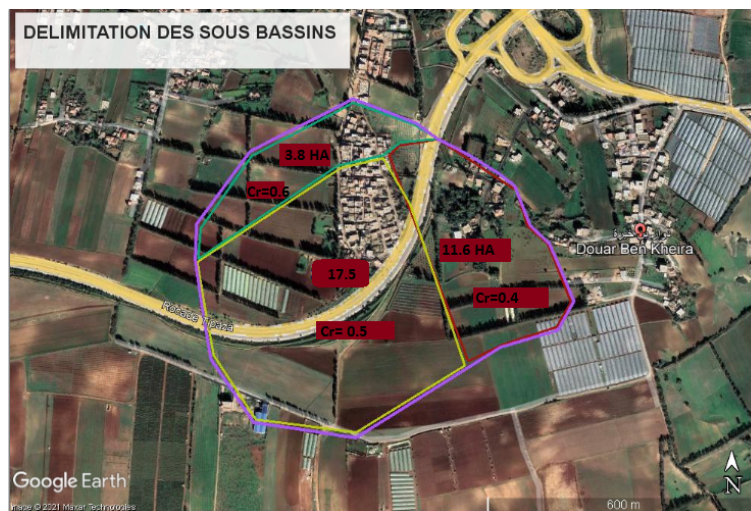


FIG. 3.3 : Répartition du coefficient de ruissèlement dans les sous bassins

3.3.2 Formule de TURAZZA

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{max(p\%)} = \frac{SP_t c}{3.6T_c} \quad (3.3)$$

Avec

$P_t c$: Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de Concentration en (mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%.

3.4 calcul du débit par différentes méthodes :

3.4.1 Par la méthode rationnelle

TAB. 3.3 : calcul du débit par la méthode Rationnelle

| N° S.B | A_i (HA) | Cr(%) | I (l/s/ha)Pour T :100ans | Q_{plu} (l/s) | plu (m/s) |
|--------|------------|-------|--------------------------|-----------------|-------------|
| 1 | 17.5 | 0.5 | 416 | 3640 | 3.640 |
| 2 | 11.6 | 0.4 | 416 | 1930.24 | 1.930 |
| 3 | 3.8 | 0.6 | 416 | 948.48 | 0.95 |

3.4.2 calcul du débit par la formule de TURAZZA

pour calculer le débit dans les différents sous bassin par la formule de Turazza il faut calculer le temps de concentration de chaque sous bassin pour cela on a choisit la formule de Kirpich pour effectuer nos calculs :

TAB. 3.4 : Le temps de concentration dans chaque sous bassin avec la formule de kirpich

| N° S.B | L (m) | I(%) | Tc(min) |
|--------|--------|------|---------|
| 1 | 131 | 5 | 3 |
| 2 | 48 | 4 | 2 |
| 3 | 222.42 | 5 | 4 |

TAB. 3.5 : Calcul des débits de crue des SB par la méthode Rationnelle et Turazza

| N° S.B | A_i (Ha) | Cr(%) | I (l/s/ha) | Tc(min) | $Q_{RAT}(m^3/s)$ | $Q_{TUR}(m^3/s)$ |
|--------|------------|-------|------------|---------|------------------|------------------|
| 1 | 17.5 | 0.5 | 416 | 3 | 3.640 | 1.88 |
| 2 | 11.6 | 0.4 | 416 | 2 | 1.930 | 1.94 |
| 3 | 3.8 | 0.6 | 416 | 4 | 0.95 | 0.3 |

3.5 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue sera établi selon la méthode Rationnelle, cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques, l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

La montée de crue :

$$Q_m(t) = Q_{\max p} \left(\frac{t}{t_m} \right)^3 \quad (3.4)$$

La décrue :

$$Q_t(t) = Q_{\max p} \left(\frac{t_b - t}{t_d} \right)^2 \quad (3.5)$$

$Q_{\max p}$: Débit maximum de crue (de pointe) en m³/s ;

Q_m : Débit instantané au moment de la montée en m³/s ;

Q_t : Débit instantané au moment de la décente (décrue) en m³/s ;

t_m : Temps de montée en heures ;

t_d : Temps de décente en heures ;

t_b : Temps de base en heures ;

on a :

$$t_m = t_c \quad ; \quad t_d = y \cdot t_m \quad \text{et} \quad t_b = t_m + t_d$$

y : Dépend de la capacité de régulation du bassin.

On prend $y = 2$.

$$\text{donc : } t_m = t_c \quad ; \quad t_d = 2 \cdot t_m$$

TAB. 3.6 : Temps du bassin versant ses sous bassins (monté et décrue)

| / | SB1 | SB2 | SB3 | BV |
|-------------------|-----|-----|-----|----|
| $t_m(\text{min})$ | 3 | 2 | 4 | 6 |
| $t_d(\text{min})$ | 6 | 4 | 8 | 12 |
| $t_b(\text{min})$ | 9 | 6 | 12 | 18 |

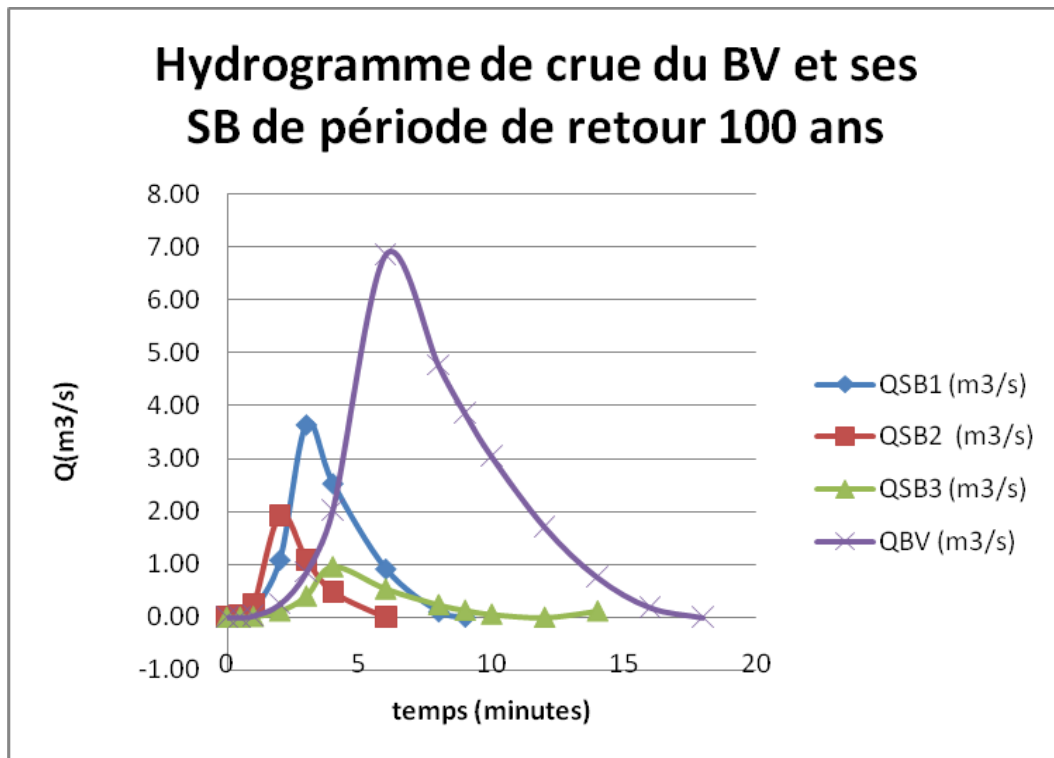


FIG. 3.4 : Hydrogramme de crue du bassin versant et ses sous bassins pour ($T=100$ ans)

3.6 conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé les débits de crue de ce bassin versant tout en le partageant en 3 sous bassins dont chacun a un coefficient de ruissellement déterminé .ensuite on dessiné l'hydrogramme de crue du bassin versant et ces sous bassin pour une période de retour de 100ans. Les ouvrages d'aménagement vont être dimensionnés selon ces débits calculés.

Chapitre 4

Étude des écoulement dans les cours d'eaux non aménagés

4.1 Introduction

L'étude d'aménagement du cours d'eau présentée ici, nécessite une connaissance parfaite de l'état des lieux de notre zone d'étude et détermination des facteurs entraînant les différents risques, parmi eux le risque d'inondation. Dans cette étape on va construire un système avec le Logiciel HECRAS (Version 5.0.1) qui s'approche de la réalité, pour étudier le comportement de l'écoulement dans les cours d'eaux non aménagés. Pour simuler les différentes crues déterminées précédemment, et déterminer les zones submergées par les eaux. Le but est d'obtenir une carte des zones inondables du secteur d'étude.

4.2 Généralités et définitions :

L'hydraulique à surface libre se distingue de l'hydraulique en charge par l'existence d'une surface libre, c'est-à-dire d'une surface où l'écoulement est en contact direct avec l'air : le gradient de pression ne peut plus être le moteur de l'écoulement, c'est la gravité joue plutôt ce rôle. L'hydraulique fluviale s'intéresse surtout aux écoulements dans les :

- Cours d'eau : rivières, fleuves, etc. ;
- Systèmes d'évacuation : réseaux d'assainissement pluvial, ainsi qu'aux différents aménagements retenus d'eau, usines de production d'électricité, ports, etc.

Ces écoulements se caractérisent par une hauteur d'écoulement petite par rapport à la longueur d'écoulement. On parle d'écoulement filaire ou unidimensionnel (x, t) .

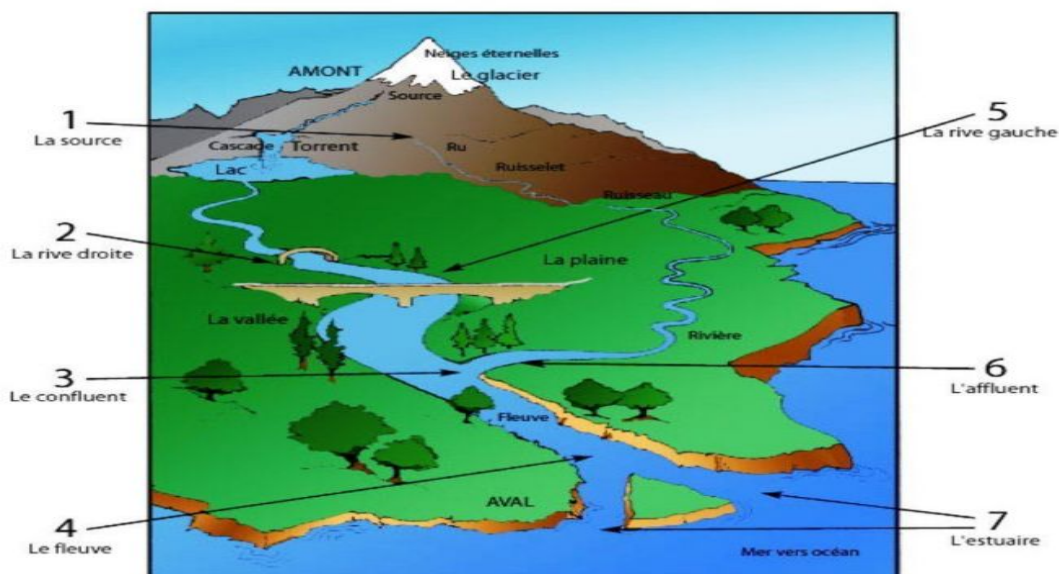


FIG. 4.1 : Types de cours d'eau

4.2.1 Rappel de quelques notions d'hydraulique :

1. **Bief** : le bief est un tronçon homogène en termes de pente et des sections d'écoulements ;
2. **Type de cours d'eau** : on distingue des cours d'eau en fonction de la pente I , celle-ci varie entre 3 et 6.
3. **Section d'écoulement (ou section mouillée) S** : partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre ;
4. **Périmètre mouillé P** : longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir ;
5. **Largeur au miroir B** : largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre ; La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère ;
6. **Hauteur d'écoulement** : hauteur moyenne d'eau, par définition : $h = \frac{S}{B}$;
7. **Hauteur normale h_n** : c'est la hauteur d'un écoulement permanent uniforme dans un bief. La hauteur normale est fonction du débit Q , de la rugosité K , et de la pente moyenne I ;
8. **Rayon hydraulique** : c'est la longueur caractéristique $R = \frac{S}{P}$
9. **Débit Q** : flux d'eau par unité de temps à travers la surface d'écoulement ;
10. **Vitesse moyenne V** : $V = \frac{Q}{S}$
11. **Coefficient de rugosité** : Coefficient traduisant la rugosité des parois (coefficient de Chézy noté C ou de Manning-Strickler noté K) ;
12. **Lit mineur** : lit occupé ordinairement par un cours d'eau par opposition au lit majeur qui correspond à l'emprise maximale historique d'un cours d'eau ou à la plaine inondable. On parle aussi de niveau des plus hautes eaux (PHE) pour désigner la cote maximale atteinte par la surface libre d'un cours d'eau ;
13. **Lit majeur** : étendue qu'occupe le cours d'eau lors des crues, incluant les zones inondées. Lit d'étiage ou chenal d'étiage : partie du cours d'eau occupé lors des étiages ;
14. **La berge ou rive** : est le talus qui sépare le lit mineur du lit majeur ;
15. **L'étiage** : correspond aux plus basses eaux d'un cours d'eau (généralement durant l'été). le débit d'étiage est donc le débit minimal d'un cours d'eau. Le débit de plein bord est le débit atteint lorsque la rivière sort de son lit mineur. Durant une crue, on parle de débit de pointe pour désigner le débit maximal atteint ;
16. **Tirant d'eau** : profondeur maximale d'une section d'écoulement.

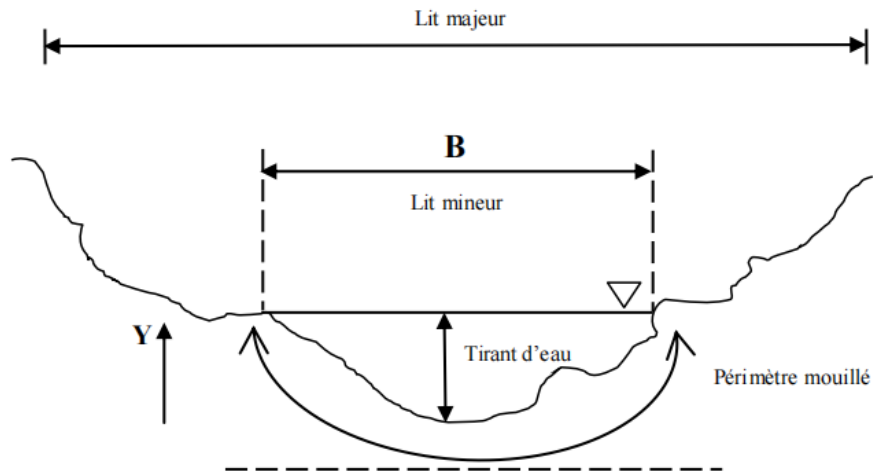


FIG. 4.2 : Coupe transversale d'un canal naturel.

4.2.2 Type d'écoulement :

4.2.2.1 Variable dans le temps :

1. Écoulement stationnaire (permanent) :

L'écoulement est permanent si les vitesses moyennes et ponctuelles (V et U) ainsi que la profondeur h ou dh restent invariables dans le temps en tout point dans l'espace dans toutes les directions, par conséquent le débit est constant entre les divers sections du canal (sans apport latéral).

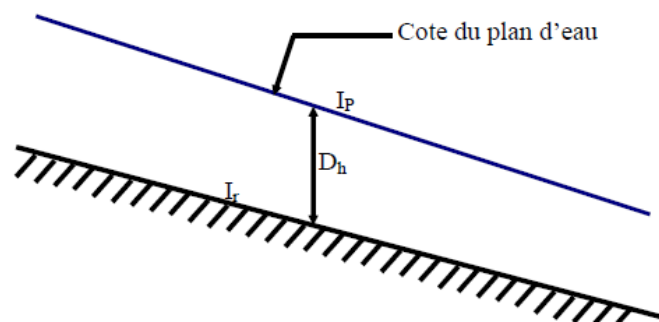


FIG. 4.3 : Écoulement permanent.

2. Écoulement non stationnaire (non permanent) :

L'écoulement est non permanent si la profondeur d'eau dh ainsi que les autres paramètres (V et U) varient avec le temps et par conséquent le débit n'est pas constant.

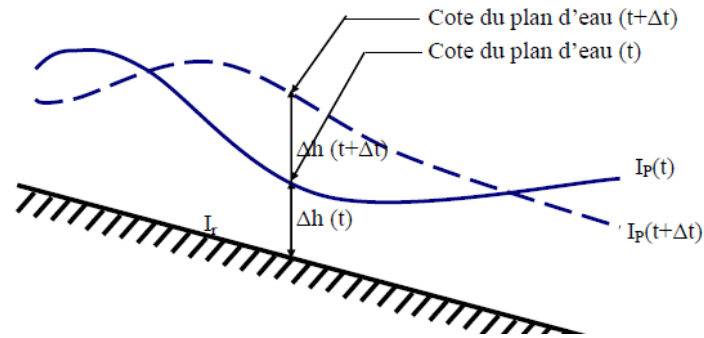


FIG. 4.4 : Écoulement non permanent.

4.2.2.2 Variabilité dans l’espace :

1. Écoulement uniforme :

L’écoulement uniforme implique deux conditions : la permanence et la continuité. On dit que l’écoulement est uniforme si la profondeur, la pente, la vitesse et la section droite demeurent constantes sur une longueur donnée du canal ;

2. Écoulement non uniforme :

L’écoulement est non uniforme quand la profondeur de l’écoulement varie le long du canal ouvert. Il peut être permanent ou non. On peut également le qualifier de tranquille, rapide ou critique. On distingue :

- **Écoulement non uniforme graduellement varié** : Régime d’écoulement où la variation de hauteur dans la direction d’écoulement est très faible, typiquement si x désigne une longueur d’écoulement et h une variation de hauteur ;
- **Écoulement non uniforme rapidement varié** : Régime d’écoulement où la variation de hauteur dans la direction d’écoulement est très importante, En effet à l’approche d’une singularité ou bien en cas de ressaut hydraulique, l’écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

Le schéma suivant résume les variabilités des écoulements dans l’espace :

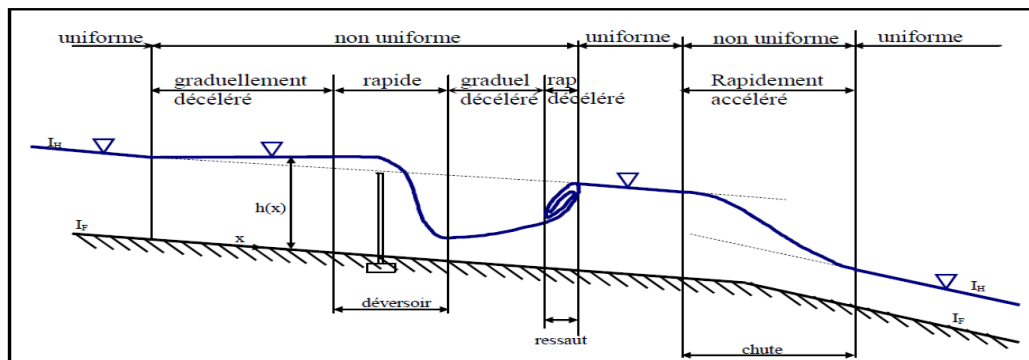


FIG. 4.5 : Variabilité des écoulements dans l’espace.

4.2.3 Régime d'écoulement :

L'écoulement à surface libre est défini comme un écoulement de liquide avec une interface libre entre l'air et l'eau. La pression y est égale le plus souvent à la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

4.2.3.1 Le nombre de Reynolds :

* qui est le rapport entre les forces d'inertie et celles de frottement pour l'étude hydraulique des canaux, on définit habituellement les nombre adimensionnels suivants :

$$Re = \frac{VD}{\mu}$$

- V : est la vitesse moyenne ;
- D : le diamètre hydraulique égal à $4R$;
- R : étant le rayon hydraulique ;
- μ le coefficient de viscosité cinématique ; Pour des canaux de largeur infinie, on aura $R = h$;
- h étant le tirant d'eau

4.2.3.2 Le nombre de Froude :

Le nombre de Froude, pour les écoulements à surface libre, s'écrit :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gH}}$$

- V : Vitesse moyenne de l'écoulement ;
- H : Profondeur hydraulique ;
- g : Accélération gravitationnelle.

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- Écoulement fluvial $Fr < 1$;
- Écoulement torrentiel $Fr > 1$;
- Écoulement critique $Fr = Fr_c = 1$

Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds Re' , et du nombre de Froude, F_r , donnent quatre régimes d'écoulement.

Le rôle du nombre de Reynolds est de permettre la distinction entre les écoulements comme suit :

- Écoulement laminaire $Re' < 580$;
- Écoulement turbulent $Re' > 2320$;
- Transition $580 < Re' < 2000$

Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds, Re' , et du nombre de Froude, F_r , donnent quatre régimes d'écoulement :

- Fluvial - Laminaire $F_r < 1$ et $Re' < 580$;
- Fluvial - Turbulent $F_r < 1$ et $Re' > 2320$;
- Torrentiel - Laminaire $F_r > 1$ et $Re' < 580$;
- Torrentiel - Turbulent $F_r > 1$ et $Re' > 2320$.

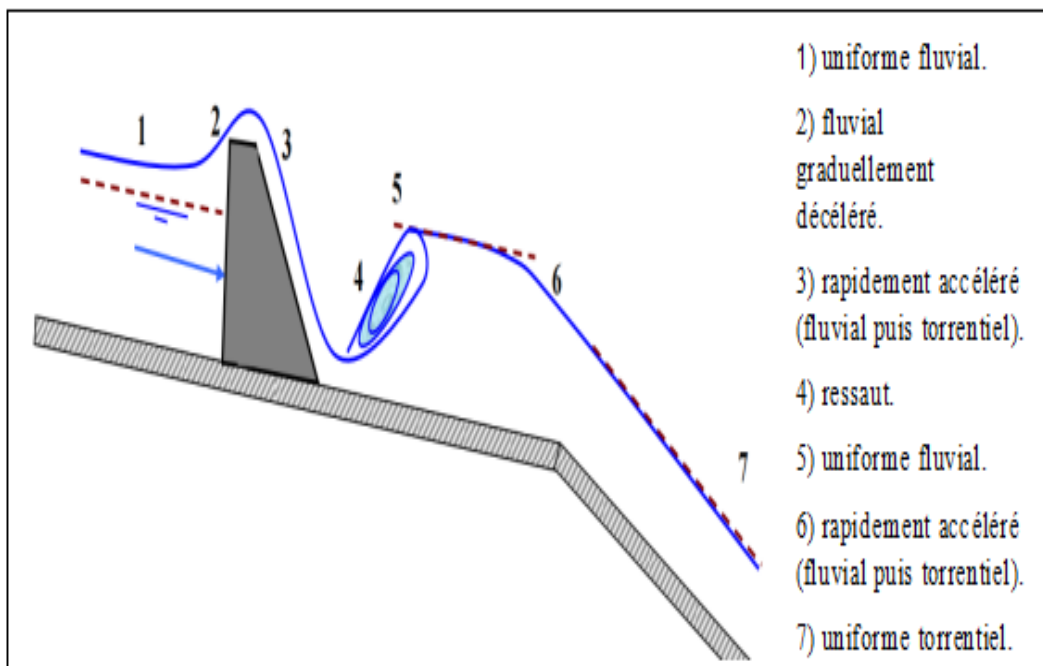


FIG. 4.6 : Schéma représentant les différents régimes d'écoulement.

4.3 Canaux à ciel ouvert :

On appelle canal un système de transport dans lequel un liquide s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique.

4.3.1 Type des canaux :

on distingue deux types de canaux :

4.3.1.1 Les canaux naturels :

Les canaux naturels sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires.

Leurs propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières.

4.3.1.2 Les canaux artificiels :

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

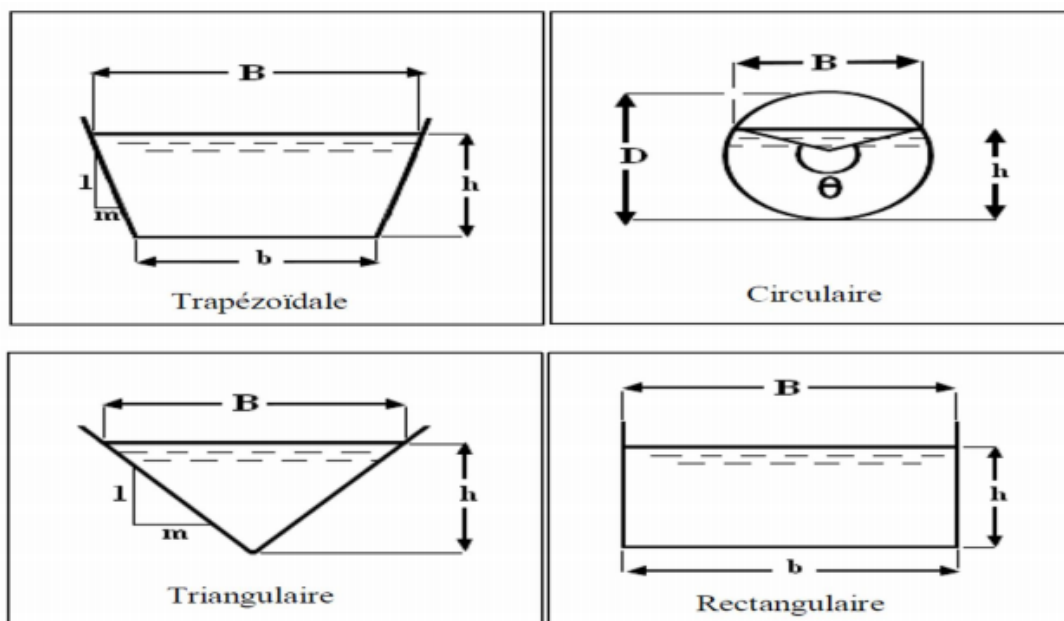


FIG. 4.7 : Canaux artificiels (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

4.3.2 Propriétés des canaux :

4.3.2.1 Les propriétés géométriques :

1. La section transversale A ;
2. La section mouillée S_m ;
3. Le périmètre mouillé P_m ;
4. Le rayon hydraulique R_h est le rapport de la section mouillée et du périmètre mouillé ;
5. La largeur en surface du canal b est la distance séparant les berges opposées ;
6. La profondeur hydraulique de la section mouillée S_m , telle que $D_h = S_m/b$;
7. La pente de la surface libre S_w ;
8. La profondeur H (tirant d'eau) ;
9. La pente du fond S_0 .

4.3.3 Propriétés hydrauliques :

1. **Poids volumique :** Le poids volumique de l'eau est notée $\gamma_w = g^* \rho_w$ et vaut 9.81 KN/m^3 pour l'eau sans matière en suspension, ρ_w désigne la masse volumique de l'eau et vaut 1000 kg/m^3 dans le cas de l'eau sans matière en suspension et désigne l'accélération de la pesanteur et vaut 9.81 m/s^2 ;

2. **Débits :**

Le débit (Q) est le volume d'eau qui traverse une section perpendiculaire à l'axe du chenal par unité de temps ;

3. **Vitesse en un point de l'écoulement :**

La vitesse (V) en un point de l'écoulement est celle de la particule qui passe en ce point au moment considéré ;

4. **Vitesse moyenne :**

vitesse moyenne est par définition $V = \frac{Q}{S}$;

5. **Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement :**

L'appellation charge hydraulique désigne une énergie par unité de poids de liquide. La charge en un point p d'une ligne de courant est la valeur

$$H_p = Z_p + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

Avec :

- Z_p : est la cote du point ;
- P : la pression en ce point ;
- V : la vitesse au point p.

6. **Poussée sur une paroi du canal** : L'eau exerce une poussée égale à celle qui existerait si l'eau était au repos. Sur un élément de section S .

7. **Frottement sur une paroi du canal** : L'eau étant en mouvement, exerce sur les parois du chenal une force de frottement.

$$dF = \tau_0 ds$$

avec

- τ_0 : la force de frottement par unité de surface ou contrainte tangentielle à la paroi.

4.4 la simulation

La simulation est un moyen pour observer le comportement d'un système sous diverses conditions de charge. Aucune solution dans le sens mathématique n'est cherchée. L'objectif est de comprendre les relations entre les composantes du système et de trouver les moyens de la meilleure réalisation. La simulation ne donne pas la solution optimale directement, il est nécessaire d'itérer le processus pour atteindre l'optimum. Elle se résume en une analyse de scénarios, le modèle étant testé, calibré et opérationnel.

4.5 Un modèle

Un modèle est une représentation simplifiée d'un système complexe. Cette représentation doit être la plus conforme possible à la réalité du point de vue des processus impliqués et simulés. Cependant, on a souvent recours à des hypothèses simplificatrices. Le degré de conformité à la réalité peut aussi dépendre des objectifs assignés à la modélisation. Le rôle d'un modèle peut ainsi être :

- d'intégrer l'ensemble des données disponibles sur un système et d'utiliser le modèle comme outil de synthèse et de vérification de la cohérence de ces données et des hypothèses qui peuvent être formulées sur la structure et le fonctionnement du système étudié.
- purement opérationnel, afin de fournir une réponse pertinente à une problématique posée.

4.6 Simulation de l’écoulement sur HEC-RAS

Nous allons à présent mener une étude plus locale sur l’inondabilité des zones à risques. Pour cela, nous disposons de la réponse hydrologique en tout point du bassin versant, ainsi que les estimations de débits de crue pour différentes périodes de retour, obtenues par la Méthode Rationnelle

La simulation sera donc lancée sur le logiciel HEC-RAS, l’application du modèle HEC-RAS Nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons de l’oued considérés.

- Les données géométriques relatives à chaque section :
 - Le profil en Travers, défini par une série de couples distance-altitude
 - Les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, droite et axe de Lit mineur
- Les données hydrométriques à savoir le débit de projet et les conditions aux limites

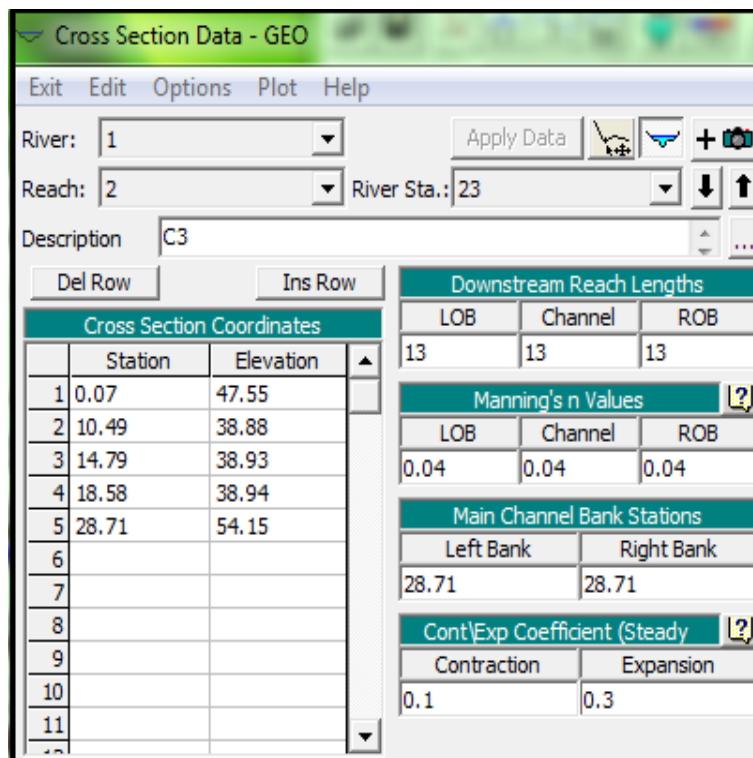


FIG. 4.8 : Les données pour une section transversale

4.7 les démarches de la simulation

Cette démarche se fait en quatre étapes :

1. Modélisation de la rivière.
2. Modélisation de l’écoulement.
3. Mise en marche de la simulation.
4. Visualisation des résultats et constatation.

4.8 Description du réseau à simuler

L’étude concernera Oued Sidi Rached sur une longueur de 400 m telle que les coordonnées de l’exutoire de ce dernier sont : $X=45500.02$, $Y=4047387.8$

4.8.1 Modélisation de la rivière

Dans ce projet, nous avons utilisé le levé topographique fourni par le bureau d’étude. La réalisation de la géométrie d’oued Sidi Rached consiste à implémenter des profils en travers représentatifs, sur lesquels on calcule la hauteur d’eau et d’autres caractéristiques de l’écoulement. Pour charger les profils nous avons utilisé la méthode manuelle en générant manuellement des fichiers de géométrie à partir du levé topographique reconnu par HEC-RAS nous donnant les profils transversaux de l’amont à l’aval espacés de 30 mètres et respectons le sens d’écoulement .

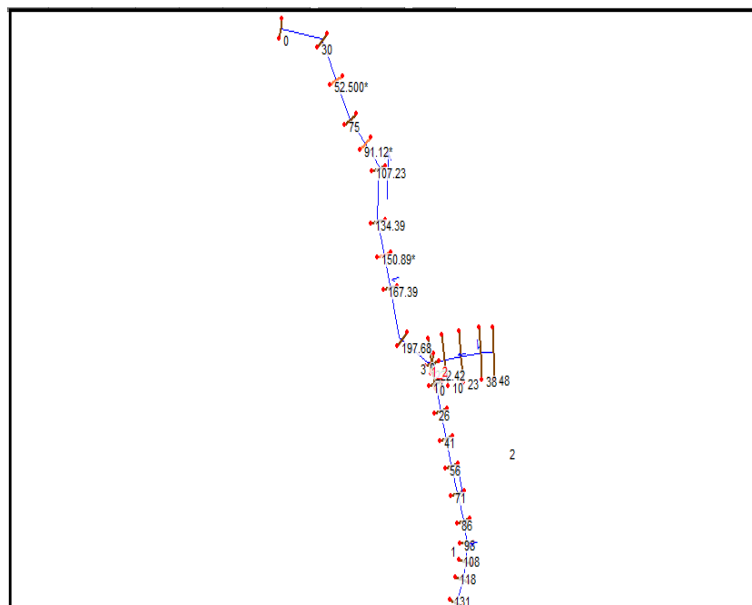


FIG. 4.9 : modélisation de oued Sidi Rached

4.8.2 Modélisation de l'écoulement

Sous l'hypothèse d'écoulement mixte, les conditions aux limites imposées pour la résolution du calcul hydraulique sont :

- Un débit en entrée.
- Coefficient de Manning
- Une hauteur critique sera calculée en aval et en amont.

Pour les conditions en entrée, les débits disponibles ont été présentés dans le chapitre 3

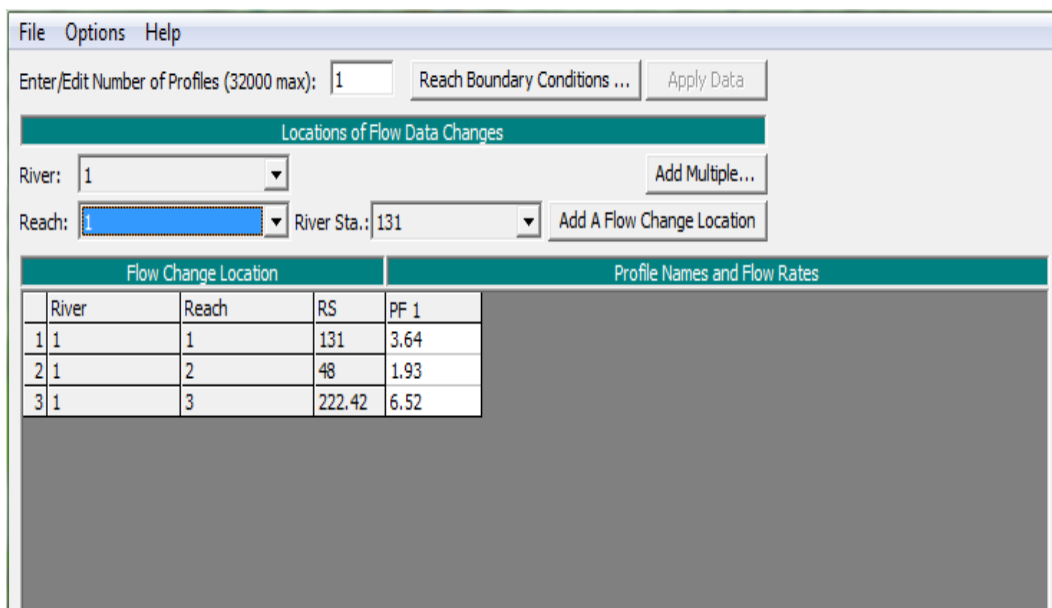


FIG. 4.10 : insertion du débit

4.8.2.1 Le choix de coefficient de Manning

- Pour le choix de coefficient de Manning des deux berges (gauche et droite) et du lit, on fait le choix en se basant sur l'analyse granulométrique qui nous affirme que notre cours d'eau est propre avec quelques herbes et pierres
- ce sol correspond a un coefficient de Manning égale a 0.04.

Pour notre cas on a choisi le même coefficient pour les rives et le lit

TAB. 4.1 : Les valeurs du coefficient de manning

| coefficient de manning | | |
|------------------------|------|-------------|
| Rive droite | Lit | Rive gauche |
| 0.04 | 0.04 | 0.04 |

Il nous reste l’introduction des conditions aux limites de chaque tronçon, autrement dit, la hauteur d’eau en amont et en aval. HEC-RAS nous donne les choix suivant :

- **Hauteur d’eau connue** :pour chaque profil d’écoulement, la hauteur est connue.
- **La hauteur critique** :le programme calcule lui-même la hauteur critique et l’utilise comme condition aux limites.
- **La hauteur normale** :le logiciel nous demande la pente d’énergie qui sera utilisée pour le calcul de la hauteur normale par l’équation de Manning. Si la pente d’énergie n’est pas connue, l’utilisateur peut l’estimer en introduisant la pente de la surface de l’eau, ou la pente du fond.

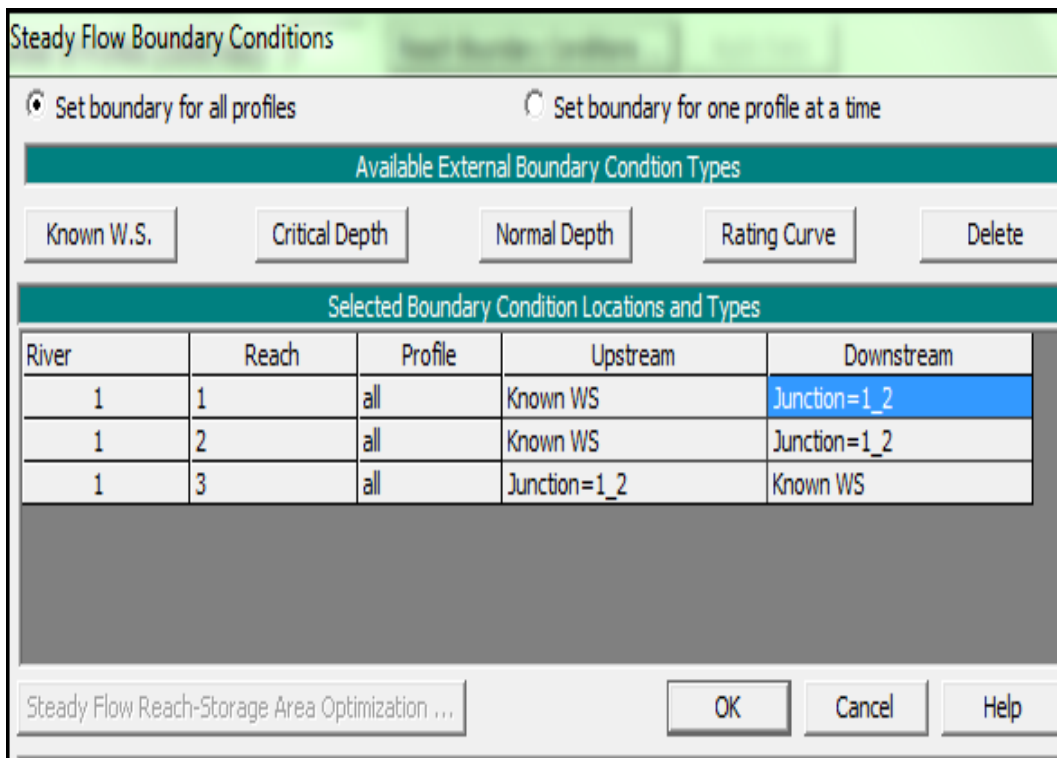


FIG. 4.11 : L’introduction des conditions aux limites

4.8.3 Mise en marche de la simulation

Après avoir introduit les données géométriques et hydrométriques de oued Sidi Rached, les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulement. Pour notre cas on fait le choix de régime d'écoulement, supposé mixte, et on lance la simulation

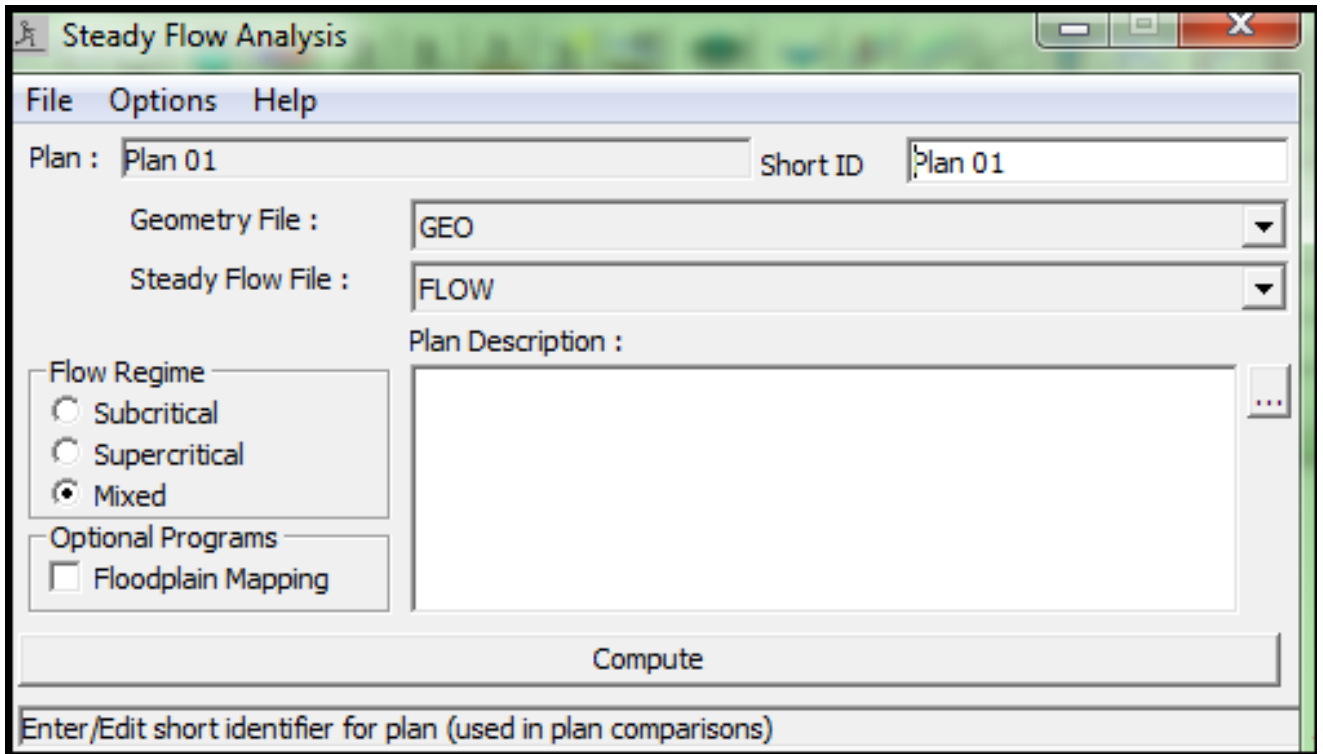


FIG. 4.12 : Mise en marche de la simulation

4.8.4 Visualisation des résultats et constatation

Après avoir lancé le calcul sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir de nombreux résultats. En outre, nous pouvons obtenir les profils des zones inondables selon le débit considéré. Et les vitesses d'écoulement ainsi que les lignes d'eau et d'énergie. Nous pouvons ainsi observer la variation de la vitesse d'écoulement sur le lit mineur et les deux rives suivant chaque profil en travers. Nous remarquerons que la vitesse est très fluctuante et le nombre de Froude est inférieur à un et s'annule dans quelques sections ce qui signifie la présence d'un ressaut hydraulique.

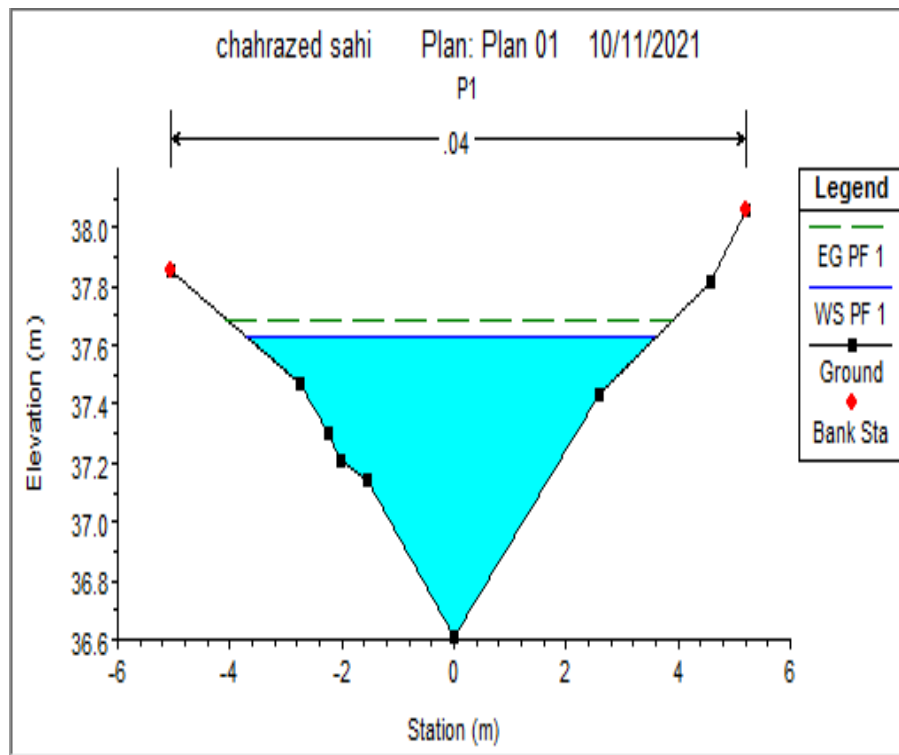
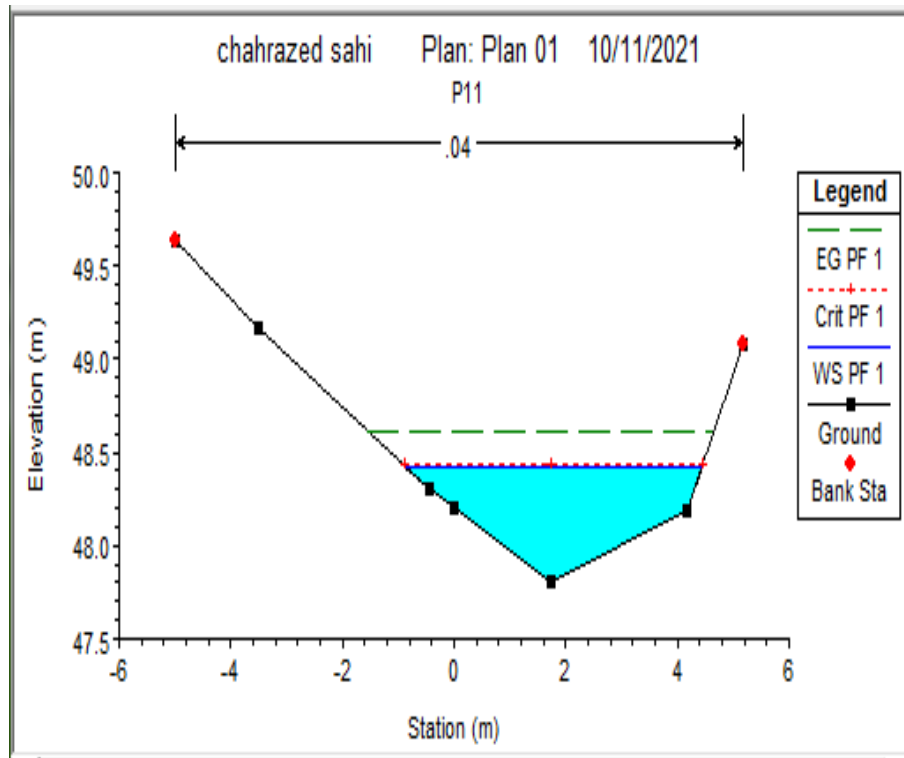


FIG. 4.13 : Les résultats de simulation du tronçon 1.

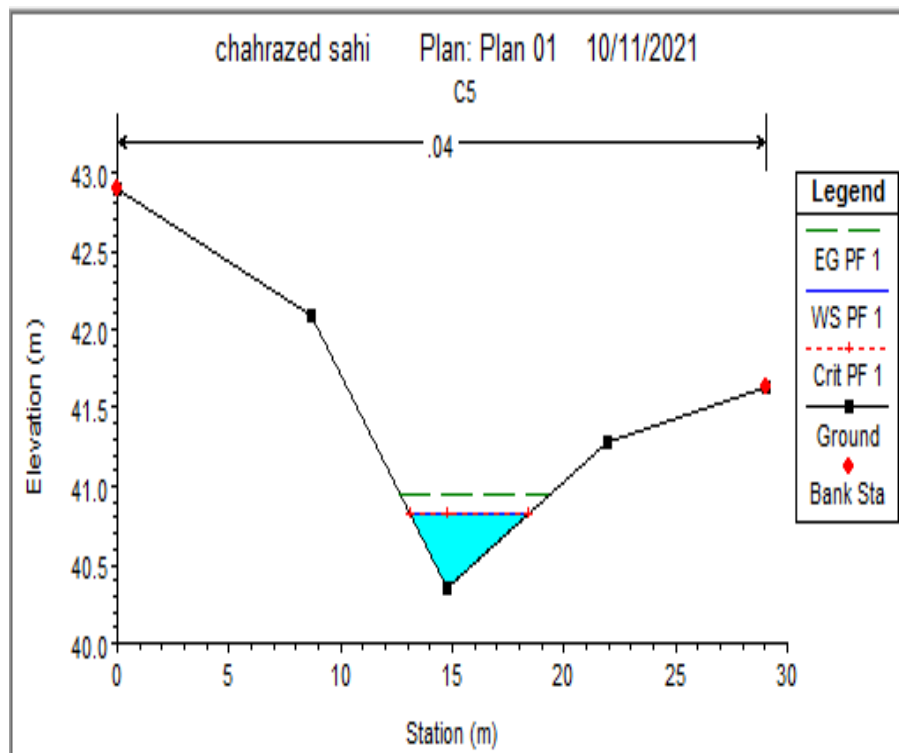
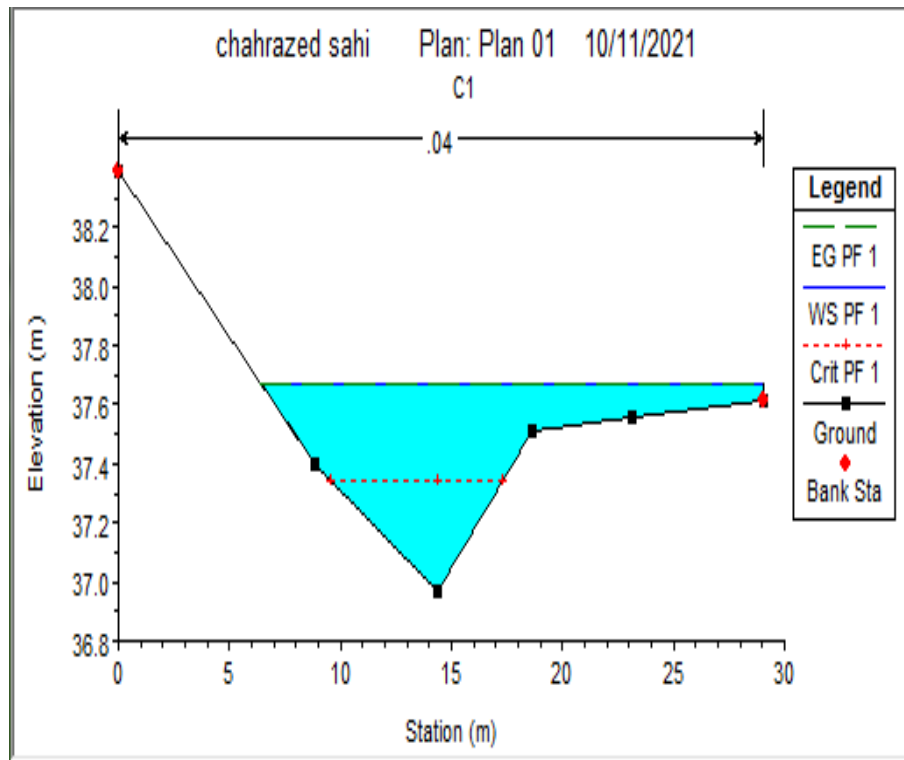


FIG. 4.14 : Les résultats de simulation du tronçon 2.

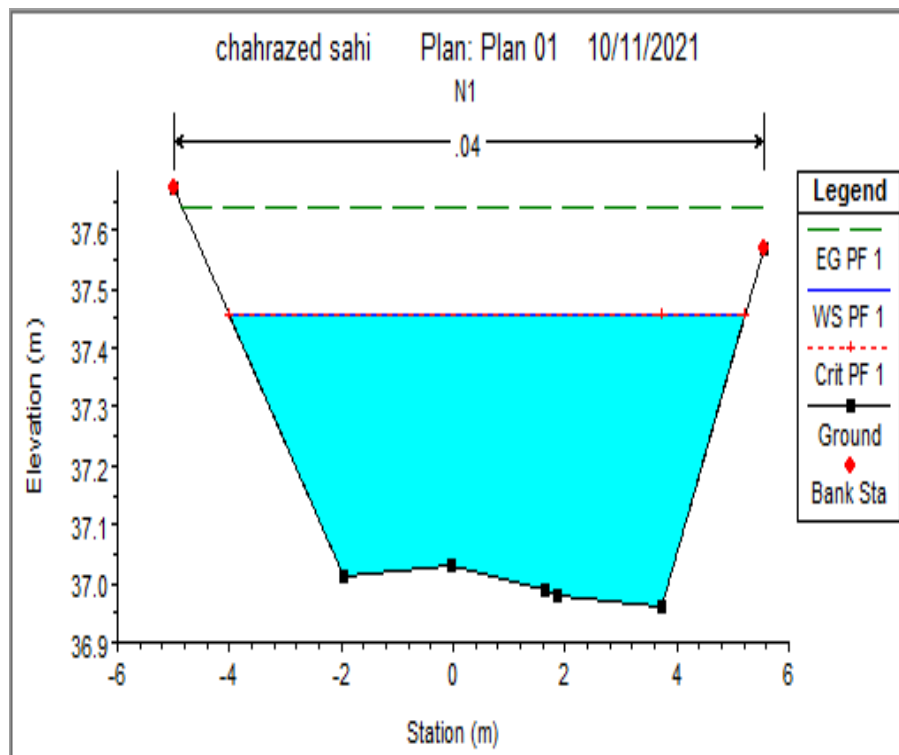
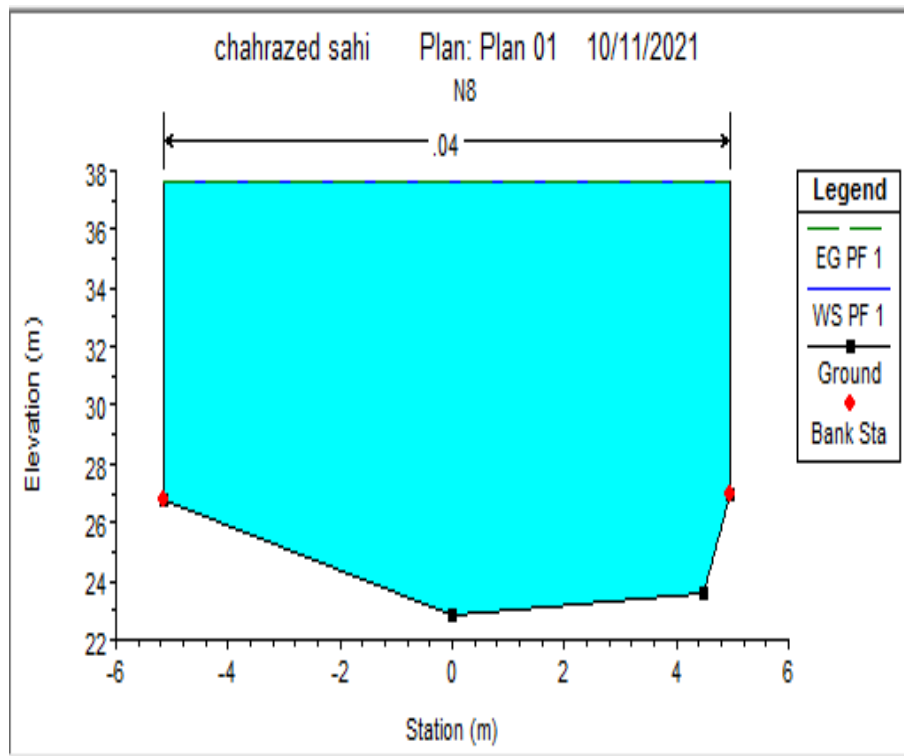


FIG. 4.15 : Les résultats de simulation du tronçon 3.

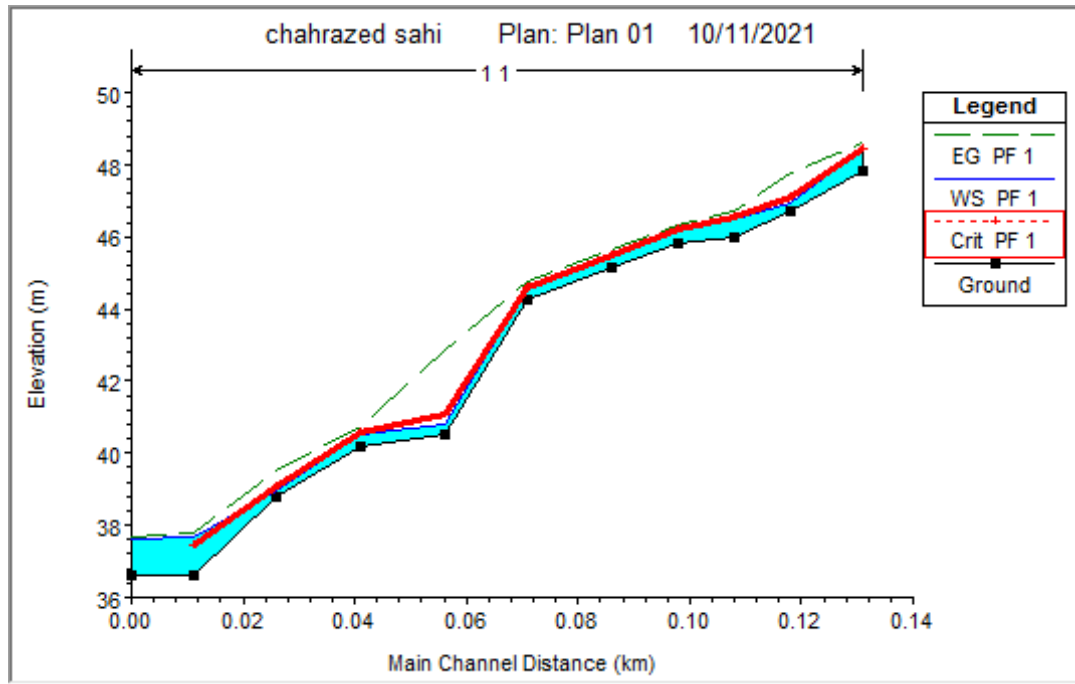


FIG. 4.16 : profil en long du tronçon 1.

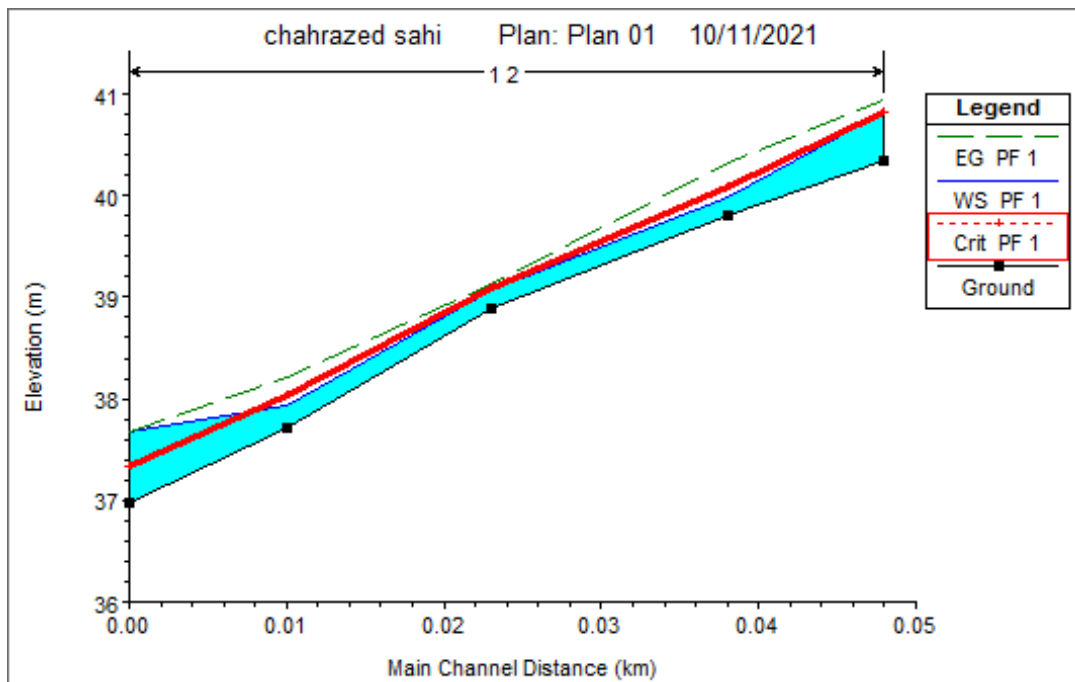


FIG. 4.17 : profil en long du tronçon 2.

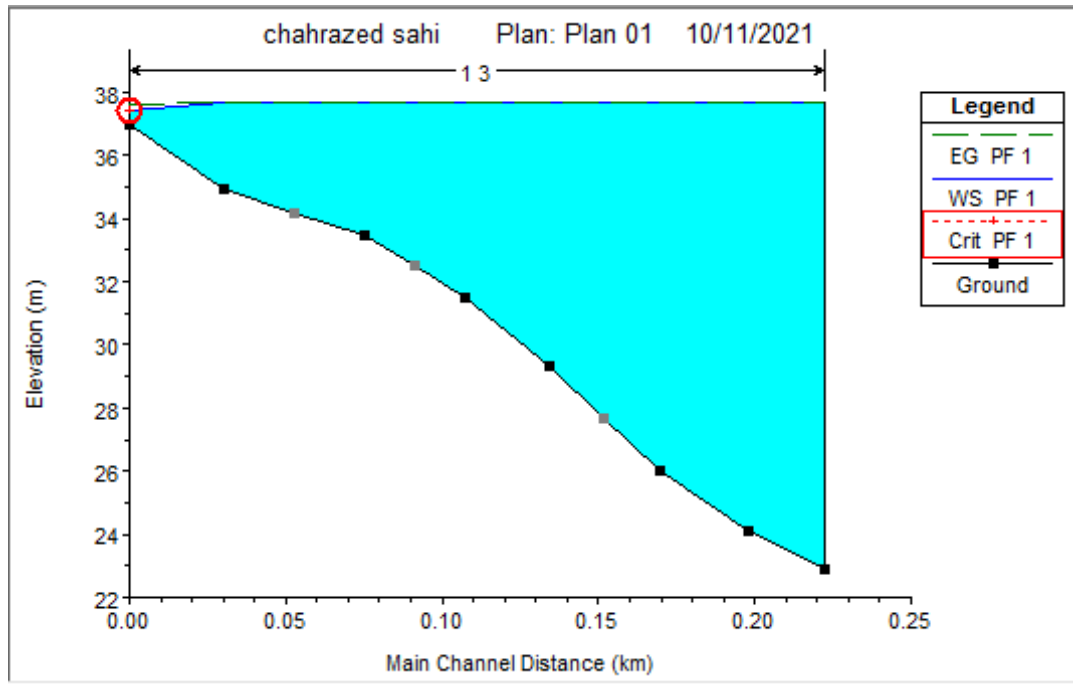


FIG. 4.18 : profil en long du tronçon 3.

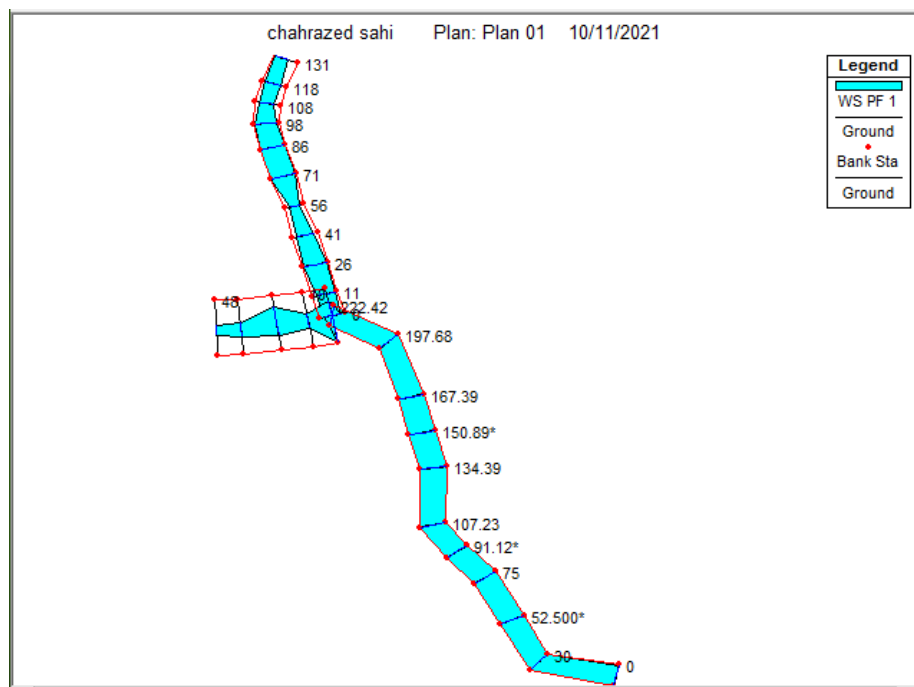


FIG. 4.19 : Vue en Plan en 3D de l'Oued après la simulation.

Interprétation :

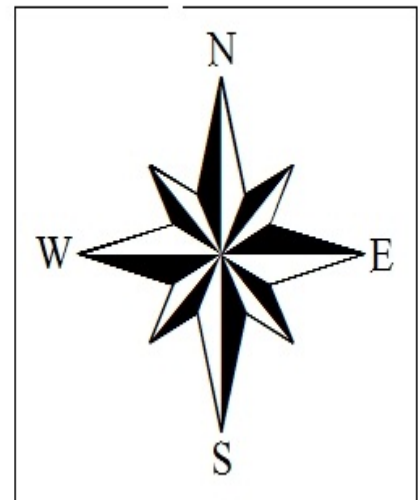
Vue le niveau d'eau dans la plupart des sections en travers de chaque oued, on dit que l'intégralité de l'Oued est inondées sur toute sa longueur, selon les paramètres suivants :

- La vitesse d'écoulement qui varie entre 0.04 et 6.34 m/s.
- la hauteur d'eau qui varie entre 1m et 5.69 m.
- La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued, vu que les valeurs du nombre de Froude varient entre 0 et 5,37.

TAB. 4.2 : tableau récapitulatif des résultats de la simulation du terrain naturel

| river st | Q total (m3/s) | min Ch D (m) | W.S. elv (m) | Crit W.S. (m) | E.G. elv (m) | E.G. Slope (m/m) | Vel Chnl (m/s) | Flow Area (m2/s) | Top Width (m) | Fr |
|-------------|----------------------|--------------------|--------------------|---------------------|--------------------|------------------------|----------------------|------------------------|---------------------|------|
| 131 | 3.64 | 47.81 | 48.34 | 48.34 | 48.61 | 0.023 | 1.9 | 1.91 | 5.31 | 1.01 |
| 118 | 3.64 | 46.7 | 46.94 | 47.12 | 47.77 | 0.363 | 4.05 | 0.9 | 6.38 | 3.44 |
| 108 | 3.64 | 45.97 | 46.47 | 46.52 | 46.71 | 0.039 | 2.15 | 1.69 | 5.82 | 1.27 |
| 98 | 3.64 | 45.82 | 46.17 | 46.19 | 46.33 | 0.033 | 1.78 | 2.05 | 9.39 | 1.15 |
| 86 | 3.64 | 45.14 | 45.41 | 45.48 | 45.67 | 0.098 | 2.29 | 1.59 | 10 | 1.84 |
| 71 | 3.64 | 44.28 | 44.57 | 44.6 | 44.73 | 0.04 | 1.78 | 2.04 | 9.71 | 1.24 |
| 56 | 3.64 | 40.53 | 40.81 | 41.08 | 42.86 | 0.88 | 2.29 | 0.57 | 4.05 | 5.37 |
| 41 | 3.64 | 40.17 | 40.54 | 40.59 | 40.75 | 0.037 | 1.78 | 1.8 | 6.66 | 1.24 |
| 26 | 3.64 | 38.77 | 38.94 | 39.07 | 39.49 | 0.28 | 6.34 | 1.11 | 9.7 | 3 |
| 11 | 3.64 | 36.61 | 37.69 | 37.45 | 37.76 | 0.0075 | 2.02 | 3.07 | 7.25 | 0.58 |
| 0 | 3.64 | 46.61 | 37.63 | | 39.69 | 0.0057 | 3.28 | 3.33 | 7.29 | 0.52 |
| 48 | 1.93 | 40.35 | 40.82 | 40.82 | 40.94 | 0.026 | 1.19 | 1.26 | 5.33 | 1.01 |
| 38 | 1.93 | 39.81 | 39.98 | 40.07 | 40.33 | 0.23 | 1.09 | 0.74 | 7.34 | 2.62 |
| 23 | 1.93 | 38.88 | 39.06 | 39.08 | 39.13 | 0.036 | 1.53 | 1.73 | 15.24 | 1.06 |
| 10 | 1.93 | 37.72 | 37.94 | 38.03 | 38.21 | 0.17 | 2.6 | 0.83 | 7.65 | 2.27 |
| 0 | 1.93 | 36.97 | 37.67 | 37.34 | 37.67 | 0.001 | 1.12 | 5.86 | 22.63 | 0.21 |
| 222.42 | 6.52 | 22.87 | 37.67 | | 37.67 | 0.00001 | 2.33 | 146.45 | 10.17 | 0 |
| 197.68 | 6.52 | 24.13 | 37.67 | | 37.67 | 0.00001 | 0.33 | 134.4 | 10 | 0 |
| 167.39 | 6.52 | 25.99 | 37.67 | | 37.67 | 0.00001 | 0.04 | 113.56 | 10 | 0.01 |
| 150.89 | 6.52 | 27.66 | 37.67 | | 37.67 | 0.00001 | 0.05 | 97.4 | 10.08 | 0.01 |
| 134.39 | 6.52 | 29.34 | 37.67 | | 37.67 | 0.00002 | 0.06 | 81.08 | 10.17 | 0.01 |
| 107.23 | 6.52 | 31.49 | 37.67 | | 37.67 | 0.00005 | 0.07 | 60.8 | 10 | 0.01 |
| 91.12 | 6.52 | 32.49 | 37.67 | | 37.67 | 0.00008 | 0.08 | 49.84 | 10 | 0.02 |
| 75 | 6.52 | 33.49 | 37.67 | | 37.67 | 0.00015 | 0.11 | 38.85 | 10 | 0.03 |
| 52.5 | 6.52 | 34.2 | 37.67 | | 37.67 | 0.00030 | 0.13 | 30.31 | 10 | 0.04 |
| 30 | 6.52 | 34.92 | 37.66 | | 37.67 | 0.00077 | 0.22 | 21.68 | 10 | 0.07 |
| 0 | 6.52 | 36.96 | 37.47 | 37.46 | 37.64 | 0.022 | 1.01 | 3.41 | 9.27 | 1 |

CARTE D'INONDABILITE



ECHELLE = 1/8000

Source :
google satellite
RasMapper;HecRas
_carthographe
SAHI Chahrazed
faite le 03/12/2021

FIG. 4.20 : carte des zones inondables

4.9 conclusion

On a essayé à travers ce chapitre de faire une représentation proche du cours d'eau naturel. Cependant, on a réussi à établir, une carte d'inondabilité, ainsi, qu'à avoir la variation spatiale des vitesses le long de l'oued pour une crue centennale. Et aussi, une approximation sur les hauteurs que peut atteindre cette crue. et de la présence d'un res-saut hydraulique dans quelques sections ou $F_r \leq 0$. On peut dire qu'on dispose d'un outil permettant de trancher sur les mesures structurelles à prendre et donc proposer des solutions.

Chapitre 5

Étude des variantes d'aménagement pour le système de protection contre les inondations

5.1 Introduction

Le but de cette étude est de bien protéger le douar Sid Oumou situées tout au long de l'Oued SIDI RACHED contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements après la proposition des différentes variantes sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone compte tenu des conditions naturelles.

Les variantes seront sélectionnées dans le souci de protéger l'ensemble du douar contre les inondations, par l'évacuation des eaux des crues vers l'exutoire, en respectant toutes les conditions d'écoulement, de stabilité des berges et n'oubliant pas l'impact de cet aménagement sur l'environnement. Donc le choix de variante se détermine par de différents processus.

5.2 La protection contre les inondations :

Les solutions pour réduire le risque d'inondations sur les zones à enjeux actuellement inondables sont de deux types :

5.2.1 Protection directe (Rapprochées) :

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

1. **Curage** : Permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite à l'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau. Le débroussaillage est également nécessaire à la traversée des agglomérations pour des raisons sanitaires et en sections courantes pour diminuer la rugosité et accroître la débitante ;
2. **Recalibrage** : Permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées.
3. **Réalisation des canaux** : Permettant de régénérer le couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupé par des bâtiments ou par la voirie.
4. **Protection des berges** : Comprend tout ouvrage visant à maintenir la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau. Les berges sont en effet attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues. De même, les terres glissent par suite de l'infiltration de l'eau après le retrait de la crue. La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages tels que les ponts.
5. **Endiguement des oueds** : Par la réalisation de digues qui longent le cours d'eau sur ses deux berges. Cette opération est aisément réalisable par les ressources locales en main d'œuvre et en matériaux.

on notera que ce procédé de protection présente l'inconvénient de provoquer une surélévation souvent notable du niveau des eaux et rend en outre plus difficile le drainage des terrains bas.



FIG. 5.1 : curage d'un cours d'eau.

5.2.2 Protection indirecte (Éloignées) :

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

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

5.3 Formules de calcul :

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme est la formule de Chézy.

La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivante :

$$V = C\sqrt{RI}$$

En utilisant le produit suivant :

$$Q = VS$$

On obtient :

$$Q = CS\sqrt{RI}$$

Avec :

- C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$);
- R_h : Rayon hydraulique étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m ;
- n : Coefficient de rugosité;
- I : Pente de fond du canal (radier) .

5.3.1 Détermination de coefficient de Chézy

En utilisant les formules empiriques pour la détermination du coefficient de Chézy :

1. Formule d'AGROSKINE :

$$C = \frac{1}{n} + 17,72 \log(R_h)$$

- C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$);
- R_h : Rayon hydraulique;
- n : Coefficient de rugosité.

2. Formule de PAVLOVSKY :

$$C = \frac{1}{n} R_h^{\frac{1}{y}}$$

- y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$M = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R_h}(\sqrt{n} - 0,1)$$

,

3. Formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m_b}{\sqrt{R_h}}}$$

- m_b : Coefficient de BAZIN, m_b est entre 0,06 et $1,75m^{0.75}$.

4. Formule de MANING-STRICKLER :

$$C = \frac{1}{n} R_h^{\frac{1}{6}}$$

La formule de MANING-STRICKLER permet de transformer la formule de Chézy pour obtenir :

$$V = K_s R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{I}$$

Avec :

- K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER ($m^{1/3}/s$).

Cette formule est la plus utilisée pour le dimensionnement , pour toutes les formes géométriques pour des sections ouvertes diverses. Elle est donnée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S_m \sqrt{I}$$

Avec :

- Q : débit de dimensionnement (m^3/s);
- n : rugosité du canal;
- S_m : section mouillée du canal en (m^2);
- I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).
- R_h : rayon hydraulique en (m)

La figure suivante donne les formules des éléments géométriques pour cinq différents types de section de canaux :

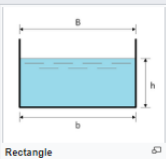
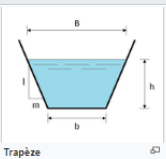
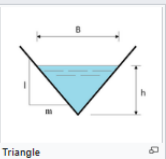
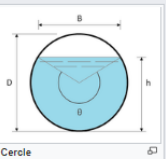
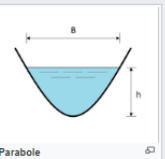
| |  |  |  |  |  |
|---------------------------------------|---|---|---|--|---|
| | Rectangle | Trapèze | Triangle | Cercle | Parabole |
| Largeur, B | b | $b + 2 \times mh$ | $2 \times mh$ | $(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$ | $\frac{3}{2} \frac{S}{h}$ |
| Surface, S | $b \times h$ | $(b + mh) \cdot h$ | $m \times h^2$ | $\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$ | $\frac{2}{3} Bh$ |
| Périmètre mouillé, P | $b + 2h$ | $b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$ | $2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$ | $\frac{1}{2} \theta \cdot D$ | $B + \frac{8}{3} \frac{h^2}{B}$ |
| Rayon hydraulique, R_h | $\frac{bh}{b + 2h}$ | $\frac{(b + mh) \cdot h}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$ | $\frac{mh}{2 \cdot \sqrt{1 + m^2}}$ | $\frac{1}{4} \left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$ | $\frac{2B^2 h}{3B^2 + 8h^2}$ |
| Profondeur hydraulique, D_h | h | $\frac{(b + mh)h}{b + 2 \times mh}$ | $\frac{1}{2} h$ | $\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right] D$ | $\frac{2}{3} h$ |
| Angle du segment circulaire, θ | | | | $\theta = 2 \arccos \left(\frac{\frac{D}{2} - h}{\frac{D}{2}} \right)$ | |

FIG. 5.2 : Éléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Graf, 2000)

5.3.2 La pente du projet :

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. Pour notre cas, nous avons choisis une pente uniforme pour chaque tronçon.

5.3.3 Le coefficient de rugosité :

La rugosité du canal dépendant de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certain revêtement à titre d'exemple est donnée dans le tableau 5.4 :

TAB. 5.1 : Les valeurs du coefficient de rugosité 'n', (Chen et Cotton, 1986)

| Caractéristiques du lit ou du revêtement | Valeur de la rugosité n |
|--|-------------------------|
| Canal avec revêtement en béton. | 0.013 |
| Canal en terre | 0.022 |
| Canal en terre | 0.025 |
| Canal en Gabion. | 0.030 |

5.3.4 Marge de sécurité dans les canaux (Revanche) :

Dans les canaux à surface libre, une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre et un risque de débordement. C'est pourquoi il faut toujours prévoir une marge de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, ...etc.

La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0,30 m pour les petits canaux, et 0.60 à 1.20 m pour les grands canaux. Il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications (**Lencastre, 2008**).

TAB. 5.2 : Revanches utilisées (Degoutte, 2012)

| Débit (m ³ /s) | Q < 0.75 | 0.75 < Q < 1.5 | 1.5 < Q < 1.8 | Q < 8.5 |
|---------------------------|----------|----------------|---------------|---------|
| Revanche (m) | 0.45 | 0.6 | 0.75 | 0.9 |

5.4 stabilités des canaux non revêtus

Pour le dimensionnement d'un canal non revêtu, où les berges et le fond sont constitués par des matériaux non cohérents, il est nécessaire d'en garantir la stabilité, afin d'éviter les érosions provoquées par les forces hydrodynamiques engendrées par l'écoulement. Les conditions dans lesquelles les particules du matériau non cohérent qui constituent le fond et les berges d'un canal commencent à se déplacer.

Deux méthodes sont généralement utilisées : La vitesse admissible et la force ou contrainte

tractrice.

Dans notre démarche, nous allons nous baser pour l'étude de stabilité des canaux non revêtus, sur la Méthode de la force (ou contrainte) tractrice

5.4.1 Méthode de La vitesse Admissible :

d'écoulement sous les conditions d'écoulement uniformes soit inférieure à la vitesse admissible. Cette dernière est définie comme étant la vitesse au dessous de laquelle le fond et les berges du chenal sont considérées comme stables. Cette vitesse dépend principalement du type de sol et des dimensions des grains, et aussi de la profondeur de l'écoulement et de la sinuosité du chenal. En générale des sections trapézoïdales sont utilisées pour les chenaux érodables.

Pour le dimensionnement il faut choisir tout d'abord un fruit adéquat.

TAB. 5.3 : Ordre de grandeur des fruits des talus (USBR)

| Matériaux | Fruit des talus |
|--------------------------------------|------------------|
| Roche | Presque vertical |
| Roche fissurée, maçonnerie sèche | 1/2 |
| Argile | 1/2 à 1/1 |
| Sol Ferme, alluvions compactes | 1 / 1 |
| Gros cailloux | 3/2 |
| Sol sableux lâche | 2/1 |
| Sol Sableux limoneux, terre ramaniée | 3/1 |

La vitesse moyenne admissible pour divers sols sont résumé dans le tableau suivant, ces valeurs sont relatives a un cour d'eau droit sans sinuosité avec une profondeur moyenne de 1m. Lane [1955] a suggérer de réduire ces valeurs de 5% pour les cours d'eau faiblement sinueux, 13% pour les chenaux modérément sinueux et de 22% pour ceux très sinueux. Pour les profondeurs différentes de 1m , les vitesses sont multipliées par un coefficient de correction k.

$$k = \frac{1}{y^6} \tag{5.1}$$

y : est la profondeur de l'écoulement en mètre.

TAB. 5.4 : Vitesse admissible d'écoulement (US Corps of Engineers)

| Matériaux | V (m/s) |
|--|---------|
| Sable fin | 0.6 |
| Sable grossier | 1.2 |
| Sol Sablo- limoneux | 0.6 |
| Sol Sablo-argileux | 1.1 |
| Argile | 1.8 |
| Sablo- limoneux végétalisé (pente <5%) | 1.8 |
| Argilo-limoneux végétalisé (pente <5%) | 2.4 |
| Grés tendre | 2.4 |
| Schiste douce | 1.1 |
| Roche dure | 6.1 |

On préfère toujours ajouter une revanche aux tirants d'eau.(tableau (5.2))
 En résumé ; les étapes de dimensionnement d'un canal non revêtu par la méthode de la vitesse admissible sont les suivants :

1. Pour un matériau donné, choisir une valeur du coefficient de Manning, fruit des talus et vitesses admissible.
2. Déterminer les dimensions du canal.
3. Ajouter une valeur convenable de la revanche.

5.4.2 Méthode de la force (ou contrainte) tractrice :

Comparativement avec la méthode précédente, l'utilisation de la contrainte tractrice semble la plus adaptée, vue que le mouvement des grains est tributaire de la contrainte tractrice et non pas de la vitesse moyenne de l'écoulement, celle si est considérée car il est très difficile de calculer ou de mesurer la vitesse au fond.

la contrainte tractrice peut s'écrire :

$$\tau_0 = \gamma_i R_i \quad (5.2)$$

R : est le rayon hydraulique, et i : la pente du fond.

Pour des canaux larges R y.

Pour la contrainte au niveau des berges peut s'écrire :

$$\tau_{0critique} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}} \gamma_w R_i \quad (5.3)$$

$$k = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}} \quad (5.4)$$

C'est le facteur de réduction de la contrainte sur les berges.

L'effet de l'angle de repos est considéré seulement pour le cas des particules grossières

Chapitre 5. Étude des variantes d'aménagement pour le système de protection contre les inondations

- Angle de repos

L'effet de l'angle de repos est considéré seulement pour le cas des particules grossières A Partir de l'abaque suivant, on tire l'angle interne de frottement qui dépend de la dimension et la forme des particules : On supposera que le matériau est peu anguleux pour notre travail ;

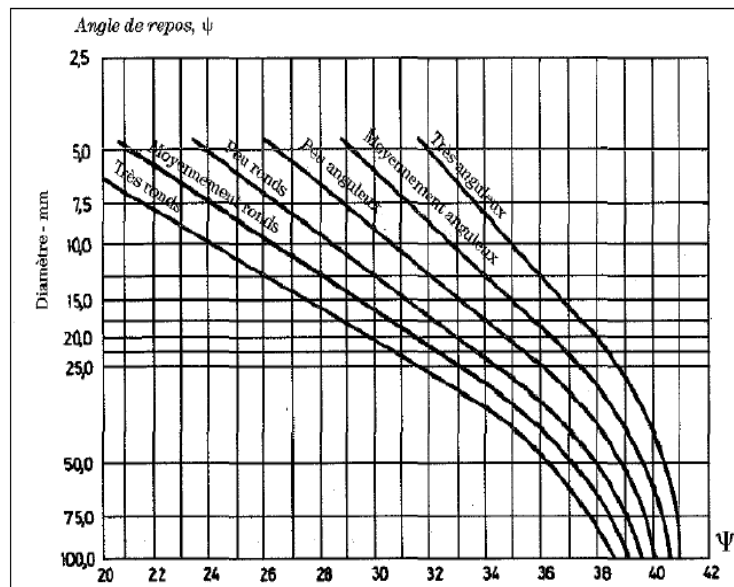


FIG. 5.3 : illustre la relation entre l'angle de repos ψ , diamètre et la forme de la particule solide (USBR).

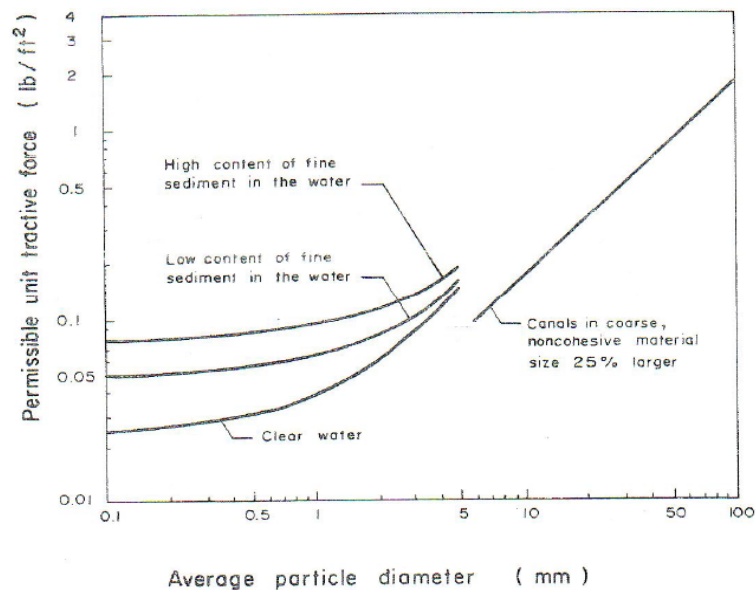


FIG. 5.4 : Efforts tangentiel critique pour des matériaux non cohésifs (USBR)..

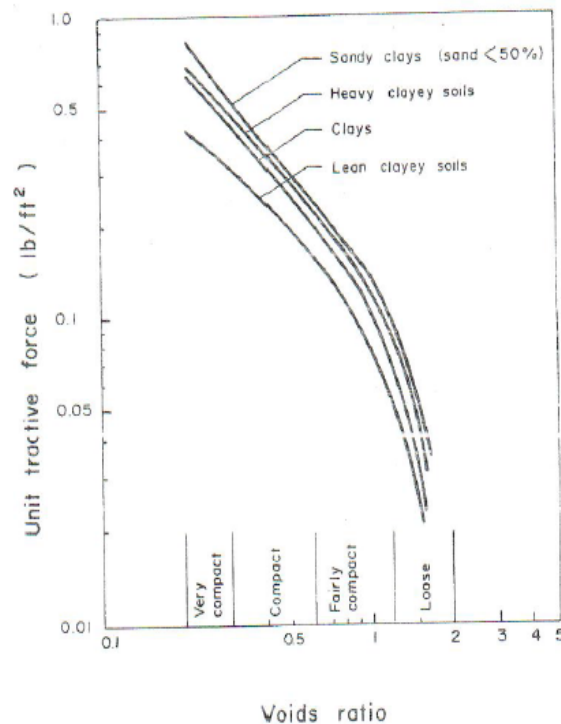


FIG. 5.5 : Efforts tangentiel critique pour des matériaux cohésifs (USBR)..

En résumé les étapes de dimensionnement d'un canal suivant cette méthode sont comme suit :

1. Pour un matériau donné, choisir un fruit de talus (tableau (5.3), un angle de repos (figure 5-2) et une contrainte admissible (figure 3-3 pour les non cohésifs et 3-4 pour les cohésifs). Déterminer la contrainte tangentielle admissible en tenant en compte si le chenal est droit ou sinueux.
2. Pour un matériau non cohésif, il faut calculer le paramètre de réduction K , et calculer la contrainte tangentielle admissible des talus en multipliant K par celle calculer en 1.
3. Faire l'égalité entre la contrainte admissible des talus (déterminée en 2) est $0.76\gamma_w y_i$ et de déterminer la valeur de y .
4. Pour le y calculé en 3 et pour des valeurs sélectionnées de Manning des fruits des berges, calculer la largeur au fond B_0 à partir de l'équation de Manning.
5. Vérifier que la contrainte tangentielle au fond $\gamma_w y_i$ inférieur à la contrainte admissible calculée en 1.

Dans notre démarche, nous allons nous baser pour l'étude de stabilité des canaux non revêtus, sur la Méthode de la force (ou contrainte) tractrice

5.4.3 Application de la méthode de la force (ou contrainte) tractrice :

TAB. 5.5 : calcul de la contrainte tractrice et la contrainte

| oued sisi rached | tronçon | Condition de stabilité | | géométrie du canal | | | |
|------------------|---------|--|--|--------------------|------|---|------|
| | | $\tau_{critique}$ (N/m ²) | $\tau_{critique}^t$ (N/m ²) | I(%) | b(m) | m | h(m) |
| | 1 | 9.27 | 59.64 | 5 | 1 | 2 | 0.7 |
| | 2 | 9.27 | 55.91 | 4 | 0.9 | 2 | 0.5 |
| | 3 | 9.27 | 29.89 | 5 | 1.1 | 2 | 1.2 |

si l'on se fie aux conditions de la stabilité du canal non revêtu on verra l'impossibilité de réalisation d'un tel ouvrage car la contrainte admissible est inférieure à la contrainte admissible des talus ce qui prouve qu'il y a une énorme érosion à cause de la forte pente du cours d'eau qui peut être corrigé par la réalisation des seuils. donc on va éliminer la possibilité d'envisager un aménagement de ce genre pour les trois tronçons et aménager le fond et les talus des ces derniers .

5.5 Choix des variantes d'aménagement :

Dans notre projet on va considérer deux variantes d'aménagement, une avec un bassin de rétention à l'intersection des trois tronçons, et l'autre sans bassin de rétention. Tout en proposant des canaux en béton le long des trois tronçons.

TAB. 5.6 : aménagement proposé

| oued | variante proposée |
|-------------|---|
| Sidi Rached | V1:protection en béton armé avec 3 canaux trapézoïdaux |
| Sidi Rached | V2:protection en béton armé avec 3 canaux trapézoïdaux +Bassin de rétention |

5.5.1 première variante

5.5.1.1 Les formules de dimensionnement des canaux

- Canal en béton (cas d'une forme trapézoïdale revêtu)

Le calcul se fera par la formule de « Manning Strickler », dont la formulation est la suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (5.5)$$

Où :

– Q : débit de dimensionnement

– R_h : Rayon hydraulique, avec :

$$R_h = \frac{S_m}{p_m} \quad (5.6)$$

– S : Section du canal, pour une forme trapézoïdale S_m avec :

$$S_m = (b + mh) h \quad (5.7)$$

– p_m : Périmètre mouillé, pour une forme trapézoïdale p_m se calcule ainsi :

$$p_m = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (5.8)$$

– m : Fruit du talus, pris dans notre calcul égale à 0.557

– I : pente du canal(m/m)

TAB. 5.7 : pente et fruit de talus correspondants

| Oued | Tronçon | Longueur(m) | Pente % | Fruit de talus |
|-------------|---------|-------------|---------|----------------|
| Sidi rached | 1 | 131 | 5 | 0.557 |
| Sidi rached | 2 | 48 | 5 | 0.557 |
| Sidi rached | 3 | 222.42 | 5 | 0.557 |

5.5.1.2 Procédé de calcul

On remplaçant dans la formule (5.7), les termes S, R_h par leurs relations, après un développement et une simplification on aura la formule suivante :

$$\frac{Qn}{\sqrt{I}} = \frac{[(b + mh) h]^{5/3}}{[(b + 2h\sqrt{1 + m^2})^{2/3}} \quad (5.9)$$

Les termes Q, n, I, m sont connus, on procède au calcul itératif , dont on fixe b et on varie h jusqu'à l'obtention d'une égalité entre les deux termes de l'équation (5.11) On ajoutant à la valeur de la revanche qui est de 0.5m.

5.5.1.3 Le logiciel de calcul

Nous avons choisi d'utiliser le logiciel Flow Master dont le principe de calcul est basé sur (La méthode par approximation successive).

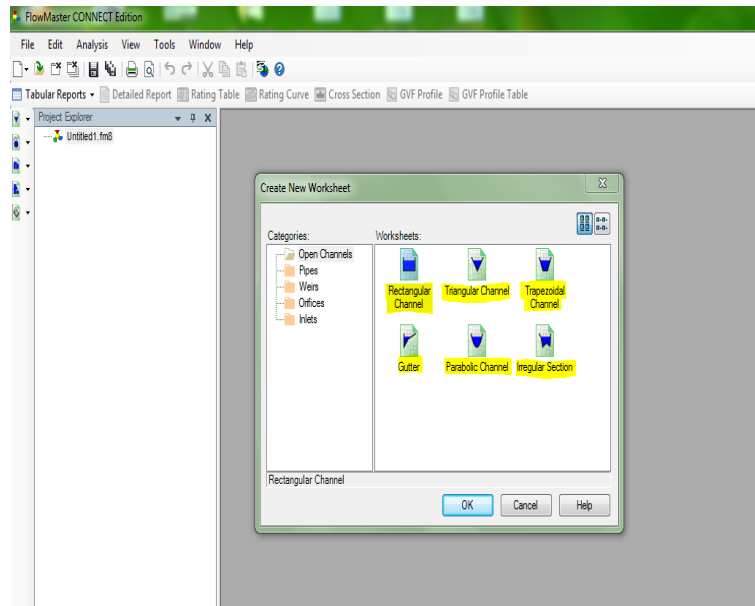


FIG. 5.6 : choix du type du canal a Flow Master.

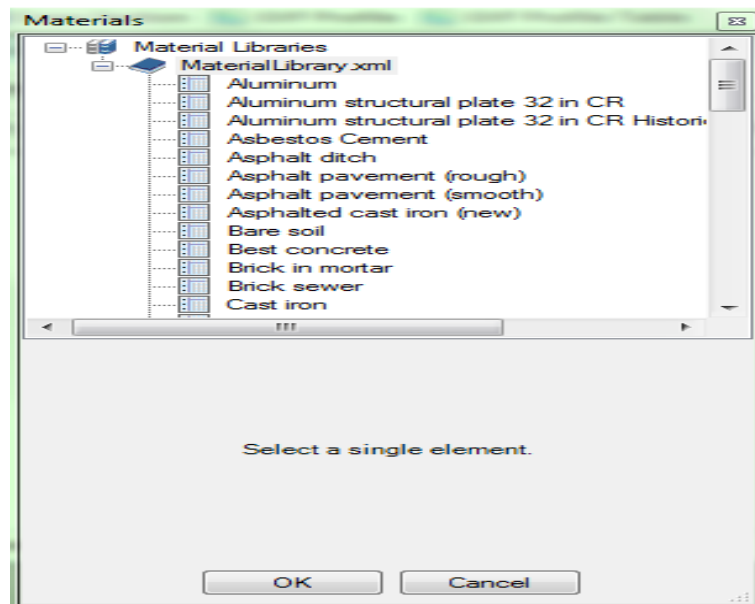


FIG. 5.7 : choix du coefficient de manning a Flow Master.

Chapitre 5. Étude des variantes d'aménagement pour le système de protection contre les inondations

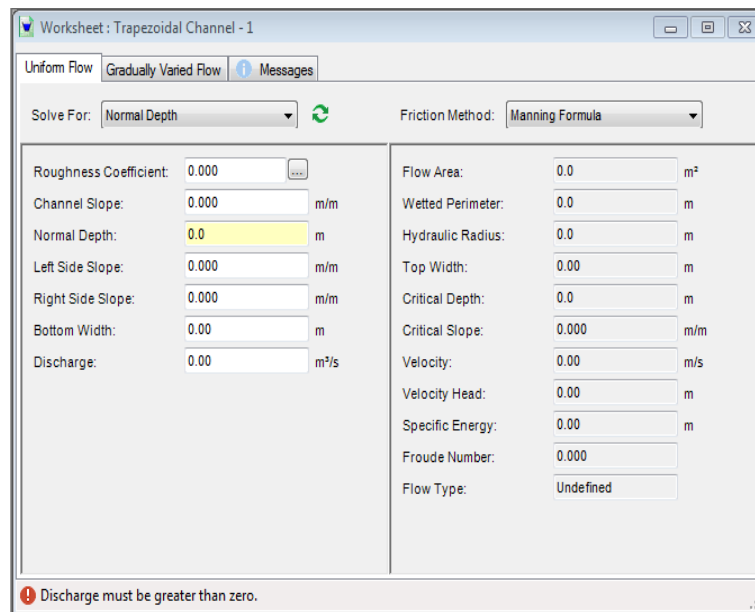


FIG. 5.8 : Insertion des données

5.5.1.4 Les résultats

TAB. 5.8 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques de la première variante

| tronçon | Longueur(m) | Pente % | Fruit de talus(m/m) | B(m) | h(m) | H(m) |
|---------|-------------|---------|---------------------|------|------|------|
| 1 | 131 | 5 | 0.557 | 1.2 | 2 | 2.5 |
| 2 | 48 | 4 | 0.557 | 1.2 | 2 | 2.5 |
| 3 | 222.42 | 5 | 0.557 | 1.2 | 2 | 2.5 |

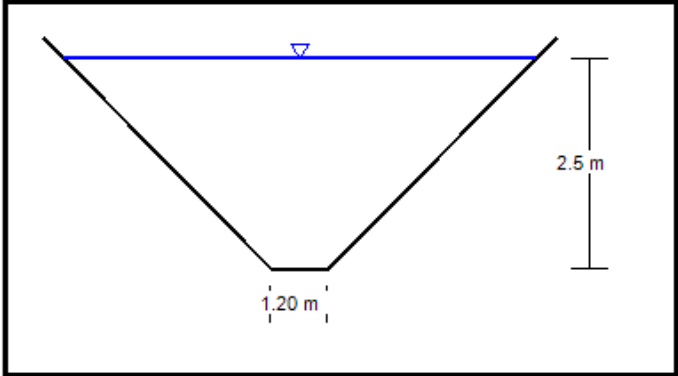


FIG. 5.9 : dimensions du canal 01

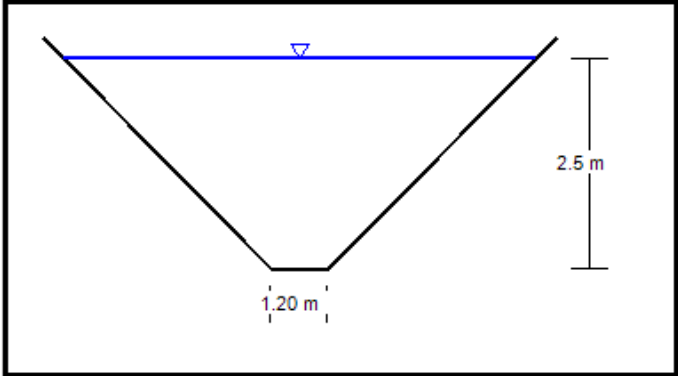


FIG. 5.10 : dimensions du canal 02

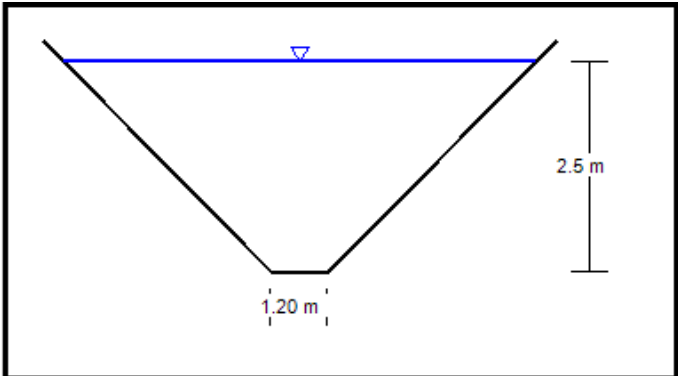


FIG. 5.11 : dimensions du canal 03

5.5.1.5 simulation des résultats

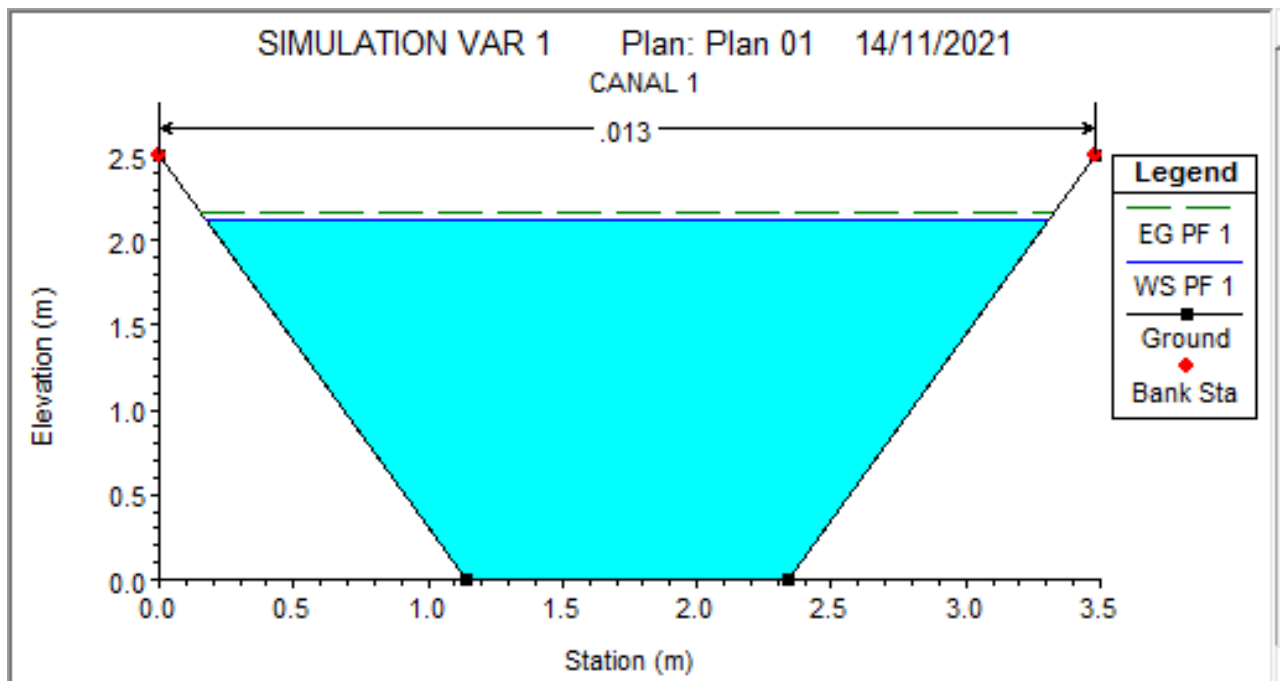
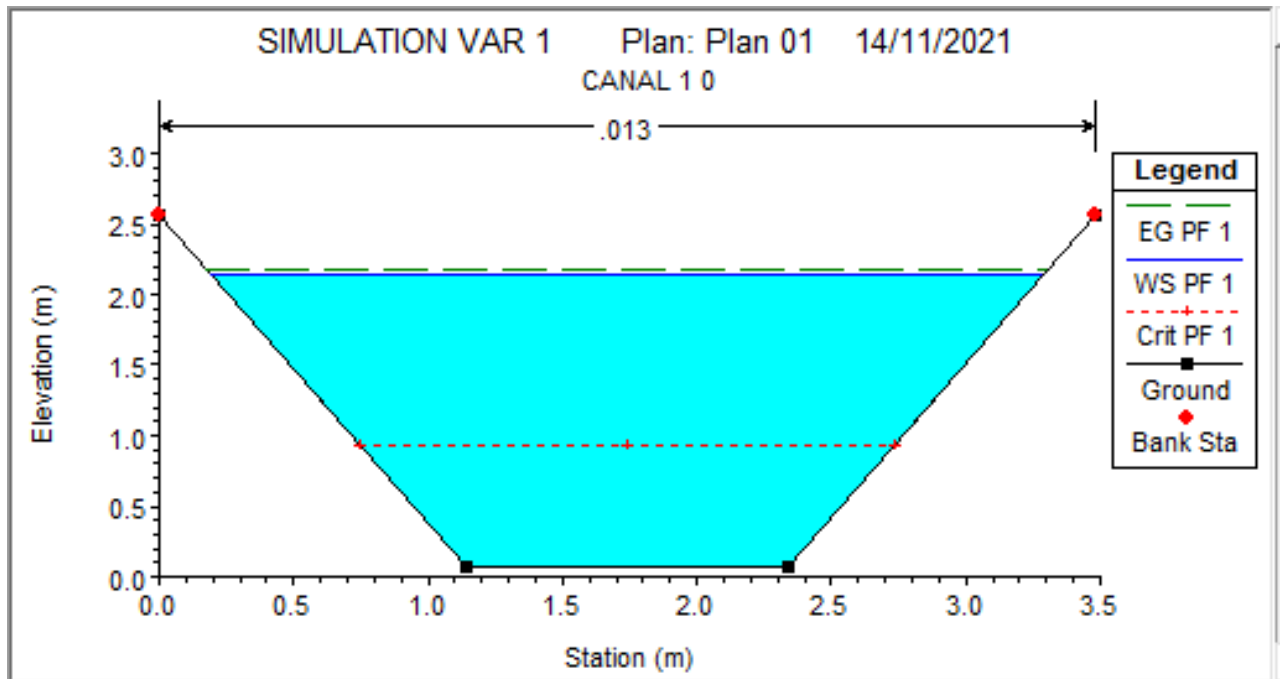


FIG. 5.12 : simulation du canal 1 (Première variante)

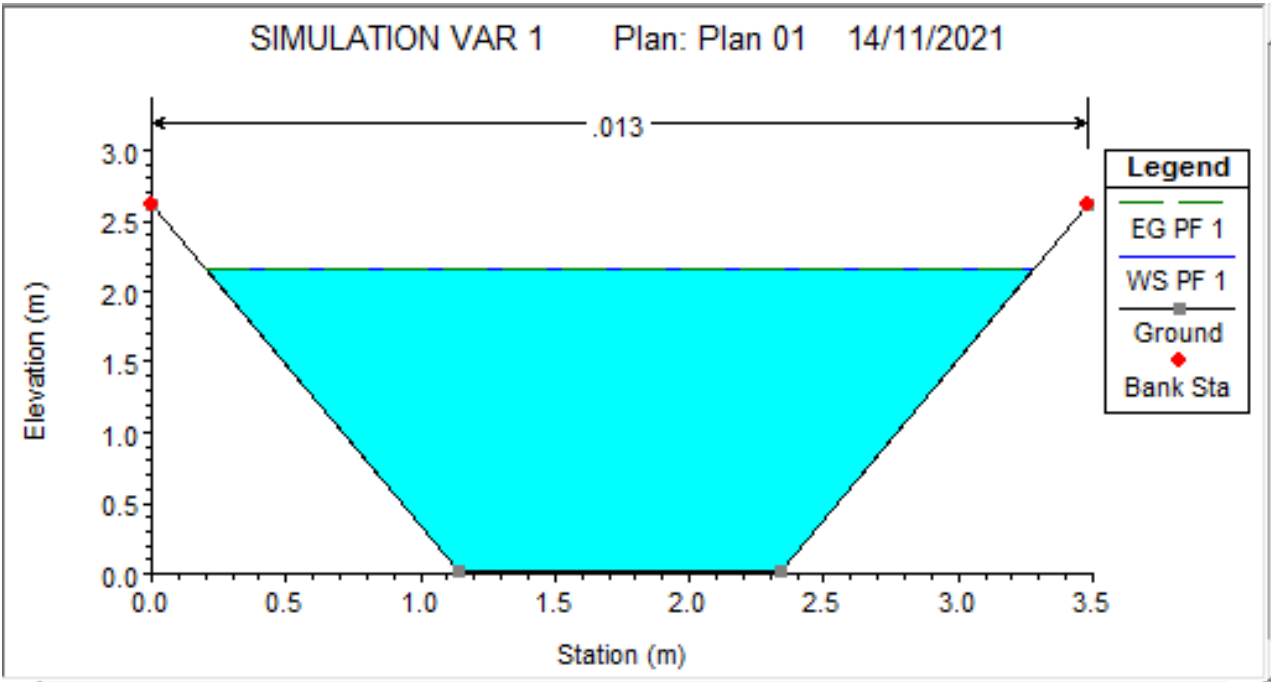
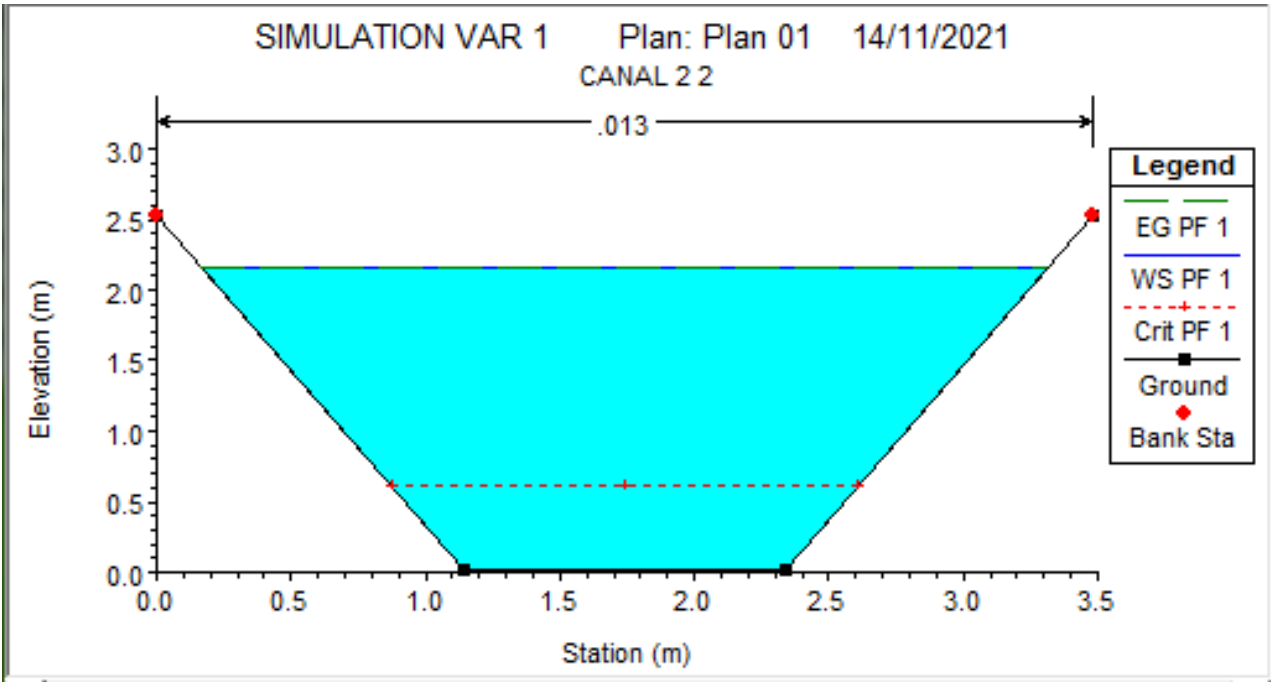


FIG. 5.13 : simulation du canal 2 (Première variante)

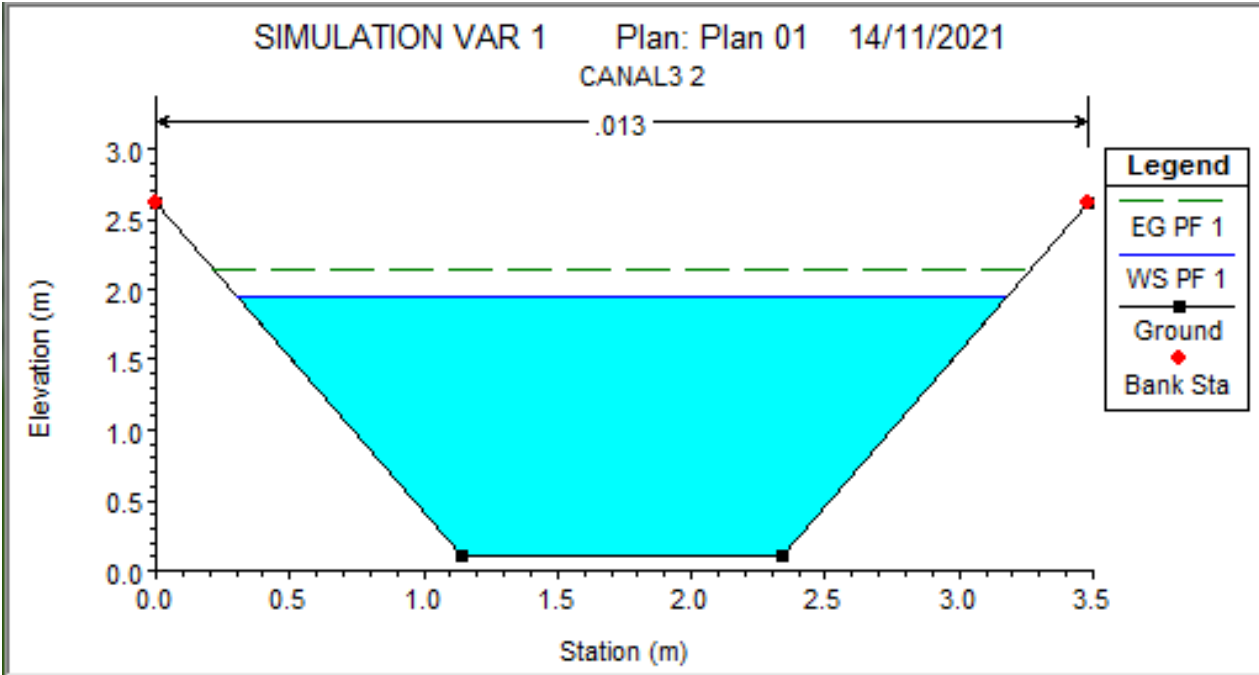
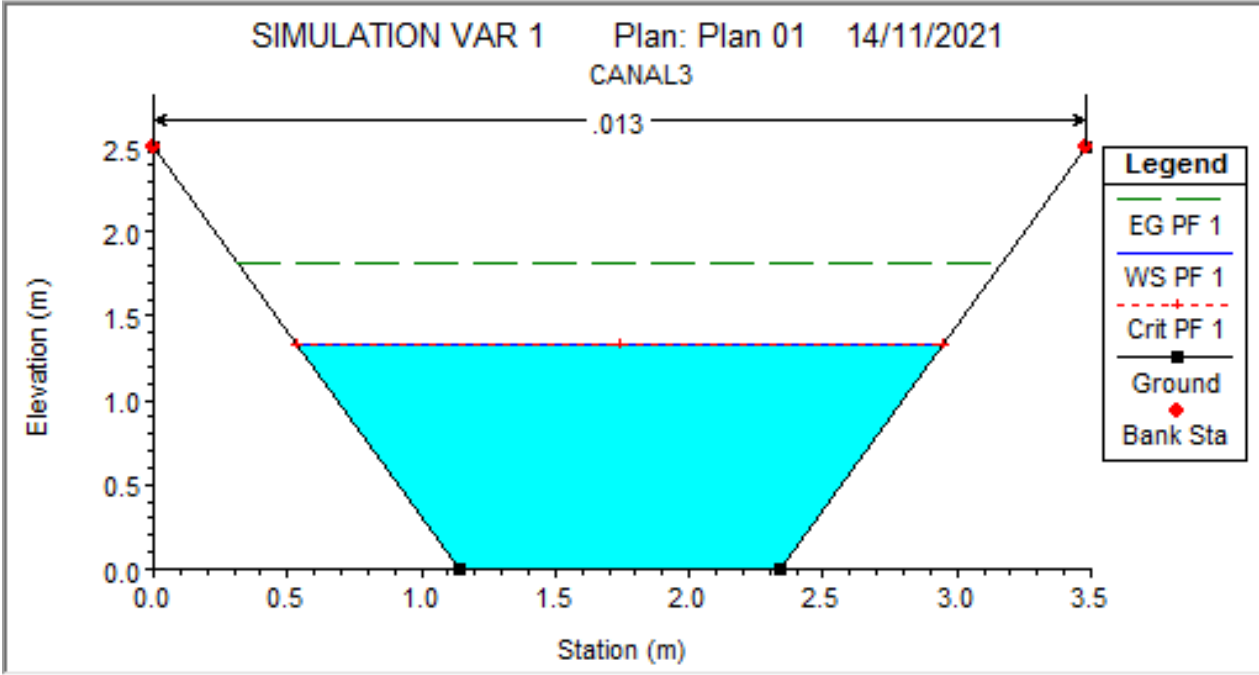


FIG. 5.14 : simulation du canal 3 (Première variante)

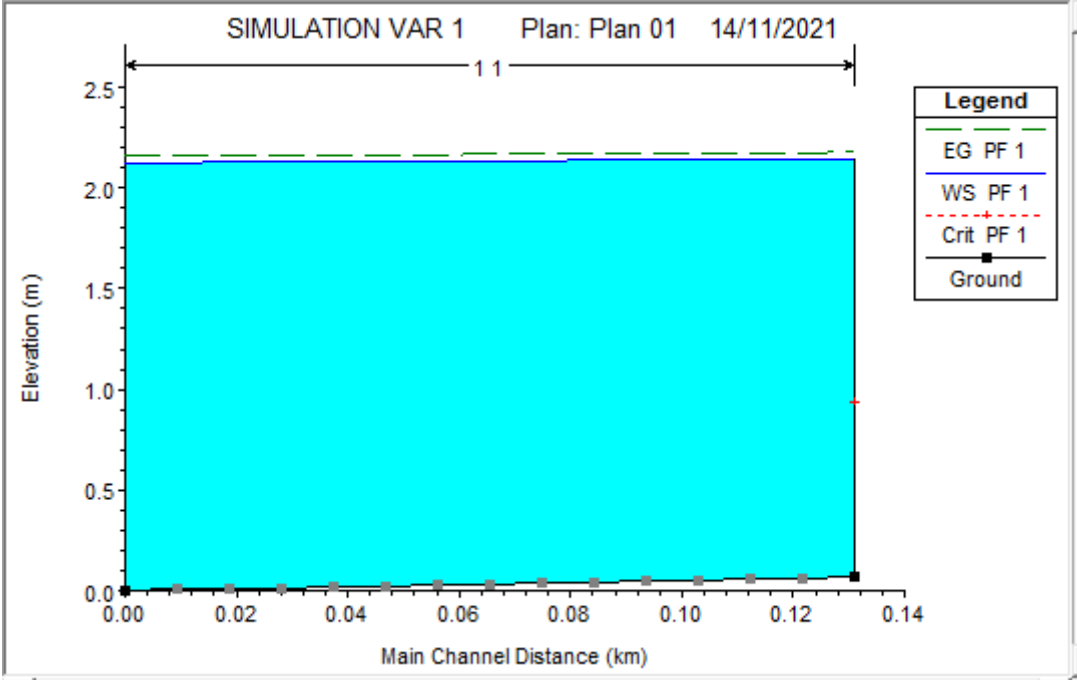


FIG. 5.15 : Profil en long du premier tronçon après aménagement (Première variante)

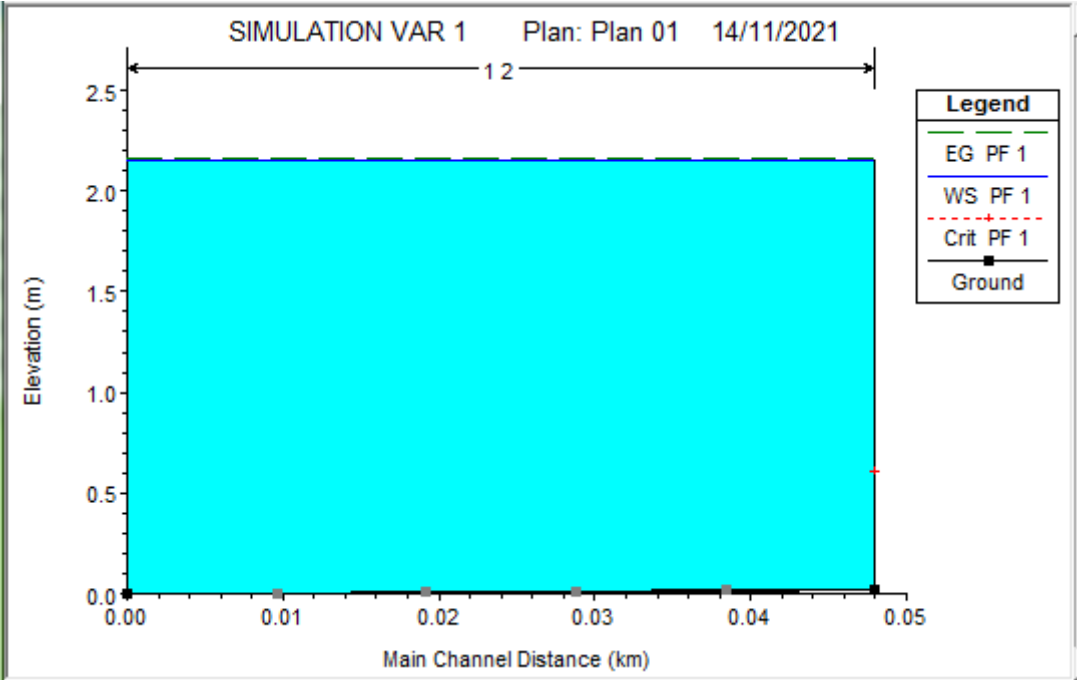


FIG. 5.16 : Profil en long du deuxième tronçon après aménagement (Première variante)

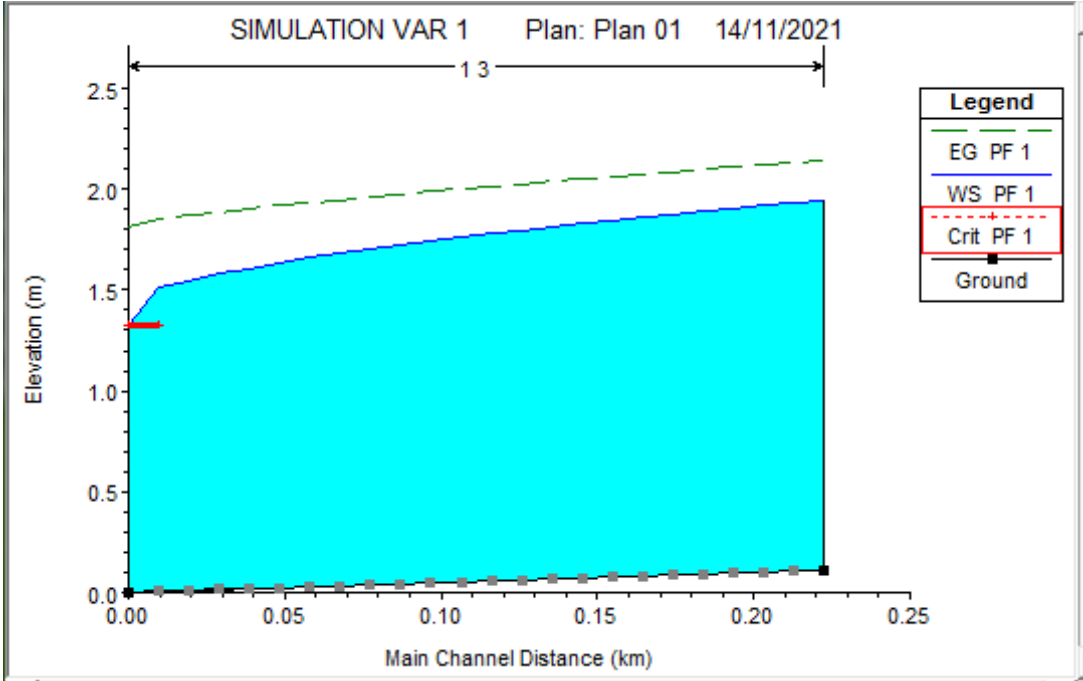


FIG. 5.17 : Profil en long du troisième tronçon après aménagement (Première variante)

5.5.2 deuxième variante

5.5.2.1 Dimensionnement du bassin de rétention

- Débit de fuite (sortie du bassin) :

Méthode De Type Montana Établie Par Body A L'ANRH. Le débit de fuite de la rétention est fixé à 100 l/s/ha aménagé

Calcul du débit de fuite admissible à l'aval, en m^3/s

Le débit de fuite (Q_f) qui dépend de la capacité hydraulique du réseau aval ou des conditions sur le milieu de rejet

$$Q_{fuite} = (100 \cdot s) / 1000 \quad (5.10)$$

Q_{fuite} : Débit de fuite admissible à l'aval, en m^3/s

S : Surface totale du bassin versant en ha.

Donc $Q_f = (100 \cdot 29.1) / 1000 = 2.91 m^3/s$

- Calcul Volume entrant dans le bassin

Le volume entrant dans le bassin est calculé par la formule suivante :

$$V_e = 10 \cdot C \cdot S \cdot P \quad (5.11)$$

Avec :

V_e : Volume entrant en m^3/s .

C : Coefficient d'apport.

S : Surface totale du bassin versant en ha.

P : Hauteur de précipitation en mm (Pluie fréquentielle de durée t en mm.)

- Calcul Volume sortant du bassin

Le volume sortant du bassin est calculé par la formule suivante :

$$V_s = 60 \cdot Q_f \cdot t \quad (5.12)$$

Avec :

V_s : Volume sortant du bassin en m^3/s .

Q_f : Débit de fuite admissible à l'aval en m^3/s .

t : Durée de la pluie en mn.

Les dimensions hydrauliques du bassin sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Chapitre 5. Étude des variantes d'aménagement pour le système de protection contre les inondations

| t | | Qf | C | S | h | I | Qe | Ve | Vs | Vst |
|-------|-------|-------------------|------|------|-------|--------|---------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| (min) | (h) | m ³ /s | | ha | (mm) | (mm/h) | (m ³ /s) | (m ³) | (m ³) | (m ³) |
| 5 | 0.083 | 2.9 | 0.45 | 29.1 | 7.5 | 90.36 | 3.27 | 982.13 | 870 | 112.13 |
| 6 | 0.1 | 2.9 | 0.45 | 29.1 | 14.08 | 84.31 | 3.07 | 1843.78 | 1740 | 103.78 |
| 15 | 0.25 | 2.9 | 0.45 | 29.1 | 20.4 | 81.6 | 2.97 | 2671.38 | 2610 | 61.38 |
| 30 | 0.5 | 2.9 | 0.45 | 29.1 | 27.7 | 55.4 | 2.02 | 3627.32 | 5220 | 0 |
| 45 | 0.75 | 2.9 | 0.45 | 29.1 | 33.1 | 44.1 | 1.61 | 4334.45 | 7830 | 0 |
| 60 | 1 | 2.9 | 0.45 | 29.1 | 37.5 | 37.5 | 1.36 | 4910.63 | 10440 | 0 |
| 120 | 2 | 2.9 | 0.45 | 29.1 | 50.9 | 25.5 | 0.93 | 6665.36 | 20880 | 0 |
| 240 | 4 | 2.9 | 0.45 | 29.1 | 69.1 | 17.3 | 0.63 | 9048.65 | 41760 | 0 |
| 360 | 6 | 2.9 | 0.45 | 29.1 | 82.6 | 13.8 | 0.5 | 10816 | 62640 | 0 |
| 720 | 12 | 2.9 | 0.45 | 29.1 | 112 | 9.3 | 0.34 | 14666.4 | 125280 | 0 |
| 1440 | 24 | 2.9 | 0.45 | 29.1 | 152 | 6.3 | 0.23 | 19904.4 | 250560 | 0 |

TAB. 5.9 : Calcul du volume de la retenue pour $Q=2.9 \text{ m}^2/s$

5.5.2.2 Les dimensions du bassin de rétention :

- Le volume du bassin = 112 m^3
- Longueur = 6m
- Largeur = 5m
- Hauteur = 4 m
- 0.5 m volume stocké correspond au volume du charriage

5.5.2.3 dimensionnement des canaux

TAB. 5.10 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques de la deuxième variante

| tronçon | Longueur(m) | Pente % | Fruit de talus(m/m) | B(m) | h(m) | H(m) |
|---------|-------------|---------|---------------------|------|------|------|
| 1 | 131 | 5 | 0.557 | 1.2 | 2 | 2.5 |
| 2 | 48 | 4 | 0.557 | 1.2 | 2 | 2.5 |
| 3 | 222.42 | 5 | 0.557 | 1 | 1.8 | 2.3 |

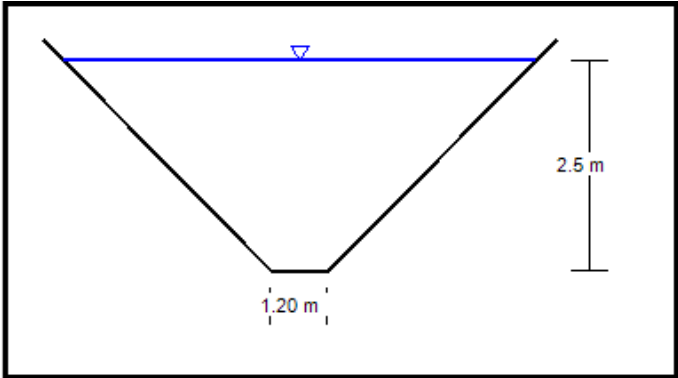


FIG. 5.18 : dimensions du canal 01

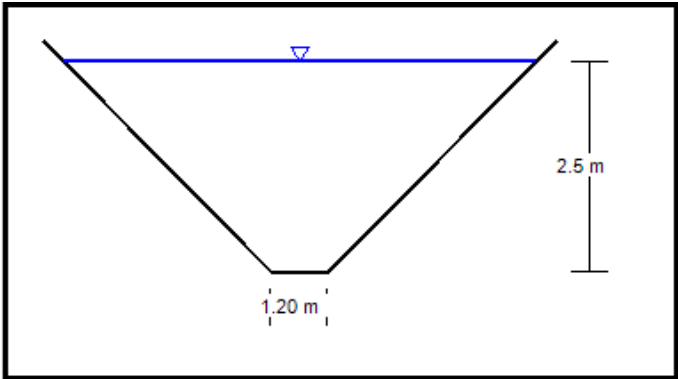


FIG. 5.19 : dimensions du canal 02

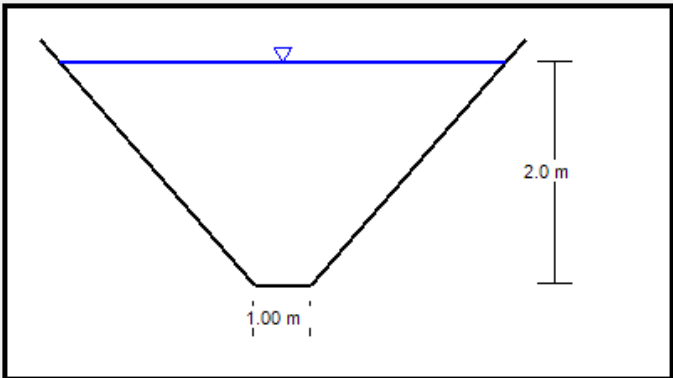


FIG. 5.20 : dimensions du canal 03

5.5.2.4 Simulation des résultats

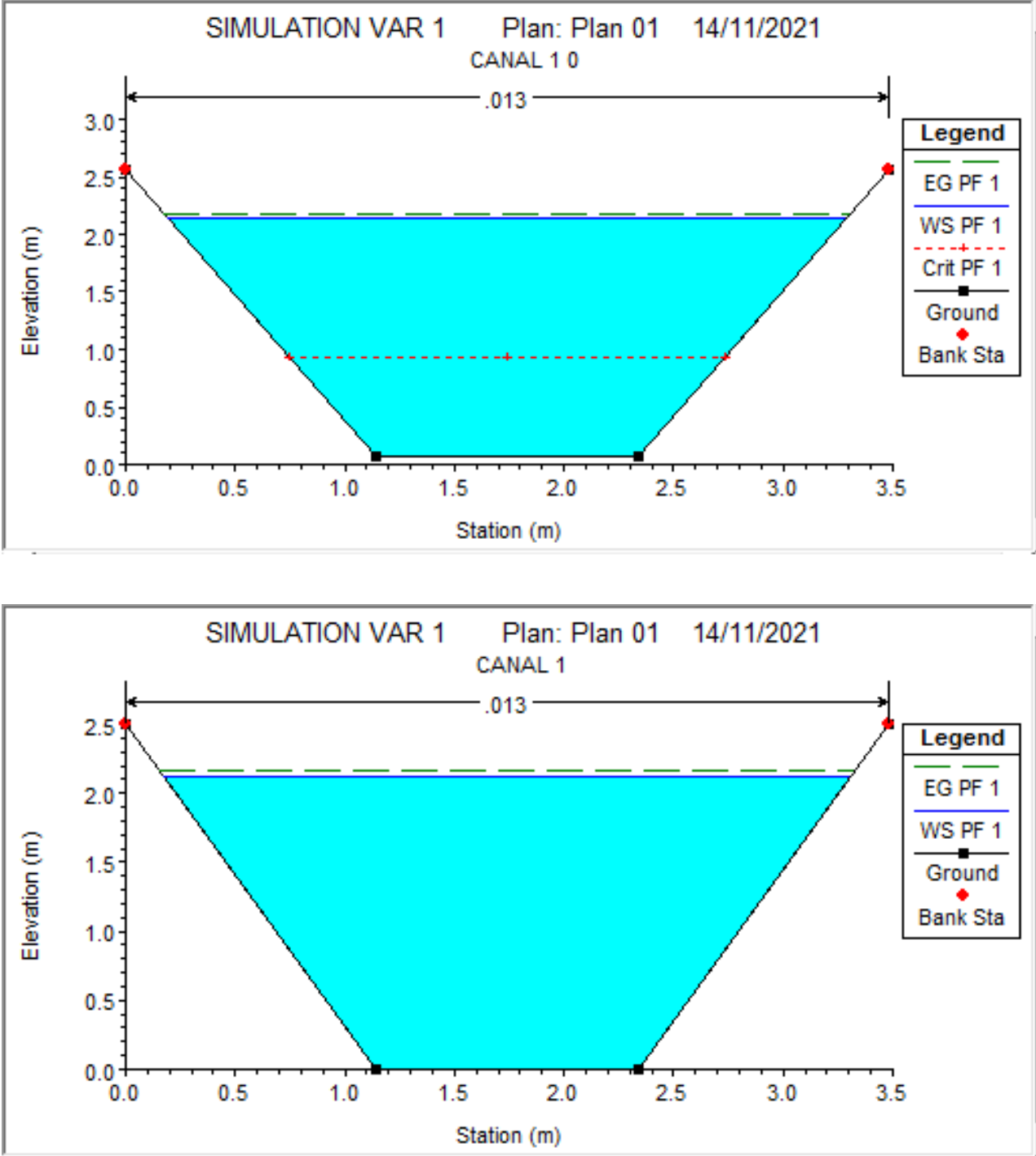


FIG. 5.21 : simulation du canal 1 (deuxième variante)

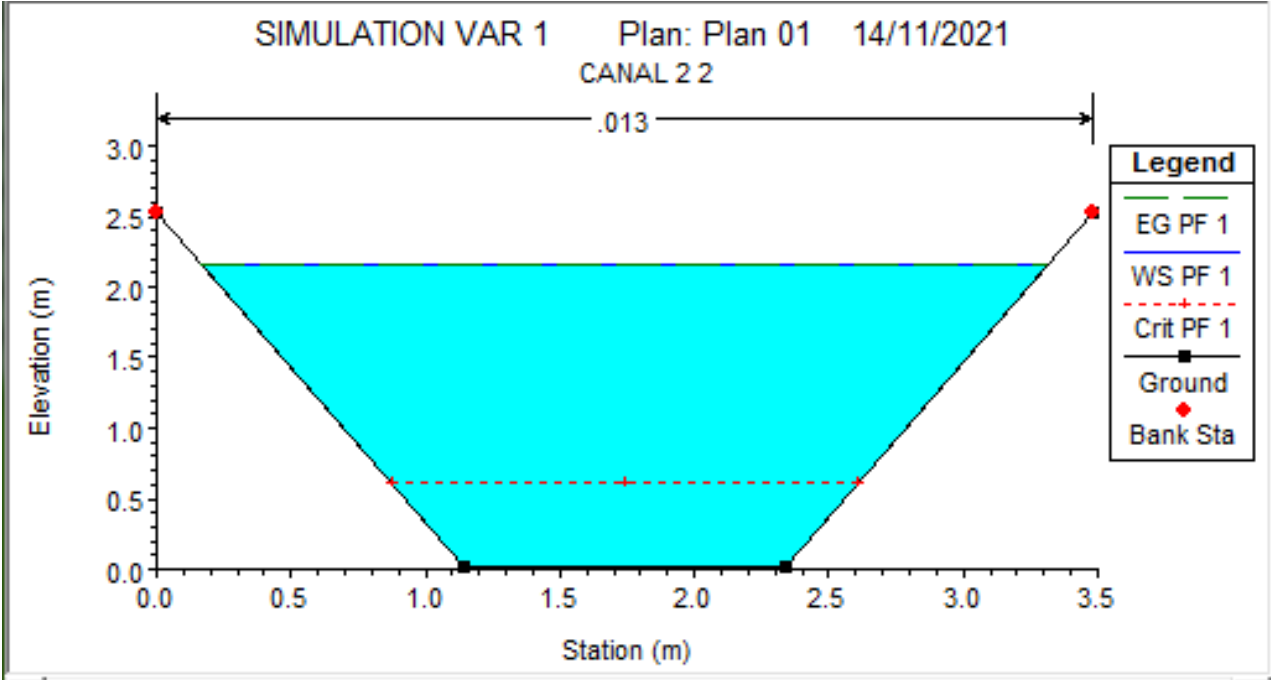
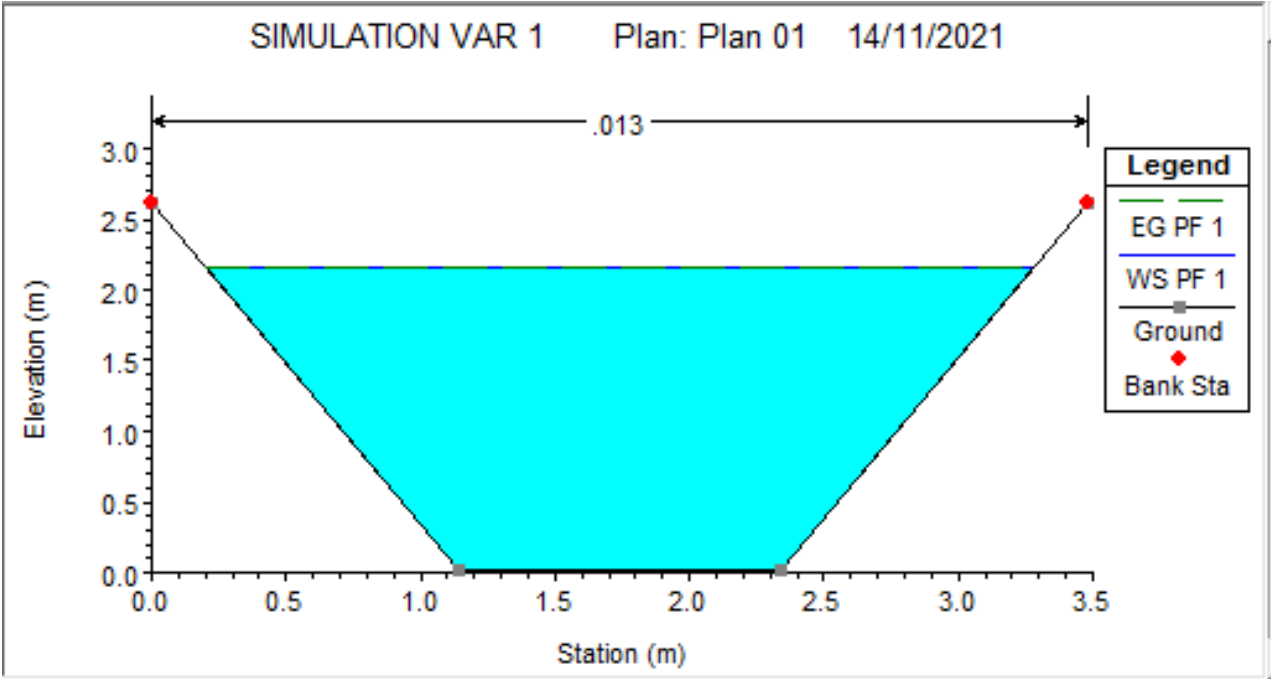


FIG. 5.22 : simulation du canal 2 (deuxième variante)

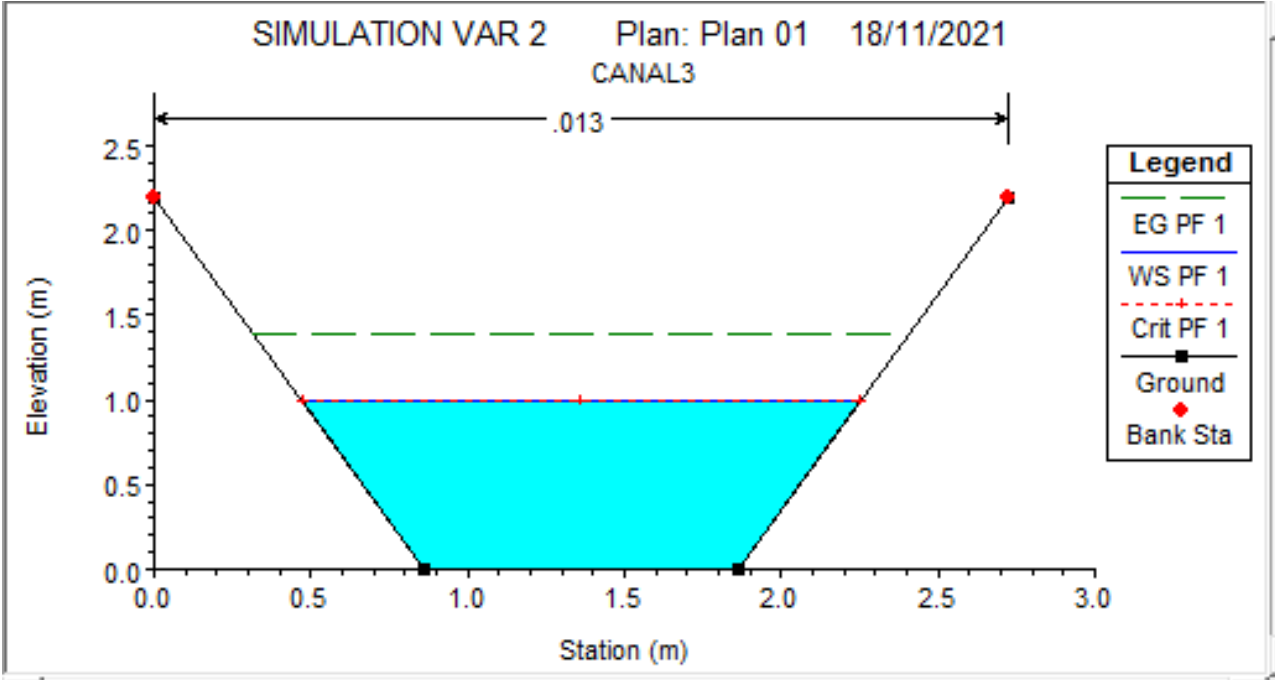
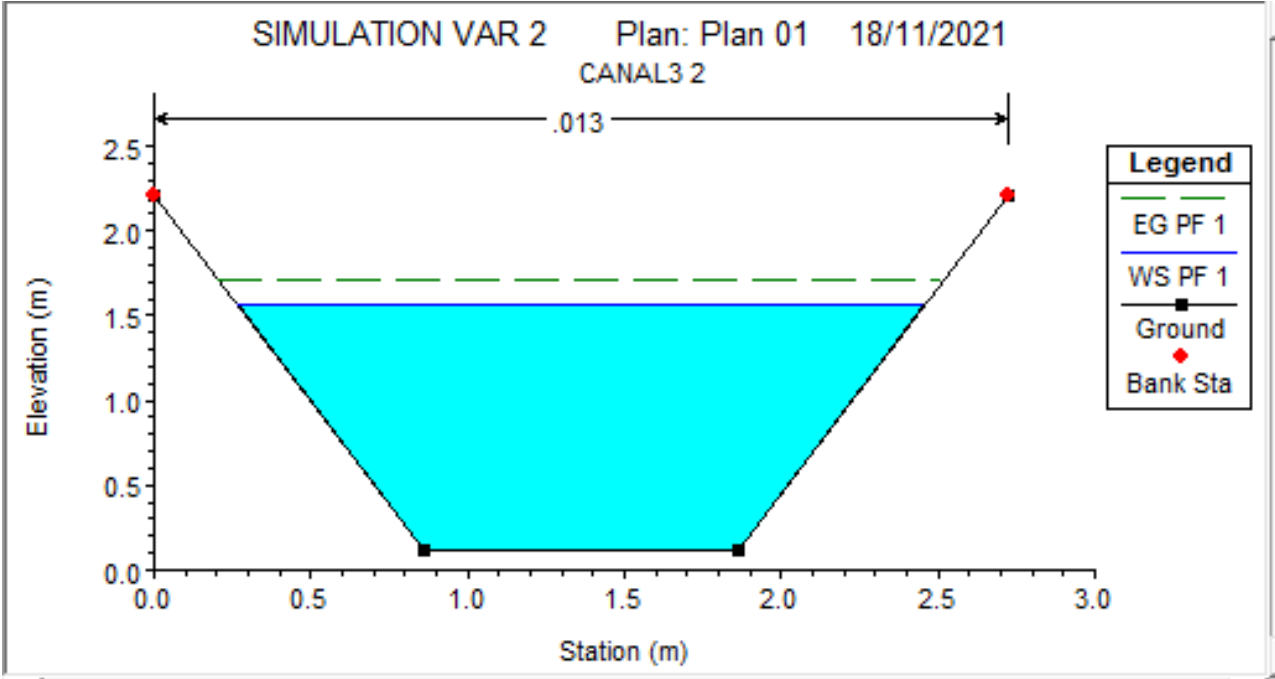


FIG. 5.23 : simulation du canal 3 (deuxième variante)

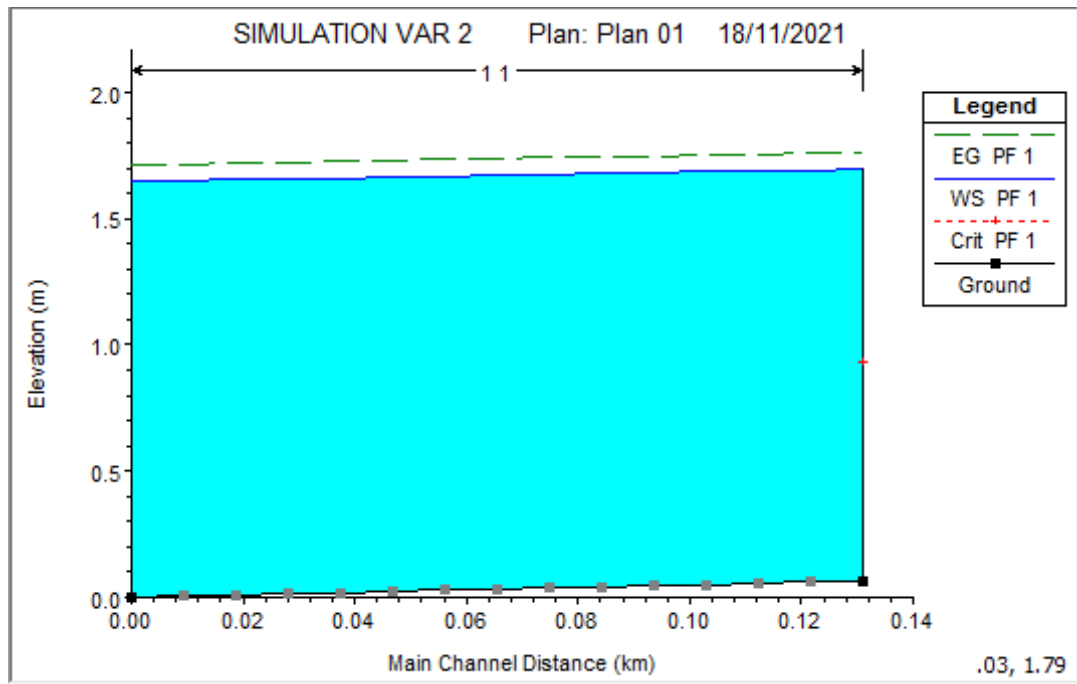


FIG. 5.24 : Profil en long du premier tronçon après aménagement (deuxième variante)

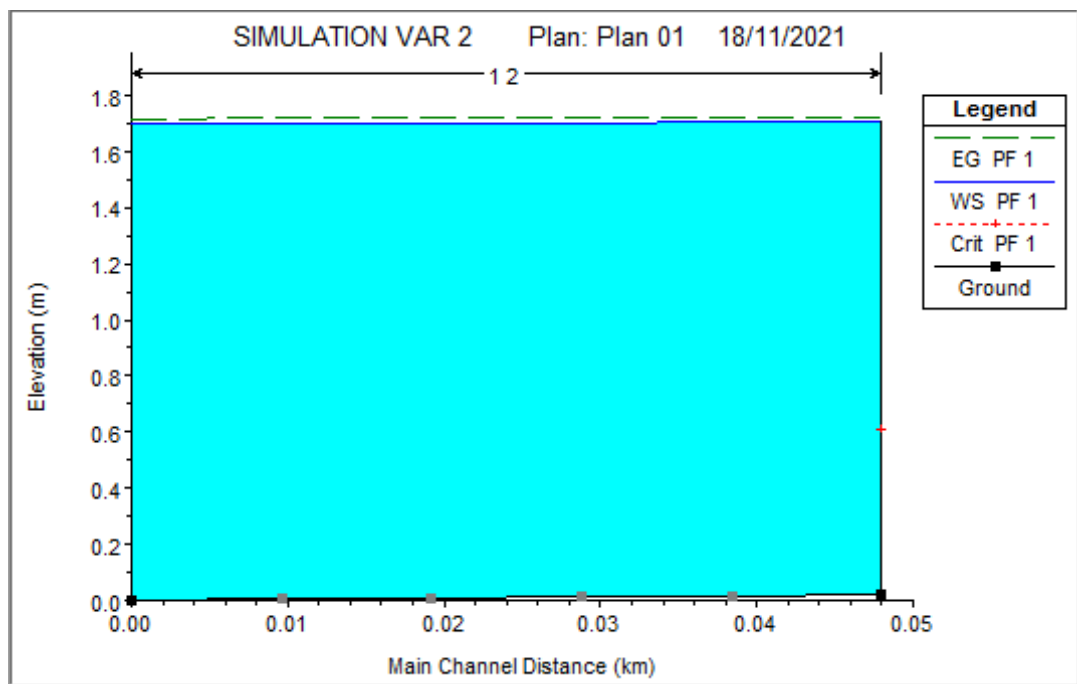


FIG. 5.25 : Profil en long du deuxième tronçon après aménagement (deuxième variante)

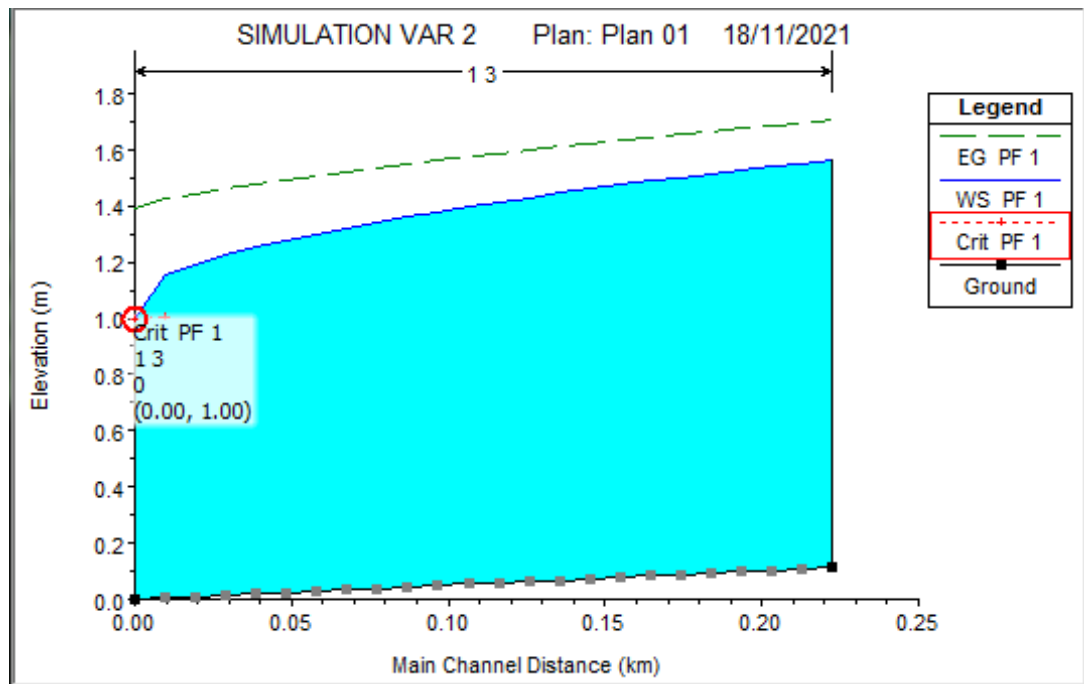


FIG. 5.26 : Profil en long du troisième tronçon après aménagement (deuxième variante)

5.6 conclusion :

Au cours de ce chapitre deux variantes ont été proposées pour la protection du Douar de Sid Oumou contre les inondations. l'élaboration d'une étude technico-économique va nous révéler la variante la plus favorable.

Chapitre 5. Étude des variantes d'aménagement pour le système de protection contre les inondations

TAB. 5.11 : Résultats de la simulation d'écoulement de la deuxième variante (Source : HECRAS)

| Reach | Q tot | Min Ch El | W.S. Elev | Crit W.S. | E.G. Elev | E.G. Slope | Vel Chnl | Flow Area | Top Width | Froude # Chl |
|-------|---------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|---------------|-------------|-------------------|--------------|-----------------|
| | (m ³ /s) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m/m) | (m/s) | (m ²) | (m) | |
| 1 | 3.64 | 0,06 | 1,70 | 0,93 | 1,77 | 0,000380 | 1. 14 | 3. 19 | 2,69 | 0. 34 |
| 1 | 3.64 | 0,06 | 1,70 | | 1,76 | 0,000379 | 1. 14 | 3. 19 | 2,69 | 0.33 |
| 1 | 3.64 | 0,05 | 1,69 | | 1,76 | 0,000378 | 1. 14 | 3,20 | 2,70 | 0.33 |
| 1 | 3.64 | 0.04 | 1,69 | | 1,75 | 0,000376 | 1. 14 | 3,20 | 2,70 | 0.33 |
| 1 | 3.64 | 0.04 | 1,68 | | 1,75 | 0.000374 | 1. 14 | 3,21 | 2,70 | 0.33 |
| 1 | 3.64 | 0,03 | 1,68 | | 1.74 | 0,000373 | 1. 13 | 3,21 | 2,70 | 0.33 |
| 1 | 3.64 | 0,02 | 1,67 | | 1.74 | 0,000372 | 1. 13 | 3,22 | 2,70 | 0.33 |
| 1 | 3.64 | 0,01 | 1,66 | | 1,73 | 0,000370 | 1. 13 | 3,22 | 2,70 | 0.33 |
| 1 | 3.64 | 0,01 | 1,66 | | 1,72 | 0,000368 | 1. 13 | 3,23 | 2,71 | 0.33 |
| 1 | 3.64 | 0,00 | 1,65 | | 1,72 | 0,000367 | 1. 13 | 3,23 | 2,71 | 0.33 |
| 2 | 1,93 | 0,02 | 1,71 | 0,61 | 1,73 | 0,000095 | 0.58 | 3. 4 | 2.74 | 0. 17 |
| 2 | 1,93 | 0,01 | 1,71 | | 1,73 | 0.000 100 | 0.59 | 3,28 | 2,67 | 0. 17 |
| 2 | 1,93 | 0,01 | 1,71 | | 1,73 | 0.000 104 | 0.6 | 3,23 | 2,61 | 0. 17 |
| 2 | 1,93 | 0,00 | 1,71 | | 1,72 | 0.000 109 | 0.61 | 3. 19 | 2,55 | 0. 17 |
| 2 | 1,93 | 0,00 | 1,70 | | 1,72 | 0.000 113 | 0.61 | 3. 15 | 2,49 | 0. 17 |
| 3 | 3.85 | 0. 11 | 1,57 | | 1,71 | 0.000994 | 1. 65 | 2,33 | 2,20 | 0,51 |
| 3 | 3.85 | 0. 10 | 1,55 | | 1,70 | 0.001024 | 1. 67 | 2,31 | 2. 18 | 0.52 |
| 3 | 3.85 | 0. 10 | 1.54 | | 1,68 | 0.001054 | 1. 69 | 2,28 | 2. 17 | 0.53 |
| 3 | 3.85 | 0,09 | 1,52 | | 1,67 | 0,001090 | 1. 71 | 2,25 | 2. 16 | 0.53 |
| 3 | 3.85 | 0,08 | 1,50 | | 1,65 | 0,001127 | 1. 73 | 2,22 | 2. 14 | 0,54 |
| 3 | 3.85 | 0,07 | 1. 48 | | 1,63 | 0,001171 | 1. 75 | 2. 19 | 2. 13 | 0,55 |
| 3 | 3.85 | 0,07 | 1.45 | | 1,62 | 0,001217 | 1. 78 | 2. 16 | 2. 11 | 0,56 |
| 3 | 3.85 | 0,06 | 1.43 | | 1,60 | 0,001272 | 1. 81 | 2. 12 | 2. 10 | 0,58 |
| 3 | 3.85 | 0,05 | 1.41 | | 1,58 | 0,001333 | 1. 85 | 2,09 | 2,08 | 0,59 |
| 3 | 3.85 | 0,05 | 1,38 | | 1,56 | 0,001406 | 1. 88 | 2.04 | 2,06 | 0,60 |
| 3 | 3.85 | 0.04 | 1,35 | | 1.54 | 0,001487 | 1. 92 | 2,00 | 2.04 | 0.62 |
| 3 | 3.85 | 0,03 | 1,32 | | 1,52 | 0,001591 | 1. 97 | 1,95 | 2,02 | 0,64 |
| 3 | 3.85 | 0,02 | 1,29 | | 1,50 | 0,001713 | 2.03 | 1,90 | 2,00 | 0,67 |
| 3 | 3.85 | 0,01 | 1,25 | | 1.47 | 0,001879 | 2.1 | 1.8 3 | 1,97 | 0,70 |
| 3 | 3.85 | 0,01 | 1,20 | 1,00 | 1.45 | 0.00212R | 1. 21 | 1,75 | 1,93 | 0,79 |
| 3 | 3.85 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 1,39 | 0.00389R | 1. 78 | 1,38 | 1,78 | 1,01 |

Chapitre 6

Étude quantitative et financière et organisation des chantiers

6.1 Introduction

Dans ce volet nous allons établir une évaluation quantitative et financière de la projection du système de protection contre les inondations puis procéder à un phasage des travaux. A ce stade de l'étude, nous disposons d'assez de détails pour estimer les coûts, et présenter l'organisation des chantiers. Le but ultime de cette partie est d'arriver au coût total du projet ainsi que sa durée de réalisation.

6.2 calculs des volumes :

6.2.1 Calcul volume du béton armé :

L'épaisseur du revêtement en béton des parois du coursier canal trapézoïdal est prise égale à $0,15 \div 0,4$ m L'épaisseur du radier du coursier est prise égale à $0,2 \div 0,5$ m (M. HASSANE, 2015, Blida).

- On prend une épaisseur de 20 cm pour les parois et le radier pour béton armée.
- Pour Béton de propreté on prend une épaisseur de 10 cm

Pour calcul volume de béton entre deux sections, peut être utiliser la relation suivent :

$$V_{\text{btou}} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i \quad (6.1)$$

6.2.2 Calcul les volumes des terrassements :

Les calculs des volumes de déblai et remblai se fait automatiquement à aide de logiciel HECRAS, on prend en considération les facteur géotechnique (coefficient de foisonnement et coefficient tassement) une valeur de 1, les résultats sont exprimée en (m3).

6.3 Chiffrage des aménagements proposés :

Le présent chapitre propose une estimation financière du coût de l'aménagement retenu, les estimations des prix des ouvrages et aménagements donnés :

- Prix unitaire des terrassements ;
- Prix unitaire de fourniture et pose de (béton, gabionnage, éventuelles installations annexes...).

L'estimation du coût des variantes est donnée dans les tableaux suivants :

Chapitre 6. Étude quantitative et financière et organisation des chantiers

| N° | Désignation des travaux | Unités | Quantités | P/U (DA) | MONTANT (DA) |
|--------|------------------------------|----------------|--------------|----------|--------------|
| A | Terrassement | | | | |
| A - 1 | Déblai | m ³ | 2345.85 | 250 | 586462.5 |
| A - 2 | Remblai compacte | ms | 1103.39 | 700 | 772373.00 |
| B | GENIE CIVIL | | | | |
| B -1 | BP (250 Kg/m3) | m ³ | 47.4 | 8000 | 379200.00 |
| B -2 | CANAL 1 | | | | |
| B -2-1 | Beton Armé(350kg/m3) | m ³ | 73.884 | 32000 | 2364288.00 |
| B-2-2 | Géotextile | m ² | 838.4 | 150 | 125760.00 |
| B -3 | CANAL 2 | | | | |
| B-3-1 | Beton Armé(350kg/m3) | m ³ | 30 | 32000 | 1050000.00 |
| B-3-2 | Géotextile | m ² | 307 | 150 | 46050.00 |
| B -4 | CANAL 3 | | | | |
| B-4-1 | <i>Béton Armé (350kg/m3)</i> | m ³ | 439.56 | 32000 | 14065920.00 |
| B-4-2 | géotextile | m ² | 1420.8 | 150 | 213120.00 |
| | | | TOTAL HT | | 19603173.50 |
| | | | TVA 19% | | 3724602.97 |
| | | | TOTAL TTC | | 2332776.47 |

TAB. 6.1 : devis quantitatif et financier de la Première variante

Chapitre 6. Étude quantitative et financière et organisation des chantiers

| N° | Désignation des travaux | Unités | Quantités | P/U (DA) | MONTANT (DA) |
|---------|---|----------------|--------------|----------|--------------|
| A | Terrassement | | | | |
| A - 1 | Déblai | m ³ | 2163.37 | 250 | 540842.5 |
| A - 2 | Remblai compacte | m ³ | 1002.39 | 700 | 701673.00 |
| B | GENIE CIVIL | | | | |
| B - 1 | BP (250 Kg/m ³) | m ³ | 478.4 | 8000 | 390400.00 |
| B - 2 | CANAL 1 | | | | |
| B - 2-1 | Béton Armé(350kg/m ³) | m ³ | 73.884 | 32000 | 2364288.00 |
| B-2-2 | Géotextile | m ² | 838.4 | 150 | 125760.00 |
| B - 3 | CANAL 2 | | | | |
| B-3-1 | Béton Armé(350kg/m ³) | m ³ | 30 | 32000 | 1050000.00 |
| B-3-2 | Géotextile | m ² | 307 | 150 | 46050.00 |
| B - 4 | CANAL 3 | | | | |
| B-4-1 | <i>Béton Armé (350kg/m³)</i> | m ³ | 195 | 32000 | 6420000.00 |
| B-4-2 | géotextile | m ² | 1161.85 | 150 | 174277.5 |
| B-5 | BASSIN DE RETENTION | | | | |
| B-5-1 | Béton Armé (350/m ³) | m ³ | 17 | 32000 | 544000.00 |
| B-5-2 | Géotextile | m ² | 115 | 150 | 17250 |
| C | CLOTURE | | | | |
| C-1 | | ml | 25 | 8000 | 200000.00 |
| | | | TOTAL HT | | 12304541.00 |
| | | | TVA 19% | | 2337862.79 |
| | | | TOATL TTC | | 14642403.79 |

TAB. 6.2 : devis quantitatif et financier de la deuxième variante

6.4 Choix de la variante d'aménagement

6.4.1 Critères d'évaluation

Le choix de la variante se fera en fonction de plusieurs critères :

- **Efficacité hydraulique** :correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures.
- **Difficultés de réalisation** :correspond au degré de difficulté de la réalisation technique.
- **Durabilité** :correspond à la durée de vie de l'aménagement.
- **Enjeux environnementaux** :ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole,) et des déficits ou richesses environnementaux actuels.
- **Entretien** :correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires.
- **Coût** :correspond à l'appréciation du coût de construction.

6.4.2 La variante choisit

Les deux variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vue financier, la variante : canal en béton armé seul sera rejetée car le coût est plus élevé donc la projection d'un canal en béton armé + bassin rétention paraît plus économique. On opte pour la deuxième variante :

- Plus économique
- Formant une belle harmonie avec la nature.
- l'utilisation du bassin pour l'agronomie.

Donc le montant total du projet reviens : 146,424,03.79 DA quatorze millions six cent quarante deux mille quatre cent trois Dinars Algériens

6.5 Organisation de chantier

6.5.1 Définition de la planification

C'est une méthode dont dispose le cadre opérationnel pour rendre son travail efficace, elle consiste à :

- L'installation des postes de travail ;
- L'observation instantanée ;
- L'analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- La définition des objectifs et des attributions ;
- La simplification des méthodes ;
- La stabilisation des postes de travail.

6.5.2 Techniques de planification

: Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

6.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau

: Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation.

On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches :



FIG. 6.1 : réseau a flèches.

L'opération A précède l'opération B

- Réseau à noeuds :

L'opération est représentée par un noeud et la succession des opérations par des flèches.

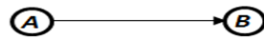


FIG. 6.2 : réseau a noeuds.

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

6.5.2.2 Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Établissement d'une liste des tâches ; Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures ; Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels ;
- Construction des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau.

6.5.2.3 Différentes méthodes basées sur le réseau :

- Méthode C.P.M (Méthode française) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- **1ère phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré,
 - **2ème phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue,
 - **3ème phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.
- Méthode P.E.R.T (Méthode américaine-Program Évaluation and Review Technical) :

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

6.5.2.4 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

| | |
|-------------|-------------|
| <i>DCP</i> | t_r |
| <i>DFP</i> | <i>DCPP</i> |
| <i>DFPP</i> | <i>MT</i> |

FIG. 6.3 : réseau a flèches.

Avec :

t_r : Temps de réalisation de la tâche ;

DCP :Date de commencement au plus tôt ;

DCPP :Date de commencement au plus tard ;

DFP :Date de finition au plus tôt ;

DFPP :Date de finition au plus tard ;

MT :Marge totale, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération.

$$\begin{cases} DCP_i + tr_i = DFP_i \\ DCP_j = DFP_i \end{cases} \quad (6.2)$$

6.5.2.5 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C \cdot C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum tr_{cc} = D \cdot T \cdot P \end{cases} \quad (6.3)$$

6.5.2.6 Diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'oeil :

Chapitre 6. Étude quantitative et financière et organisation des chantiers

- Les différentes tâches à envisager.
- La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- La durée escomptée de chaque tâche.
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning).

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux.

Ces derniers sont reportés dans le tableau suivant :

TAB. 6.3 : Liste des opérations avec leurs durées

| Désignation d'opération | code | Durée (jours) |
|--|------|---------------|
| Installation du chantier | A | 10 |
| Travaux de terrassement sur le tronçon 3 | B | 10 |
| Compactage sur le tronçon 3 | C | 8 |
| Exécution de lit du béton de propreté du tronçons 03 | D | 10 |
| Exécution de lit du béton de propreté du bassin de rétention | E | 2 |
| Exécution de béton armé pour les canaux du tronçon 3 | F | 20 |
| Exécution de béton armé pour le bassin de rétention | G | 5 |
| Travaux de terrassement sur le tronçon 2 | H | 5 |
| Compactage sur le tronçon 2 | I | 3 |
| Travaux de terrassement sur le tronçon 1 | J | 7 |
| Compactage sur le tronçon 1 | K | 5 |
| Exécution de lit du béton de propreté du tronçon 02 | L | 6 |
| Exécution de lit du béton de propreté du tronçon 01 | M | 8 |
| Exécution de béton armé pour les canaux du tronçon 2 | N | 10 |
| Exécution de béton armé pour les canaux du tronçon 01 | O | 15 |
| Réaliser la clôture du bassin de rétention | P | 2 |
| Déménagement du chantier | Q | 10 |

Chapitre 6. Étude quantitative et financière et organisation des chantiers

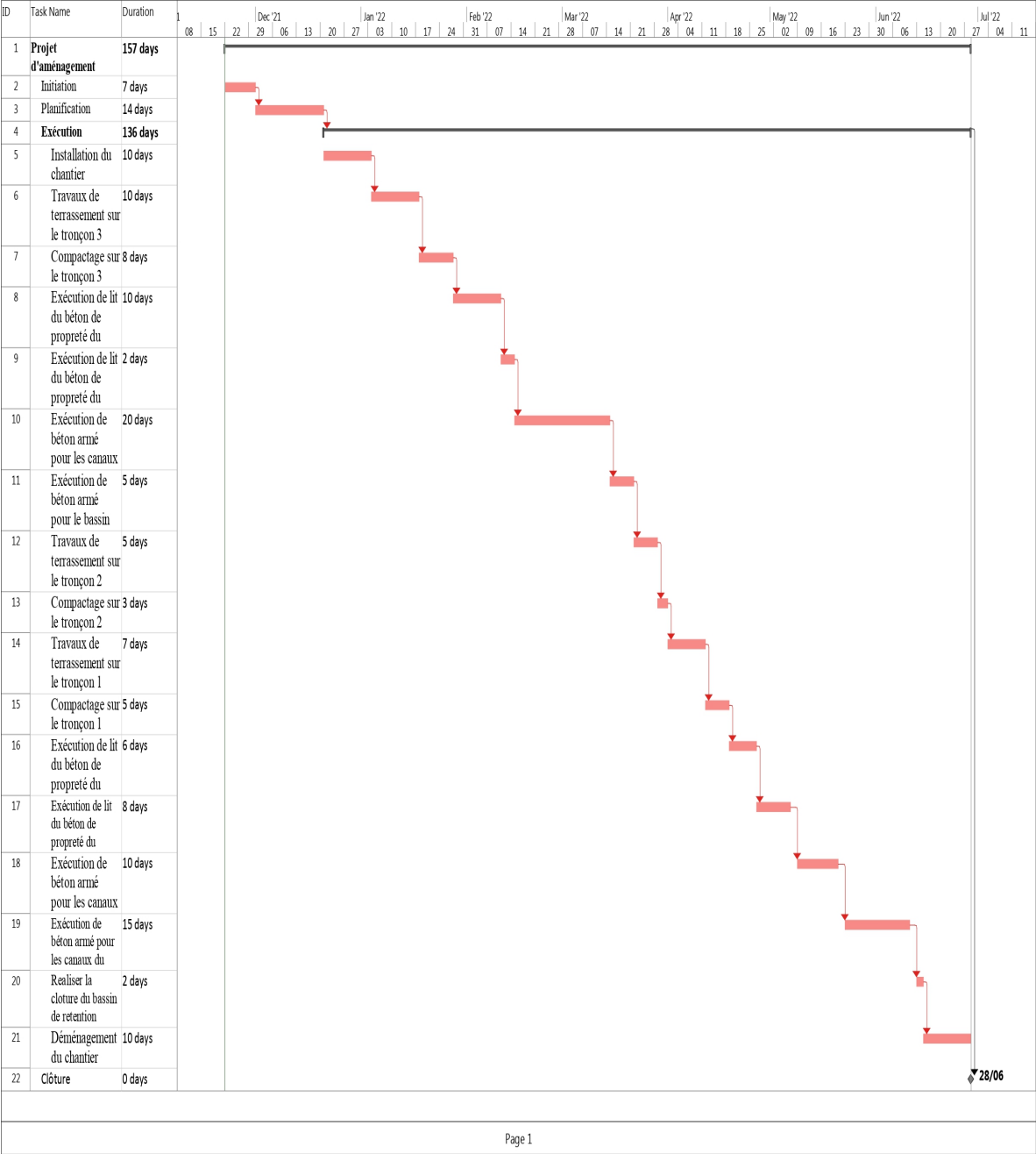


FIG. 6.4 : diagramme de gantt.

6.6 Conclusion

L'exécution d'un ensemble de travaux par gestion rationnelle de temps ; demande conjointement des moyens humains, techniques et matériels, afin d'aboutir à un but ultime qui est la livraison du projet dans les délais prévus, sans sortir des coûts d'investissement initiaux.

A l'issue de ce volet nous avons pu estimer le coût global du projet d'aménagement De oued Sidi Rached qui est de 146,424,03.79DA pour un délai de réalisation de 5 mois.

Conclusion générale

Conclusion générale

A travers cette étude nous avons pris conscience de la nécessité d'entretenir l'Oued Sidi Rached qui traverse le Douar Sid Oumou , permettant de protéger la population ainsi que leurs biens. Pour y faire nous avons partagé notre travail en trois parties.

Tout d'abord on s'est intéressé sur l'aspect géographique, géologique et hydrologique de la zone d'étude. Puis, on a fait l'étude hydrologique qui consiste à déterminer les caractéristiques morphologiques du bassin versant.

Ensuite, on a ajusté les données hydrologique (pluviométrie) en utilisant le logiciel HYFRAN. L'utilisation de la loi de TURAZZA et la méthode Rationnelle nous a permis de faire un point sur l'estimation du débit de dimensionnement de l'ouvrage de protection qui est de l'ordre de $6. m^3/s$.

En second lieu, nous avons déterminé les zones susceptibles d'être inondées, par la simulation de l'écoulement dans les cours d'eau non aménagés par le logiciel HEC-RAS en se basant sur le modèle de Saint-Venant mono-dimensionnel, cela nous a permis de visualiser les paramètres hydraulique (débit, hauteurs) et les régimes d'écoulement qui caractérise chacun des différents tronçons.

En outre, la simulation avec un débit centennale a révélé un grand risque surtout au niveau du troisième tronçon.

Finalement, nous avons choisi un aménagement adéquat après une analyse technico économique pour choisir la variante finale qui répond à notre objectif d'étude. En effet, la variante choisie comprend un aménagement, par un canal en béton de forme trapézoïdale sur toutes les longueurs des différents tronçons de l'oued oueds.

Le coût de ce projet est estimé à 146,424,03.79 DA, et comme tout projet celui-ci doit être suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

références bibliographiques

références bibliographiques :

1. **Armando LENCASTRE,1996..** Hydraulique Générale, 2eme édition, éditions EYROLLES, .
2. **B.TOUAIBIA,2004.** Manuel pratique d'hydrologie .
3. **Degoutte, G., 2006.** Aide-mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition EN-GREF, 66 p.
4. Graf, W., Altinakar, M. S., 1993. Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
5. HEC-RAS Users manuel,2010. US Army corps of engineers Hydrologic Engineering Center, version 4.1 .
6. **Laborde J.P., 2003.** Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale. Nice.
7. **Mohamed Meddi, Abdelkader Khaldi et Hind Meddi, 1998** / Modelling Soil Erosion, Sediment Transport and Closely Related Hydrological Processes (Proceedings of a symposium held at Vienna, July 1998). IAHS Publ. no. 249
8. **Musy, A., Higy, C., 1998.** Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
9. Règles parasismiques algériennes RPA 99/ Version 2003.
10. **S.Yahiaoui , B. Touaibia (2012).** Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.

Annexes

TABLE DU χ^2

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté v .

Exemple : avec $v = 3$, pour $\chi^2 = 0,11$ la probabilité $\alpha = 0,99$.

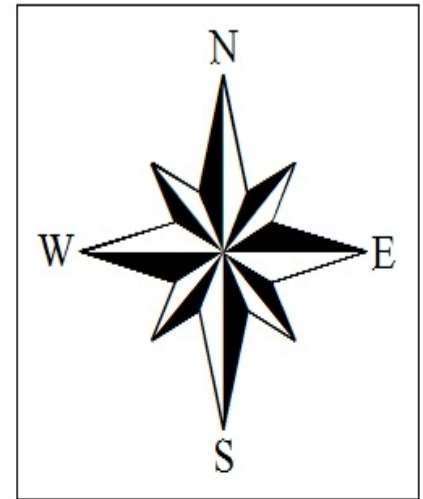
| α | 0,99 | 0,975 | 0,95 | 0,90 | 0,10 | 0,05 | 0,025 | 0,01 | 0,001 |
|-----------|--------|-------|-------|-------|-------|--------------|-------|--------------|-------|
| v | | | | | | | | | |
| 1 | 0,0002 | 0,001 | 0,004 | 0,016 | 2,71 | 3,84 | 5,02 | 6,63 | 10,83 |
| 2 | 0,02 | 0,05 | 0,10 | 0,21 | 4,61 | 5,99 | 7,38 | 9,21 | 13,82 |
| 3 | 0,11 | 0,22 | 0,35 | 0,58 | 6,25 | 7,81 | 9,35 | 11,34 | 16,27 |
| 4 | 0,30 | 0,48 | 0,71 | 1,06 | 7,78 | 9,49 | 11,14 | 13,28 | 18,47 |
| 5 | 0,55 | 0,83 | 1,15 | 1,61 | 9,24 | 11,07 | 12,83 | 15,09 | 20,51 |
| 6 | 0,87 | 1,24 | 1,64 | 2,20 | 10,64 | 12,59 | 14,45 | 16,81 | 22,46 |
| 7 | 1,24 | 1,69 | 2,17 | 2,83 | 12,02 | 14,07 | 16,01 | 18,48 | 24,32 |
| 8 | 1,65 | 2,18 | 2,73 | 3,49 | 13,36 | 15,51 | 17,53 | 20,09 | 26,12 |
| 9 | 2,09 | 2,70 | 3,33 | 4,17 | 14,68 | 16,92 | 19,02 | 21,67 | 27,88 |
| 10 | 2,56 | 3,25 | 3,94 | 4,87 | 15,99 | 18,31 | 20,48 | 23,21 | 29,59 |
| 11 | 3,05 | 3,82 | 4,57 | 5,58 | 17,28 | 19,68 | 21,92 | 24,73 | 31,26 |
| 12 | 3,57 | 4,40 | 5,23 | 6,30 | 18,55 | 21,03 | 23,34 | 26,22 | 32,91 |
| 13 | 4,11 | 5,01 | 5,89 | 7,04 | 19,81 | 22,36 | 24,74 | 27,69 | 34,53 |
| 14 | 4,66 | 5,63 | 6,57 | 7,79 | 21,06 | 23,68 | 26,12 | 29,14 | 36,12 |
| 15 | 5,23 | 6,26 | 7,26 | 8,55 | 22,31 | 25,00 | 27,49 | 30,58 | 37,70 |
| 16 | 5,81 | 6,91 | 7,96 | 9,31 | 23,54 | 26,30 | 28,85 | 32,00 | 39,25 |
| 17 | 6,41 | 7,56 | 8,67 | 10,09 | 24,77 | 27,59 | 30,19 | 33,41 | 40,79 |
| 18 | 7,01 | 8,23 | 9,39 | 10,86 | 25,99 | 28,87 | 31,53 | 34,81 | 42,31 |
| 19 | 7,63 | 8,91 | 10,12 | 11,65 | 27,20 | 30,14 | 32,85 | 36,19 | 43,82 |
| 20 | 8,26 | 9,59 | 10,85 | 12,44 | 28,41 | 31,41 | 34,17 | 37,57 | 45,31 |
| 21 | 8,90 | 10,28 | 11,59 | 13,24 | 29,62 | 32,67 | 35,48 | 38,93 | 46,80 |
| 22 | 9,54 | 10,98 | 12,34 | 14,04 | 30,81 | 33,92 | 36,78 | 40,29 | 48,27 |
| 23 | 10,20 | 11,69 | 13,09 | 14,85 | 32,01 | 35,17 | 38,08 | 41,64 | 49,73 |
| 24 | 10,86 | 12,40 | 13,85 | 15,66 | 33,20 | 36,42 | 39,36 | 42,98 | 51,18 |
| 25 | 11,52 | 13,12 | 14,61 | 16,47 | 34,38 | 37,65 | 40,65 | 44,31 | 52,62 |
| 26 | 12,20 | 13,84 | 15,38 | 17,29 | 35,56 | 38,89 | 41,92 | 45,64 | 54,05 |
| 27 | 12,88 | 14,57 | 16,15 | 18,11 | 36,74 | 40,11 | 43,19 | 46,96 | 55,48 |
| 28 | 13,56 | 15,31 | 16,93 | 18,94 | 37,92 | 41,34 | 44,46 | 48,28 | 56,89 |
| 29 | 14,26 | 16,05 | 17,71 | 19,77 | 39,09 | 42,56 | 45,72 | 49,59 | 58,30 |
| 30 | 14,95 | 16,79 | 18,49 | 20,60 | 40,26 | 43,77 | 46,98 | 50,89 | 59,70 |

FIG. 5 : table de χ^2

| Nature des surfaces | Etats des parois | | | |
|--|------------------|--------|-----------|---------|
| | Parfait | Bon | Assez bon | Mauvais |
| A) Canaux artificiels | | | | |
| Ciment lissé | 0,01 | 0,011 | 0,012 | 0,013 |
| Mortier de ciment | 0,011 | 0,012 | 0,013 | 0,015 |
| Aqueducs en bois raboté | 0,01 | 0,012 | 0,013 | 0,014 |
| Aqueducs en bois non raboté | 0,011 | 0,013 | 0,014 | 0,015 |
| Canaux revêtus de béton | 0,012 | 0,014 | 0,016 | 0,018 |
| Moëllons bruts | 0,017 | 0,02 | 0,025 | 0,03 |
| Pierres sèches | 0,025 | 0,03 | 0,033 | 0,035 |
| Moëllons dressés | 0,013 | 0,014 | 0,015 | 0,017 |
| Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse | 0,011 | 0,012 | 0,013 | 0,015 |
| Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée | 0,0225 | 0,025 | 0,0275 | 0,030 |
| Canaux en terre droits et uniformes | 0,017 | 0,020 | 0,0225 | 0,025 |
| Canaux avec pierres, lisses et uniformes | 0,025 | 0,030 | 0,033 | 0,035 |
| Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers | 0,035 | 0,040 | 0,045 | - |
| Canaux en terre à larges méandres | 0,0225 | 0,025 | 0,0275 | 0,030 |
| Canaux en terre dragués | 0,025 | 0,0275 | 0,030 | 0,033 |
| Canaux à fond en terre, côtés avec pierres | 0,028 | 0,030 | 0,033 | 0,035 |
| B) Cours d'eau naturels | | | | |
| 1) Propres, rives en ligne droite | 0,025 | 0,0275 | 0,030 | 0,033 |
| 2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres | 0,030 | 0,033 | 0,035 | 0,040 |
| 3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres | 0,035 | 0,040 | 0,045 | 0,050 |
| 4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles | 0,040 | 0,045 | 0,050 | 0,055 |
| 5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres | 0,033 | 0,035 | 0,040 | 0,045 |
| 6) Idem 4, avec pierres | 0,045 | 0,050 | 0,055 | 0,060 |
| 7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes | 0,050 | 0,060 | 0,070 | 0,080 |
| 8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes | 0,075 | 0,100 | 0,125 | 0,150 |

FIG. 6 : Valeurs du coefficient n de Manning

CARTE DES VITESSES

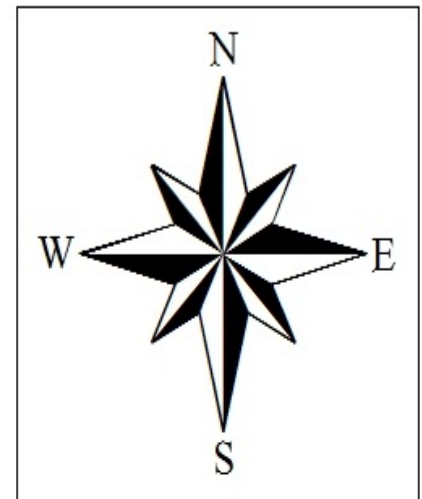


ECHELLE = 1/8000

Source :
google satellite
RasMapper;HecRas
_carthographe
SAHI Chahrazed
faite le 03/12/2021

FIG. 7 : carte des vitesses

CARTE DES HAUTEURS D'EAU



ECHELLE = 1/8000

Source :
google satellite
RasMapper;HecRas
_carthographe
SAHI Chahrazed
faite le 03/12/2021

FIG. 8 : carte des hauteurs d'eau