

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdallah-

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en hydraulique

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

INTITULE :

**ETUDE DE PROTECTION DE LA VILLE D'EL
EULMA CONTRE LES INONDATIONS (W.Sétif).**

Présenté par :

M^r: ATTAFI Abderrezak

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

| Nom et prénom | Grade | Qualité |
|-----------------------------------|--------------|---------------------|
| M^r B.BENLAOUKLI | M.C.B | Président |
| M^r S.TOUMI | M.A.A | Examineur |
| M^{me} N.SAIL | M.A.A | Examinatrice |
| M^{me} A.ADDOU | M.A.A | Examinatrice |
| M^r A.ZEROUAL | M.A.A | Promoteur |

JUIN 2018

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

| | |
|---|----|
| Tableau n° I.1 Surface de chaque bassin de versant | 2 |
| Tableau n° I.2 Longueur du talweg principal | 3 |
| Tableau n° I.3 Altitudes minimales | 3 |
| Tableau n° I.4 Altitudes maximales | 3 |
| Tableau n° I.5 Récapitulatif des caractéristiques géométriques du bassin versant | 6 |
| Tableau n° I.6 Coordonnées de la courbe hypsométrique | 6 |
| Tableau n° I.7 Altitudes caractéristiques | 7 |
| Tableau n° I.8 Les indices de pentes | 7 |
| Tableau n° I.9 Tableau Récapitulatif des temps d concentration | 10 |

Chapitre II: Historique sur les crues et les inondations en Algérie

Chapitre III : Etude Hydrologique

| | |
|--|-----|
| Tableau n° III.1 Les précipitations (en %) à la station BIR EL ARCHE | 20. |
| Tableau n° III.2 Caractéristiques de la série pluviométrique (20 ans). | 21 |
| Tableau n° III.05 Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON. | 25 |
| Tableau n° III.06 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence | 25 |
| Tableau n° III.07 Pluies de courte durée et intensités pour les différentes | 26 |
| Tableau III.09 Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel | 29 |
| Tableau III.10 Différentes valeurs de « α » | 29 |
| Tableau n° III.11 Récapitulatif du volume annuel moyen | 30 |
| Tableau n° III.12 débit de crue selon la formule de TURRAZA | 31 |
| Tableau n° III.13 débit de crue selon la formule de GIANDOTTI | 31 |
| Tableau n° III.13 débit de crue selon la formule de GIANDOTTI FORME 2 | 32 |
| Tableau n° III.14: Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence | 32 |

| | |
|---|----|
| Tableau n° III.15 débit de crue selon la formule de Sokolovsky | 33 |
|---|----|

| | |
|--|--|
| Tableau n°III.16 Volume de crue en m ³ pour différentes fréquences | |
|--|--|

Chapitre IV : Calcul Hydraulique

| | |
|---|----|
| Tableau n° IV.1 Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire | 41 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| Tableau n° IV.2 différentes formes de courbes de remous | 47 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau n° IV.4 résultats de la simulation a l'état naturel sur canal 21 | 50 |
|---|----|

Chapitre V : VARIANTES DE L'AMENAGEMENT

| | |
|---|----|
| Tableau n° V.1 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses | 53 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| Tableau n° V.2 : Les valeurs du coefficient de rugosité | 53 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau n°V.03: Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion | 54 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau n° IV.5 : Canal en béton armé | 54 |
|--|----|

| | |
|---|-----------|
| Tableau n° IV.6 Calcul des paramètres hydrauliques | 54 |
|---|-----------|

| | |
|--|----|
| Tableau n° IV.7 : Canal en béton armé | 55 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau n° IV.8. Calcul des paramètres hydraulique | 55 |
|---|----|

Chapitre VI : Calculé des armatures

| | |
|--|----|
| Tableau n° V.1 Calcul des armatures | 59 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau n° V.2. La section minimale | 59 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau n° V.3 Vérification de la contrainte de cisaillement | 59 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| Tableau n° VI.4 -Calcul des armatures | 60 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau n° VI.5 La section minimale | 60 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau n° VI.6 Evaluation des moments | 61 |
|---|----|

| | |
|---|----|
| Tableau n° VI.7 Calcul des armatures | 61 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| Tableau n° VI.8 La section minimale | 61 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau n° VI.9 Vérification de la contrainte de cisaillement | 62 |
|--|----|

Chapitre VII : Organisation de chantier

| | |
|---|----|
| Tableau VII.1 : Les durées de différentes opérations | 72 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| Tableau VII.2 : Détermination des chemins critiques | 73 |
|--|----|

LISTE DE FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

| | |
|---|---|
| Figure n°I.1 Situation administrative de la commune d'EL Eulma | 1 |
| Figure n°II.2 Délimitation du bassin- | 4 |
| Figure n °I.5 Profil en long du cours | 8 |

Chapitre II: HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

| | |
|--|----|
| Figure n °II.1 : Distribution des perturbations par année en Algérie | 13 |
|--|----|

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

| | |
|---|----|
| Figure n°III.03 Répartition mensuelle des Pluies | 20 |
| Figure n°III.3 Ajustement à la loi de Gumbel | 23 |
| Figure n°III.4 Ajustement à la loi log normale | 24 |
| Figure n°III.5 hydro gramme de crue | |

CHAPITRE IV : CALCUL HYDRAULIQUE

| | |
|---|----|
| Figure n° IV.2 Types d'écoulements | 34 |
| Figure n°IV.1 Canal naturel | 35 |
| Figure n° IV.3 Canal rectangulaire | 36 |
| Figure n° IV.4 Relation entre le tirant d'eau et le débit normal | 40 |
| Figure n° IV.5 Energie spécifique en fonction de profondeur | 42 |
| Figure n° IV.6 Différentes formes de courbes de remous | 43 |
| Figure n° IV.7 Schéma d'un ressaut hydraulique | 46 |
| Figure n° IV.8 Typologie des ressauts | 49 |

CHAPITRE V : VARIANTES DE L'AMENAGEMENT

CHAPITRE VI : CALCULE DES ARMATURES

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

| | |
|--|----|
| Figure. VII.1 : Photo d'une niveleuse | 64 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Figure. VII.2 : Photo d'une pelle hydraulique | 65 |
| Figure. VII.3 : Photo d'un compacteur | 67 |
| Figure. VII.4 : Photo d'un chargeur | 67 |
| Figure. VII.5 : Schéma d'un réseau à nœuds | 72 |
| Figure. VII.6 : Diagramme de GANTT | 73 |

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة كيفية وضع شبكة لصرف مياه الأمطار على مستوى مجموعة من الأودية، منها "واد القلثة الزرقة" و"واد جنبية" بمدينة العلمة ولاية سطيف. العمل يهدف الى تحديد العوامل الجيومورفولوجية والمناخية، متبوعا بدراسة هيدرولوجية مفصلة، هذا ما سمح لنا بتحديد كيفية التدفق، واختيار الأبعاد المثلى لحماية هذه المدينة من الفيضانات. وأخيرا قمنا بإنجاز المشروع مع كافة المنشآت الأساسية والثانوية فتحصلنا على مشروع قابل للإنجاز وملائم لحماية المدينة من الفيضانات .

Résumé

Cette étude a pour objectif de déterminer les ouvrages et aménagements pluviaux à mettre en place sur l'ensemble des bassins versants de l'Oued Galta Zarga et Oued JANBA, dans la ville d'EL EULMA Wilaya de SETIF. Le travail consiste à définir l'ensemble des paramètres géomorphologiques et climatiques du bassin versant de la zone d'étude, suivi d'une étude hydrologique détaillée. Ceci a permis de dégager le débit de dimensionnement la variante adéquate pour la protection.

A l'issue de ce travail nous avons abouti à un projet réalisable qui paraît être le plus adapté pour garantir la protection de la ville contre les inondations.

Abstract

The purpose of this study is to determine drainage structures on the basin of Baar Wadi located in the urban centre of the city of EL EULMA. The work aims to define all the geomorphologic and climatic parameters of the watershed, followed by a detailed hydrological study. This has allowed the identification of the structures designing discharges the variant appropriate for the protection.

In the end of this work we ended to a realizable project which appears more to be adapted to guarantee the protection of the town of ELEULMA against floods

Listes des planches

Planche n°1 : Plan de masse du centre d'EL Eulma (w.Sétif)

Planche n°2 vue en plan d'oued SMARA avec la délimitation des Bassines (w.Sétif)

Planche n°3 profil en long après l'aménagement d'oued SMARA (w.Sétif)

Planche n°4 : Ferrailage de canal rectangulaire

TABLE DES MATIERES

| | |
|--|--------------|
| Remerciements..... | |
| Dédicace..... | |
| Résumé | |
| INTRODUCTION..... | |
| I. CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D’ETUDE..... | 1 |
| I.1. PRESENTATION DE LA ZONE D’ETUDE..... | 1 |
| I.2. DESCRIPTION GENERALE DE LA ZONE D’ETUDE..... | 2 |
| I.3. HYDROGRAPHIE ET DONNEES HYDROLOGIQUE..... | 2 |
| I.4. CARACTERISTIQUE MORPHOLOGIQUE..... | 3 |
| I.4.1. Caractéristiques géométriques | 4 |
| I.4.2. Relief..... | 6 |
| I.4.3. Les indice de pentes | 8 |
| I.4.4. Profil en long du cours d'eau : | 8 |
| I.5. TEMPS DE CONCENTRATION : | 9 |
| I.6. VITESSE RUISSELLEMENT : | 10 |
| II. Chapitre II: Historique sur les crues et les inondations en Algérie | 12 |
| II.1. CAUSES D’INONDATION EN ALGERIE..... | 12 |
| II.1.1. Un réseau hydrographique qui favorise les phénomènes d’inondations..... | 12 |
| II.1.2. Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation) | 12 |
| II.1.3. Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières | 13 |
| II.2. INVENTAIRE DES INONDATIONS CATASTROPHIQUES EN ALGERIE | 14 |
| II.3. DEUX EXEMPLES DES RISQUES CLIMATIQUES DANS LE MILIEU URBAIN : | 17 |
| II.3.1. Les inondations de Beb-El-Oued : | 17 |
| II.3.2. Les inondations de Ghardaïa : | 17 |
| III. Chapitre III : Etude Hydrologique | 19 |
| III.1. CARACTERISTIQUE CLIMATOLOGIQUE : | 19 |
| III.1.1. Températures :..... | 19 |
| III.1.2. Evaporation : | 19 |
| III.1.3. Pluviométrie : | 19 |
| III.1.4. Ajustement des pluies maximales journalières : | 21 |
| III.2. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :..... | 25 |
| III.3. ETUDE DES APPORTS : | 26 |
| III.3.1. Apport liquide | 26 |
| III.3.2. Caractéristiques de l’écoulement | 27 |
| III.3.3. Apport solide en suspension : | 28 |
| III.4. Détermination des débits maximums : | 29 |
| III.4.1. Formules empiriques et semi empiriques..... | 30 |
| III.5. VOLUMES ET HYDROGRAMME DE CRUES : | 32 |
| III.5.1. Hydro gramme de crue..... | 32 |
| III.5.2. Volume de crue | 33 |
| III.5.3. HYDROGRAMME DE CRUE..... | 34 |
| Conclusion | 34 |
| IV. Chapitre IV : Calcul Hydraulique..... | 35 |
| IV.1. Généralités :..... | 36 |
| IV.1.1. Ecoulement à surface libre | 36 |
| IV.1.2. Canaux à ciel ouvert..... | 36 |

| | | |
|----------|--|----|
| IV.1.3. | Différents types de Canaux | 36 |
| IV.1.4. | Types d'écoulements..... | 37 |
| IV.2. | Dimensionnement des canaux | 38 |
| IV.2.1. | Conditions de l'écoulement uniforme | 38 |
| IV.2.2. | Formules de calcul | 39 |
| IV.2.3. | Détermination de coefficient de Chézy | 39 |
| IV.3. | PARAMETRE GEOMETRIQUES | 40 |
| IV.3.1. | Choix de la section de meilleure conductivité | 40 |
| IV.3.2. | Calculs du rayon hydraulique maximal..... | 41 |
| IV.3.3. | Calcul de la profondeur normal hn..... | 42 |
| IV.3.4. | Calcul de la profondeur critique hcr..... | 43 |
| IV.3.5. | Calcul de la pente critique | 44 |
| IV.3.6. | Nombre de Froude..... | 44 |
| IV.4. | CALCUL DE LA LIGNE D'EAU : | 45 |
| IV.4.1. | Equation de la ligne d'eau | 45 |
| IV.4.2. | Différentes formes de courbe de remous..... | 45 |
| IV.4.3. | Calcul de la surface d'eau | 48 |
| IV.5. | CALCUL RESSAUT | 49 |
| V. | Chapitre V : VARIANTES DE L'AMENAGEMENT | 52 |
| V.1. | Principe d'aménagement : | 53 |
| V.1.1. | Les différents types d'aménagements envisageables : | 53 |
| V.1.2. | Les formules de dimensionnement des canaux : | 53 |
| V.1.3. | Choix des paramètres de dimensionnement : | 54 |
| V.1.4. | Revanche des canaux : | 55 |
| V.2. | Calculs des aménagements..... | 55 |
| V.2.1. | Variante n°1 | 55 |
| VI. | Chapitre VI : calculé des armatures | 57 |
| VI.1. | HYPOTHESES DE CALCUL | 57 |
| VI.1.1. | -Le béton | 57 |
| VI.1.2. | -L'acier..... | 57 |
| VI.1.3. | -Le sol..... | 57 |
| VI.2. | -Etude de la dalle | 58 |
| VI.2.1. | .Dimensionnement..... | 58 |
| VI.2.2. | -Evaluation des charges..... | 58 |
| VI.2.3. | Evaluation des moments..... | 59 |
| VI.3. | Etude des parois..... | 60 |
| VI.3.1. | Calcul des sollicitations..... | 60 |
| VI.3.2. | Calcul des moments | 60 |
| VI.3.3. | Calcul des armatures | 61 |
| VI.4. | Etude du radier..... | 62 |
| VI.4.1. | Evaluation des charges | 62 |
| VII. | Chapitre VII : Organisation de chantier | 64 |
| VII.1. | Installation de chantier..... | 64 |
| VII.1.1. | . Installations destinées à la réparation des engins | 64 |
| VII.1.2. | . Installations pour la préfabrication..... | 64 |
| VII.2. | Engins utilisés..... | 65 |
| VII.2.1. | La niveleuse..... | 65 |
| VII.2.2. | La Pelle : | 66 |
| VII.2.3. | Matériel de compactage | 67 |
| VII.2.4. | Matériels pour le relevage des déblais..... | 68 |

| | |
|--|----|
| VII.3. Planification..... | 69 |
| VII.3.1. Définition | 69 |
| VII.3.2. Techniques de la planification..... | 69 |
| VII.3.3. Méthodes basées sur le réseau..... | 70 |
| VII.3.4. Construction du réseau | 70 |
| VII.3.5. . Différentes méthodes basées sur le réseau | 71 |
| CONCLUSION | |
| References bibliographiques | |

Introduction générale

L'inondation est une catastrophe naturelle qui détruit les constructions, les périmètres agricoles et le plus grave de c'est la vie humaine. D'après une 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 confronter aux phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestant de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeur 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 due à l'interaction complexe de plusieurs composantes, c'est la produite de la concomitance de facteur topographique, géologique, hydrologique et aussi météorologique.

L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versant Algériens, des superficies important des terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment envahies par les eaux des oueds en crue.

Pour notre travail, nous avons pris comme région d'étude la ville de EL Eulma qui date de la période coloniale et qui est toujours en voie d'extension .L'objectif de notre travail est d'étudier l'inondation dans la région de *SMARA* 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 qu'on doit faire.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION

Le chapitre est consacré à une description générale du bassin versant de la ville de EL Eulma afin de donner les caractéristiques géographiques et physiographiques, bases indispensables à la compréhension future des mécanismes hydrologiques des cours d'eau et d'avoir une vision générale sur les différents facteurs capables d'avoir une influence sur l'aménagement.

I.1. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

La ville d'EL Eulma est située intérieurement à 30 Km de la ville de Sétif. Elle se compte parmi les grandes Daïra de la wilaya vis-à-vis du nombre d'habitant et de l'importance économique. Elle est limitée :

- Au Nord par, la commune de DJEMILLA
- A l'Est par la; wilaya de Sétif
- Au Sud par la commune de BAZER SAKRA
- A l'Ouest par la commune de. BIR EL ARICHE

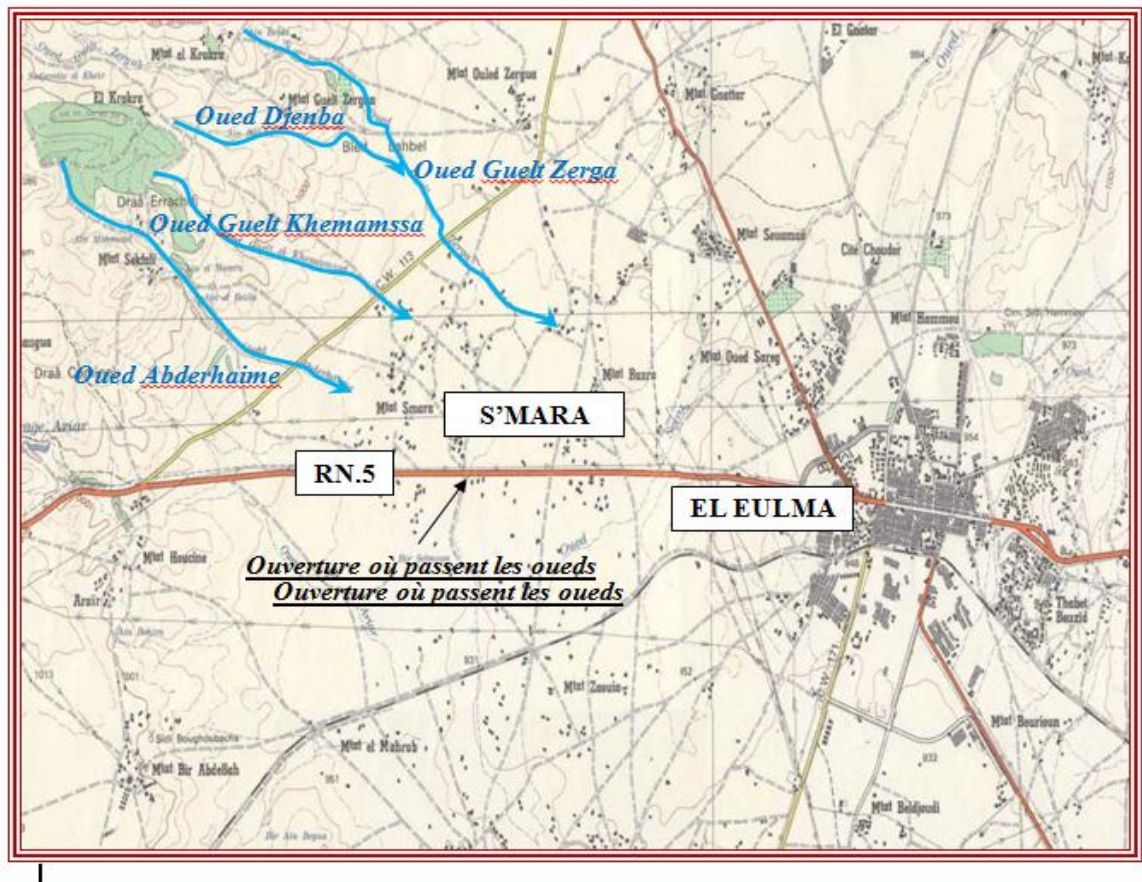


Figure n°I.1 Situation administrative de la commune d'EL Eulma (carte wilaya de Sétif)

I.2. DESCRIPTION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE.

D'après la reconnaissance faite sur les lieux, en présence des représentants du centre d'étude et de réalisation en urbanisme (URBA SETIF), on a constaté les dégâts causés par le passage de la crue torrentielle qui a inondé la zone **SMARA**, on a remarqué que les crues qui viennent de l'amont et s'étendent sur les surfaces inondables en commençant par l'oued **GUELT EL ZERGA** sa source commence par Ain **Hammam** sur une distance de 1.5 Km. Par rapport au début de l'oued, En aval juste au niveau de la route, il y a un ouvrage en passage busé au nombre de quatre sous dimensionné puisqu'il y a un grand débordement lors de dernier passage de la crue, qui a inondé toute la zone.

- **L'oued AIN DJENBA** qui commence par l'amont en traversant l'auto – route Est Ouest, qui fait jonction avec l'oued **GUELT ZERGA**.
- **L'oued GUELT KHEMAMSSA** qui commence en amont de l'autoroute et traversé par un ouvrage.
- **L'oued ABDERHAIME** qui commence en amont de l'AutoRoute Est Ouest, et traverse la R.N. N°77 entre Jijel et Sétif, puis se termine dans les vergers, on a remarqué que l'oued devient un épandage, ce qui constitue un danger imminent aux habitations et les agriculteurs en aval de l'oued.

I.3. HYDROGRAPHIE ET DONNEES HYDROLOGIQUE

Le présent chapitre est rédigé sur la base de la collecte et analyse des données de base disponible et des relevés d'observations sur les caractéristiques pluviométriques aux postes hydrométriques, qui se trouvent dans la région étudiée.

Le dépouillement des relevés des observations, l'analyse et la généralisation des données ont permis de déterminer les caractéristiques des éléments du régime, hydrométéorologiques durant les années des eaux pluviales de la ville **EL EULMA**.

Le réseau hydrographique est bien développé dans la région concerné par l'étude. C'est à dire la **ZONE SMARA**, puisqu'il y a quatre oueds qui traversent la zone concerné par l'aire de l'étude sauf l'oued **ABDERHAIME** qui commence en amont de l'Auto –Route Est Ouest et traverse la R.N. N°77 puis se termine. par un épandage au milieu des terres agricoles, et cela pose un problème d'inondation énorme aux agriculteurs et aux habitants de la région **S'MARA**.

Tableau n° I.1 Surface de chaque bassin de versant

| Bassin versant | BV₀₁ | BV₀₂ | BV₀₃ | BV₀₄ | BV₀₅ | BV₀₆ |
|-------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Superficie en km² | 10.5 | 2.8 | 1.7 | 5.3 | 5.9 | 21.7 |

BV01: Bassin versant oued Guelt Zerga

BV02: Bassin versant oued DJENBA avant la confluence avec oued Guelt KHEMAMSSA

BV03: Bassin versant oued Guelt Khemamssa

BV04: Bassin versant oued Djenba après la confluence avec oued Guelt KHEMAMSSA

BV05: Bassin versant oued ABDERHAIME

BV06: Bassin versant au point de la confluence de tous les oueds à l'ouverture de la RN.5

Tableau n°I.2 Longueur du talweg principal

| Bassin versant | BV₀₁ | BV₀₂ | BV₀₃ | BV₀₄ | BV₀₅ | BV₀₆ |
|---------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Longueur d'oued km | 12.3 | 4.5 | 3.7 | 8.0 | 6.4 | 12.3 |

Les altitudes ont été déterminées directement de la carte d'état-major Saint Arno (EL EULMA)

Tableau n° I.3 Altitudes minimales

| Bassin versant | BV₀₁ | BV₀₂ | BV₀₃ | BV₀₄ | BV₀₅ | BV₀₆ |
|----------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Altitudes minimales en(m) | 943 | 950 | 950 | 943 | 943 | 943 |

Tableau n°I.4 Altitudes maximales

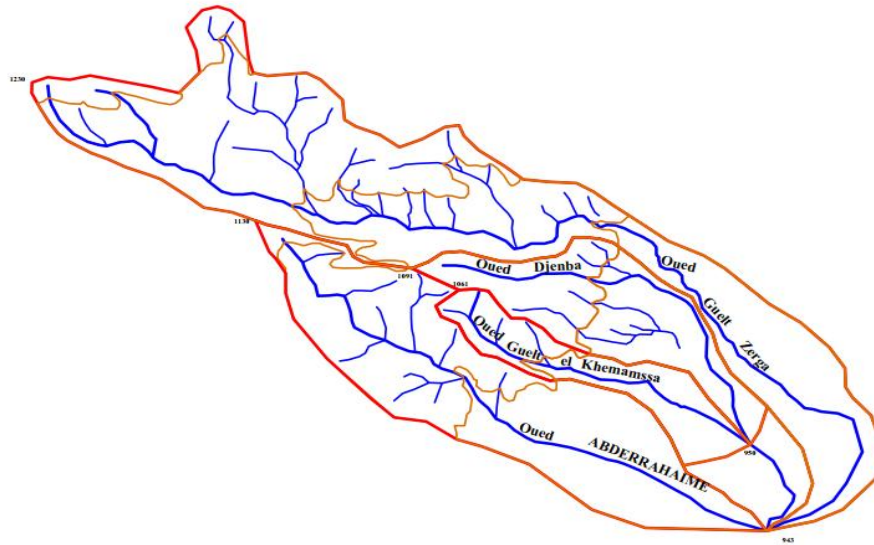
Déterminé directement de la carte d'état-major Saint Arno (EL EULMA)

| Bassin versant | BV₀₁ | BV₀₂ | BV₀₃ | BV₀₄ | BV₀₅ | BV₀₆ |
|---------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Altitudes maximales en m | 1230 | 1091 | 1061 | 1091 | 1130 | 1230 |

I.4. CARACTERISTIQUE MORPHOLOGIQUE

Les caractéristiques morphologiques d'un bassin versant, unité fondamentale dans une étude hydrologique, jouent rôle primordial dans la détermination des différents comportements du régime hydrologique.

N





-  Coure d'eau
-  Délimitation des bassins

Figure n°II.2 Délimitation du bassin-

I.4.1. Caractéristiques géométriques

I.4.1.1. Indice de compacité de Horton (KH)

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal. Il se calcule par la relation :

$$k_h = \frac{S}{l^2} \quad (\text{I.1})$$

KH : Indice de compacité de Horton;

S : Aire totale du bassin de drainage (km²)

L : Longueur du cours d'eau principal (km).

I.4.1.2. Indice de compacité de Gravelius (K)

L'indice de compacité est un coefficient exprimant la forme du bassin versant, il est donné par la formule suivante:

$$K_c = \frac{0.28 P}{\sqrt{S}} \quad (I.2)$$

P : Périmètre du bassin versant.

S : surface du bassin versant.

I.4.1.3. Coefficient d'allongement (C_a)

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{l^2}{S} \quad (I.3)$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

I.4.1.4. Rectangle équivalent

Les dimensions du rectangle équivalent sont déterminées par les formules suivantes (ROCHE, 1963) :

a) Longueur **L**

$$l = \frac{k_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (I.4)$$

b) Largeur **l**

$$I = \frac{k_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (I.5)$$

Avec :

K_c : Indice de compacité de Gravelius ;

S : Superficie du bassin versant en km ;

L : Longueur du rectangle équivalent en km ;

l : Largeur du rectangle équivalent en km.

Les caractéristiques géométriques du bassin versant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau n° I.5 Récapitulatif des caractéristiques géométriques du bassin versant

| Désignation | | Symbole | Unités | Valeur |
|----------------------------------|----------|---------|--------|--------|
| Superficie | | S | Km^2 | 21.7 |
| Périmètre | | P | Km | 23.9 |
| Longueur du thalweg principal | | L | Km | 12.3 |
| Indice de compacité de Gravelius | | K_c | / | 1.44 |
| Rectangle Equivalent | Longueur | Lr | km | 9.72 |
| | Largeur | Ir | km | 2.23 |

I.4.2. Relief

Le relief a une forte influence sur la forme de l'hydro gramme de crue, une forte pente provoque un écoulement plus rapide, donc un temps de concentration plus court d'où une montée plus rapide de la crue. L'importance de son étude est caractérisée par la répartition altimétrique du terrain par une courbe appelée 'Courbe hypsométrique.

I.4.2.1. 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. Cette courbe a été identifiée après planimétrie des surfaces partielles à partir de la carte à l'échelle (1/25.000). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après:

Tableau n°I.6 Coordonnées de la courbe hypsométrique :

| Elévation (m) | Surface entre Courbe Si (Km2) | Surfaces Cumulées | Surfaces Cumulées | H_i | Hi. Si |
|---------------|-------------------------------|-------------------|-------------------|---------|---------|
| | | Si (Km2) | S (%) | | |
| 943-1000 | 9.1486 | 9.1486 | 42.16 | 971.50 | 8887.86 |
| 1000-1100 | 7.0845 | 16.2331 | 74.8 | 1021.50 | 7236.82 |
| 1100-1200 | 4.7829 | 21.016 | 96.85 | 1071.50 | 5124.88 |
| 1200-1230 | 0.684 | 21.7 | 100 | 1086.50 | 743.17 |

I.4.2.2. Altitudes caractéristiques

A° Altitude maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique.

B° Altitude moyenne :

$$H_{moy} = \sum \left(\frac{S_i H_i}{S} \right) \quad (I.6)$$

Avec :

Si : Surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²);

Khi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m);

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Le tableau suivant récapitule les altitudes déterminées

Tableau n° I.7 Altitudes caractéristiques

| Altitudes | Valeur (m.NGA) |
|------------------|----------------|
| H moyenne | 1034 |
| H max | 1230 |
| H min | 943 |

I.4.3. Les indice de pentes

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes et la classe d'un bassin versant. Aussi, on les utilise dans l'estimation des vitesses d'écoulements superficiels. Le tableau suivant récapitule les indices calculés pour notre bassin :

Tableau n° I.8 Les indices de pentes

| Les indices de pentes | Symbole | Unités | Valeur |
|----------------------------|-----------|-------------|--------|
| Indice de la pente globale | Ig | m/km | 22.64 |
| Indice de pente moyenne | Ip | m/km | 5.95 |

I.4.4. Profil en long du cours d'eau :

La topographie du cours principale joue un rôle très important dans le transport des matériaux vers l'aval et la vitesse d'écoulement. Le profil en long d'un oued est représenté par un graphique qui comporte : la distance du point à l'exutoire en abscisse; l'altitude du même point en ordonnées. Le profil en long Fig.I.5

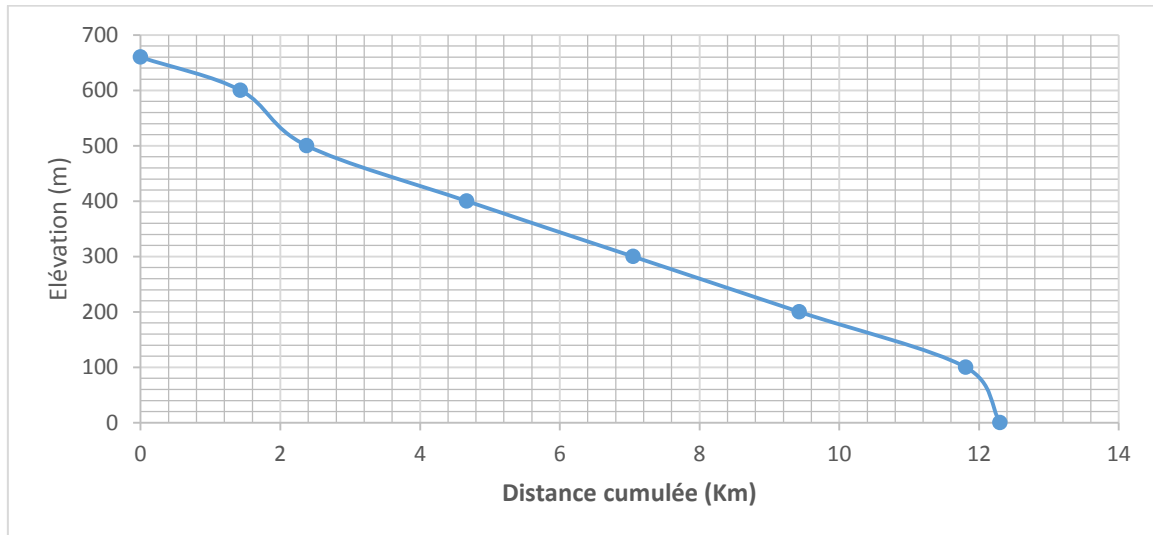


Figure n °I.05 Profil en long du cours d'eau

I.5. TEMPS DE CONCENTRATION :

Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoir. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant. L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques.

➤ Formule de TURRAZA

$$T_c = 0.018 * \frac{\sqrt[3]{S*L}}{\sqrt{I}} \quad (I.7)$$

Avec :

Tc : Temps de concentration en (h).

Im : Pente moyenne du cours d'eau en (%).

S : Surface du bassin versant en (Km)

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

D'où : $T_c = 3.43$ h.

➤ **Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)**

$$T_c = \left(0.87 * \frac{L^2}{H}\right)^{0.387} \quad (\text{I.8})$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km);

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

D'où : $T_c = 0.74$ h

➤ **Formule de GIANDOTTI**

Elle est obtenue par la formule :

$$T_c = \frac{4*\sqrt{S}+1.5*L}{0.8*\sqrt{H_{moy}-H_{min}}} \quad (\text{I.9})$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en (Km²);

L : Longueur du thalweg principal (Km).

$H_{moy} - H_{min} = 1034 - 934 = 91$ m.

AN : $T_c = 4.85$ h

➤ **Formule de VENTURA :**

Elle est donnée par :

$$T_c = 0.1272 * \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I_m}} \quad (\text{I.10})$$

Avec :

I_m : Pente moyenne du cours d'eau;

S : Surface du bassin versant.

D'où : $T_c = 1.97$ h

➤ **Formule de SOLOVSKY :**

Il est obtenu grâce à la formule suivante :

$$T_c = \frac{L}{3.6 * V_r} \quad (\text{I.11})$$

L : Longueur du thalweg principal (Km);

V_r : Vitesse de ruissellement en (m/s).

Pour les petits cours d'eau, la vitesse du ruissellement selon l'auteur est de 1, 5m/s.

D'où : $T_c = 2.28h$

Voici un tableau qui récapitule toute les valeurs obtenues :

Tableau n°1.9 Tableau Récapitulatif des temps d concentration

| Formule utilisée | Tc : temps de concentration trouvé (heurs) |
|-----------------------------|---|
| Formule de TURRAZA | 3.43 |
| Formule de SCS | 0.74 |
| Formule de GIANDOTTI | 4.85 |
| Formule de VENTURA | 1.97 |
| Formule de SOLOVSKY | 2.28 |

I.6. VITESSE RUISSELLEMENT :

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad \text{(I.12)}$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

Tc : Temps de concentration en (h).

AN: $V_r=2.56 \text{ Km/h}$

CONCLUSION

L'analyse de ces différents paramètres physique et géomorphologique permet une meilleure compréhension des causes des variations des régimes hydrologiques du bassin versant étudié et par conséquent, leur contribution dans la genèse des crues.

Chapitre II: Historique sur les crues et les inondations en Algérie

INTRODUCTION

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée face aux risques météo hydrologiques comme conséquences de ses contraintes naturelles et de son importance socio-économique. Cela a été mis en évidence lors des inondations de novembre 2001, qui, par les dégâts produits s'inscrivent parmi les plus graves événements hydrologiques extrêmes qui ont affecté la région du centre (Beb-El-Oued). Le rôle de l'aléa météo hydrologique dans la genèse de ces inondations a été amplifié par l'action humaine, notamment par une urbanisation anarchique et des activités économiques développées dans des zones inondables.

II.2 CAUSES D'INONDATION EN ALGERIE

II.2.1 Un réseau hydrographique qui favorise les phénomènes d'inondations

Les villes Algérienne sont caractérisées par un système hydrographique endoréique. Elles sont par ailleurs en situation déprimée constituant ainsi un réceptacle à une grande partie des écoulements pluvieux. Le développement rapide et souvent incontrôlé des villes a rendu l'ensemble des réseaux techniques caduc et en particulier le réseau d'assainissement qui ne répond pas plus aux besoins d'évacuation des eaux domestiques et pluviales. Ce déficit est particulièrement accru dans le secteur où le réseau est unitaire. Cette situation rend certains secteurs des villes hautement vulnérables aux risques d'inondation et aux risques environnementaux.

II.2.2 Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation)

L'Algérie est soumise régulièrement à des systèmes perturbés pluvieux très diversifiés liés d'une part à sa grande superficie et d'autre part à sa situation géographique considérée comme position centrale entre les phénomènes d'origine polaire et tropicale, subissant des sécheresses et des inondations d'ampleur et de périodicité variable. En effet, les fortes pluies qui se produisent généralement entre septembre et mai, sont dues essentiellement aux perturbations du front polaire. Elles sont provoquées par l'arrivée de masses d'air polaire de l'arctique et qui se régénèrent fortement lorsqu'elles parviennent sur les eaux chaudes de la Méditerranée. Le fort flux de chaleur d'humidité de la mer vers les masses d'air est en effet prépondérant dans l'intensification des perturbations. Ces dernières peuvent parfois pénétrer vers les régions sahariennes, elles sont alors fortement alimentées en humidité en provenance des régions tropicales. Une analyse des perturbations atmosphériques dites "séveres" (précipitations supérieures à 30 mm pendant 24 heures) ayant affectées l'Algérie, le nombre des perturbations varie considérablement d'une année à l'autre, jusqu'à 33 pendant l'année 1997/98, et seulement 15 perturbations en 1989/90 (Yahiaoui, 2012). (Fig.1)

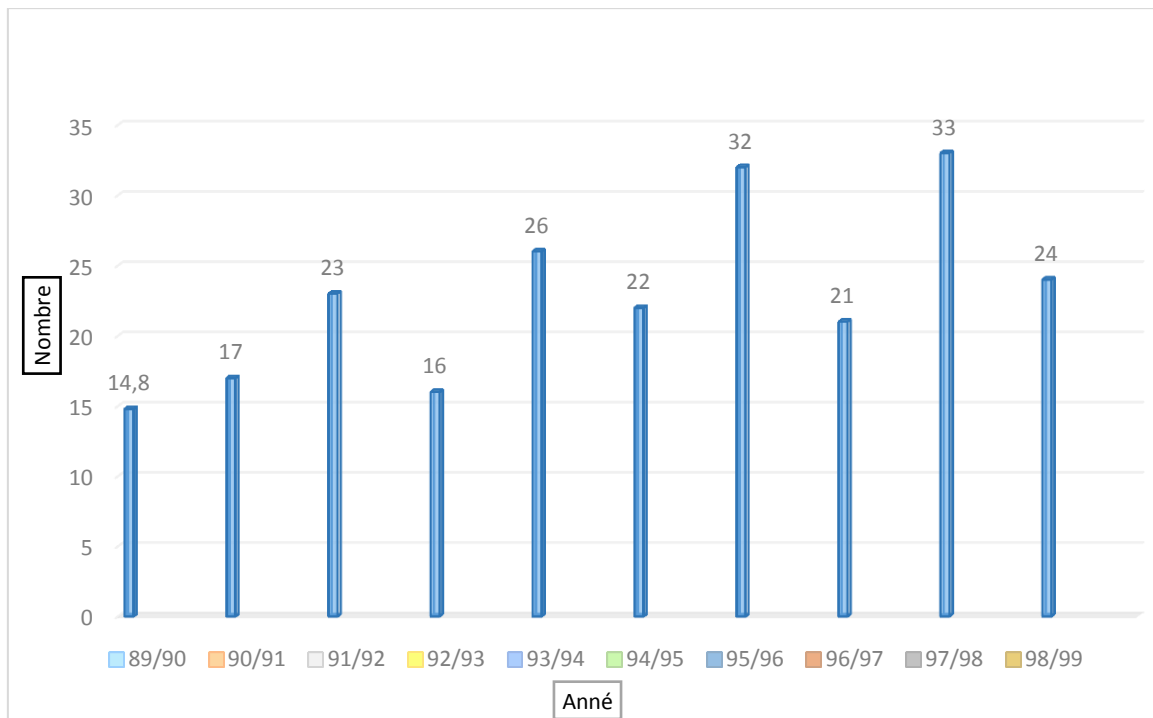


Figure n °II.1 : Distribution des perturbations par année en Algérie.

II.2.3 Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières

Depuis quatre décennies, les villes Algériennes connaissent une poussée démographique due à l'exode rural. Cet afflux massif des populations vers les villes a entraîné une extension urbaine et une densification du tissu urbain. Les populations issues de ce phénomène sont confrontées au problème de logement, bien social, dont l'Etat n'arrive pas à définir une véritable politique afin de donner à chaque Algérien un cadre de vie idéal. Face à cette situation, les populations, à majorité des classes sociales défavorisées, se livrent à l'auto construction occupant des espaces instables (fonds de Oueds), où les systèmes d'assainissement sont inexistants ou ne répondent pas fonctionnellement et quantitativement au déficit de l'urbanisation. (Yahiaoui, 2012)

D'une manière générale, les causes des inondations en Algérie peuvent être classées en trois types (Yahiaoui, 2012) :

- a) Inondations liées à des situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluie importantes, orages violents), tels que les inondations de décembre 1957 des bassins de Mazafran et de la Sebaou, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de mars 1973 sur l'Est algérien, les inondations de mars 1974 des bassins versants de l'Algérois et de la Sebaou, les inondations de décembre 1984 sur tout l'Est algérien etc...

b) Inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme : la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, l'exhaussement des lits des cours d'eau par les décombres et les détritiques et d'autres agissements humains qui favorisent des dégâts lors des averses saisonnières : les cas de la ville de Tiaret inondée presque chaque hiver, et la plaine de M'Zab où des inondations se produisent tous les 2 à 3 ans illustrant parfaitement l'influence de ces facteurs.

c) Inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable comme le cas des villes traversées par des cours d'eau (Bordj Bou Arreridj, Oued R'Hiou, Sidi Bel Abbés) ou situées au pied d'une montagne (Ain Defla, Batna, Médéa). Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

Ces inondations selon les caractéristiques des crues, leurs durées et leurs étendues sont de deux types :

a) Inondations engendrées par des crues torrentielles ou crues éclair, et affectent les petits bassins versants de quelques dizaines de km² et sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant généralement en automne, et en été. Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de la soudaineté et de la rapidité avec lesquelles elles se produisent. Les ruissellements extrêmement rapides et violents peuvent intervenir moins d'une heure après la pluie et les débits des cours d'eau passent de quelques m³/s à plusieurs milliers de m³/s en 2 ou 3 heures seulement. L'inondation de la ville de Oued R'Hiou, le 20 octobre 1993 en est un exemple, en 20 minutes de pluies des dégâts importants sont enregistrés, 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus.

b) Inondations des grands bassins versants résulte le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur des grandes étendues et caractérisées par leur quantité et leur durée (10 à 15 jours). Ces crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisible sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides.

II.2 INVENTAIRE DES INONDATIONS CATASTROPHIQUES EN ALGERIE

La réduction des dommages causés par ces calamités nécessite d'abord une parfaite identification des régions présentant le risque d'inondabilité, et des facteurs favorisant et amplifiant l'ampleur des dégâts et des pertes engendrées. Un premier travail de recensement de ces inondations s'avère indispensable afin de mieux identifier les régions présentant des risques réels d'inondabilité et de fournir certains paramètres hydrologiques caractérisant ces événements. (Yahiaoui, 2012)

- **12 octobre 1971** : Les fortes pluies orageuses qui se sont abattues sur la localité d'Azzazga (pluie journalière de 183 mm d'eau) causèrent 40 morts et des centaines d'habitations détruites.

- **27 au 29 mars 1973** : Des pluies exceptionnelles (pluie journalière de 166 mm d'eau à Annaba) généralisées à l'Est algérien provoquèrent des inondations catastrophiques dans plusieurs wilaya du pays.
- **28 au 31 mars 1974** : Des chutes de pluie exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée au col de Sakamody
Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées.
- **septembre 1980** : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.
- **11 novembre 1982** : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi engendrèrent de fortes crues des Oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.
- **22 août 1983** : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **03 février 1984** : Les pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts occasionnés sont importants :
 - Jijel : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.
 - Constantine : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.
 - Skikda : 8000 habitations envahies.
 - Guelma : 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %.
 - Khenchela : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.
 - Oum – El – Bouaghi : 144 maisons détruites et 429 famil
- **01 septembre 1980** : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.
- **11 novembre 1982** : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi engendrèrent de fortes crues des Oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.

- **22 août 1983** : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **03 février 1984** : Les pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts occasionnés sont importants :
 - Jijel : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.
 - Constantine : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.
 - Skikda : 8000 habitations envahies.
 - Guelma : 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %.
 - Khenchela : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.
 - Oum – El – Bouaghi : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.
- **29 décembre 1984** : au 01 janvier 1985 : Des pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée) généralisées sur tout l'Est Algérien provoquent des inondations très catastrophiques dans les wilayas de Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El-Tarf. les sinistrées.
- **29 décembre 1984 au 01 janvier 1985** : Des pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée) généralisées sur tout l'Est Algérien provoquent des inondations très catastrophiques dans les wilayas de Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El-Tarf.
- **05 juillet 1987** : Les pluies orageuses et très violentes tombées sur Batna (pluie journalière de 57 mm), provoquèrent deux morts, des dizaines de familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes.
- **01 septembre 1989** : Les fortes chutes de pluies à la wilaya de Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds El-Arab, El-Mellah et El-Kheddra Occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.
- **03 juin 1991** : Un orage local très violent à Ghardaïa (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.
- **26 et 27 janvier 1992** : Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrèrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef, et d'Importants dégâts sont aussi occasionnés.

- **29 septembre au 02 octobre 1994** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès causent des dégâts importants :
 - Ghardaïa : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.
 - Laghouat : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.
 - Mascara : deux mots et importants dégâts matériels.
 - Tissemsilt : neuf morts.
 - Sidi Bel Abbès : deux morts.
- **4 avril 1996** : Les inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El-Taref, font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref.

II.3 DEUX EXEMPLES DES RISQUES CLIMATIQUES DANS LE MILIEU

URBAIN :

Les inondations de Beb-El-Oued :

Le post ONM au niveau de Bouzareah a enregistré 290 mm du 9 au 10 novembre, 260 mm par la se la journée du 10 novembre 2001. La pluviométrie enregistrée durant la première quinzaine de ce mois est de 196,4 mm soit un excédent de 87,8 mm par rapport à la moyenne du mois. Au poste de Bouzareah un surplus de 140% par rapport à la moyenne mensuelle. Au niveau de Triolet les eaux se sont accumulées et ont donné de très forts débits. Le niveau d'eau maximum mesuré est de 2,45 mètres, ce qui donne un débit de crue maximum de 730 m³ / s et un apport total de 2, 600,000 m³ l'estimation empirique des sédiments charriés à donné un volume de 800,000 m³ (ANRH.2001).

II.3.2 Les inondations de Ghardaïa :

Les pluies diluviennes qualifiées de «Tsunami fluviale» accompagnées de violents orages ont commencé le lundi 29 septembre 2008, où il n'avait pas plu depuis quatre ans, la pluie a continué le mardi, pas très forte, et le mercredi 1er octobre le jour de l'Aïd, c'était le déluge (150 mm en une heure). Les principaux oueds de la région (M'Zab, Zeghir, Nsa, Metlili) ont fonctionné à plein régime. Selon les sources locales, c'est la première fois depuis 70 ans que les trois oueds affluents sont en cru. D'habitude, seul un sur trois déborde sans mettre en danger les populations alentour, les autorités ont parlé d'un débit de 900 m³/s, l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques la estimé à 1200 m³/s. C'est une crue exceptionnelle puisqu'elle a atteint Sebkhet Sefioune qui se trouve à plus 180 Km environ de Ghardaïa. Dubieff, qui a travaillé plus de 40 ans sur la pluviométrie au Sahara Algérien, retient le fait que si lors d'une crue les eaux atteignent Sebkhet Sefioune, onpeut considérer que celle-ci est cinquantenaire. A Metlili, on a enregistré une hauteur d'eau de 6 mètres, alors qu'en aval de Ghardaïa, celle-ci a frôlé les 10 mètres.

Conclusion :

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée face aux risques météo hydrologiques comme conséquences de ses contraintes naturelles et de son importance socio-économique. Cela a été mis en évidence lors des inondations de novembre 2001, qui, par les dégâts produits s'inscrivent parmi les plus graves événements hydrologiques extrêmes qui ont affecté la région du centre (Beb-El-Oued). La description du régime des crues d'un bassin versant nécessite une banque de données pluviométriques et hydrométriques, et à l'aide d'une analyse statistique permet de connaître avec un certain degré d'erreur la nature de ce régime ainsi le débit de pointe, qui sera l'objet de prochain chapitre.

Chapitre III : Etude Hydrologique

INTRODUCTION

L'ensemble des aspects liés aux processus de maturation de n'importe quel ouvrage hydraulique, allant du choix de débit jusqu'à l'étape de la réalisation, en passant par le dimensionnement des ouvrages, les aspects de la sécurité ainsi que la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont conditionnés par à une évaluation correcte et juste de la crue. Cette logique est fondamentale, surtout, s'il s'agit de préserver les vies humaines et de réduire la vulnérabilité aux inondations des populations, des biens et des activités exposés à la crue.

Dans cette étude, l'objectif visé est de déterminer, le long du cours d'eau principal, le débit maximum de crues.

III.1 CARACTERISTIQUE CLIMATOLOGIQUE :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour le dimensionnement du canal. Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont : Les précipitations avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température, le vent qu'ont une influence sur l'évaporation et la transpiration. Les données climatologiques sont fournies par différents secteurs spécialisés dans la mesure, le traitement et le stockage des données.

III.1.1 Températures :

Tout comme les autres facteurs, la température à un rôle très important dans le phénomène de l'évapotranspiration et de l'établissement du bilan hydrique, ainsi que dans la détermination des critères climatiques d'une région.

III.1.2 Evaporation :

L'évaporation intervient dans le moment où les précipitations atteignant la surface du sol. C'est un facteur essentiel pour établir le bilan hydro-climatique d'un bassin versant.

III.1.3 Pluviométrie :

Les précipitations constituent le facteur essentiel intervenant par les hauteurs totales annuelles, leur répartition mensuelle qui influence directement sur les régimes hydrologiques et leurs totaux journaliers et surtout les averses génératrices des crues.

III.1.3.1 Caractéristiques de la station pluviométrique :

L'étude des précipitations porte sur les moyennes mensuelles et annuelles. Compte tenu que la station pluviométrique de **Bir el Arche** se situe non loin la zone d'étude est prise en compte. Cette station a l'avantage de présenter une série longue et récente.

La carte pluviométrique établie par l'ANRH dans le cadre du projet PNUD (1993) est également prise en compte

| Station | Code | Coordonnées | | | Années d'observation |
|--------------------|--------|-------------|----------|------------|----------------------|
| | | X(en km) | Y(en km) | Z (m, NGA) | |
| BIR ELARCHE | 100306 | 782,3 | 319,1 | 952 | 21 |

Source : A.N.R.H

III.1.3.2 Répartition mensuelle des précipitations dans le bassin :

Tableau n°III.1 Les précipitations (en %) à la station BIR EL ARCHE.

| Mois | 09 | 10 | 11 | 12 | 01 | 02 | 03 | 04 | 05 | 06 | 07 | 08 | $\sum P$ |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------------|
| Moyenne | 38,03 | 16,93 | 26,90 | 34,46 | 34,91 | 21,72 | 30,93 | 38,45 | 38,74 | 14,41 | 11,28 | 16,90 | 324 |
| P en % | 11,75 | 5,23 | 8,31 | 10,65 | 10,79 | 6,71 | 9,56 | 11,88 | 11,97 | 4,45 | 3,49 | 5,22 | 100 |

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous. Notons une pointe au mois de décembre.

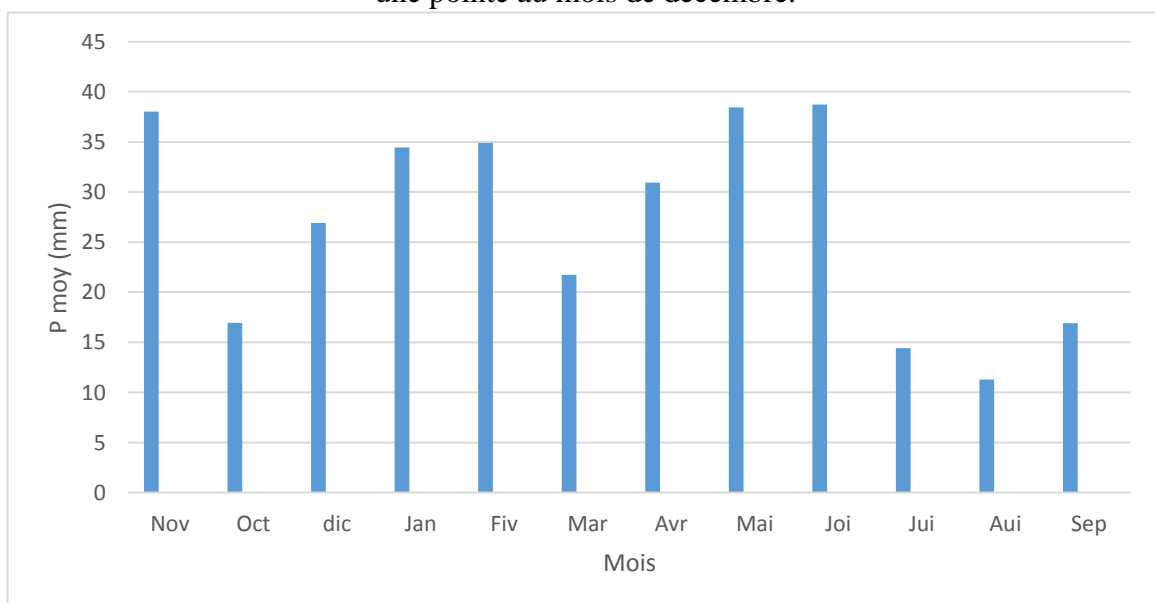


Figure n°III.03 Répartition mensuelle des Pluies

Pluies maximales journalières :

Pour comprendre au mieux le mode de répartition des précipitations et effectuer des études prévisionnelles, on effectue des études statistiques pour déterminer les lois de répartition à utiliser. Concernant l'estimation des averses maximales de courte durée nécessaire pour le calcul des débits maximum probables on a utilisé les pluies journalières maximales de la station de Bir El Arche. Les caractéristiques de la série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau n° III.2 Caractéristiques de la série pluviométrique (20 ans).

| Caractéristiques | Formule | Valeurs |
|---|--|---------|
| La moyenne des Pj.max en (mm) | $\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=20} X_i}{n}$ | 30 |
| L'écart type « σ_X »; Pour $n > 30$ ans | $\sigma_X = \frac{\sum_{i=1}^{n=20} (X_i - \bar{X})^2}{n}$ | 13 |
| Coefficient de variation « Cv » | $C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$ | 0.43 |

a° Étude des précipitations :

L'étude des précipitations consistera à la détermination du débit moyen du Bassin versant. En outre, on déterminera les pluies fréquentielles de différentes périodes de retour, en passant par l'ajustement de la série aux différentes lois statistiques (Galton, Gumbel) et le choix de la loi adéquate. Ensuite, on déterminera les pluies de courtes durées.

b° Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon, Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

III.1.4 Ajustement des pluies maximales journalières :

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale) à l'aide de logiciel «HYFRAN », avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les deux lois d'ajustement.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois ainsi que l'homogénéité sont déduits directement du logiciel

III.1.4 .1 Ajustement à la loi doublement exponentielle (loi de Gumbel) :

La fonction de répartition de la loi Gumbel pour des fréquences au dépassement est la suivante:

| Valeurs de | Valeurs classées | Ordre de C | Fréquence E | Variable R | Valeur E | Valeur th | Borne I | Borne S |
|------------|------------------|------------|-------------|------------|----------|-------------|-----------|---------|
| 36,6 | 14,5 | 1 | 0,031 | -1,243 | 14,5 | 11,61474 | 4,17447 | 16,07 |
| 18 | 16 | 2 | 0,094 | -0,862 | 16 | 15,46751 | 9,51742 | 19,41 |
| 26,4 | 18 | 3 | 0,156 | -0,619 | 18 | 17,92411 | 12,7886 | 21,68 |
| 19,3 | 19,3 | 4 | 0,219 | -0,419 | 19,3 | 19,94512 | 15,3667 | 23,66 |
| 25,1 | 22,6 | 5 | 0,281 | -0,238 | 22,6 | 21,77173 | 17,5879 | 25,56 |
| 31,4 | 25,1 | 6 | 0,344 | -0,066 | 25,1 | 23,51198 | 19,5954 | 27,48 |
| 29,2 | 26 | 7 | 0,406 | 0,104 | 26 | 25,2312 | 21,471 | 29,48 |
| 16 | 26,4 | 8 | 0,469 | 0,277 | 26,4 | 26,97948 | 23,2733 | 31,62 |
| 14,5 | 29,2 | 9 | 0,531 | 0,458 | 29,2 | 28,80408 | 25,0547 | 33,95 |
| 48 | 31,4 | 10 | 0,594 | 0,651 | 31,4 | 30,75847 | 26,8695 | 36,54 |
| 26 | 32,4 | 11 | 0,656 | 0,865 | 32,4 | 32,91279 | 28,783 | 39,49 |
| 36,1 | 32,5 | 12 | 0,719 | 1,108 | 32,5 | 35,37164 | 30,8849 | 42,93 |
| 32,4 | 36,1 | 13 | 0,781 | 1,399 | 36,1 | 38,31242 | 33,3182 | 47,13 |
| 66 | 36,6 | 14 | 0,844 | 1,773 | 36,6 | 42,08806 | 36,3578 | 52,60 |
| 32,5 | 48 | 15 | 0,906 | 2,318 | 48 | 47,60328 | 40,695 | 60,70 |
| 22,6 | 66 | 16 | 0,969 | 3,450 | 66 | 59,03878 | 49,497 | 77,69 |
| Fréquenc | U.Gumbel | Val. Théo. | Borne inf. | Borne sup. | Valeur | Fréq. théo. | Pér. Ret. | |
| 0,8 | 1,500 | 39,333 | 34,148 | 48,605 | 39,333 | 0,80 | 5 | |
| 0,9 | 2,250 | 46,917 | 40,160 | 59,693 | 46,917 | 0,90 | 10 | |
| 0,95 | 2,970 | 54,191 | 45,786 | 70,470 | 54,191 | 0,95 | 20 | |
| 0,98 | 3,902 | 63,607 | 52,976 | 84,512 | 63,607 | 0,98 | 50 | |
| 0,99 | 4,600 | 70,663 | 58,328 | 95,072 | 70,663 | 0,99 | 100 | |
| 0,999 | 6,907 | 93,978 | 75,909 | 130,064 | 93,978 | 1,00 | 1000 | |

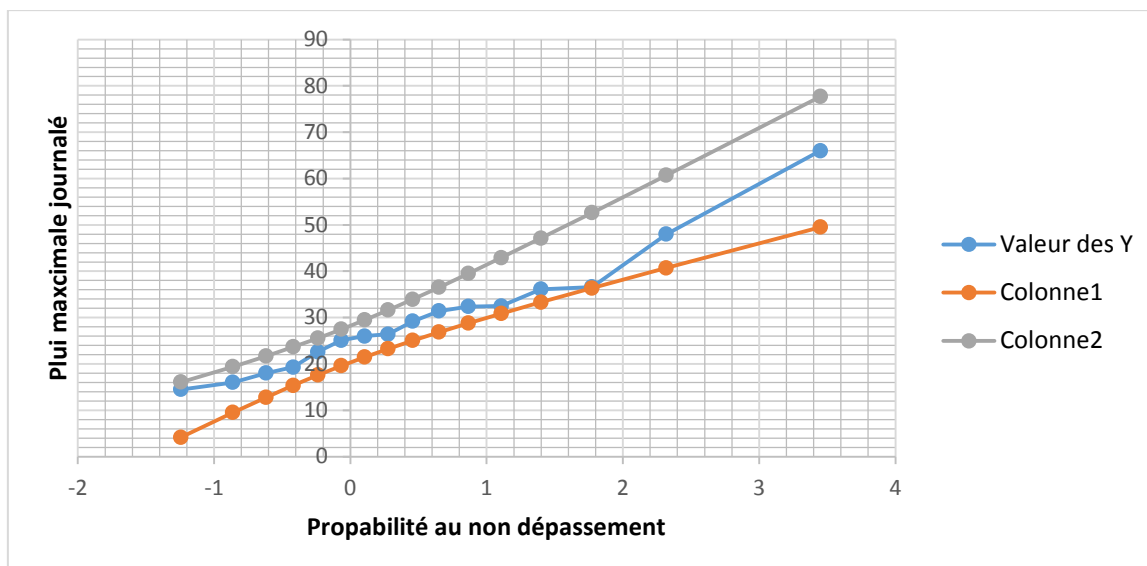


Figure n°III.3 Ajustement à la loi de Gumbel

III.1.4 .2 loi Log normale (loi de GALTON)

| Valeurs de départ | Valeurs classées | Ordre de classement | Fréquence E | Variable R | Valeur E | Valeur Th | Borne I | Borne S |
|-------------------|------------------|---------------------|-------------|------------|----------|-----------|---------|---------|
| 36,6 | 14,5 | 1 | 0,031 | -1,863 | 14,5 | 13,2608 | 10,205 | 15,90 |
| 18 | 16 | 2 | 0,094 | -1,318 | 16 | 16,4652 | 13,3233 | 19,22 |
| 26,4 | 18 | 3 | 0,156 | -1,010 | 18 | 18,6096 | 15,4424 | 21,47 |
| 19,3 | 19,3 | 4 | 0,219 | -0,776 | 19,3 | 20,4202 | 17,2327 | 23,40 |
| 25,1 | 22,6 | 5 | 0,281 | -0,579 | 22,6 | 22,086 | 18,8695 | 25,21 |
| 31,4 | 25,1 | 6 | 0,344 | -0,402 | 25,1 | 23,6941 | 20,4324 | 27,00 |
| 29,2 | 26 | 7 | 0,406 | -0,237 | 26 | 25,299 | 21,9694 | 28,83 |
| 16 | 26,4 | 8 | 0,469 | -0,078 | 26,4 | 26,9437 | 23,5166 | 30,76 |
| 14,5 | 29,2 | 9 | 0,531 | 0,078 | 29,2 | 28,6709 | 25,1084 | 32,84 |
| 48 | 31,4 | 10 | 0,594 | 0,237 | 31,4 | 30,5348 | 26,7875 | 35,16 |
| 26 | 32,4 | 11 | 0,656 | 0,402 | 32,4 | 32,6031 | 28,6049 | 37,80 |
| 36,1 | 32,5 | 12 | 0,719 | 0,579 | 32,5 | 34,977 | 30,6359 | 40,93 |
| 32,4 | 36,1 | 13 | 0,781 | 0,776 | 36,1 | 37,8302 | 33,0082 | 44,82 |
| 66 | 36,6 | 14 | 0,844 | 1,010 | 36,6 | 41,5108 | 35,9744 | 50,02 |
| 32,5 | 48 | 15 | 0,906 | 1,318 | 48 | 46,9171 | 40,1779 | 57,98 |
| 22,6 | 66 | 16 | 0,969 | 1,863 | 66 | 58,2544 | 48,5685 | 75,6 |

| Fréquence | U de Gauss | Valeur théo. | Borne inf. | Borne sup. | Valeur | Fréq. théo. | Pér. Ret. |
|-----------|------------|--------------|------------|-------------|---------|-------------|-----------|
| 0,8 | 0,841 | 38,82349771 | 33,81837 | 46,21108818 | 38,8235 | 0,800 | 5 |
| 0,9 | 1,282 | 46,24219026 | 39,66166 | 56,96854395 | 46,2422 | 0,900 | 10 |
| 0,95 | 1,645 | 53,42401522 | 45,05202 | 67,99453936 | 53,424 | 0,950 | 20 |
| 0,98 | 2,054 | 62,84664817 | 51,84554 | 83,21535157 | 62,8466 | 0,980 | 50 |
| 0,99 | 2,327 | 70,03305689 | 56,86509 | 95,32356591 | 70,0331 | 0,990 | 100 |
| 0,999 | 3,091 | 94,85105452 | 73,42928 | 139,9308489 | 94,8511 | 0,999 | 1000 |

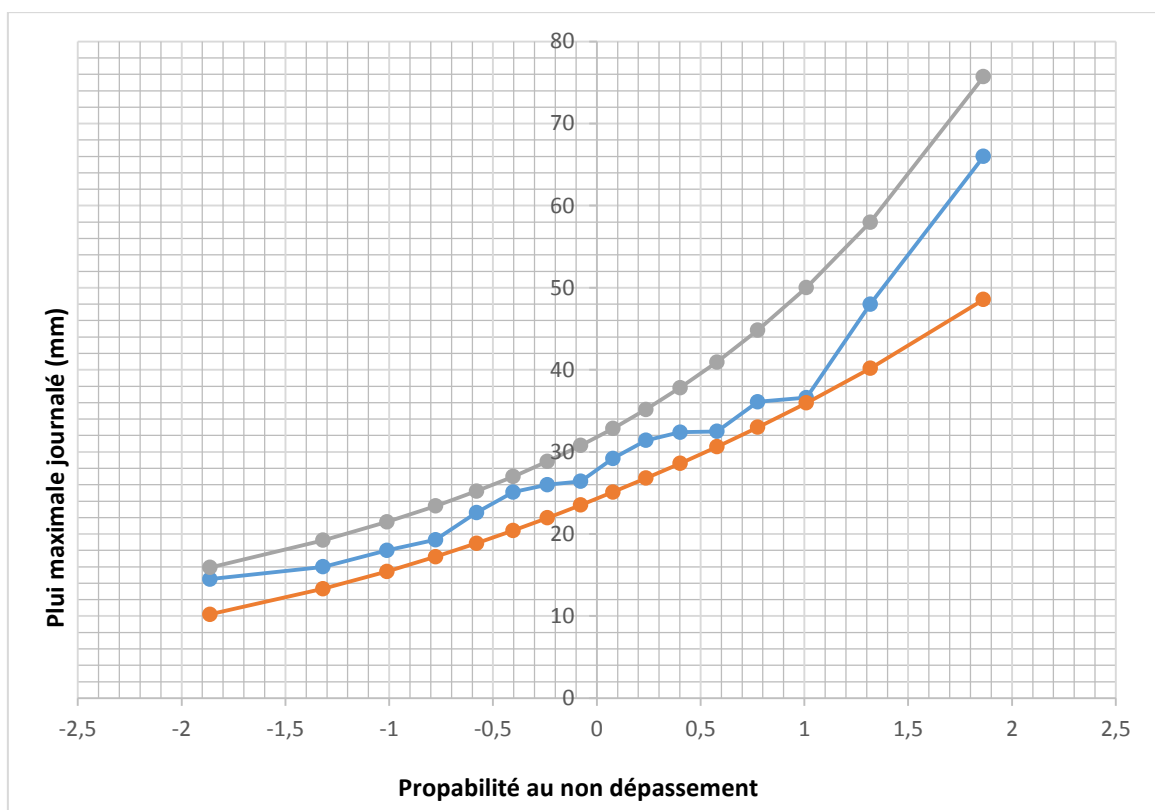


Figure n°III.4 Ajustement à la loi log normale

D'après les résultats du programme c'est la loi log normale qui s'ajuste le mieux. Les résultats de calcul des pluies journalières maximales fréquentielles sont dans le tableau

| Fréquence | U de Gauss | Valeur théo. | Borne inf. | Borne sup. | Valeur | Fréq. Théo. | Pér. Ret. |
|--------------|------------|--------------|------------|------------|--------------|-------------|-----------|
| 0,8 | 0,841 | 38,82 | 33,82 | 46,21 | 38,82 | 0,800 | 5 |
| 0,9 | 1,282 | 46,24 | 39,66 | 56,97 | 46,24 | 0,900 | 10 |
| 0,95 | 1,645 | 53,42 | 45,05 | 67,99 | 53,42 | 0,950 | 20 |
| 0,98 | 2,054 | 62,85 | 51,85 | 83,22 | 62,85 | 0,980 | 50 |
| 0,99 | 2,327 | 70,03 | 56,87 | 95,32 | 70,03 | 0,990 | 100 |
| 0,999 | 3,091 | 94,85 | 73,43 | 139,93 | 94,85 | 0,999 | 1000 |

Tableau n° III.05 Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.

| | | | | | |
|---------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Période de retour (ans) | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| Probabilité de fréquence | 1 | 2 | 5 | 10 | 20 |
| Xt en (mm) | 48.11 | 43.18 | 36.70 | 31.77 | 26.67 |

III.2 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Elle est utilisée pour l'estimation des crues, la pluie qui donne la crue critique est la pluie de durée égale au temps de concentration d'où la formule de MONTANARI applicable pour les pluies de courte durée dont l'équation est :

$$P_t(\%) = P_{j \max} * \left(\frac{T_c}{24}\right)^b$$

Pt(%) : Pluie de courte durée de même fréquence que P max j % (mm).

P j.max : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

Tc: Temps de l'averse égale à celui de temps de concentration en heures.

b : Exposant climatique (b = 0,30).

Tableau n°III.06 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

| | | | | | | |
|---------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Période de retour (ans) | 1000 | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| Probabilité de fréquence | 0.1 | 1 | 2 | 5 | 10 | 20 |
| P maxj p(%)en (mm) | 65.17 | 48.11 | 43.18 | 36.70 | 31.77 | 26.67 |

Dans le calcul de dimensionnement des ouvrages hydrotechniques, une averse type de probabilité déterminée et de durée égale au temps de concentration. En effet, il n'est plus à demander que le débit maximum d'un court d'eau lors d'une épisode pluviale est celle gérée par une averse tombée pendant une durée déterminé appelée temps de caractéristique en temps de concentration.

La répartition statistique des précipitations temporelles est donnée par la relation : $(I_t = \frac{P_t}{T_c})$

Tableau n°III.07 Pluies de courte durée et intensités pour les différentes fréquences:

| | | | | |
|---------------|--------|-------|-------|-------|
| Fréquence (%) | | 0.1 | 1 | 10 |
| Pjmax (mm) | | 65.17 | 48.11 | 31.77 |
| Pt | Tc=4.8 | 40.21 | 29.69 | 19.60 |
| I(mm/h) | Tc=4.8 | 8.38 | 6.19 | 4.08 |

III.3 ETUDE DES APPORTS :

Vu l'inexistence d'une station hydrométrique sur le cours d'eau pour l'évaluation des apports, nous avons utilisés les formules empiriques les plus employées en Algérie.

III.3.1 Apport liquide

De nombreuses estimations des apports existent en Algérie, quelques-unes entre elles sont employées pour approcher au mieux la valeur de l'apport moyen annuel.

A° Formule de SAMIE

$$L_e = (P)^2 \times (293 - 2.2\sqrt{S})$$

$$A = L_e \times S$$

Où:

P : précipitations moyennes interannuelles en mm P=323.65mm

S : Superficie du Bassin versant. S=21.7 Km²

B° Formule de Turc

Cette formule établie à partir des observations faites sur 254 bassins versants situés sous tous les climats du globe, donne le déficit d'écoulement D.

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}}$$

$$L = 300 + 25 T_o + 0,05 T_o^3$$

Avec :

P : précipitation moyenne antre annuel ; en mm, (P=350mm)

To : Température moyenne dans la zone d'étude, (To = 18° C)

C° Formule dite 'Algérienne'

$$L_e = P(1 - 10^{-kP^2})10^3$$

$$K = 0.18 - 0.01 \times \log(S)$$

P : précipitation moyenne interannuelle; en m

D° Formule de l'ANRH (Sogreah 1986/89) :

$$L_e = 720 \times \left(\frac{P - 150}{1000} \right)^{1.85}$$

Où :

A : Apport moyen annuel en Hm3

P : Précipitation moyenne antre annuel ; en mm

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.09 Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel

| Méthode ou Formule | Lame écoulee Le (mm) | Apport moyen A (Hm3) |
|--------------------|----------------------|----------------------|
| SAMIE | 34.64 | 751.688 |
| TURC | 12.74 | 276.458 |
| ALGERIENNE | 16.10 | 349.37 |
| SOGREAH | 36.66 | 795.522 |

Sur la base de tous ces résultats la valeur retenue est la moyenne des quatre formules. A= 543.2595Hm3, c'est-à-dire une lame d'eau écoulee=25.04mm.

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T}$$

A0 : Apport moyen annuel (litre)

T : Temps d'une année en secondes.

$$M_e = 17.23$$

b) Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = \frac{M_e}{S}$$

Me : Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km2).

$$M_0 = 0.79$$

c) Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$$

$$C_e = 0.05$$

III.3.3 Apport solide en suspension :

a) Formule de Fournier

$$T_a = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{PA} \right]^{2.65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0.46}$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km2 /an);

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux 38.74

PA: Pluie moyenne annuelle;(30=mm)

h= (Hmax - Hmin) [m];

S: Surface du bassin versant.

AN: h= 287m

D'où : Ta = 2900t/Km2/an

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.35 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

T : Duré de vie de l'ouvrage T=20an

AN : Vs=103.21m³

$$V_s = \frac{T_a \times T}{\gamma_s} \times S$$

b) Formule de Tixeront (1960) :

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$T_a = \alpha \cdot L_e^{0.21}$$

Ta = 147.49T/km2/an

D'où : Ta : Taux d'abrasion, T/km2/an;

Le : La lame d'eau écoulée en mm;

α : Egale à 75 pour un bassin à perméabilité moyenne.

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.35 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \times T}{\gamma_s} \times S$$

Tableau III.10 Différentes valeurs de « α »

| Variation de perméabilité | α |
|---------------------------|----------|
| Elevée | 8.5 |
| Moyenne | 75 |
| Faible à moyenne | 350 |
| Faible | 1400 |
| Imperméable | 3200 |

c) Formule de Saidi

$$Q_s = 19 * M_0^{1.246} * C_e^{-0.885}$$

M0: module d'écoulement (=0.79l/S/Km2);

Ce : Coefficient d'écoulement (=0.05).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.35 \text{ T/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \times T}{\gamma_s} \times S$$

Tableau n° III.11 Récapitulatif du volume annuel moyen

| Formule | Taux d'abrasion(T/km2/an) | Volume annuel moyen (m3/an) |
|------------------|---------------------------|-----------------------------|
| Fournier | 2900 | 932296 |
| Tixeront | 147.49 | 47415.3 |
| Formule de Saidi | 200.73 | 64530.98 |

Nous choisissons la valeur calculée par la formule de Tixeront. Le Volume annuel moyen (m3/an) t donc $V_m = 47415.3 \text{ m}^3$.

III.4 Détermination des débits maximums :

Dans notre travail on utilise les Formules empiriques et semi empiriques ;

III.4.1 Formules empiriques et semi empiriques

Ces formules sont basées sur l'expérimentation ou sur certaine information propre à certaines régions pour lesquelles elles ont été déterminées. Ces formules empiriques sont à prendre avec précaution dans le sens où si elles sont valables dans une région, elles ne sont pas dans d'autres et donnent souvent des valeurs sous-estimées ou surestimées (Touabia, 2003)

Formule de Turazza (méthode rationnelle) :

En tenant compte des conditions et du régime des petits bassins de l'Algérie cette méthode est bien adaptée aux petits bassins versants en admettant que la fréquence ou période de retour du débit déterminé est égale à celle de la pluie maximale sur le temps de concentration. Elle se présente sous la forme pratique :

$$Q_{max} = \frac{P_T \times S \times C}{T_c \times 3.6}$$

Où :

C : Coefficient de ruissellement de fréquence donnée

S : Superficie du bassin versant en km²

PTC : Pluie de courte durée pour t = T_c, mm

T_c : Temps de concentration en heures

Tableau n° III.12 débit de crue selon la formule de TURRAZA

| Fréquence en % | 0,1 | 1 | 2 | 5 | 10 | 20 |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Période de retour en année | 1000 | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| DEBIT (M ³ /S) | 65,02 | 45,00 | 37,70 | 29,75 | 23,77 | 18,29 |

Formule de Giandotti 1

Dans laquelle est le débit moyen qui se calcule comme suit :

$$Q_{moy} = \frac{C_r \times P_t \times S}{108}$$

Où C_r est le coefficient de grande crue = 0.9

Tableau n° III.13 débit de crue selon la formule de GIANDOTTI

| | | | | | | |
|-----------------------------------|-------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Fréquence en % | 0,1 | 1 | 2 | 5 | 10 | 20 |
| Période de retour en année | 1000 | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| DEBIT (M³/S) | 58,52 | 43,20 | 38,77 | 32,96 | 28,53 | 23,95 |

Formule de Giandotti forme 2

$$\frac{170 * S * (H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5(L)} * P_{tc} * 10^{-3}$$

S : superficie en km²

L : longueur du talweg principal en km

Ptc : pluie de courte durée en mm

Tableau n° III.13 débit de crue selon la formule de GIANDOTTI FORME 2

| | | | | | | |
|-----------------------------------|-------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Fréquence en % | 0,1 | 1 | 2 | 5 | 10 | 20 |
| Période de retour en année | 1000 | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| DEBIT (M³/S) | 54,24 | 40,04 | 35,94 | 30,55 | 26,44 | 22,20 |

Formule de Sokolovsky

$$Q_{\max \%} = \frac{0.28 \cdot p_{tc} \cdot \alpha \cdot S}{t_c} f$$

Où:

S: La superficie du BV

α: Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence, voir tableau

T_c : temps de concentration

f : coefficient de forme de l'hydro gramme de crue f=1.2

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée, correspondant au temps de concentration

Tableau n° III.14: Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence

| | | | | | | |
|----------------------|------------|-------------|------------|-------------|-------------|------------|
| Fréquence (%) | 0.1 | 1 | 2 | 5 | 10 | 20 |
| α | 0.8 | 0.75 | 0.7 | 0.68 | 0.65 | 0.6 |

Tableau n° III.15 débit de crue selon la formule de Sokolovsky

| | | | | | | |
|-----------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Fréquence en % | 0,1 | 1 | 2 | 5 | 10 | 20 |
| Période de retour en année | 1000 | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| DEBIT (M3/S) | 65,54 | 45,36 | 38,00 | 31,37 | 25,96 | 20,12 |

Pour la poursuite du projet nous optons pour les valeurs maximales des formules utilisées, le plus souvent c'est la formule de Sokolovski.

III.5 VOLUMES ET HYDROGRAMME DE CRUES :

III.5.1 Hydro gramme de crue

La forme de l'hydro gramme de crue est déterminée selon la méthode de Sokolovski qui assimile l'hydro gramme à deux équations paraboliques, l'une traduisant la montée de la crue et qui s'écrit :

$$Q(t) = Q_{max} (T/T_m)^2$$

Et la seconde équation représentant l'équation de décrue :

$$Q(t) = Q_{max} (T_d - T)/T_d^3$$

Où,

Q_{max} : débit maximum, m³/s

$Q(t)$: débit fonction du temps, m³/s

T_m : temps de montée de la crue, heures

T_d : temps de décrue ($T_d = 2.5 T_m$)

III.5.2 Volume de crue

Le volume de la crue est déterminé en décrivant l'hydro gramme d'un triangle de base Tb par la formule suivante, pour laquelle Tb est exprimé en minutes

$$V = 30Q_{\max} . Tb$$

Où

V : volume de crue en m³

Tb : temps de base en minutes

Qmax : le débit maximum en m³/s

Tableau n°III.16 Volume de crue en m3 pour différentes fréquences

| Fréquence (%) | 0.1 | 1 | 2 | 5 | 10 | 20 |
|---------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Période de retour (année) | 1000 | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| V (m3) | 33424,39 | 23135,64 | 19379,36 | 16001,07 | 13239,37 | 10259,90 |

III.5.3 HYDROGRAMME DE CRUE

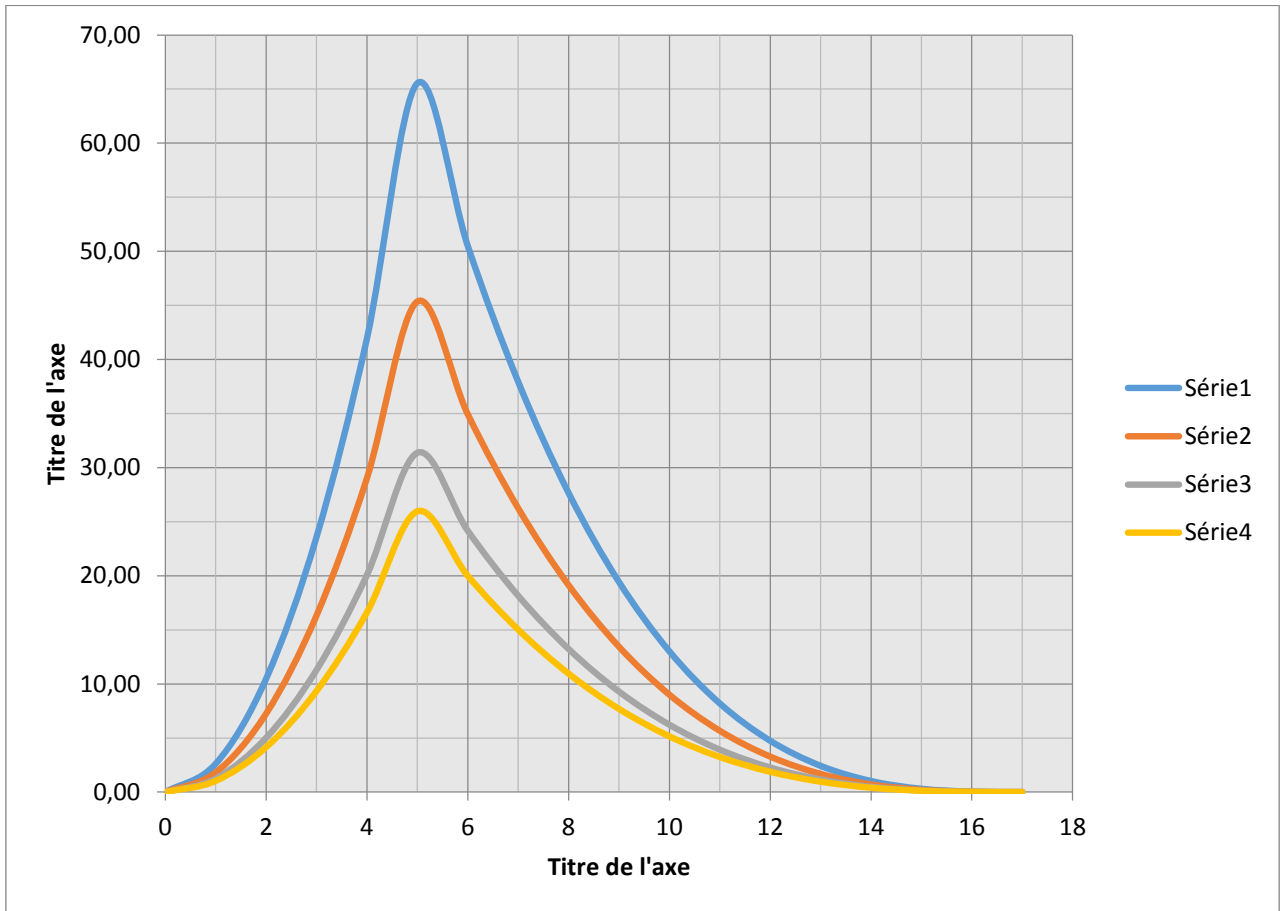


Figure n°III.4 hydro gramme de crue

Série 1 : T=1000 ans

Série 2 : T=100 ans

Série 3 : T=20ans

Série : T=10 ans

Conclusion

L'estimation des débits de crues et l'hydro gramme de crues a été faite par plusieurs approches. Ces approches et ces méthodes donnent des résultats différents et parfois des résultats proches l'un de l'autre.

Pour notre cas, pour qu'on puisse avoir un résultat représentatif on cherche toujours la méthode qui demande moins d'estimation et se base sur des données réelles du terrain. C'est pour cela on a choisi la méthode de Sokolovski

Chapitre IV : Calcul Hydraulique

INTRODUCTION

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations. L'hydraulique fluviale, qui fait une partie de l'hydraulique, traite des écoulements dans les canaux artificiel et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide. Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluviale sont :

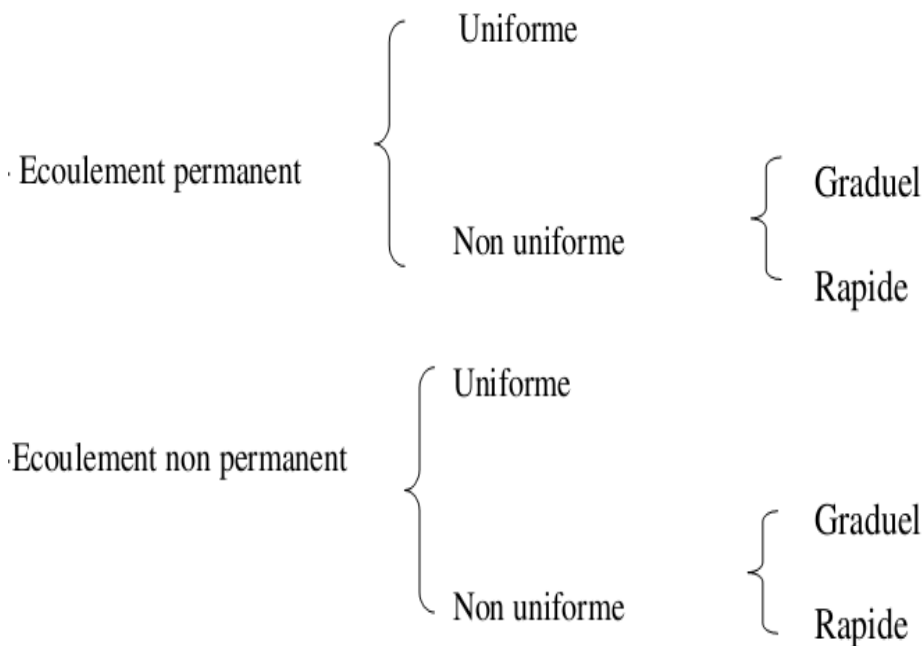


Figure n° IV.2 Types d'écoulements.

Les écoulements à surface libre en régime permanent peuvent présenter deux aspects :

1. Si la pente longitudinale (dans le sens de l'écoulement) et la section transversale sont constatés tout le long de la masse liquide, le régime est uniforme.
2. Dans le cas contraire, le régime est varié.

IV.1 Généralités :

IV.1.1 Ecoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'air libre est 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.

IV.1.2 Canaux à ciel ouvert

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente "i" et de coefficient de rugosité "n", La section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximum, et la section est minimale.

IV.1.3 Différents types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

- 1) Canaux naturels,
- 2) Canaux artificiels,

1) Les canaux naturels

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

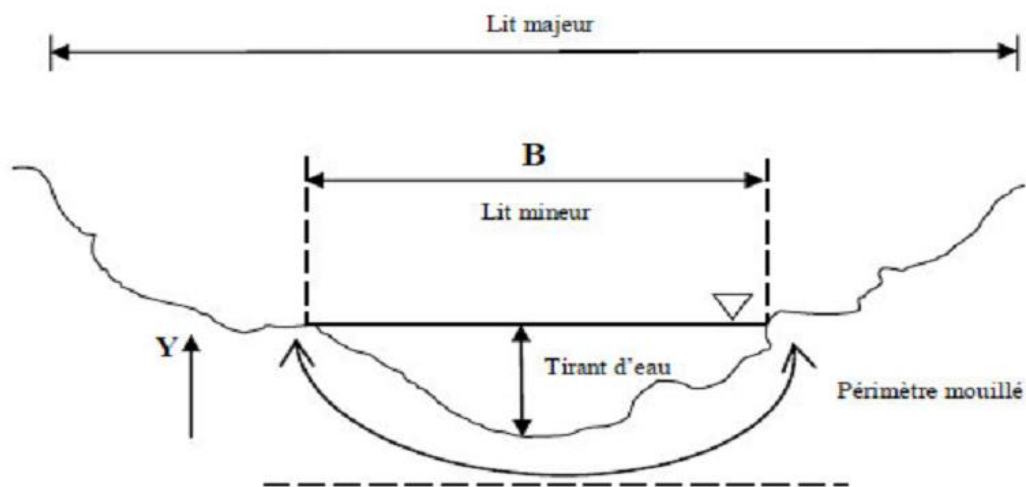


Figure n°IV.1 Canal naturel

– Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m

Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.

– périmètre mouillé P_m

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.

– 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.

– **tirant d'eau**

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

2) Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre 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.

IV.1.4 Types d'écoulements

a) Variabilité dans le temps

a.1 Ecoulement permanent

On dit un écoulement permanent si les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0$$

a.2 Ecoulement non permanent

On dit un écoulement non permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur se varient dans le temps en grandeur et en direction. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0$$

b) Variabilité dans l'espace

b.1 Régime uniforme

Un écoulement est uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section restent invariables dans l'espace. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{ds}{dx} = 0$$

b.2 Régime non uniforme

Un écoulement est non uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section se varient dans l'espace. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0$$

*** Régime 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 Δh une variation de hauteur, on a $\Delta h/x \ll 1$.

*** Régime 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 bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

IV.2 Dimensionnement des canaux

Pour un écoulement lentement variable, on peut admettre qu'en toute section la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

IV.2.1 Conditions de l'écoulement uniforme

- 1- le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- 2- le canal est prismatique.
- 3- La profondeur h du courant est constante en sa longueur.
- 4- La pente de chaque section est constante.
- 5- La rugosité des parois est constante.
- 6- Les résistances locales sont absentes.

IV.2.2 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 suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

On utilisant le produit suivant :

$$Q = V \cdot S$$

On obtient :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

C : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

R_h : Rayon hydraulique étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m.

R_h : S_m / P_m (m)

n : Coefficient de rugosité

I : Pente de fond du canal (radier).

IV.2.3 Détermination de coefficient de Chézy

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

1) Formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R_h^*$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

R_h : Rayon hydraulique, avec:

n : Coefficient de rugosité

2) Formule de MANING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

R_h : Rayon hydraulique,

n : Coefficient de rugosité avec 1/n = K_s (coefficient de Strickler).

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

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Où :

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

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radie (km/km)

Remarque :

Dans notre calcul on travaille avec la formule de MANING-STRICKLER

IV.3 PARAMETRE GEOMETRIQUES

IV.3.1 Choix de la section de meilleure conductivité

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente J_u et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum Q_{max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximum, et la section S est minimale. Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum. On a:

$$S_m = r^2 \frac{\pi}{2}$$

$$P_m = \pi r$$

$$R_h = \frac{r}{2} = \frac{h}{2}$$

Avec:

S_m : section mouille (m²)

P_m : périmètre mouille en (m).

R_h : rayon hydraulique en (m).

Mais cette forme plus coûteuse que la forme trapézoïdale et rectangulaire qui présente des simplicités de réalisation. A cet effet notre choix portera sur la section rectangulaire dont ses caractéristiques sont :

Canal à section rectangulaire

Canal à forme rectangulaire

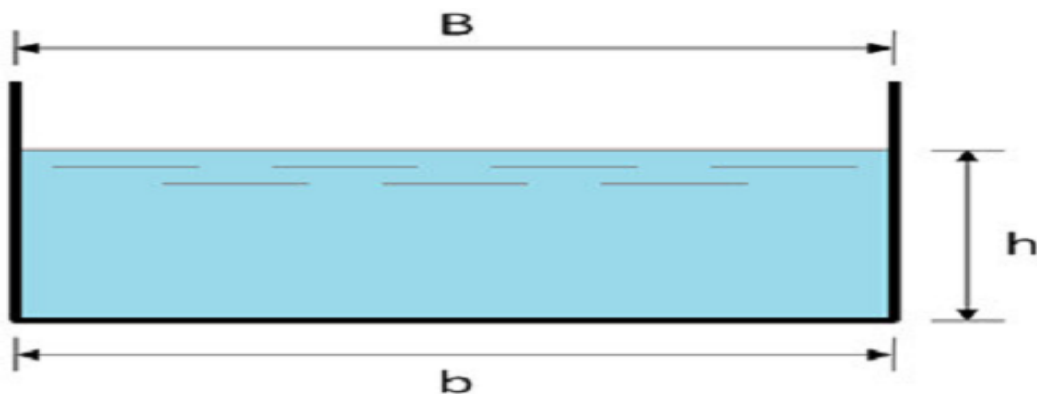


Figure n° IV.3 Canal rectangulaire

h : tirant d'eau maximum (pour Q_{max}), en m.

B : La largeur supérieure du canal, en (m).

b : La largeur inférieure du canal, en (m).

$$B = b \text{ parce que } m = 0.$$

On définit la surface mouillée S_m et le périmètre mouillé P_m par :

$$S_m = h \times b$$

$$P_m = b + 2h$$

IV.3.2 Calculs du rayon hydraulique maximal

$$R_h = \frac{S_m}{P_m}$$

Alors:

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{min} .

Le périmètre soit min pour $dP = 0$.

On a :

$$dS = h db + (b + m.h) dh = 0$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} dh = 0$$

Les équations dernières donnent :

$$b = 2h(1 + m^2)^{0.5}$$

$$\beta = 2 \times (\sqrt{1 + m^2} - m)$$

Pour la section rectangulaire ($m = 0$) :

$$\beta = \frac{b}{h} = 2$$

Avec : b Largeur relative

$$\text{Donc : } R_h = \frac{h}{2}$$

Tableau n° IV.1 Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire de largeur b et de profondeur h

| Désignation | Expression |
|---------------------|-----------------------------|
| b (m) | 2h |
| S (m ²) | h.b |
| P (m) | b+2h=4h |
| R _h | $\frac{S}{P} = \frac{h}{2}$ |

IV.3.3 Calcul de la profondeur normale h_n

A un débit donné, h_n est appelé profondeur normale, une fois fixée la nature de la paroi et la pente, on dispose en régime permanent et uniforme d'une relation reliant la profondeur h au débit Q . Dans les sections évasées, le débit croît toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente (fig. IV.3). La détermination de la profondeur normale (h_n) se fait par plusieurs méthodes ; et parmi ces méthodes on a la méthode graphique et la méthode itérative.

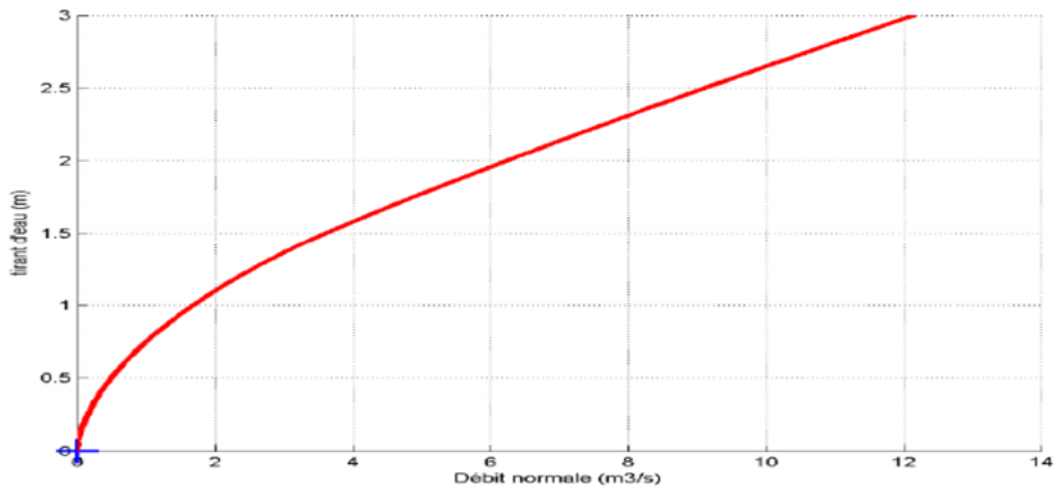


Figure n° IV.4 Relation entre le tirant d'eau et le débit normal

a) Méthode graphique

On tire la valeur de h_n à partir du graphe $I = f(h)$, on trace le graphe par le calcul des valeurs de I en augmentant h avec un pas jusqu'à atteindre la valeur de la pente désiré. Donnant que :

$$I = \frac{Q_n^2}{C^2 \cdot S^2 \cdot R}$$

Cette formule est tirée à partir de l'équation générale de l'écoulement permanent uniforme

$$Q = S_m \cdot C \cdot \sqrt{R} \cdot \sqrt{I}$$

b) Méthode itérative

On tire la valeur de (B) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme.

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs a (b) et on détermine Q jusqu' a une valeur de débit très proche on égale au Q n Par suite on trace la courbe)Q=f(B) et on détermine la valeur de b correspondante à Qn

IV.3.4 Calcul de la profondeur critique hcr

Le calcul de hcr se fait aussi par plusieurs méthodes, on cite trois méthodes qui sont :

La méthode graphique.

La méthode d'AGROSKINE.

La méthode itérative.

a) Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h. La valeur de hcr est la valeur qui correspond à l'énergie spécifique minimale.

1) L'énergie spécifique

L'énergie spécifique H_s ou «charge spécifique» dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée a l'axe horizontal passant par le point le plus bas de la section. La charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

Donc on construit le graphe : $H_s = f(h)$ sachant que :

$$H_s = H_p + H_c$$

H_p : Energie potentielle est égale à h ; ($H_p = h$)

H_c : Energie cinétique est égale à ; ($H_c = V^2/2g$) ;

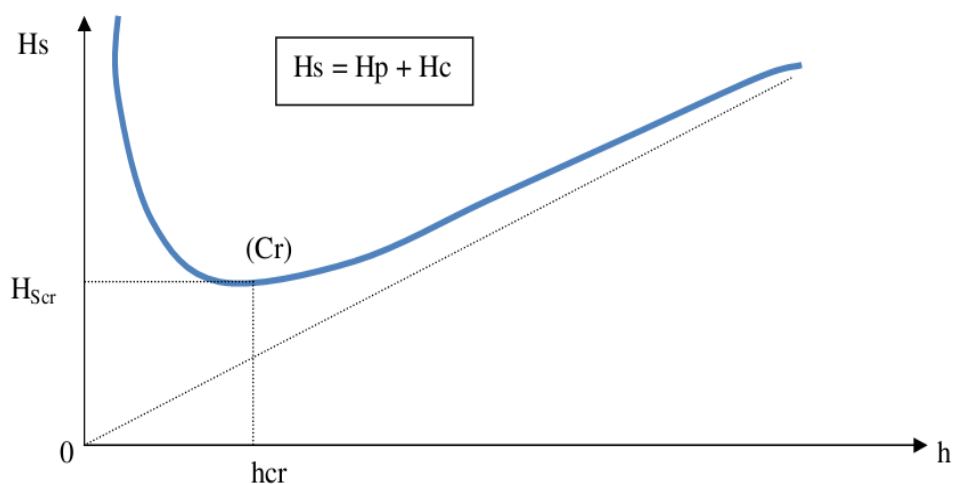


Figure n° IV.5 Energie spécifique en fonction de profondeur

2) Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1$$

α : Coefficient d'énergie cinétique dans la pratique on prend $\alpha = 1$.

B : Largeur du plan d'eau en surface.

g : Accélération gravitaire prise égale à 9.81 m /s².

3) Méthode itérative

Cette méthode consiste à tirer la valeur de hcr qui correspond à Q²/g

Donc on tire la valeur de (S³/B) = Q²/g et on tire par un tableur la valeur de hcr qui lui correspond.

IV.3.5 Calcul de la pente critique

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible. La pente critique correspondant à la profondeur critique. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = S \cdot C_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}}$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h}$$

I.6.1. IV.3.6 Nombre de Froude

C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie ou:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}}$$

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

Écoulement fluvial $Fr < 1$ $\Rightarrow hcr < hn$

Écoulement torrentiel $Fr > 1$ $\Rightarrow hcr > hn$

Écoulement critique $Fr = Fcr = 1$ $\Rightarrow hcr = hn$

IV.4 CALCUL DE LA LIGNE D'EAU :

IV.4.1 Equation de la ligne d'eau

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée.

En basant sur l'équation d'énergie :

$$H = Z + V^2 / 2g + h$$

Et sur l'équation de la continuité : $V = Q / S$

Dérivant l'équation (IV-36) par rapport à x, on trouve :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{(Q / S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx}$$

Comme : $\frac{dz}{dx} = -J_f$

$$\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q / S)^2}{C^2 \cdot R_h}$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q / S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q / S)^2}{g \cdot S / B}}$$

IV.4.2 Différentes formes de courbe de remous

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous. D'après la formule on a :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S \cdot C \cdot \sqrt{R_h} = K.$$

$$S_n \cdot C_n \cdot \sqrt{R_h} = K_n.$$

Donc l'équation (VI-42) devient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - Fr^2}.$$

Avec : $Fr^2 = \frac{(Q / S)^2}{g \cdot S / B}$.

$J_f = i =$ pente de fond

D'autre par :

$$\frac{dh}{dS} = J_f \frac{1 - \left(\frac{h_n}{h}\right)^2}{1 - Fr^2}$$

Pour les différentes valeurs de pente du fond et pour un débit constant on a :

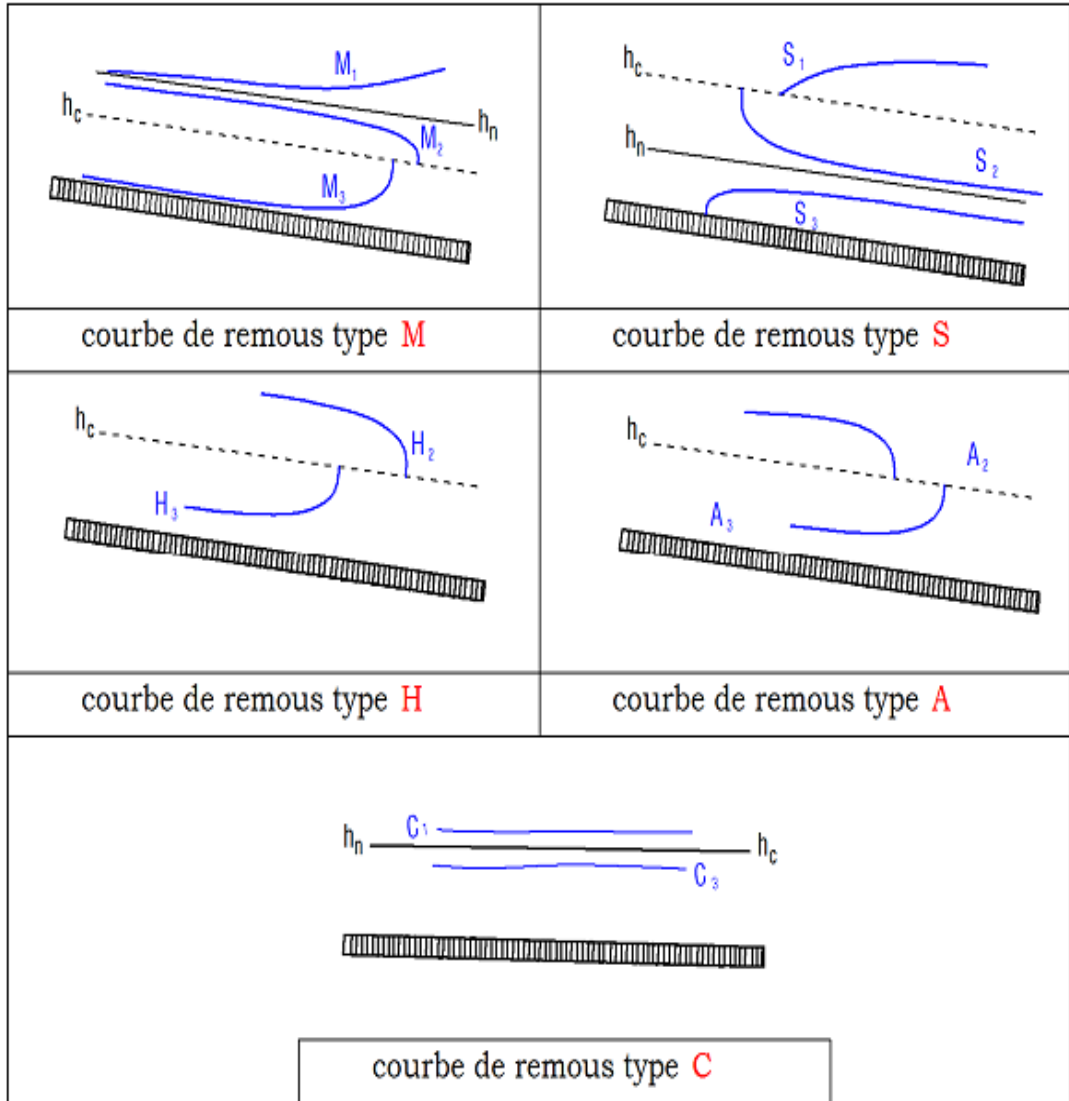


Figure n° IV.6 Différentes formes de courbes de remous

Tableau n° IV.2 différentes formes de courbes de remous

| Conditions | $(K_n/K) = (h_n/h)$ | Signe de numérateur | $Fr = (h_c/h_n)$ | Signe de dénumérateur | Signe de dh/dx | Nom de la courbe |
|--------------------------|---------------------|---------------------|------------------|-----------------------|------------------|------------------|
| $i > 0$ | < 1 | + | < 1 | + | + | M1 |
| $i < i_c$ | < 1 | + | > 1 | - | - | |
| $h_n > h_c$ | > 1 | - | < 1 | + | - | M2 |
| | > 1 | - | > 1 | - | + | M3 |
| $i > 0$ | < 1 | + | < 1 | + | + | S1 |
| $i > i_c$ | < 1 | + | > 1 | - | - | S2 |
| $h < h_c$ | > 1 | - | > 1 | - | + | S3 |
| $i > 0$ | < 1 | + | < 1 | + | + | C1 |
| $i = i_c$ | > 1 | - | > 1 | - | + | C3 |
| $h_n = h_c$ | | | | | | |
| $i = 0$ | | - | < 1 | + | - | H2 |
| $h_n \rightarrow \infty$ | | - | > 1 | - | + | H3 |
| $i < 0$ | | - | < 1 | + | - | A2 |
| $h_n \rightarrow \infty$ | | - | > 1 | - | + | A3 |

IV.4.3 Calcul de la surface d'eau

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.

- La méthode par intégration graphique.

Dans notre cas, on utilise le **logiciel canal 21** en lui introduisant les données nécessaires à savoir:

- Les sections en travers de l'Oued
- Le débit maximum de crue
- La pente entre les sections
- Le coefficient de Manning

Ce logiciel permet ainsi le diagnostic des systèmes d'eaux pluviales et le dimensionnement de réseaux, tout en prenant en compte les phénomènes d'influence aval. Les données d'entrées se caractérisent par leurs particularités du réseau (nœud, conduites, ...), les découpages en bassins versant (débit d'apport, ...) et par des données pluviométriques (hydro grammes en régime transitoire, débit de projet en régime permanent). Les résultats peuvent être exploités sous forme de tableaux (hauteur, vitesse, débits, volume, pour chaque ouvrage), par des résultats graphiques (vue en plan, profil en long) ou par une vision dynamique.

IV.5 CALCUL RESSAUT

Le ressaut hydraulique c'est un phénomène de dissipation d'énergie, il est inversible, se produit si un écoulement passe brusquement du régime sur critique $Fr > 1$ (amont), au régime sous critique $Fr < 1$ (aval). Il se manifeste par une brusque surélévation (discontinue) du niveau d'eau ($h_2 - h_1$), sur une très courte distance. Il est accompagné par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface. Le ressaut provoque e dissipation importante de l'énergie mécanique ($HRH = HS_2 - HS_1$), donc il se représente sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux. Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- Hauteurs conjuguée (h'' et h').
- Hauteur de ressaut ($h'' - h'$).

La longueur approximative du ressaut (L_{RH}).

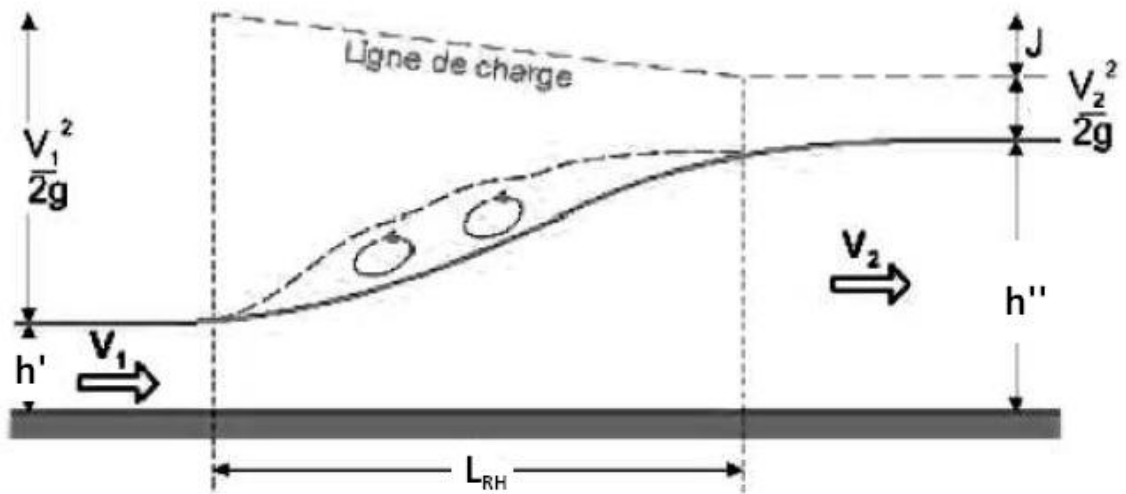


Figure n° IV.7 Schéma d'un ressaut hydraulique

Selon le nombre de FROUDE "Fr ", un ressaut peut correspondre à différents types d'écoulement.

On peut avoir donc:

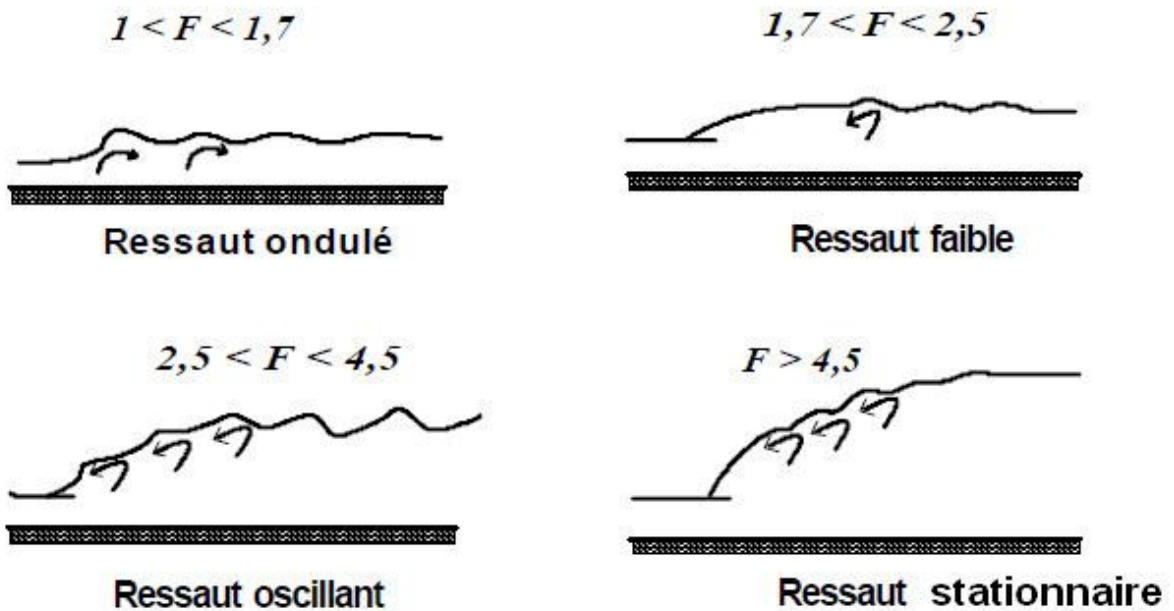


Figure n° IV.8 Typologie des ressauts

Tableau n° IV.3 Différents types de ressaut

| Type de ressaut | Valeurs de Fr | Observation |
|-------------------------------|----------------|--|
| Prés ressaut (ressaut ondulé) | $1 \div 1,7$ | La surface présente des ondulations, les hauteurs conjuguées sont trop proches de la hauteur critique h_{cr} |
| Un ressaut faible | $1,7 \div 2,5$ | Des petits rouleaux apparaissent |
| Un ressaut oscillant | $2,5 \div 4,5$ | Le jet oscille tantôt vers le fond, tantôt vers la surface du canal |
| Un ressaut stationnaire | $4,5 \div 9$ | Forte dissipation d'énergie |
| Un ressaut fort | > 9 | Jet rapide est perturbé par la retombée des rouleaux et induit des ondes importantes vers l'aval, |

Si le nombre de FROUDE "Fr" est supérieur à 4,5; et suivant la vitesse d'écoulement, un bassin d'amortissement est projeté à fin de minimiser la longueur du ressaut, d'assurer une efficacité de contrôle et sans provoquer des effets indésirables dans le lit du canal. C'est seulement en réalisant

Ces objectifs que le potentiel d'énergie mécanique peut être contrôlé entièrement et économiquement, sans imposer de restriction sur l'écoulement à l'amont et à l'aval du dissipateur.

tableau n° IV.4 résultats de la simulation a l'état naturel sur canal 21

| Section | Q | Y | Yc | Hs | I | V(m2) | S(m2) | Lm | Froude | reg |
|---------|--------------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|--------|------|
| A24 | 45.36 | 1.97 | 1.80 | 2.72 | 0.003 | 3.84 | 11.82 | 6.00 | 0.87 | Flu |
| A23 | 45.36 | 1.89 | 1.80 | 2.71 | 0.003 | 4.00 | 11.34 | 6.00 | 0.93 | Flu |
| A22 | 45.36 | 1.88 | 1.80 | 2.70 | 0.003 | 4.02 | 11.28 | 6.00 | 0.94 | Flu |
| A21 | 45.36 | 1.87 | 1.80 | 2.70 | 0.003 | 4.05 | 11.20 | 6.00 | 0.95 | Flu |
| A20 | 45.36 | 1.85 | 1.80 | 2.70 | 0.003 | 4.09 | 11.09 | 6.00 | 0.96 | Flu |
| A19 | 45.36 | 1.80 | 1.80 | 2.70 | 0.003 | 4.20 | 10.80 | 6.00 | 1 | Crit |
| A18 | 45.36 | 1.07 | 1.57 | 2.65 | 0.003 | 5.57 | 8.15 | 9.21 | 1.72 | Tor |
| A17 | 45.36 | 1.27 | 1.57 | 2.31 | 0.003 | 4.51 | 10.06 | 9.82 | 1.28 | Tor |
| A16 | 45.36 | 1.48 | 1.57 | 2.19 | 0.003 | 3.72 | 12.18 | 10.44 | 1.05 | Tor |
| A15 | 45.36 | 1.52 | 1.57 | 2.18 | 0.003 | 3.61 | 12.56 | 10.55 | 0.93 | Tor |
| A14 | 45.36 | 1.59 | 1.57 | 2.18 | 0.003 | 3.40 | 13.33 | 10.77 | 0.86 | Flu |

| | | | | | | | | | | |
|-----|-------|------|------|------|-------|------|-------|-------|------|-----|
| A13 | 45.36 | 1.59 | 1.57 | 2.18 | 0.003 | 3.40 | 13.33 | 10.77 | 0.86 | Flu |
| A12 | 45.36 | 1.59 | 1.57 | 2.18 | 0.003 | 3.40 | 13.33 | 10.77 | 0.86 | Flu |
| A11 | 45.36 | 1.59 | 1.57 | 2.18 | 0.003 | 3.40 | 13.33 | 10.77 | 0.86 | Flu |
| A10 | 45.36 | 1.59 | 1.57 | 2.18 | 0.003 | 3.40 | 13.33 | 10.77 | 0.86 | Flu |
| A9 | 45.36 | 1.59 | 1.57 | 2.18 | 0.003 | 3.40 | 13.33 | 10.77 | 0.86 | Flu |
| A8 | 45.36 | 1.59 | 1.57 | 2.18 | 0.003 | 3.40 | 13.33 | 10.77 | 0.86 | Flu |
| A7 | 45.36 | 1.61 | 1.57 | 2.18 | 0.003 | 3.36 | 13.51 | 10.82 | 0.85 | Flu |
| A6 | 45.36 | 1.68 | 1.57 | 2.19 | 0.003 | 3.16 | 14.36 | 11.05 | 0.78 | Flu |
| A5 | 45.36 | 1.69 | 1.57 | 2.19 | 0.003 | 3.14 | 14.44 | 11.08 | 0.77 | Flu |
| A4 | 45.36 | 1.70 | 1.57 | 2.20 | 0.003 | 3.12 | 14.53 | 11.10 | 0.76 | Flu |
| A3 | 45.36 | 1.71 | 1.57 | 2.20 | 0.003 | 3.11 | 14.61 | 11.12 | 0.76 | Flu |
| A2 | 45.36 | 1.71 | 1.57 | 2.20 | 0.003 | 3.09 | 14.69 | 11.14 | 0.75 | Flu |
| A1 | 45.36 | 1.71 | 1.57 | 2.20 | 0.002 | 3.09 | 14.69 | 11.14 | 0.75 | Flu |

Sm: Section mouillée

Y : Altitude du plan: Pente de la ligne d'énergie

Lm: Largeur au miroir

Hs: Altitudes de la ligne d'énergie

Froude: Nombre de Froude

V : Vitesse d'écoulement

Yc: Altitude qui correspond à la hauteur critique

Profil en long du canal

A partir du tableau IV.04 on constate l'incapacité du canal à transiter le débit de projet. Pour faire face à ce problème, on propose deux solutions traitées dans le chapitre précédent

Variante 1 : On redimensionne le canal, tout en gardant la largeur du canal existant (6m).

est augmenté la hauteur pour obtenir le débit de crue

Variante 2 : On redimensionne le canal, tout en gardant la hauteur du canal existant (2m).

est augmenté la largeur pour obtenir le débit de crue

Chapitre V : VARIANTES DE L'AMENAGEMENT

Introduction :

Dans ce chapitre, différentes variantes d'aménagements seront proposées sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude afin de rétablir les disfonctionnements observés au niveau du cours d'eau.

V.2 Principe d'aménagement :

V.2.1 Les différents types d'aménagements envisageables :

V.2.1.1 Curage :

Qui permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite d'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau pour diminuer la rugosité et accroître la débitante. (BEN SIDI AHMED L'HACHIMI,2015)

V.2.1.2 Recalibrage :

Qui permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées. (BEN SIDI AHMED L'HACHIMI,2015)

V.2.1.3 Réalisation des canaux :

Permet 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 des bâtiments ou par la voirie. (BEN SIDI AHMED L'HACHIMI,2015)

V.2.1.4 Protection des berges :

Qui comprend tout ouvrage visant à maintenir la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau. Les berges sont en effet attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues. De même, les terres glissent par suite de l'infiltration de l'eau après le retrait de la crue. La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages.

V.2.1.5 Création des canaux périphériques :

De dérivation des eaux vers les oueds permettant de les restituer vers des zones situées en dehors des aires à protéger. Cette déviation pourrait concerner une partie ou la totalité des eaux d'un oued vers un autre.

V.2.2 Les formules de dimensionnement des canaux :

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning Strickler, elle donnée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S_m I^{\frac{1}{2}} [m^3/s] \quad (V.1)$$

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement (m³/s).

n : rugosité du canal.

S_m : section mouillée du canal en (m²).

I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (V.2)$$

Tableau n° V.1 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Wikipédia).

| Section | Rectangle | Trapèze | Triangle | Cercle | Parabole |
|---------------------------------------|-------------------|---|----------------------------|---|---------------------------|
| Largeur B | B | B+2*mh | 2*mh | $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$ | $\frac{3S}{2h}$ |
| Surface S | b*h | (b+mh).h | m.h ² | $\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta)D^2$ | $\frac{2}{3}bh$ |
| Périmètre P | b+2h | $B+2h\sqrt{1+m^2}$ | $2h\sqrt{1+m^2}$ | $\frac{1}{2}\theta \cdot D$ | $b + \frac{8h^2}{3b}$ |
| Rayon hydraulique R | $\frac{bh}{b+2h}$ | $\frac{(b+mh) \cdot h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}$ | $\frac{mh}{2\sqrt{1+m^2}}$ | $\frac{1}{4}\left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right]D$ | $\frac{2b^2h}{3b^2+8h^2}$ |
| Profondeur hydraulique D _H | H | $\frac{(b+mh)h}{b+2mh}$ | $\frac{1}{2}h$ | $\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\theta}\right]$ | $\frac{2}{3}h$ |

V.2.3 Choix des paramètres de dimensionnement :

V.2.3.1 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 sept pentes

V2.3.2 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 suivant :

Tableau n° V.2 : Les valeurs du coefficient de rugosité (uclouvain.be).

| Caractéristiques du lit ou du revêtement | Valeur de la rugosité n |
|--|-------------------------|
| • Canal en béton. | 0.016 |
| • Canal en terre | 0.022 |
| • Canal en pierre | 0.025 |
| • Canal en Gabion. | 0.030 |

V.2.3.3 Vitesse d'érosion

Afin éviter les ruptures du fond et des berges des canaux sur l'action dynamique d'un courant d'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale.

Tableau n°V.03: Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés

| Lit | Vitesse Ver (m/s) |
|-------------------------------|-------------------|
| Pavage de pierre à une couche | 2.5-4.0 |
| Gabions | 4.0-6.0 |
| Revêtement en béton | 6.0-10.0 |
| Béton amélioré | >10 |

V.2.4 Revanche des canaux :

Dans les canaux à surface libre, il faut toujours prévoir une revanche 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. Pour le dimensionnement du canal,

$$R=0.6m+0.05v^3\sqrt{h} \quad (V.3)$$

V.3 Calculs des aménagements

V.3.1 Variante n°1

Aménagement projeté

Section : Rectangulaire

Longueur : 759 m

tableau n° IV.5 : Canal en béton armé.

| B (m) | H (m) | N | S (m2) | P (m) | R (m) | C | I | Q (m3/s) |
|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|----------|
| 6 | 0.5 | 0.016 | 3 | 7 | 0.429 | 54.28 | 0.003 | 5.84 |
| 6 | 1 | 0.016 | 6 | 8 | 0.75 | 59.57 | 0.003 | 16.95 |
| 6 | 1.5 | 0.016 | 9 | 9 | 1 | 62.5 | 0.003 | 30.81 |
| 6 | 2 | 0.016 | 12 | 10 | 1.2 | 64.52 | 0.003 | 46.45 |

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspond à un débit de 45.36m³/s est de H=2m avec : B = 6m.

Tableau n° IV.6 Calcul des paramètres hydrauliques :

| L(m) | Hcr(m) | Hs(m) | V (m/s) | Fr | Régime |
|------|--------|-------|---------|------|---------|
| 759 | 1.80 | 2.76 | 3.87 | 0.87 | Fluvial |

V.3.2 Variante n°2

Aménagement projeté: Canal en béton armé.

Section : rectangulaire

Longueur 759m

tableau n° IV.7 : Canal en béton armé.

| B (m) | H (m) | N | S (m2) | P (m) | R (m) | C | I | Q (m3/s) |
|--------------|--------------|----------|---------------|--------------|--------------|----------|----------|-----------------|
| 2 | 2 | 0.016 | 4 | 6 | 0.67 | 58.46 | 0.003 | 10.48 |
| 2.5 | 2 | 0.016 | 5 | 6.5 | 0.77 | 59.84 | 0.003 | 14.38 |
| 3 | 2 | 0.016 | 6 | 7 | 0.86 | 60.95 | 0.003 | 18.58 |
| 3.5 | 2 | 0.016 | 7 | 7.5 | 0.93 | 61.75 | 0.003 | 22.83 |
| 4 | 2 | 0.016 | 8 | 8 | 1 | 62.5 | 0.003 | 27.39 |
| 4.5 | 2 | 0.016 | 9 | 8.5 | 1.059 | 63.1 | 0.003 | 32.01 |
| 5 | 2 | 0.016 | 10 | 9 | 1.11 | 63.60 | 0.003 | 36.70 |
| 5.5 | 2 | 0.016 | 11 | 9.5 | 1.16 | 64.07 | 0.003 | 41.58 |
| 6 | 2 | 0.016 | 12 | 10 | 1.2 | 64.43 | 0.003 | 46.39 |

D'après ces résultats on remarque que la largeur qui correspond à un débit de 45.36m³/s est deb=6m avec : H= 2m.

tableau n° IV.7.Calcul des paramètres hydrauliques

| L(m) | Hcr(m) | Hs(m) | V (m/s) | Fr | Régime |
|-------------|---------------|--------------|----------------|-----------|---------------|
| 759 | 1.80 | 2.76 | 3.87 | 0.87 | Fluvial |

Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé la zone inondable pour le débit de projet deux variantes ont été proposées pour la protection de la ville d'**EL Eulma** contre les inondations.

Chapitre VI : Calculé des armatures

INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est calculé les armatures de cette canal rectangulaire est dimensionnement de la dalle

VI.1 LES HYPOTHESES DE CALCUL

V.1.1-Le béton

- Béton N°3 dosé de 350 kg/m³ de poids volumique $\gamma = 25 \text{ kn/m}^3$.
- Béton N°1 dose de 150 kg/m³ de poids volumique $\gamma = 22 \text{ kn/m}^3$.

La contrainte caractéristique du béton à la compression à 28 jours :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

La contrainte caractéristique du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

La contrainte du béton à la compression : $\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$

La contrainte admissible du béton à la compression : $\sigma_b = 15 \text{ Mpa}$.

La contrainte admissible de cisaillement du béton :

$$\tau_u = 2.5 \text{ Mpa pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

V.1.2-L'acier

Les aciers utilisés: Les barres à haute adhérence de nuances FeE 400 type 1.

La contrainte de l'acier à la traction : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

La contrainte admissible de l'acier à la traction :

$$\sigma_s = 240 \text{ Mpa pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_s = 176 \text{ Mpa pour la fissuration très préjudiciable.}$$

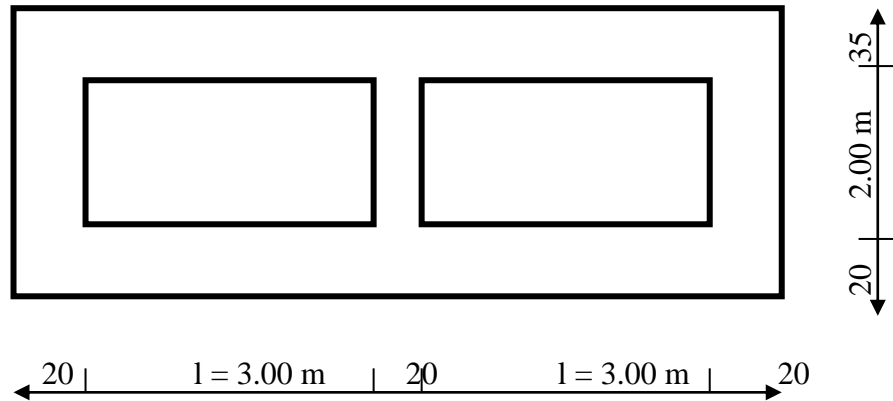
V.1.3-Le sol

A défaut de connaître l'étude géotechnique nous avons pris :

$$\text{-La contrainte du sol : } \sigma_{\text{sol}} = 1 \text{ Bar}$$

$$\text{-Le poids volumique du sol } \gamma = 18 \text{ kn/m}^2$$

-L'angle de frottement du sol $\varphi_u = 15^\circ$



2-Etude de la dalle

VI.2.1.Dimensionnement

La dalle sera dimensionnée comme une poutre simplement appuyée

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{10}, L=3.00\text{m} \Rightarrow e=35\text{cm}$$

VI.2.2-Evaluation des charges

- Sous la surcharge Bc

-Poids propre de la dalle :

.....1732.5KN

-Trottoir :62.04N

-Chaussée :

.....540.54KN

-Garde-corps

.....132kN

$$\mathbf{G = 2467.08 \text{ kN}}$$

Evaluation de la surface d'impact :

$$u = v = 0.25 + 0.35 + 1.5 * 0.13 = 0.795\text{m}$$

$$\text{La charge répartie } q = \frac{6}{0.795 * 0.795} = 9.49\text{t} / \text{m}^2$$

S : surcharge des essieux possible sur la traversée

$$S = B * bc$$

$$bc = 0.8 \text{ (4 voies chargées)}$$

$$S = 0.8 \times 30 \times 4 = 96t$$

Le coefficient de majoration dynamique est :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2xl} + \frac{0.6}{1 + 4x \frac{G}{S}}$$

Avec : G : la charge permanente.

$$l = \sup \{ L_R ; \text{portée de la travée} \} = L_R = 30m$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1 + \frac{4 \times 246.7}{96}} = 1.11$$

La charge de calcul :

$$Q = \delta \cdot bc \cdot q$$

$$Q = 1.11 \times 0.8 \times 9.49 \times 10 = 84.27 \text{ kN/m}^2$$

- **Sous la charge permanente**

- Poids propre de la dalle 8.75 kN/ml
- Trottoir : 9.4 kN/ml
- Chaussée : 2.73 kN/ml
- Garde-corps 10 kN/ml

$$q = 30.88 \text{ kN/ml}$$

La charge de calcul

$$q = 84.27 + 30.88 = 115.15 \text{ kN/ml}$$

V.2.3 Evaluation des moments

La dalle sera calculée comme une poutre continue par la méthode forfaitaire

| Q | L | M0 | Ma | Mt |
|--------|-----|--------|-------|--------|
| 115,15 | 3,2 | 147,39 | 73,70 | 125,28 |

tableau n° V.1 Calcul des armatures

| section | M | B | D | Σs | $\mu 1$ | $\beta 1$ | k1 | As | Σb |
|---------|--------|-----|----|------------|---------|-----------|-------|-------|------------|
| travée | 125,28 | 100 | 33 | 240 | 0,00479 | 0,89 | 30,45 | 17,77 | 7,88 |
| appui | 73,7 | 100 | 33 | 240 | 0,00282 | 0,912 | 41,82 | 10,20 | 5,74 |

tableau n° V.2.La section minimale

| section | B | D | As min | As adp | Ar | As adp | Ar adp |
|---------|-----|----|--------|--------|-------|-------------|------------|
| travée | 100 | 33 | 3,98 | 20,9 | 5,225 | T20 e= 15cm | T12 e=20cm |
| appui | 100 | 33 | 3,98 | 13,4 | 3,35 | T16e=15cm | T10 e=20cm |

tableau n° V.3 Vérification de la contrainte de cisaillement

| Q | L | T | B | D | U | τu |
|--------|-----|--------|-----|----|-------|----------|
| 115,15 | 3,2 | 202,66 | 100 | 33 | 0,614 | 2,5 |

VI .3-Etude des parois

V 3-1- Calcul des sollicitations

Le calcul des parois se fait comme une poutre encastree à deux cotés

- **Sous la poussée des terres**

$$P = \gamma x h x t g^2 (45^\circ - \varphi / 2) = 18 x 2 x 0.589 = 21.2 \text{ kn} / \text{ ml}$$

- **Sous la surcharge**

$$Q = q x k a = 84.27 x 0.589 = 49.63 \text{ kn} / \text{ ml}$$

VI 3-2-Calcul des moments

Pour une poutre encastree à deux cotés

- **Sous la poussée des terres**

$$M_A = \frac{p x h^2}{30} = 2.82 \text{ kNm}$$

$$M_B = \frac{pxh^2}{20} = 4.24 kNm$$

$$M_t = \frac{pxh^2}{46.6} = 1.82 kNm$$

- **Sous la surcharge**

$$M_a = M_B = \frac{pxh^2}{12} = 16.54 kNm$$

$$M_t = \frac{pxh^2}{24} = 8.27 kNm$$

Par la superposition des effets

- **Les moments sur appui**

$$M_A = 16.54 + 2.82 = 19.36$$

$$M_B = 16.54 + 4.24 = 20.78$$

- **Le moment en travée**

$$M_t = 1.82 + 8.27 = 10.1 kNm$$

V 3-3-Calcul des armatures

Les parois sont calcul comme une poutre encastree à deux cotés sur une bande de 1m soumise à la flexion simple

tableau n° VI.4 -Calcul des armatures

| section | M | B | D | Σs | μ_1 | β_1 | k1 | As | Σb |
|---------|-------|-----|----|------------|---------|-----------|-------|------|------------|
| appui | 20,78 | 100 | 18 | 240 | 0,00267 | 0,915 | 43,82 | 5,26 | 5,48 |
| travée | 10,1 | 100 | 18 | 240 | 0,00130 | 0,938 | 65,64 | 2,49 | 3,66 |

tableau n° VI.5 La section minimale

| section | B | D | As min | As adp | Ar | As adp | Ar adp |
|---------|-----|----|--------|--------|-------|-----------|------------|
| travée | 100 | 18 | 2,17 | 10,3 | 2,575 | T14e=15cm | T10 e=20cm |
| appui | 100 | 18 | 2,17 | 10,3 | 2,58 | T14e=15cm | T10 e=20cm |

VI. 4 Etude du radier

VI 4-1- Evaluation des charges

| | |
|--------------------------------------|----------|
| -Le poids des dalles | 1732.5kN |
| -Le poids du au surcharge | 960kN |
| -Le poids des voiles | 900kN |
| -Le poids du radier | 990kN |
| -Le poids du béton de propreté | 451.8kN |
| -Le poids total..... | 5034.3Kn |

Vérification de La contrainte du sol

$$\sigma_{sol} = \frac{5034.3}{30 \times 6.6} = 25.42 < 100 \text{ kN/m}^2$$

Tableau n° VI.6 Evaluation des moments

| Q | L | M0 | Ma | Mt |
|-------|-----|-------|-------|-------|
| 25,42 | 3,2 | 32,54 | 16,27 | 27,66 |

Tableau n° VI.7 Calcul des armatures

| section | M | B | D | Σs | μ1 | β1 | k1 | As | Σb |
|---------|-------|-----|----|-----|---------|-------|-------|------|------|
| travée | 27,66 | 100 | 18 | 240 | 0,00356 | 0,903 | 36,55 | 7,09 | 6,57 |
| appui | 16,27 | 100 | 18 | 240 | 0,00209 | 0,923 | 49,93 | 4,08 | 4,81 |

Tableau n° VI.8 La section minimale

| section | B | D | As min | As adp | Ar | As adp | Ar adp |
|---------|-----|----|--------|--------|-------|------------|------------|
| travée | 100 | 18 | 2,17 | 10,3 | 2,575 | T14e= 15cm | T10 e=20cm |
| appui | 100 | 18 | 2,17 | 10,3 | 2,58 | T14e= 15cm | T10e=20cm |

Tableau n° VI.9 Vérification de la contrainte de cisaillement

| q | L | T | B | D | τ_u | τ_u |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------------------------|----------------------------|
| 53,33 | 3,35 | 98,26 | 100 | 28 | 0,351 | 2,5 |

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction

L'organisation de chantier a pour but d'apporter une contribution à l'organisation des Travaux, qualifiant les choix des engins et de succession des tâches qui influent sur le coût de

Projet et son déblai d'exécution.

Ainsi il est pratiquement impossible d'obtenir qu'un engin de terrassement fonctionne Heure par heure, minute par minute, sans interruption, pour une durée de marche déterminée

Fatalement surviennent quelques arrêts imprévus : petites réparations, quelques pertes de temps

Dues à des conditions indépendantes de là où la, mauvaise conduite de chantier, problèmes Topographiques défavorables, influence des saisons.

Aussi la mauvaise coordination du travail entre les différents services d'entretiens ou D'approvisionnements, en carburant en huile...etc

VI I.1 Installation de chantier

VII .1.1. Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais Importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et

Les réparations d'urgence des différents matériels.

VII .1.2. Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la Réalisation des éléments de l'ouvrage.

| Désignation des travaux | | Unité | Quantité | Prix unitaire (DA) | Montant (DA) |
|-------------------------|---------|----------------|----------|--------------------|--------------------|
| Terrassement | Deblai | m ³ | 5197 | 250 | 1 299 308 |
| | Rembali | m ³ | 40114 | 200 | 8 022 844 |
| Evacuation | | m ³ | 20506 | 200 | 4 101 200 |
| Béton de propreté | | m ³ | 465 | 6000 | 2 790 000 |
| Béton armé | | m ³ | 1395 | 32000 | 44 640 000 |
| Gabion | | m ³ | 5490 | 4500 | 24 705 000 |
| Montant HT | | | | | 85 558 352 |
| TVA 19% | | | | | 16 256 087 |
| Total TTC | | | | | 101 814 438 |

VII .2. Engins utilisés

VII .2.1 La niveleuse

VII .2.1.1 Constitution

La niveleuse automotrice appelée également moteur grader est constituée de :

- un tracteur à roues prolongées vers l'avant par un long bras coudé reposant lui-même à son extrémité sur un essieu à deux roues directrices commandées depuis le tracteur.
- toutes les roues sont inclinables sur leur essieux pour permettre à la niveleuse de se déplacée en toute terrain.
- une couronne circulaire
- une lame (outil de travail monté sur la couronne).



Fig. VII.1 : Photo d'une niveleuse

L'avantage de la niveleuse automotrice

Le principe d'organisation de chantier c'est de minimiser les coûts et gagner de point de vue duré de réalisation, à partir de cela on peut trouver que la niveleuse automotrice ne nécessite qu'un seul conducteur pour assurer tout fonctionnement possible.

VII .2.1.3Autres utilisations de la niveleuse

La niveleuse en plus de son travail de terrassement est un engin de finition en plus ces Emplois sont multiples

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses Pierres ;
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur ;
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le coté, les terres extraites Par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord Du fossé.

VII .2.2La Pelle :

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu,

C'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- 1) Temps de fouille ;
- 2) Temps de transport ;
- 3) Temps de déchargement ;
- 4) Temps de remise en position de déblais.

Ce sont des engins très réponsus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon Rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

On distingue deux (02) types :

- 1) Hydraulique
- 2) Mécanique.



Fig. VII.2 : Photo d'une pelle hydraulique

VII.2.2.1 Constitution de la pelle

- Un châssis-truck généralement monté sur chenilles ;
 - Une cabine montée sur le truck et pivotant autour d'un axe vertical grâce à un chemin
De roulement circulaire (couronne de galaire) ;
 - Une flèche adaptée à la cabine et variable suivant l'usage que l'on veut faire de la Pelle ;
 - Un godet monté sur la flèche par l'intermédiaire d'un bras mobile ou de câbles (vérins hydrauliques).
- Le moteur généralement diesel contenu dans la cabine fait contre poids à la flèche.
Dans la partie d'exécution des déblais : excavation de la tranche de la semelle, on Utilise une pelle hydraulique équipée en rétro

6.4.2.2. Avantages de la pelle hydraulique équipée en rétro

- Conduite plus souple et plus facile
- Un rendement amélioré
- Une grande rapidité

VII .2.3Matériel de compactage

Après les travaux de réalisation des déblais et le remblai on doit utiliser des Compacteurs pour régler les routes et éviter le tassement des terrains et puisque on a un Volume très important. d'où on a besoin d'un compacteur avec un rendement important. Donc, on utilise dans notre cas un compacteur à rouleau lisse comme montré la photo Suivant.

VII .2.3.1. Description

- Ils sont constitués par un cylindre métallique de 1,20 à 1,50 de diamètre hérissé de pieds métalliques au nombre d'une centaine environs, on peut classer les rouleaux en engins moyens, lords et extra lourds.
- Le poids varie entre 4 à 30 tonnes



Fig. VII.3 : Photo d'un compacteur

Matériels pour le relevage des déblais

Le chargeur

Se sont des tracteurs sur le quels deux articulés destinées pour le relèvement des déblais.



Fig. VII.4 : Photo d'un chargeur

VII .2.3.3Planification

VII.2.3.3.1. Définition

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

- 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.

VII .2.3.3.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

VII .2.3.3.3 Méthodes basées sur le réseau

VII .2.3.3.4 Définition du 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 :

a/ Réseau à flèches

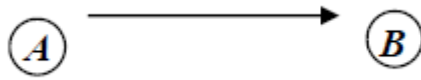
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

b/ Réseau à nœuds

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



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

VII .2.4 Construction du réseau

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

1- Etablissement 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.

2- Détermination des tâches antérieures.

Après avoir dressés 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.

3- Construction des graphes partiels.

4- Regroupement des graphes partiels.

5- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.

6- Construction du réseau.

VII .2.5. Différentes méthodes basées sur le réseau

a) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

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.

b) Méthode P.E.R.T (Program Evaluation 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.

c) Méthode P.D.M (Procédure Diagram Methode)

C'est une méthode basée sur le réseau à noeuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VII .2.5.1 Méthodes basées sur le graphique

a) Méthode linéaire (ligne of balance technic)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les Travaux son répétitifs.

b) Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de Travail).

VII .2.5.2 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII .2.5.3. Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études Comparatives permet

VII .2.5.4. Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII .2.5.5. Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation, l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI .2.5.6 Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M

Les paramètres de la méthode C.P.M

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

| | |
|-------------|-------------|
| DCP | TR |
| DFP | DCPP |
| DFPP | MT |

Avec :

TR : temps de réalisation.

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.

$$ET : \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

VII .2.6. 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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Cette est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût déréalisation 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 les suivantes :

Tableau VII.1 : Les durées de différentes opérations

| Opérations | Désignations | Durée (jour) |
|-------------------------------|--------------|--------------|
| Décapage de la terre végétale | A | 7 |
| Excavation de la tranchée | B | 20 |
| Transport | C | 20 |
| Remblai en TVO (tout venant) | D | 10 |
| Compactage | E | 10 |
| Lit de sable | F | 10 |
| Lit de béton propriété | G | 20 |
| Le bétonnage | H | 60 |
| Travaux de la finition | I | 10 |

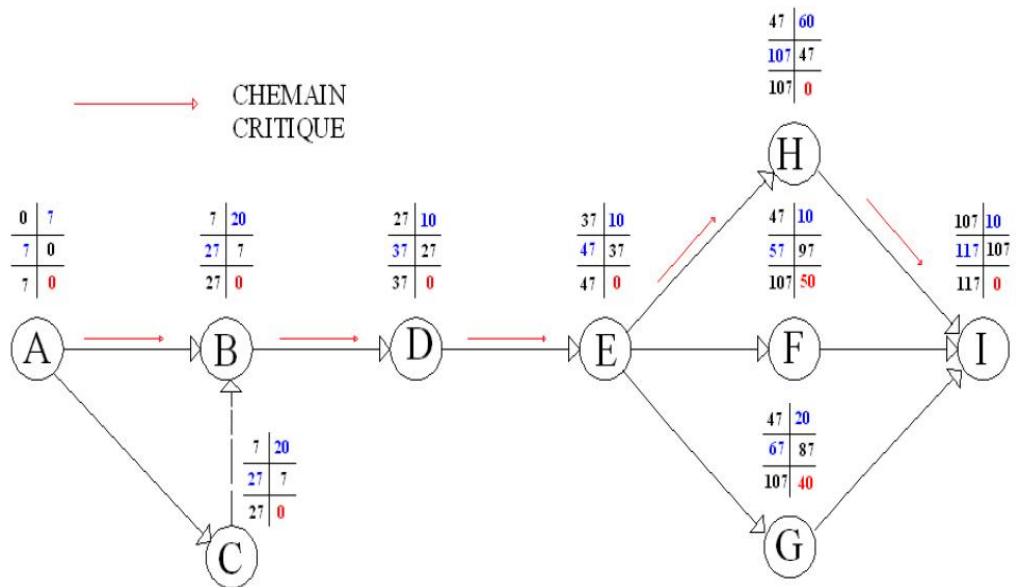


Fig. VII.5 : Schéma d'un réseau à noeuds

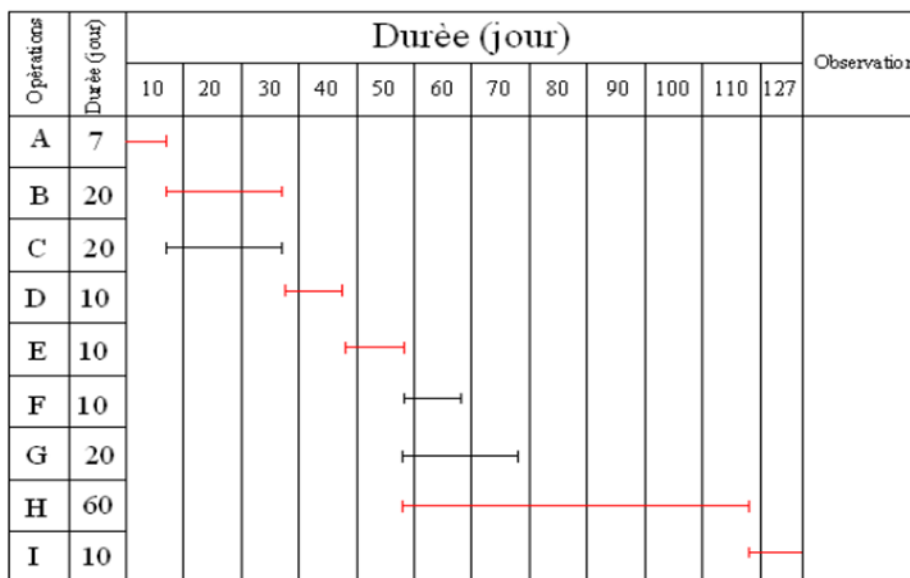
Détermination des chemins critiques

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

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Détermination des chemins critiques

| Opération | TR | D.P | | D.F.P | | M.T |
|-----------|----|-------|-------|---------|---------|-----|
| | | D.C.P | D.F.P | D.C.P.P | D.F.P.P | |
| A | 7 | 0 | 7 | 0 | 7 | 0 |
| B | 20 | 7 | 27 | 7 | 27 | 0 |
| C | 20 | 7 | 27 | 7 | 27 | 0 |
| D | 10 | 27 | 37 | 27 | 37 | 0 |
| E | 10 | 37 | 47 | 37 | 47 | 0 |
| F | 10 | 47 | 57 | 97 | 107 | 50 |
| G | 20 | 47 | 67 | 87 | 107 | 40 |
| H | 60 | 47 | 107 | 47 | 107 | 0 |
| I | 10 | 107 | 117 | 107 | 117 | 0 |



— Chemain critique

Fig. VII.6 : Diagramme de GANTT

Conclusion

D'après ce chapitre on a conclu que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous définit tous les volumes du travail nécessaire pour élaborer le chantier. D'autre part on peut prendre une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation. L'organisation de chantier définit aussi tous les engins utilisés dans le chantier. Le choix de ces des engins est basé toujours sur l'étude économique de projet.

Conclusion Générale

L'importance de l'eau en tant que support de vie et de facteur régulateur du développement d'un pays est universellement reconnue. La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

En effet, qui dit protection contre l'inondation, dit sauvegarde du patrimoine, de l'architecture et de la vie humaine. C'est pour ces multiples raisons qu'on a traité ce sujet qui, pour la moindre négligence et pour un minimum d'inattention, risque de porter atteinte à l'homme et à l'environnement dans lequel il évolue.

A travers cette étude, on a pris conscience de la nécessité d'entretenir Oued SMARA qui traversent la ville EL Eulma, pour mettre fin du problème d'inondation.

On a scindé notre travail en trois étapes essentielles.

Nous avons d'abord estimé le débit de crue maximal à évacuer par les cours d'eau à travers l'estimation de l'hydrogramme de crues.

En second lieu nous avons déterminé les zones susceptibles à être inondées, par la simulation de l'écoulement dans les cours d'eau non aménagés par le logiciel Canal-21 en se basant sur le modèle de Saint-Venant monodimensionnel et à l'aide d'Autocad.

Enfin 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 mixte sur une longueur de 1754 m pour Oued SMARA

Le coût de ce projet est estimé à **101 814 438 DA**, et comme tout projet celui-ci se doit d'être suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

Bibliographies

Aboubakr Belkaïd. Tlemcen. Algérie, 2011.

Armando LENCASTRE, *Hydraulique Générale, 2eme édition, éditions EYROLLES, 1996. HEC-RAS Users Manuel. US Army corps of engineers Hydrologic Engineering Center, version 4.1 january 2010.*

BACHI, MOHAMED. *Problematique du risque inondation en milieu urbain; cas de l'agglomeration de Sidi Bel Abbès. 2011*

BENNIS, Saad. *Hydraulique et hydrologie. PUQ, 2007., 2ème Edition, 2009.*

BEN SIDI AHMED L'HACHIMI, *Etude d'aménagement de oued reghaia et ses affluents pour la protection contre les inondations des communes de REGHAIA et OULED HEDADJ (W.ALGER). Mémoire d'ingénieur d'Etat en Hydraulique. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida. Algérie, 2015.*

Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès) *Thèse de doctorat. Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, 2012.*

CHAUDHRY, M. Hanif. *Open-channel flow. Springer Science & Business Media, 2007*

DEGOUTTE, Gérard. *Diagnostic, aménagement et gestion des rivières: hydraulique et morphologie fluviales appliquées. Éd. Tec & doc, 2012.*

DUBREUIL, P. *Introduction à l'analyse hydrologique, Ed., Masson et Cie, 1974.*

LENCASTRE, Armando. *Hydraulique générale, édition Eyrolles. 1999.*

MEYLAN, Paul, FAVRE, Anne-Catherine, et MUSY, André. *Hydrologie fréquentielle: une science prédictive. PPUR presses polytechniques, 2008.*

M.Hanif Chaudhry, *Open-Channel Flow, Second Edition, 2014. Règles parasismiques algériennes RPA 99/ Version 2003.*

TOUAÏBIA, B. *Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani, Blida, Algérie, 2004.*

YAHIAOUI, A. *Inondations torrentielles. Cartographie des zones vulnérables en Algérie du Nord (cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). 2012. Thèse de doctorat. Thèse de doctorat: École Nationale Polytechnique El Harrach, Alger (Algérie).*

ANNEX 1

**Tableau n° 1 Série pluviométrique de la station de BIR EL ARCHE (code
10-03-06)**

Années d'observation avec lacunes (N = 21 années)

| Années | Sept | Oct | Nov | Dec | Janv | Févr | Mars | Avril | Mai | Jun | Juil | Aout | Annuel |
|--------|------|------|------|------|-------|------|------|-------|-------|------|------|------|--------|
| 1990 | 21,9 | 8,3 | 0 | -999 | -999 | -999 | -999 | -999 | -999 | -999 | -999 | -999 | |
| 1991 | -999 | -999 | 12,9 | 13 | 29,6 | 32,8 | 44,4 | 46,5 | 59 | 3 | 20,2 | 8,5 | |
| 1992 | 45,6 | 7 | 36,9 | 58 | 15,9 | 35,3 | 31,1 | 3,9 | 60,9 | 5 | 3,6 | 28,5 | 331,7 |
| 1993 | 14,7 | 2 | 23,8 | 44,5 | 32,3 | 32,7 | 16,4 | 18,2 | 0 | 0 | 8,4 | 3,6 | 196,6 |
| 1994 | -999 | 42,6 | 2,3 | -999 | 32,5 | 21,7 | 51,4 | 25,2 | 4,3 | 36 | 4,9 | 2,4 | |
| 1995 | 64,3 | 3,9 | 7,9 | 21,4 | 39,6 | 74,8 | 39,8 | 27,4 | 52,8 | 42,2 | 8,3 | 4 | 386,4 |
| 1996 | 5,3 | 9,8 | 2,8 | 22,2 | 13,5 | 5,3 | 7,9 | 66,9 | 18,8 | 26,9 | 0 | 18,9 | 198,3 |
| 1997 | 39,7 | 25,5 | 56,7 | 47 | 8,3 | 25,7 | 6,9 | 50 | 48,3 | 4,5 | 5,6 | 2,5 | 320,7 |
| 1998 | 48,4 | 24,2 | 49,7 | 20,9 | 38 | 9 | 46,8 | 15 | 7 | 18,1 | -999 | 3,6 | 280,7 |
| 1999 | 34 | 32,1 | 23,6 | 74,4 | 4,4 | 0 | 12,5 | 20,7 | 84,3 | 23,5 | 0 | 5,5 | 315 |
| 2000 | 8,8 | 13 | 8,3 | 34,3 | 57 | 8,1 | 3 | 19 | 15,7 | 0 | 0 | 3,2 | 170,4 |
| 2001 | 81,3 | 2,6 | 23,9 | 7,1 | 18,7 | 8,1 | 12,3 | 8,3 | 6 | 1,5 | 32,4 | 48,3 | 250,5 |
| 2002 | 10 | 14,7 | 94,8 | 53,5 | 150,1 | 15,8 | 42,9 | 62,8 | 27,7 | 40,1 | 5,7 | 23,3 | 541,4 |
| 2003 | 22,5 | 64,9 | 18,5 | 33,9 | 23,5 | 28,5 | 61,3 | 48,7 | 56,1 | 24,6 | 12,1 | 25,1 | 419,7 |
| 2004 | 15,4 | 24,4 | 36,4 | | 16,2 | 39,8 | 16 | 24 | 3,1 | 2,5 | 5 | 12,8 | |
| 2005 | | 4,5 | 28,1 | 19,6 | 63,1 | | 12 | 38,3 | 74,1 | 0 | 14,4 | 2 | |
| 2006 | 61,2 | 2,1 | 4,9 | 53,2 | 61,6 | 26,6 | 9 | 45,9 | 31,1 | 9,2 | 15,6 | 0 | 320,4 |
| 2007 | 62,9 | 18,1 | 23,4 | 18 | 10,8 | 9,8 | 95,2 | 89,9 | 32,9 | 18,6 | 0 | 24,6 | 404,2 |
| 2008 | 62,7 | 37 | 17,6 | 20,1 | 3,9 | 10,1 | 51,7 | 28,9 | 108,6 | 10 | 64,9 | 42,1 | 457,6 |
| 2009 | 32 | 0 | 5,5 | 24,3 | 60,3 | 26,5 | 25,2 | 61,9 | 21,4 | 0 | 1,6 | 37,2 | 295,9 |
| 2010 | 15,1 | 14 | 32,1 | 18,5 | 20,7 | 31,2 | 32,8 | 47,7 | 48,2 | 6,3 | 22,3 | 0 | 288,9 |

ANNEX 2

**TableauN°2 Série des précipitations journalières maximales
Station de BIR EL ARCHE (code 10-03-06)**

| An | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | Jt | A | Année |
|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|----------|--------------|
| 1990 | 14,2 | 8,3 | 0 | -999 | -999 | -999 | -999 | -999 | -999 | -999 | -999 | -999 | |
| 1991 | -999 | -999 | 5,5 | 9 | 11,1 | 16,7 | 12,8 | 11,4 | 27 | 3 | 10 | 4 | |
| 1992 | 33 | 3 | 16,6 | 16,7 | 7,6 | 9,7 | 14,1 | 2 | 36,6 | 5 | 2,5 | 19,5 | 36,6 |
| 1993 | 7,7 | 2 | 9,4 | 15,7 | 15 | 18 | 6,6 | 8,6 | 0 | 0 | 5,9 | 3,6 | 18 |
| 1994 | -999 | 16 | 2,3 | -999 | 11,9 | 7,2 | 10,9 | 13,8 | 3,3 | 16 | 4,9 | 2,4 | |
| 1995 | 20,9 | 3,9 | 4,1 | 13,4 | 13,1 | 21,5 | 25 | 15,7 | 26,4 | 25,7 | 6,8 | 3 | 26,4 |
| 1996 | 3,8 | 9,8 | 2,8 | 8,8 | 9,6 | 2,9 | 4,8 | 19,3 | 13,4 | 11 | 0 | 9,1 | 19,3 |
| 1997 | 25 | 10,8 | 25,1 | 15,7 | 3,8 | 8,4 | 2,4 | 20,5 | 14,5 | 4,5 | 5,6 | 1,3 | 25,1 |
| 1998 | 20,1 | 10,8 | 8,8 | 12,8 | 10 | 4 | 31,4 | 15 | 7 | 8,4 | -999 | 2,5 | 31,4 |
| 1999 | 13,2 | 9,8 | 8,2 | 27 | 2,7 | 0 | 7,5 | 9,7 | 29,2 | 9,4 | 0 | 5,5 | 29,2 |
| 2000 | 2,8 | 6,1 | 3,5 | 13 | 15 | 2,5 | 1,5 | 16 | 9,5 | 0 | 0 | 2,2 | 16 |
| 2001 | 14,5 | 2,6 | 8,9 | 5,6 | 9,4 | 2,5 | 6,5 | 3,8 | 3,5 | 1,5 | 8,5 | 10,1 | 14,5 |
| 2002 | 5,5 | 5,5 | 30,8 | 15,5 | 48 | 7,5 | 31 | 12,6 | 12,5 | 16,3 | 4,7 | 10,1 | 48 |
| 2003 | 20 | 23,5 | 10,8 | 12,5 | 4,5 | 18,3 | 26 | 16 | 14,2 | 19,5 | 6,6 | 15,9 | 26 |
| 2004 | 10 | 9,5 | 20,5 | | 7,8 | 11,7 | 8 | 8,2 | 1,6 | 1,5 | 3,5 | 11,3 | |
| 2005 | | 2,5 | 9,5 | 9 | 28,5 | | 7 | 16,8 | 29,1 | 0 | 4 | 2 | |
| 2006 | 36,1 | 2,1 | 3,5 | 22,3 | 20,7 | 19,9 | 7,3 | 21,8 | 14,5 | 6,7 | 4,1 | 0 | 36,1 |
| 2007 | 32,4 | 8,9 | 14,4 | 11,8 | 9,2 | 7,3 | 30,9 | 24,1 | 31,8 | 8,7 | 0 | 23,8 | 32,4 |
| 2008 | 33,4 | 12,2 | 8,2 | 10,7 | 3,9 | 8 | 32,5 | 26 | 66 | 6,8 | 37,1 | 23,5 | 66 |
| 2009 | 16,8 | 0 | 2,8 | 5,3 | 32,5 | 10,8 | 11 | 31 | 11,7 | 0 | 1,6 | 13,4 | 32,5 |
| 2010 | 6,8 | 6,1 | 10,8 | 12,3 | 15,4 | 11,5 | 16,2 | 17,5 | 22,6 | 4,9 | 14,7 | 0 | 22,6 |

