



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université Mohamed El Bachir El Ibrahimi Bordj Bou Arreridj

Faculté des sciences et de la technologie

Département : Génie Civil

Mémoire de fin d'études
Présenté par : Melle Houri Djamil

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures
Intitulé

**Dimensionnement d'une galerie en béton armé pour la
protection contre les inondations de la ville de Bordj Bou
Arreridj sur une distance de 2400 mL au niveau de**

Setenue le 07/10/2018

Devant le jury:

Président: D_r Messaoudene Ibrahim ..(MCA- Université de Bordj Bou Arreridj)

Encadreur 01: M_r Rokbane(MAA- //)

Co-Encadreur: M_r logzit.....(MAA- //)

Examineur 01 : M_r Attia Abdelkader.....(MAB- //)

Examineur 02 : M_r Abdmeziane Nabil.....(MAA- //)

Année universitaire: 2017/2018

Remercîment

Je tiens avant tout à exprimer ma reconnaissance A Logzit Nacer Rokbane Abdelmadjid pour avoir accepté d'encadrer de cette étude .

Je le remercie pour leur implication , leur soutien et les encouragements tout au long de ce travail .

Merci aux professeurs de génie civil ainsi pour m' avoir transmis leur savoir et leur passion tout au long de ces cinq années .

Dédicaces

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A MON MARI HICHEM avec tout mon amour Je te remercie pour ton soutien inconditionnel durant toutes ces longues années d'études. Ton amour et ton affection remplissent mes jours de bonheur.

A MON PETIT BEBE DANI Je te remercie d'avoir été gentil et patient durant mes nuits d'études. Ta présence me tenait compagnie, chacun de tes petits mouvements m'apportait joie et bonheur.

A mes chers frères, BOUBEKER AREZKI MOUKHETAR ABD AZIZ pour leur appui et leur encouragement,

A ma chère sœur HAYET pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A toute ma deuxième famille AIT MELIL ,

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,

Merci d'être toujours là pour moi

A MES AMIS A ma chère amie NADJET, NAJIA, MOUNA, MADJEDA je te remercie pour ton amitié chère à mon cœur, et je te souhaite tout le bonheur du monde.

Toute mon affection pour ton admirable famille, que je remercie beaucoup. A tous mes amis, mes collègues et les étudiants de génie civil .

TABLE DES MATIERES

<i>Introduction générale</i>	1
<u>Chapitre I : Généralité sur crue et inondation</u>	
<i>I.1 Introduction</i>	4
<i>I .2 Définition</i>	4
<i>2 I.2.1 Inondation</i>	4
<i>I.2.2 Crue</i>	4
<i>I.2.3 Éléments descriptifs d'une crue</i>	4
<i>I.2.4 Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe</i>	5
<i>I.3 Mécanismes de l'inondation</i>	5
<i>I.4 Type d'inondations</i>	6
<i>I.4.1 Les inondations par crues torrentielles</i>	6
<i>I.4.2 Les inondations par débordement directe (débordement des plaines</i>	6
<i>I.4.3 Les inondations par accumulation d'eau ruisselée</i>	6
<i>I.4.4 Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique</i>	7
<i>I.4.5 Les inondations par submersion marine</i>	7
<i>I.5 Les causes et origines des inondations</i>	7
<i>I.6 Conséquences engendrées par les inondations</i>	7
<i>I.7 Les inondations en Algérie</i>	8

TABLE DES MATIERES

<i>I.7.1 Causes et types de crues catastrophiques en Algérie</i>	9
<i>I.7.2 Historique des inondations catastrophiques en Algérie</i>	
<i>I.8 Conclusion</i>	17
<u>Chapitre II :Hydrologie et écoulement à surface libre</u>	
<i>II.1 Introduction</i>	19
<i>II.2 Hydrologie</i>	20
<i>II.2-1: bassin versant</i>	20
<i>II.2-2: le temps de concentration</i>	21
<i>II.2-3 Les caractéristiques géométriques</i>	22
<i>II.2.3.1 La surface</i>	22
<i>II.2.3.2 La forme</i>	22
<i>II.2.3.3 Relief</i>	23
<i>II.2.4 : Les précipitations</i>	24
<i>II.2.5 : Notion d'averses et d'intensités</i>	25
<i>II.2.6 Notion de temps de retour</i>	25
<i>II.2.7 Analyse fréquentielle</i>	26
<i>II.2-7 .1 Choix du modèle fréquentiel</i>	26
<i>II.3 L'écoulement à surface libre</i>	27
<i>II.3.1 définition</i>	27

TABLE DES MATIERES

<i>II.3.2 Les paramètres géométriques des canaux</i>	28
<i>II.3.3 Frottement sur une paroi du canal</i>	28
<i>II.3.4 Les différents régimes d'écoulement</i>	29
<i>II.3.4.1 Régime permanent</i>	29
<i>II.3.4.2 Écoulement permanent uniforme</i>	29
<i>II.3.5 Formule de Chézy et formule de Manning-Strickler</i>	29
<u>Chapitre 3 :Etude Hydrologique et calcul hydraulique</u>	
<i>III.1 Présentation de site d'étude</i>	32
<i>III.1.1 Situation géographique de la zone d'étude :</i>	32
<i>III.1.2 Le climat :</i>	33
<i>III.1.3 Topographie</i>	33
<i>III.1.4 Situation Hydrographique :</i>	34
<i>III.1.5 Etude Du Bassin Versant de la zone d'étude</i>	35
<i>III.2 Caractéristiques du B.V d'Oued Akherouf, à l'exutoire de la zone d'étude</i>	36
<i>III.2.1 Superficie et périmètre du bassin versant</i>	36
<i>III.2.1.1 La surface</i>	36
<i>III.2.1.2 Le périmètre</i>	36

TABLE DES MATIERES

<i>III.2.2 Paramètres de forme</i>	37
<i>II.2.3 Rectangle équivalent</i>	37
<i>III.2.4 Paramètres de relief</i>	38
<i>III.2.4.1 L'altitude moyenne:</i>	38
<i>III.3 Donnée hydrologiques :</i>	38
<i>III.3.1 Choix de la période de retour</i>	38
<i>III.3.2 : ETUDE PRECIPITATIONS</i>	39
<i>III.3.2.1 Précipitations maximales journalières</i>	40
<i>III 3.2.1.1 Ajustement a la loi normale</i>	42
<i>III 3.2.1.2 Ajustement a la loi log normale</i>	44
<i>III 3.2.1.3 : Ajustement a la loi de Gumbel</i>	46
<i>III.4 Etude hydraulique</i>	17
<i>III.4.1 Régime d'écoulement</i>	47
<i>III.4.2 Calculs hydraulique</i>	48
<i>III.4.2.1 Le temps de concentration</i>	49
<i>III.4.2.2 Les pluies de courte durée</i>	49
<i>III.4.2.3 Estimation de débit de crue (Méthode de Giandotti)</i>	50
<i>III.4.3 dimensionnement du canal</i>	51
<i>III.4.3.1 calcul de la profondeur normale y par itération</i>	51

TABLE DES MATIERES

<i>III.4.3.2 détermination de la profondeur normale (y) graphiquement</i>	51
<i>III.4.3.3 Détermination de régime d'écoulement</i>	51
<i>Conclusion</i>	52
<u>Chapitre 4 : Dimensionnement génie civil du canal</u>	
<i>IV.1 Introduction</i>	54
<i>IV2.. Considérations générales:</i>	54
<i>IV.3 conception et schéma statique</i>	56
<i>IV.4 Calcul des charges</i>	56
<i>IV.5 Calcul des sollicitations</i>	58
<i>IV .6 :Calcul du ferrailage et vérification des contraintes :</i>	60
<i>VI.6.1. Récapitulatif des sollicitations de calcul</i>	60
<i>VI.6.2 calcule ferrailage de la dalle</i>	60
<i>VI.6.2.1 hypothèses</i>	60
<i>VI.6.2.2 section</i>	61
<i>VI.6.2.3 moment appliqués</i>	61
<i>VI.6.2.4 résultats</i>	61
<i>VI.6.3. calcule ferrailage du voile</i>	62
<i>VI.6.3.1 hypothèses</i>	62
<i>VI.6.3.2. section</i>	63
<i>V.6.3.3 effort appliqués</i>	63
<i>VI.6.3.4 résultats</i>	63
<i>. VI.6.4 calcule ferrailage du radier</i>	64

TABLE DES MATIERES

<i>VI6.4.1 hypothèse</i>	64
<i>VI6.4.2 section</i>	65
<i>VI6.4.3 effort appliqués</i>	65
<i>VI6 .4.4 résultats</i>	65
<i>IV.7 schéma d'exécution</i>	67
<i>Conclusion</i>	67
<i>Conclusion général</i>	69
<i>Référence et bibliographie</i>	
<i>Annexes</i>	
<i>Résumé</i>	

Chapitre I : Généralités sur crue et inondation	
<i>Le tableau I.1 résume ces conséquences</i>	8
Chapitre 3 :Etude Hydrologique et calcul hydraulique	38
<i>Tableau III.1: Caractéristiques du B.V d'Oued Akherouf, à l'exutoire de la zone d'étude</i>	39
<i>Tableau III.2 la pluie journalière maximale en mm, station: de Bordj Bou Arreridj</i>	42
<i>Tableau. III 3 résultats de calculs pour l'ajustement à la loi normale</i>	44
<i>Tableau .III.4 résultats de calculs pour l'ajustement à la loi de Log normale</i>	45
<i>Tableau III.5 résultats de calculs pour l'ajustement à la loi de Gumbel</i>	45
<i>Tableau III.6 Calcul la profondeur normal y par itération</i>	50
Chapitre 4: Dimensionnement génie civil du canal	
<i>VI.1. Récapitulatif des sollicitations de calcul</i>	60

Chapitre I : Généralités sur crue et inondation	
<i>Figure I.1: Eléments descriptif d'une crue</i>	5
<i>Figure I.2 Intempéries à Tébessa</i>	15
<i>Figure I.3 pluies torrentielles à Constantine</i>	17
<i>Figure II.1- Distinction entre bassin versant réel et bassin versant topographique</i>	21
<i>Figure II. 2 - tirant d'eau, largeur au miroir et section mouillée</i>	28
<i>Figure II.3. forces appliquées par l'eau sur les parois (l'une perpendiculaire, l'autre tangentielle)</i>	29
Chapitre 3 Etude Hydrologique et calcul hydraulique	
<i>III.1 Localisation de la wilaya de BBA</i>	33
<i>III.2 Localisation des daïras dans la wilaya de BBA</i>	33
<i>Figure III.3 carte d'état-major de BBA-EST à l'échelle 1/50.000 ème</i>	34
<i>Figure III.4 réseaux hydrographique selon ANRH BBA</i>	35
<i>Figure III.5 délimitation de bassin versant par Google Earth</i>	36
<i>Figure III.6 ajustement par la loi normal aux précipitations observées</i>	42
<i>Figure III.7 ajustement par la loi log normal aux précipitations observées</i>	44
<i>Figure III.8 ajustement par la loi GUMBEL aux précipitations observées</i>	46
<i>Figure III.9 canal de forme rectangulaire proposé</i>	50
<i>Figure III.10 détermination de la profondeur normale (y) graphiquement</i>	51
<i>Figure III.11 écoulement torrentiel</i>	52

Chapitre 4 dimensionnement génie civil du canal

<i>Figure IV. 1 coupe transversale du canal</i>	56
<i>Figure iv.2.schema statique d'un canal fermé</i>	56
<i>Figure IV.3 comportement d'un radier rigide en terrain moyen</i>	57
<i>Figure IV.4.moment pour portique chargé au niveau de la dalle</i>	58
<i>Figure IV.5 moment au niveau du voile</i>	58
<i>Figure IV.6 ferrailage (hauteur de recouvrement de 0.5 à 1 m)</i>	67

Introduction générale

Introduction Générale.....

L'eau peut être une source bénéfique comme elle peut être une source de problèmes. Elle présente des situations de paradoxe, d'une part de pénuries et d'une autre part d'inondations. Ce dernier cas constitue un risque majeur sur le territoire national et dans le monde entier.

Classées au premier rang des catastrophes naturelles dans le monde, les inondations entraînent la mort d'environ 500 000 personnes par an [1], la destruction des villes et des villages, la propagation des maladies dangereuses et le gel de toute activité contribuant au développement des différents secteurs économiques et sociaux.

Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes hydrologiques. Pour un pays en voie de développement les bilans des dégâts humains et matériels engendrés sont souvent lourds à porter.

Les risques d'inondations sont dus à l'interaction complexe de plusieurs facteurs, c'est le résultat de la concordance de paramètres topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques. Cependant, elles ne sont pas toujours provoquées par des événements exceptionnels car elles peuvent avoir lieu suite à des épisodes météorologiques ordinaires étant favorisées par l'intervention d'autres paramètres tel que: l'urbanisation anarchique, l'aménagement des territoires et le manque d'entretien des cours d'eau.

Les statistiques obtenues de l'étude effectuée sur les zones inondées, au sein du pays, montrent que les bassins versants algériens, de superficies importantes, de terres agricoles, de plaines et d'agglomérations sont fréquemment affectées par des oueds en crue [2].

Le présent travail a pour objectif le dimensionnement d'un ouvrage de protection de la ville de Bordj Bou Arreridj (située à 200 km vers l'est du pays) contre les crues de l'Oued Akherouf, traversant la ville (longueur 2366 m), qui à chaque crue qu'elle soit exceptionnelle ou ordinaire, provoque des inondations importantes dont la hauteur a atteint plus de 1 m, lors de l'inondation. Suite à cette catastrophe, d'immenses dégâts, matériels et humains..

Dans l'optique de réaliser un ouvrage fiable, invulnérable et capable d'assurer la haute protection pour laquelle il sera conçu, une étude profonde doit être faite dans le but de dégager les paramètres essentiels intervenant dans les crues ou dans l'aggravation des inondations.

L'étude qu'on a effectuée dans ce manuel est scindée en quatre chapitres bien distincts. Le premier chapitre définit le phénomène d'inondations et présente les différentes causes qui

Introduction Générale.....

leur donnent naissance ainsi que les conséquences engendrées que ce soit dans le monde ou en Algérie.

Le deuxième chapitre l'hydrologique et écoulement à surface libre.

Le troisième chapitre porte sur la présentation de la zone d'étude et nous informe sur sa localisation, le climat dominant, la géologie du terrain ainsi que la situation actuelle de l'Oued et traite l'étude hydrologique du bassin versant, source essentielle des eaux alimentant l'Oued, nous renseigne sur les différentes caractéristiques de celui-ci et de celles du réseau hydrographique. L'ajustement des séries pluviométriques permettra la déduction de la loi statistique la plus adéquate afin de nous éclairer sur les pluies probables pour diverses périodes de retour et les débits qui leur correspondent. L'établissement du diagramme de crue nous permettra aussi d'extraire le débit de crue maximal qui sera le débit de projet selon lequel le dimensionnement de la protection sera fondé.

Le quatrième chapitre et le dernier concerne le dimensionnement génie civil du canal en béton armé. La section hydraulique étant arrêtée, le calcul de béton armé consiste en la détermination des dimensions de coffrage du canal et les sections d'acier de ferrailage.

Chapitre 1

Généralités sur crue et

inondation

I.1 Introduction

Une inondation est un fléau naturel qui affecte plusieurs pays du monde. Elle est due à de nombreux facteurs et aggravée par d'autres dont l'activité de l'homme qui fait souvent parti de l'un de ces facteurs. Les dégâts engendrés par cette catastrophe, qu'ils soient humains ou matériels sont généralement de statistiques lourdes.

I.2 Définition

I.2.1 Inondation

Une inondation est une submersion temporaire d'une zone habituellement sèche, par des eaux douces (fortes pluies, débordements de rivières,...etc.) ou salées (submersion marine, tsunami,...etc.). Elle peut être un phénomène régulier ou catastrophique et peut se produire lentement ou très rapidement selon les conditions topographiques et météorologiques de la zone affectée. L'inondation est issue de nombreux facteurs dont le plus répandu dans le monde est les crues.

I.2.2 Crue

Une crue est une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau. Elle est caractérisée par quatre paramètres:

- ✓ Le débit.
- ✓ La hauteur d'eau.
- ✓ La vitesse d'écoulement.
- ✓ La durée.

I.2.3 Éléments descriptifs d'une crue :

Une crue est décrite par quatre éléments (Figure I.1), qui sont :

- ✓ Temps de concentration: durée nécessaire à la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin pour atteindre l'exutoire.
- ✓ Pointe de crue: puissance de la crue et durée de la période critique.
- ✓ Courbe de tarissement: retour de la rivière au niveau antérieur à la crue.
- ✓ Fréquence de retour: une crue centennale a chaque année, une chance sur cent (1/100) de se produire.

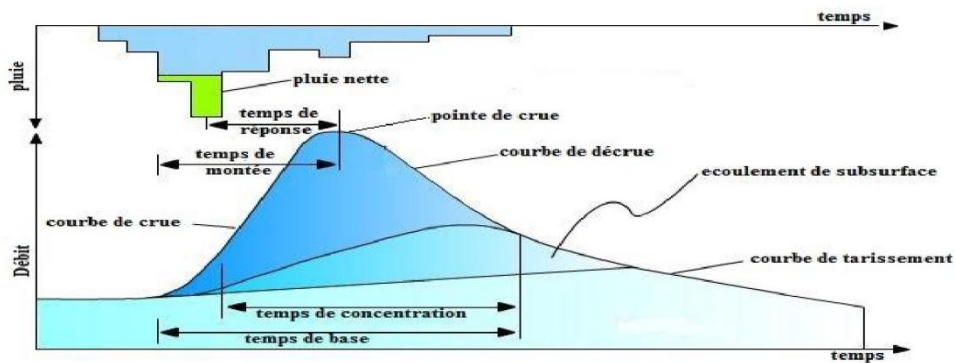


Figure I .1: Eléments descriptif d'une crue [3]

1.2.4 Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe

- ✓ La période de retour des crues.
- ✓ La hauteur et la durée de submersion.
- ✓ La vitesse d'écoulement.
- ✓ La torrencialité du cours d'eau.

La possibilité d'apparition d'une crue dépend de nombreux paramètres autres que les quatre précédemment cités, exemple: répartition spatiale et temporelle des pluies par rapport au bassin versant, évaporation et consommation d'eau par les plantes, absorption d'eau par le sol, infiltration dans le sous-sol ou ruissellement,...etc.

- Les dégâts occasionnés par les inondations dépendent des paramètres suivants:
 - ✓ La hauteur de submersion.
 - ✓ La durée de submersion.
 - ✓ Les vitesses d'écoulement
 - ✓ Le volume de matériaux solide transportés.
 - ✓ L'érosion des berges.

1.3 Mécanismes de l'inondation

Les facteurs physiques qui influencent les inondations sont:

- Le régime des pluies.
- Le relief.
- La taille du bassin versant.
- L'état des sols.

Les facteurs aggravants le risque d'inondation sont :

- L'usage et l'occupation des sols.

- Aménagements du territoire.
- Le manque d'entretien des cours d'eau.

1.4 Type d'inondations Il existe au moins cinq types d'inondations:

1.4.1 Les inondations par crues torrentielles

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents issues d'épisodes pluvieux d'une importante intensité. Le ruissellement de ces eaux charrie une grande quantité de matériaux solides (sédiments, bois morts,... etc.) qui font, en quelque sections, colmater le lit du cours d'eau et former des obstacles appelés embâcles (Figure I.2). En cédant, ces embâcles libèrent brutalement l'eau qu'ils ont retenue. En conséquence à cela des dégâts très importants sont engendrés.

On parle de crues torrentielles, lorsque le temps de concentration d'un bassin est inférieur à 12h. Elles touchent, généralement, les bassins de montagnes et les régions méditerranéennes mais aussi de petits bassins au relief accentué et à forte capacité de ruissellement peuvent être concernés.

1.4.2 Les inondations par débordement directe (débordement des plaines)

Les inondations de plaine résultent d'épisodes pluviaux de longue durée et d'intensité modérée. Le sol recevant ces pluies est caractérisé par une faible capacité de ruissellement (lent à déclencher). Par accumulation d'eau, dépassant sa capacité, le cours d'eau déborde, l'écoulement sort du lit mineur pour occuper les terres avoisinantes

1.4.3 Les inondations par accumulation d'eau ruisselée

Ce type d'inondation est provoqué suite à des pluies exceptionnelles ou d'orages violents s'abattant sur un sol de capacité d'infiltration et de drainage insuffisantes. Cette insuffisance est due essentiellement à deux facteurs:

- ✓ Soit, l'intensité des pluies est supérieure à l'infiltrabilité du sol,
- ✓ Ou bien, le ruissellement se fait sur un sol déjà saturé par une nappe.

1.4.4 Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique

L'inondation causée par la destruction d'un ouvrage est un phénomène brutale et extrêmement dangereux. En effet, cette rupture provoque la libération d'une énorme quantité

d'eau munit d'une force dévastatrice gigantesque détruisant tous sur son passage. Les statistiques des dégâts matériels et humains engendrés sont inestimables.

La rupture d'un ouvrage est très difficile à prévoir par conséquent la prévention de la calamité est encore plus difficile.

1.4.5 Les inondations par submersion marine

Une submersion marine est une inondation temporaire des régions côtières par des eaux salées provenant de la mer avoisinante. Elle est due à des événements météorologiques ou océanographiques de dimensions inhabituelles, tels que: marée haute de vives eaux exceptionnelle, phénomène de la surcote et l'élévation du niveau de la mer suite à une fonte importante des glaciers.

1.5 Les causes et origines des inondations

Elles sont causées par plusieurs facteurs, dont on cite:

Causes d'origine naturelle: elles correspondent aux phénomènes météorologiques et climatiques tels que: pluies exceptionnelles, orages violents, pluies torrentielles, fonte des neiges,...etc.

Causes d'origine humaine directe: elles consistent dans la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).

Causes d'origine humaine indirecte: elles sont liées à la pollution et le réchauffement climatique qui ont modifié les conditions climatiques du monde entier. L'émission de gaz à effet de serre provoque la fonte des glaciers des pôles (nord et sud), ceci entraîne la montée du niveau des océans et des cours d'eau ainsi que la procréation de cyclones d'intensité importante.

1.6 Conséquences engendrées par les inondations :

Les inondations touchent presque tous les pays du monde avec des influences très différentes. L'aléa présente des impacts importants sur la société, les dommages qu'elle procréé atteignent plusieurs secteurs: le secteur santé et vie, le secteur socio-économique et le secteur environnement.

Le tableau I.1 résume ces conséquences.

<i>Secteur</i>	<i>Conséquences</i>
<i>Santé et vie</i>	Propagation des maladies infectieuses et psychologiques Manque d'hygiène. Blessures physiques Décès. Malnutrition
<i>Socio-économique</i>	Destructions des infrastructures. Baisse d'emploi a long terme Menace le développement des villes et des villages Migration Pertes financières.
<i>Environnement</i>	Destruction des cultures. Pertes animales. Contaminations des eaux.

1.7 Les inondations en Algérie

L'Algérie, comme la plupart des autres pays du monde, connaît épisodiquement des phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour les activités et une entrave pour le développement économique et social.

Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes naturelles dont les effets sont souvent intensifiés par d'autres facteurs qui aggravent les effets de crues.

Ces événements dramatiques engendrent souvent des bilans lourds de dégâts humains et matériels, cependant ils ne sont pas toujours procréés par des situations météorologiques exceptionnelles et se produisent dans beaucoup de régions suite à des épisodes pluviales saisonniers ordinaires, les causes de telles inondations sont liées en grande partie aux agissements de l'homme, dont on cite :

- L'occupation des rives des cours d'eau et l'urbanisation anarchique.
- La défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales

- Le gonflement des oueds par les décombres et les détritrus,...etc

1.7.1 Causes et types de crues catastrophiques en Algérie :

La genèse des fortes crues et leurs impacts sur l'environnement et les activités différentes d'une région à une autre est fonction des conditions géographiques, climatiques et d'occupation des sols qui les caractérisent.

Bien que la cause fondamentale de la plupart des inondations soit les fortes pluies, elles ne sont pas toutes dues aux phénomènes exceptionnels. Des facteurs hors les conditions climatiques agissent soit pour aggraver les effets d'une crue, soit pour créer eux-mêmes des phénomènes hydrauliques dans les surfaces d'eau, tels que la présence de détritrus et des troncs d'arbres qui réduisent la capacité du lit des oueds,...etc.

- D'une manière générale, les causes des inondations en Algérie sont classées en trois types:

- Inondations liées aux situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluies importantes et orages violents).

- Inondations résultant des activités humaines: défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux de pluie, l'encombrement des oueds par les déchets, les décombres et les troncs d'arbre,...etc.

- Inondations produites dans des régions à topographie défavorable ; comme le cas des villes traversées par des oueds (El Bayadh, Bordj Bou Arreridj, Sidi Bel Abbes, etc.), ou situées au pied d'une montagne (Ain Deffa, Batna et Médéa). Ces agglomérations à forte concentration de populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique sont exposées au risque d'inondation aussi légère qu'elle soit. [8] Ces inondations selon les caractéristiques des crues, leurs durées et leurs étendues sont de deux types :

- Inondations engendrées par crues torrentielles (crues éclaires), elles affectent les petits bassins versants de quelque 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 en automne et en été.

- Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de leur soudaineté et leur rapidité. Les ruissèlements d'une importante violence et rapidité peuvent intervenir en moins d'une heure après la pluie, alors les débits des oueds passent de quelques m³ /s à des milliers de m³ /s en 2 ou 3 heures seulement.

- Inondation des grands bassins versants, elles résultent des précipitations importantes généralisées sur des grands étendues et caractérisées par leur quantité et leur longue durée qui peut atteindre 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. [9]

1.7.2 Historique des inondations catastrophiques en Algérie :

Dans ce qui suit un bref aperçu, par ordre chronologique, des inondations survenues en Algérie au cours de ces quarante dernières années, de 1970 à 2018.

12 Octobre 1971

Fortes pluies orageuses localisées à Azazga (pluie journalière de 182.6 mm).

Dégâts:

- 40 morts et des centaines d'habitations détruites.

27 au 29 Mars 1973

Pluies exceptionnelles généralisées à l'est algérien (pluie journalière de 166.2 mm enregistrée à Annaba) provoquant des inondations catastrophiques dans plusieurs wilayas de l'est du pays.

28 au 31 Mars 1974

Pluies exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et Tizi Ouzou (688 mm en 4 jours et 381 mm en 1 journée au col de sakamody).

Dégâts:

- Bilan des deux wilayas :
 - 52 morts et 4570 maisons détruites.
 - 130 villages isolés et plus de 18000 sinistrés
 - 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportés.
 - Dégâts matériels des divers services techniques évalués à 27 millions de DA

01 Septembre 1980 :

Pluies orageuses violentes localisées sur un rayon de 15 km à la ville d'El Eulma provoquant des crues catastrophiques de l'Oued Djehadi.

Dégâts:

- 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.

22 Août 1983 :

- Pluies orageuses très violentes à Birrine (Wilaya de Djelfa) inondant la commune à 60%.
- **Dégâts:**
 - 10 morts et 10 blessés.
 - 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.

03 Février 1984

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 la Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqués des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est.

Dégâts:

- **Jijel:** 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts matériels évalués à 50 millions de DA .
- **Constantine:** 1140 familles sinistrées et 200 ha de cultures détruites.
- **Skikda:** 8000 habitations envahies par les eaux.
- **Guelma:** 03 disparus, 157 familles sinistrées, 2 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100%.
- **Khenchla:** 777 familles sinistrées et perte importante en cheptel.
- **Oum el Bouaghi:** 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.

29 Décembre au 01 Janvier 1985:

Pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 04 jours et 195 mm en 01 journée) généralisées sur toute la région de l'Est Algérien provoquant des inondations très catastrophiques dans les wilayas de: Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El Tarf.

05 Juillet 1987 :

Pluies orageuses très violentes à Batna (pluie journalière de 57 mm).

Dégâts:

- 02 morts et des dizaines de familles sinistrées.
- Dégâts matériels évalués à 175 millions de centimes.

- **17 Juin 1989 :**

Pluies diluviennes à Tiaret (orage violent d'une durée de 15 minutes).

Dégâts :

- Affaissement de terrains et dégâts matériels considérables.

- **01 Septembre 1989 :**

Fortes chutes de pluies à Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence engendrant le débordement des oueds Al Arab, El Melleh et El Kheddra.

Dégâts :

- 02 morts et 35 blessés.
- 400 palmiers et des serres de cultures de maraichages détruites. ☞ 21 Septembre 1989: Fortes pluies orageuses à M'Silla (la commune de Sidi Aissa est particulièrement touchée).

Dégâts:

- 01 personne disparue et plus de 200 familles sinistrées à Sidi Aissa.
- 02 ouvrages d'art chevauchant les RN 08 et RN 40 emportés par les eaux.
- 03 ponts sur les RN 40 et RN 60 endommagés, 02 gués sur la RN 60 emportés par les eaux et plusieurs kilomètres de routes détériorées.

- Perte d'une retenue collinaire et de douze digues de déviations. ☞ 11 Octobre 1989:

Fortes pluies orageuses à El Tarf.

Dégâts :

- 60 familles sinistrées à Drean.

- **15 Octobre 1989:**

Orage très intense s'abat sur la ville d'Ain Defla.

Dégâts :

- 01 mort et une centaines de familles sinistrées.

- **03 Juin 1991 :**

Orage local et très violent à Ghardaïa (08 mm en 03 heures).

Dégâts:

- 09 morts et perte importante en cheptel et de palmeraies.
- Destruction partielle de la digue d'El Atteuf.
- Ponts, chaussées et réseaux d'assainissement avoisinant oued Mzab dégradé

- **26-27 Janvier 1992:**

Fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs wilayas du centre du pays, engendrant des inondations catastrophiques aux wilayas: Alger, Blida, Tipaza, Chlef, Ain Defla, Médéa,...etc.

Dégâts :

- Beaucoup de morts et un nombre important de blessés.
- 637 familles sinistrées (361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chlef).
- Importants dégâts aux infrastructures routières et aux exploitations agricoles.
- Le pont reliant Bougara à Bouinan emporté.
- Le pont reliant l'Arbaa à Bougara endommagé.

- **20 Octobre 1993 :**

Pluies orageuses intenses à la ville de Oued R'hiou causant des crues violentes de Oued Grigra (petit cours d'eau situé en amont de la ville de Oued R'hiou).

Dégâts:

- 22 morts, 20 blessés et plusieurs disparus.
- Des dizaines de familles sinistrées et d'importants dégâts matériels.

- **23 Septembre 1994 :**

Inondations catastrophiques dans plusieurs régions du pays, les plus touchées sont: Bordj Bou Arreridj, Msila, Djelfa, Médéa, Bouira, Ain Defla et Tiaret. } Dégâts:

- **Bilan national:** 27 morts, 84 blessés et 941 familles sinistrées.

29 Septembre au 02 octobre 1994 :

Inondations catastrophiques dans les régions suivantes: Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt, Sidi Bel Abbès

Dégâts :

- **Ghardaia:** dégâts matériels évalués à 270 millions de DA.
- **Laghouat:** dégâts matériels évalués à 05 millions de DA dans le secteur d'hydraulique.
- **Biskra:** 08 morts, 22 familles sinistrées et routes endommagées.
- **Mascara:** 02 morts et importants dégâts matériels
- **Tissemssilt:** 09 morts.
- Sidi Bel Abbes: 02 morts.

- **06 Octobre 1994 :**

Pluies orageuses dans la wilaya d'Oum El Bouaghi provoquant d'immenses dégâts à la région de Bir El Hanchir.

Dégâts :

- 350 familles sinistrées.
- 43 habitations, 15 ponts et terres agricoles endommagés.
- **04 Avril 1996 :**
Inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El Tarf.

Dégâts :

- **Annaba:** 05 morts et 10 blessés.
- **El Tarf:** 04 ouvrages endommagés et pertes agricoles aux plaines de Bouteldja et El Iam.
- **06 Octobre 1998:**

Pluies diluviennes et inondations catastrophiques dans la wilaya de Djelfa.

Dégâts :

- 200 hectares de récoltes inondées et pertes importantes en cheptel.
- Un petit barrage détruit à Thadmint et 20 puits d'irrigations éboulés.
- **14 Janvier 1999:**

Fortes chutes de pluies à l'ouest du Sahara (74 mm à Adrar) provoquant de graves inondations.

Dégâts :

- 12 morts et plusieurs disparus.

Chapitre 01..... Généralités sur crue et inondation

- 174 habitations en toub détruites dans les localités de Reggane, Tsabit, Timimoune et Adrar.

- **23 Octobre 2000:**

Pluies torrentielles à la wilaya de Naama engendrant des inondations catastrophiques aux régions de Ain Sefra et Mechria.

Dégâts :

- 05 morts et une douzaine de personnes portées disparues.
- Perte importante en cheptel.
- La voie ferrée reliant Ain Sefra - Béni Ounif endommagée.
- Un pont situé centre de la ville de Meghrrar endommagé.

- **10 -11 November 2001 :**

Pluies diluviennes s'abattent sur Alger et inonde la région de Bab El Oued.

Dégâts :

- 733 morts et 30000 sinistrés.
- Dégâts matériels importants.

- **01 Octobre 2008 :**

Pluies violentes localisées à Ghardaïa faisant dangereusement monter le niveau de l'eau dans les cours d'eau.

Dégâts:

- Plus de 33 morts, 84 blessés et près de 600 habitations détruites.

- **01-02 Octobre 2011 :**

De fortes inondations frappent la ville d'El Bayadh par débordement de l'Oued Deffa.

Dégâts:

- 13 morts, 400 familles sinistrées et des dégâts matériels importants.

Dégâts :

- **13septembre 2018 :**

Intempéries à Tébessa : le centre ville et plusieurs quartiers inondés, un enfant de 5 ans décédé



Figure I.2 Intempéries à Tébessa

Dégât :

- *20 septembre 2018*
- *Constantine : 2 morts et 11 blessés dans les intempéries et d'énormes dégâts matériels*



Figure I.3 pluies torrentielles à Constantine - sept 2018

1.8 Conclusion :

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, son intensité varie spatialement et temporairement. Les conséquences qu'elle engendre en milieu naturel sont moindre tant dis que en milieu urbain, on ne peut jamais prévoir quel ampleur peuvent atteindre les dégâts humains et matériels entraînés par les inondations qui se procrées. La problématique des inondations est particulièrement complexe à gérer. La protection des agglomérations de ce type de catastrophe nécessite l'implication de plusieurs disciplines afin de déterminer les divers paramètres contribuant dans leur formation ainsi que les solutions appropriées.

Chapitre 2

Hydrologie et

écoulement à surface

libre

II.1 Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

L'ingénieur hydrologue est appelé à participer à des nombreux types de projets, sauf que le type d'intervention en milieu hydrique rend nécessaire pour tout ingénieur civil . La connaissance des principes de bases de l'hydrologie; de façon qu'il soit en mesure de poser les problèmes, d'élaborer certaines solutions et de devenir interlocuteur valable au sein d'une équipe multidisciplinaire. Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liée a une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes.

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'étude des crues a été un problème majeur, préoccupant tout ingénieur responsable du dimensionnement d'un ouvrage hydrotechnique et une erreur d'estimation de débit mène a des conséquences catastrophiques. Les méthodes d'estimation de crues sont nombreuses et le choix d'une méthode est basé sur la disponibilité ou non des données et doit être adopté aux caractéristiques climatiques et régionales.

Les méthodes qui en résultent sont généralement de trois catégories à savoir: Les méthodes probabilistes, les méthodes hydrométéorologiques et les méthodes empiriques. Dans cette étude ces différentes méthodes sont utilisées en vue de déterminer la méthode d'estimation de crues adaptée aux crues des deux bassins versants de Oued Akhruf , dans la w. de Bordj Bou Arreridj .

II.2 Hydrologie

II.2-1: bassin versant :

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. [10].

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite.

Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête. On parle alors de bassin versant topographique.

Toutefois, la délimitation topographique nécessaire à la détermination en surface du bassin versant naturel n'est pas suffisante. Lorsqu'un sol perméable recouvre un substratum imperméable, la division des eaux selon la topographie ne correspond pas toujours à la ligne de partage effective des eaux souterraines (voir Fig. II.1). Le bassin versant est alors différent du bassin versant délimité strictement par la topographie. Il est appelé dans ce cas bassin versant réel.

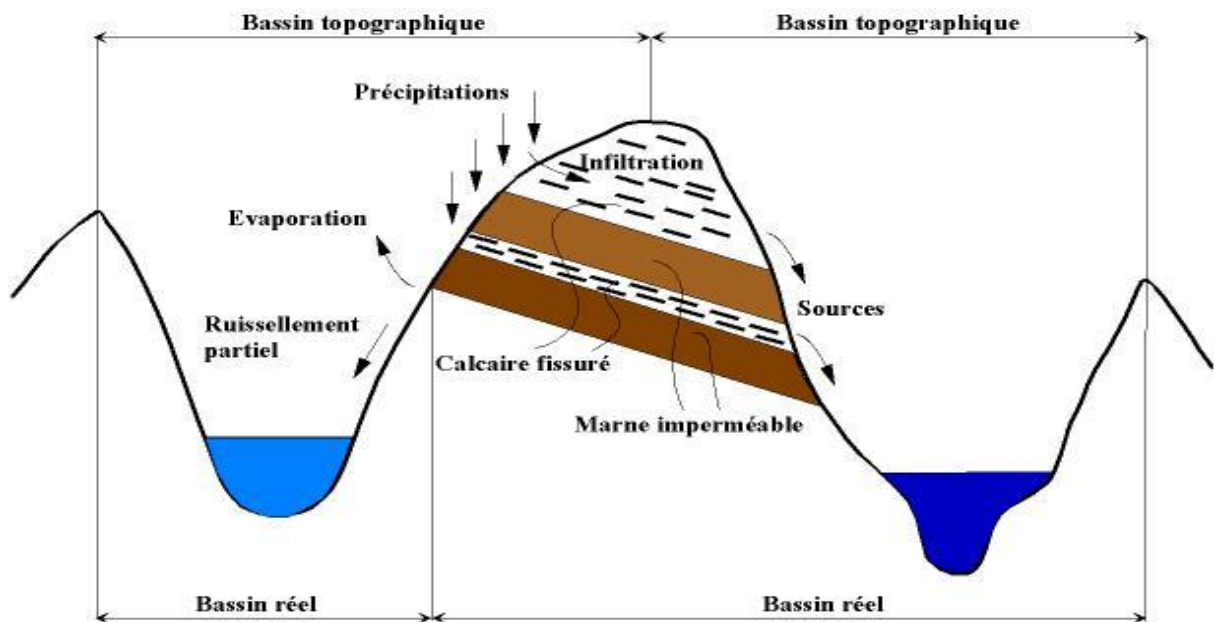


Figure II.1- Distinction entre bassin versant réel et bassin versant topographique [10]

Cette différence entre bassins réel et topographique est tout particulièrement importante en région karstique. Lorsque l'on s'intéresse au ruissellement, la délimitation du bassin versant doit aussi tenir compte des barrières artificielles (routes, chemins de fer, etc.). En effet, l'hydrologie du bassin versant, et notamment la surface drainée, peuvent être modifiées par la présence d'apports latéraux artificiels (réseaux d'eaux usées ou potables, drainages, routes, pompages ou dérivations artificielles modifiant le bilan hydrologique). [10]

II.2-2: le temps de concentration :

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Il est composé de trois termes différents :

t_h : Temps d'humectation. Temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle [11].

t_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement. Temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

t_a : Temps d'acheminement. Temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration t_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$t_c = \max\left(\sum_i (t_h + t_r + t_a)\right)$$

Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

II.2-3 Les caractéristiques géométriques

II.2.3.1 La surface

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

La surface du bassin versant peut être mesurée par superposition d'une grille dessinée sur papier transparent, par l'utilisation d'un planimètre ou, mieux, par des techniques de digitalisation.

II.2.3.2 La forme

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail (bv1), présentant un temps de concentration plus court (tc1), auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914) K_G , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_G = \frac{P}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A}} \approx 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Avec :

K_G est l'indice de compacité de Gravelius,

A : surface du bassin versant [km²],

P : périmètre du bassin [km].

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée

II.2.3.3 Relief

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement.

a) Les altitudes maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente. [10].

b) L'altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

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

Avec :

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

A_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

h_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

A : superficie totale du bassin versant [km²].

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

c) La pente moyenne du bassin versant

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct - donc sur le temps de concentration t_c - et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent vaut :

$$P = 2 \cdot (L + l)$$

La surface :

$$A = L \cdot l$$

Le coefficient de compacité :

$$K_G = 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}}$$

En combinant ces trois relations, on obtient :

$$L = \frac{K_G \cdot \sqrt{A}}{1.12} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right) \text{ si } K_G \geq 1.12$$

II.2.4 : Les précipitations

Les précipitations sont définies comme l'ensemble des eaux météorologiques recueillies par un bassin versant ou une surface bien déterminée. Elles peuvent se présenter sous forme liquide –pluies- ou sous forme solide –neige, grêle...etc. Elles peuvent être regroupées en trois classes:

- précipitations de convection.
- précipitations orographiques.
- précipitations cycloniques

II.2.5 : Notion d'averses et d'intensités

On désigne en général par "averse" un ensemble de pluies associé à une perturbation météorologique bien définie. La durée d'une averse peut donc varier de quelques minutes à une centaine d'heures et intéresser une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques). On définit finalement une averse comme un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité. L'intensité moyenne d'une averse s'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie observée et la durée t de l'averse :

$$i_m = \frac{h}{t}$$

Où :

im : intensité moyenne de la pluie [mm/h, mm/min] ou ramenée à la surface [l/s.ha],

h : hauteur de pluie de l'averse [mm],

t : durée de l'averse [h ou min].

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

II.2.6 Notion de temps de retour

Les projets d'aménagements hydrauliques ou hydrologiques sont souvent définis par rapport à une averse type associée aux fréquences probables d'apparition.

Lorsque l'on étudie des grandeurs comme les précipitations (caractérisées à la fois par leur hauteur et leur durée) ou les débits de crue d'un point de vue statistique, on cherche donc et, en règle générale, à déterminer par exemple la probabilité pour qu'une intensité i ne soit pas atteinte ou dépassée (i.e. soit inférieure ou égale à une valeur x_i).

Cette probabilité est donnée, si i représente une variable aléatoire, par la relation suivante :

$$F(x_i) = P(i \leq x_i)$$

On nomme cette probabilité fréquence de non-dépassement ou probabilité de non-dépassement. Son complément à l'unité $1 - F(x_i)$ est appelé probabilité de dépassement, fréquence de dépassement ou encore fréquence d'apparition.

On définit alors le temps de retour T d'un événement comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition de l'événement. Soit :

$$T = \frac{1}{1 - F(x_i)}$$

Ainsi, l'intensité d'une pluie de temps de retour T est l'intensité qui sera dépassé en moyenne toutes les T années.

Si l'analyse fréquentielle d'une série d'intensités maximales de pluie permet de déterminer le temps de retour d'une valeur particulière il n'est en revanche et a priori pas possible de répondre à d'autres questions pertinentes qui peuvent se poser à l'ingénieur. Par exemple, la notion de temps de retour ne permet pas de répondre aux questions où q est la probabilité que l'événement ne se produise pas dans une année en particulier. Pour plus d'informations sur l'analyse fréquentielle.

II.2.7 Analyse fréquentielle

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés, caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre), afin d'en définir les probabilités d'apparition future.

Cette prédiction repose sur la définition et la mise en oeuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée.

L'analyse fréquentielle fait appel à diverses techniques statistiques et constitue une filière complexe qu'il convient de traiter avec beaucoup de rigueur.

II.2-7 .1 Choix du modèle fréquentiel

La validité des résultats d'une analyse fréquentielle dépend du choix du modèle fréquentiel et plus particulièrement de son type. Diverses pistes peuvent contribuer à faciliter ce choix, mais il n'existe malheureusement pas de méthode universelle et infaillible [10].

a) Loi normale

La loi normale se justifie, théoriquement par le théorème central-limite, comme la loi d'une variable aléatoire formée de la somme d'un grand nombre de variables aléatoires. En hydrologie fréquentielle des valeurs extrêmes, les distributions ne sont cependant pas symétriques, ce qui constitue un obstacle à son utilisation. Cette loi s'applique toutefois généralement bien à l'étude des modules annuels des variables hydro-météorologiques en climat tempéré.

b) Loi log-normale

La loi log-normale est préconisée par certains hydrologues dont V.-T. Chow qui la justifient en argumentant que l'apparition d'un événement hydrologique résulte de l'action combinée d'un grand nombre de facteurs qui se multiplient. Dès lors la variable aléatoire $X = X_1 \cdot X_2 \cdots X_r$ suit une loi log-normale. En effet le produit de r variables se ramène à la somme de r logarithmes de celles-ci et le théorème central-limite permet d'affirmer la log-normalité de la variable aléatoire.

c) Loi de Gumbel

Gumbel postule que la loi double exponentielle, ou loi de Gumbel, est la forme limite de la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de n valeurs. Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières, cette loi doit ainsi être capable de décrire les séries de maxima annuels.

Il est à remarquer que plus le nombre de paramètres d'une loi est grand, plus l'incertitude dans l'estimation est importante. Pratiquement il est par conséquent préférable d'éviter l'utilisation de lois à trois paramètres ou plus.

II.3 L'écoulement à surface libre

II.3.1 définition

L'écoulement de l'eau à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge car la présence d'une surface libre entraîne les variations de sections liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants. Les courants à surface libre peuvent être permanents, non permanent, uniforme ou non uniforme. Dans ce chapitre on ne traite que l'écoulement permanent [11].

II.3.2 Les paramètres géométriques des canaux

Ces paramètres sont relatifs à une section du chenal dans un plan perpendiculaire à son axe, dont la position est définie par une abscisse (x). Les paramètres essentiels sont le tirant d'eau (y), la section mouillée (S), la largeur au miroir (L) ou largeur de la section mouillée, le périmètre mouillé (P). Ils sont définis sur le schéma de la figure II.2. Bien noter que le périmètre mouillé est la longueur de paroi en contact avec l'eau (berges et fond), mais ne comporte pas le contact eau-atmosphère. [12].

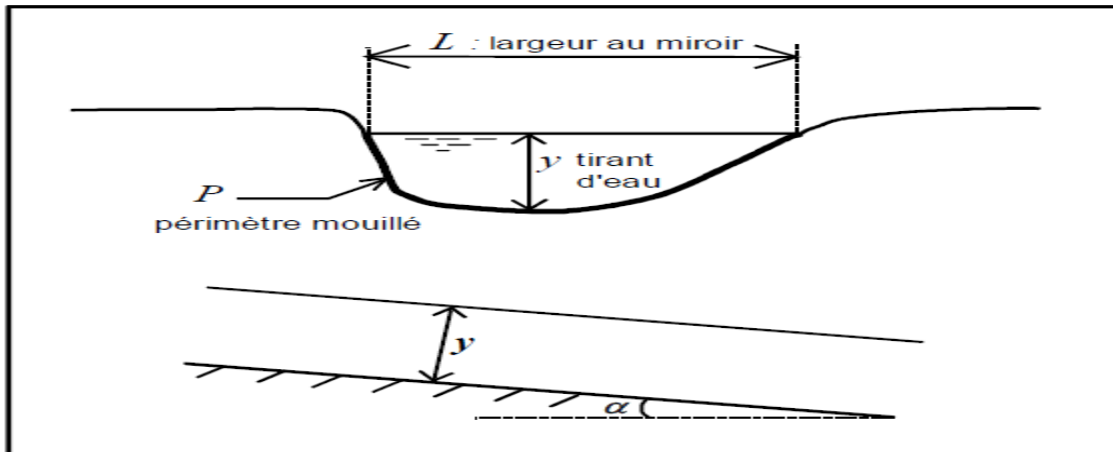


Figure II. 2 - tirant d'eau, largeur au miroir et section mouillée [12].

Le rayon hydraulique est le rapport entre section mouillée et périmètre mouillé, $R = S/P$. Pour un canal rectangulaire

$$R = \frac{L \cdot y}{L + 2 \cdot y}$$

Pour un canal infiniment large, $R = y$.

La pente du chenal est la pente de son fond, mesurée tout le long de son axe, et comptée $i = dz/dx$

Il ne faut pas se laisser abuser par l'appellation « paramètres géométriques ». Tous les paramètres L, y, S, P, R dépendent du débit et ne sont donc pas des constantes géométriques. Seule la pente (i) est une constante géométrique (c'est à dire indépendante du débit, mais certes, pas forcément de l'abscisse).

II.3.3 Frottement sur une paroi du canal

L'eau étant en mouvement, exerce aussi sur les parois du chenal une force de frottement habituellement notée $dF = \tau_0 \cdot ds$

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

L'expression consacrée est celle de force tractrice. C'est un abus de langage puisque l'on devrait parler de tension. L'intérêt de cette notion de force tractrice apparaît plus clairement en examinant la condition de stabilité des grains qui constituent le fond ou les berges des rivières.

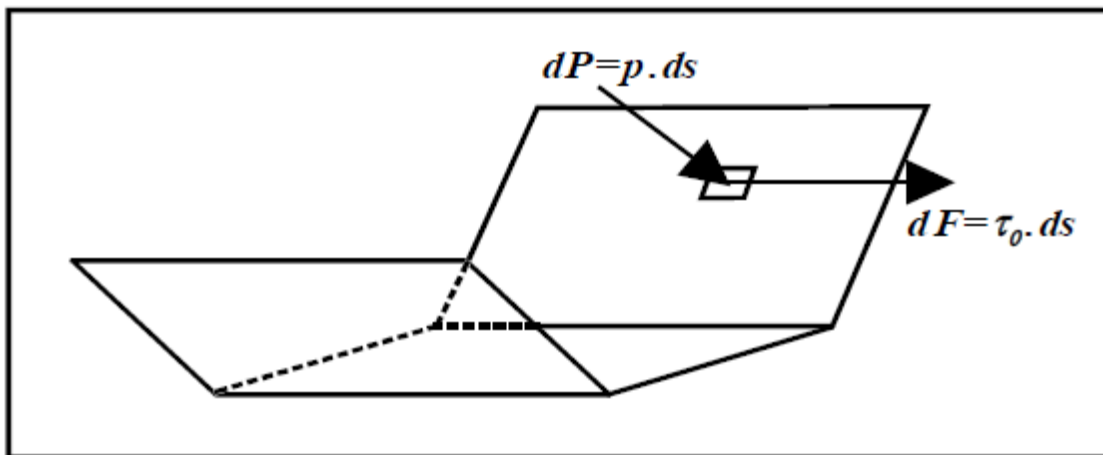


Figure II.3. forces appliquées par l'eau sur les parois (l'une perpendiculaire, l'autre tangentielle)

II.3.4 Les différents régimes d'écoulement

II.3.4.1 Régime permanent

Le chenal transporte un débit Q constant dans le temps. Le tirant d'eau y en un point donné est donc aussi constant. En pratique, on peut calculer en régime permanent des canaux D'irrigation, des écoulements en rivière à l'étiage ou en régime moyen. Mais le calcul d'un écoulement en crue ne peut pas être abordé par le régime permanent.

Le régime permanent peut être uniforme ou varié selon la géométrie du chenal.

II.3.4.2 Écoulement permanent uniforme

Les caractéristiques géométriques du chenal sont constantes tout au long du tronçon considéré : section mouillée S, pente i ainsi que la rugosité des parois. Le tirant d'eau est constant tout au long du tronçon (appelé tirant d'eau normal). Dans le cas contraire l'écoulement est dit varié.

Un écoulement permanent est en outre uniforme lorsque la géométrie, la pente et la nature des parois restent inchangées et lorsque le tirant d'eau (y) garde une valeur constante.

un écoulement réellement uniforme se rencontre rarement dans les rivières, mais plutôt dans les canaux de grande longueur, à section et pente constantes. C'est néanmoins un écoulement auquel on se réfère souvent, même dans l'étude des problèmes réels non uniformes. Souvent par simplification de langage, nous nous contentons de parler d'écoulement uniforme, au sens d'écoulement permanent et uniforme [12].

II.3.5 Formule de Chézy et formule de Manning-Strickler

La formule de Manning-Strickler est également connue sous le nom de formule de Gauckler-Manning et de Gauckler-Manning-Strickler parfois abrégée sous la forme formule GMS où GMS signifie Philippe Gaspard Gauckler, Robert Manning et Albert Strickler. La formule de Manning est une formule empirique d'estimation de la vitesse moyenne d'un liquide s'écoulant en surface libre c'est-à-dire dans un conduit ou le fluide ne remplit pas complètement la section ou dans un canal ouvert. Les écoulements à surface libre sont gouvernés par la gravité. Cette formule a été tout d'abord développée par l'ingénieur français Philippe Gauckler en 18671, pour être plus tard redéveloppé par l'ingénieur irlandais Robert Manning en 1890.

La formule de Manning-Strickler s'écrit de la façon suivante : $Q=(1/n)*Rh^{2/3}*(I)^{0.5}*S$

V : vitesse moyenne ;

n : coefficient de rugosité (ou de Strickler) des parois ;

S : section mouillée ;

R : rayon hydraulique $R = S / P$;

P : périmètre mouillé ;

I: pente (constante par hypothèse) du tronçon de cours d'eau (pente du fond).

Chapitre 3
Etude Hydrologique
et calcul hydraulique

III.1 Présentation de site d'étude

III.1.1 Situation géographique de la zone d'étude :

Le périmètre d'étude est la partie qui représente l'extension futur de la partie EST de la ville de Bordj Bou Arreridj sur le long de la route nationale n°05 .Elle occupe une étendue allongée le long de la route national N°05 et traversée par le talweg principal de Oued Akhrouf.

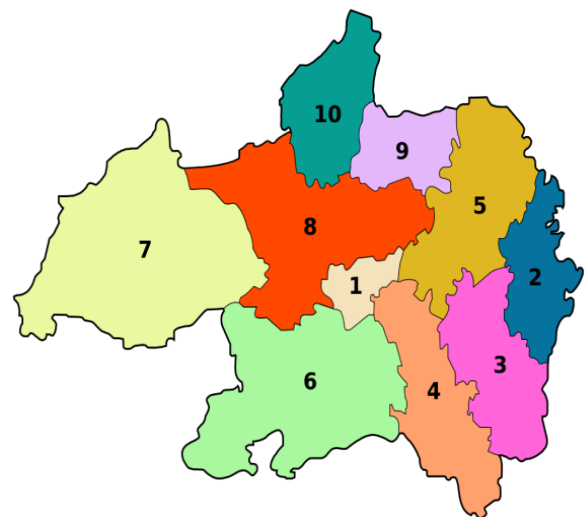
. Il est délimité comme suit.

Au nord : AUTOROUTE EST OUEST

Au sud : Foret Boumergued

A l'est : Terrain agricole

A l'ouest : le carrefour entre les contournements sud et nord situation hydrographique :



III.1 Localisation de la wilaya de BBA

III.2 Localisation des daïras dans la wilaya de BBA

Les communes limitrophes :

- 1. **Bordj Bou Arreridj**
- 2. **. Aïn Taghrout**
- 3. **Ras El Oued**
- 4. **. Bordj Ghedir**
- 5. **Bir Kasdali**

- 6. **El Hamadia**
- 7. **Mansoura**
- 8. **Medjana**
- 9. **Bordj Zemoura**
- 10. **Djaafra**

III.1.2 Le climat :

La wilaya se caractérise par un climat continental, qui offre des températures chaudes en été et très froides en hiver, parmi les plus basses d'Algérie. La pluviométrie annuelle est de 300 à 700 mm.

III.1.3 Topographie

La wilaya est constituée de trois zones géographiques qui se succèdent:

- une zone montagneuse, avec au nord, la chaîne des Bibans
- une zone de hautes plaines qui constitue la majeure partie de la wilaya
- une zone steppique, au sud-ouest, à vocation agropastorale.

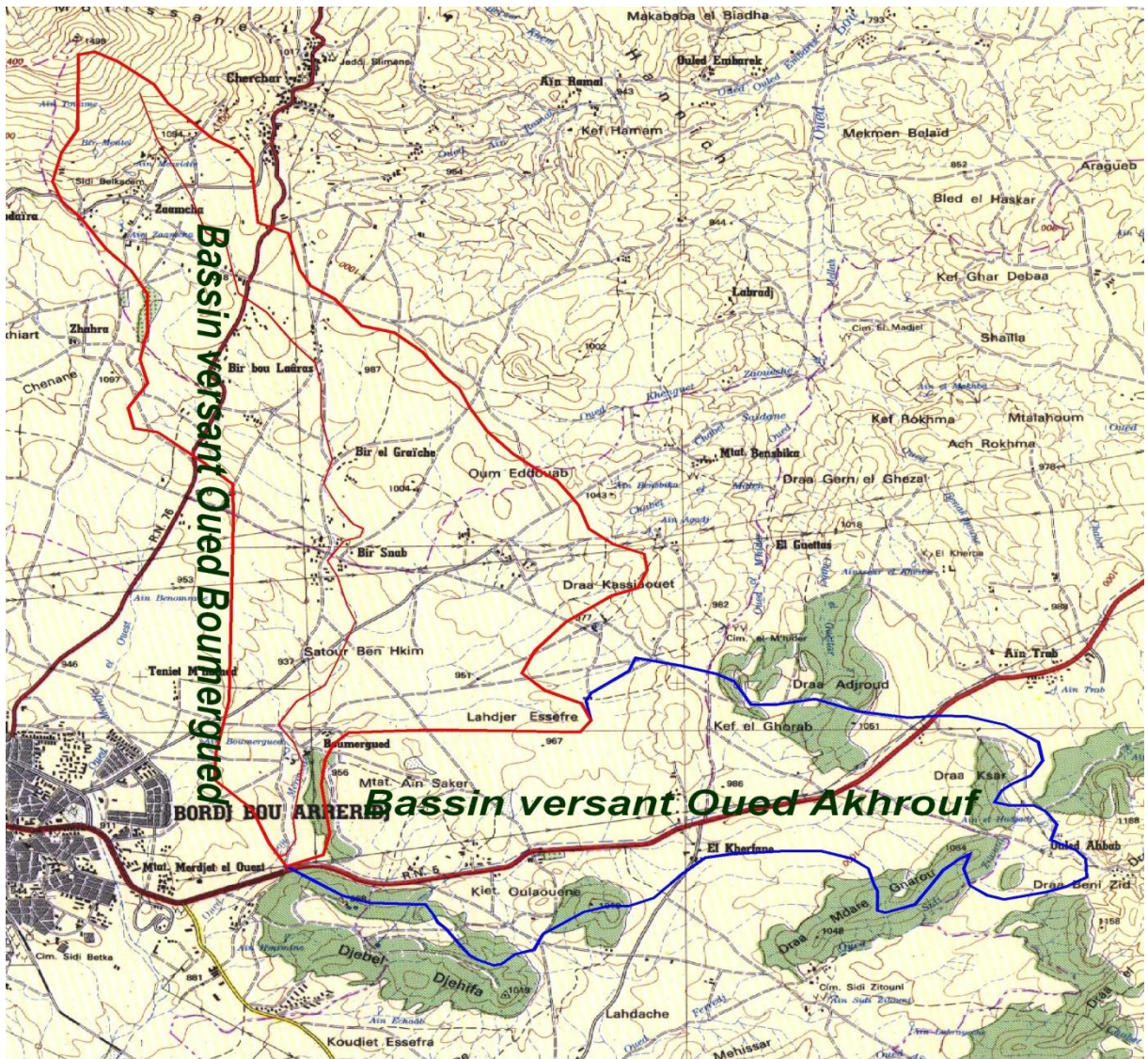


Figure III.3 carte d'état-major de BBA-EST à l'échelle 1/50.000 ème.

La zone d'étude est traversée par le talweg principal d'Oued Akhrouf qui a plusieurs Affluents et qui se rencontre avec l'affluent principal de Oued Boumergued au niveau du carrefour Est de la ville de Bordj Bou Arreridj.

III.1.4 Situation Hydrographique :

La zone d'étude est traversée par le talweg principal d'Oued Akhrouf qui a plusieurs Affluents et qui se rencontre avec l'affluent principal de Oued Boumergued au niveau du carrefour Est de la ville de Bordj Bou Arreridj

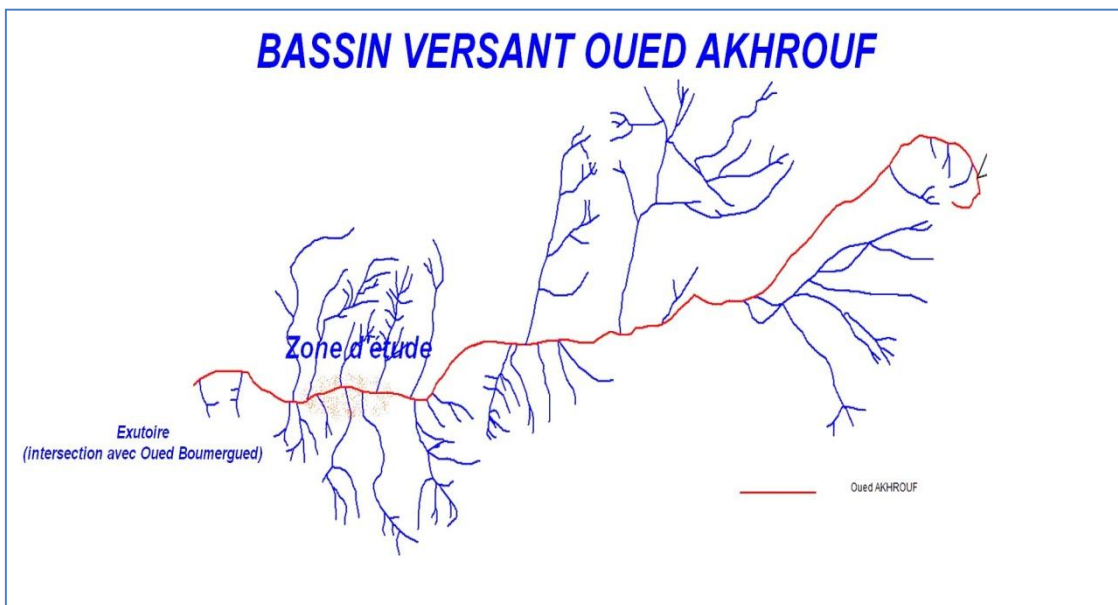


Figure III.4 réseaux hydrographique selon ANRH BBA

III.1.5 Etude Du Bassin Versant de la zone d'étude

On appelle bassin versant d'un cours d'eau (permanent ou temporaire) l'ensemble des terrains tels que les eaux de pluie, qui y tombent et y ruissellent, atteignent finalement le cours d'eau en question.

Un bassin versant est donc limité par une ligne de crête qui est la ligne de partage des eaux de ruissellement. Le premier travail consiste à délimiter le bassin versant par Google earth.



Figure III.5 délimitation de bassin versant par Google Earth

III.2 Caractéristiques du B.V d'Oued Akherouf, à l'exutoire de la zone d'étude

Caractéristiques du bassin versant d'Oued Akherouf sont représentées dans le tableau III.1

Lors de la reconnaissance de la zone d'étude, il a été remarqué la présence d'habitations très proches par rapport au cours d'eau au niveau de la partie urbanisée. En amont de la ville, les zones sont dégagées, de l'Oued Saffiet affluent de l'Oued akherouf.

III.2.1 Superficie et périmètre du bassin versant

La superficie et le périmètre du bassin versant ont été mesurés sur la carte topographique à l'échelle 1/ 10000, à l'aide d'un planimètre et Google Earth.

III.2.1.1 La surface

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apports, volumes de précipitations ou infiltrations...). La surface du bassin étudié est estimée à : $S=13 \text{ km}^2$

III.2.1.2 Le périmètre

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonctions d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son pope milieu physique. Le périmètre est estimé à:

P = 14 km

III.2.2 Paramètres de forme

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

-Indice de pente: La compacité d'un bassin versant est calculée en comparant le périmètre stylisé P de celui-ci, à celui d'un cercle P_c de même surface.

$$K_c = p / p_c$$

Avec: $S = \pi R^2$ et $R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$

$$\text{Donc; } K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} \Rightarrow K_c = \frac{\sqrt{\pi}}{2\pi} \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Alors:

$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}, K_c = 1,12$

III.2.3 Rectangle équivalent

La méthode consiste à déterminer les dimensions d'un bassin fictif de forme rectangulaire ayant la même superficie, le même périmètre, le même indice de compacité et la même hypsométrie que le bassin versant étudié.

Les courbes de niveaux deviennent parallèles au petit coté l_r.

La longueur L_r et la largeur l_r du rectangle équivalent sont calculées à partir des expressions suivantes :

$$L_r \cdot l_r = A$$

$$2 (L_r + l_r) = P$$

Où :

A: Superficie du rectangle équivalent.

P: Périmètre du rectangle équivalent.

$$L_r, l_r = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{1.12^2}{K_c^2}} \right)$$

III.2.4 Paramètres de relief

Le relief détermine l'aptitude au ruissellement des terrains, ϕ et l'évapotranspiration. On va déduire l'altitude moyenne et le pourcentage des aires partielles comprises entre les différentes courbes de niveau.

III.2.4.1L'altitude moyenne:

Le calcul de l'altitude moyenne est nécessaire pour le calcul de la lame d'eau précipitée. Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum A_i.H_j}{A}$$

A_i : surfaces élémentaires entre deux courbes de niveau, en Km^2 .

H_j : altitude moyenne entre deux courbes de niveau, en m.

A: superficie totale du bassin versant, en Km^2 .

Tableau III.1: Caractéristiques du B.V d'Oued Akherouf, à l'exutoire de la zone d'étude

Caractéristiques		Valeur
Surface	Km2	13
Périmètre	Km	14
Longueur Lr	Km	3,6
Largeur lr	km	3,6
Indice de compacité		1,12
Altitude maximale	m	1082
Altitude minimale	m	932
Altitude moyenne	m	1009
Pente moyenne du bassin versant	%	3,75

III.3 Donnée hydrologiques :

III.3.1 Choix de la période de retour

La période de retour est le temps met par une averse d une intensité donnée pour se manifester, une pluie de période de retour de 1000 ans est une pluie qui peut manifester une fois tous les 1000 ans au moins.

Le choix de la période de retour du se fait à partir d'un calcul technico-économique du coût de construction de l ouvrage et de la réalisation de ce dernier.

Généralement pour l'assainissement urbain ; on adopte une période de retour décennale (10ans), et centennale (100) dans le cas des inondations.

La période de retour T est définie comme l'inverse de la fréquence au dépassement :

$$T = 1 / F$$

III.3.2 : ETUEDE PRECIPITATIONS

Pour l'étude des précipitations, nous avons recours aux précipitations maximales journalières sur une période de retour la plus longue possible.

Comme bases de données pluviométriques nous nous recourons aux informations recueillies par la direction d'hydraulique de bordj Bou Arreridj. La série précipitation obtenu comportant 46 années d'observations **Tableau III.2**

Les précipitations maximales journalières sont étudiées à fin d'en déterminer les pluies de courte durée pour une probabilité de p%.

Tableau III.2 la pluie journalière maximale en mm, station: de Bordj Bou Arreridj.

Année	Sept	Oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pj _{max}
1951	14	15	17,5	23	19	17,5	30,6	46,4	18,8	10,7	4,5	4,2	46,4
1952	22,1	9,3	23,7	21,5	20	15,2	29,2	10,6	15,4	17,6	24,6	10,2	29,2
1953	8,2	13,2	9,6	40	25	35	28,7	15,6	15,2	3,7	0	4	40
1954	0	14,2	11,8	21,2	8,5	25,8	9,8	25,5	11,6	41,2	2,2	4,6	41,2
1955	31,3	15	23,5	38,3	26,2	30	61,8	11,2	16,6	0	0	4,3	61,8
1956	22,7	6,2	25	25	25	0	7,2	15,6	13,6	10,5	0	4,5	25
1957	2,5	86,4	31,4	62,3	113,5	25	10	13,7	0	0	0	0	113,5
1958	14	16,3	40,5	18,2	8,2	13,4	22,5	38,2	24	27,3	3,5	1,5	40,5
1959	20,8	14,2	35,2	28,6	16		33,2	40,3	8,6	31,3	1,4	4,5	40,3
1960	14	15	5,2	52,4	28,6	17,2	8,2	18,2	4,2	8,6	12,2	4	52,4
1961	14	8,4	25,4	20	50	40	23,2	17,9	12,1	7,1	4,4	4,6	50
1962	14	15,5	17	23	19	17,5	17,7	18,3	12,8	10,7	13,5	4	17,7
1963	14	15	17,5	23	19	17	17,8	18,5	12,8	10,7	3,1	7,8	18,5
1964	10,7	15,9	19	79,2	15,5	26	30	19,6	13	8,6	5,2	6,4	79,2
1965	11,4	24,1	0	26,6	19,2	13,3	18,8	23,3	14,3	8,4	8,4	0	26,6
1966	8,4	6,1	20,4	19,9	16	15,4	15,7	18,4	12,8	17	0	6,3	20,4
1967	30,6	90,6	11,6	14,3	15,3	98	18,9	9,4	0	7,2	5,9	4,7	98
1968	0	10,2	7	8	1	17,5	49,2	16,4	2	2,9	0	0	49,2
1969	7,2	17	2,8	1,4	2,8	4,2	2,4	1,7	1,3	1,9	2,4	2,8	17
1970	1,8	2,6	16,5	7,5	4,2	19,2	8	19	31,6	30,6	18,6	0,4	31,6
1971	9,5	15,7	18,8	15,3	16,1	12,3	26,4	13,9	15,1	4,1	0	0	26,4
1972	0	14,6	6,1	7,1	14,2	9,6	8,7	21,3	0	6	0	0	21,3
1973	5,1	5,9	20,8	23,9	1,5	5,9	7,9	15,6	5,6	4,2	0	3,2	23,9

1974	5,2	13,5	5	17	7,2	14,2	8,1	13,8	9,3	7,1	0	3,1	17
1975	21,4	9,4	17	6,1	0,3	4	3,4	18,4	6,6	1,6	0,6	15,2	21,4
1976	0	10,6	11	8,6	11	20,3	6,1	23,1	10,4	6,4	4,1	1,6	23,1
1977	9,4	26,2	4,2	9,6	7,1	6	24,6	16,4	22,5	3,5	5,2	0	26,2
1978	7,6	21,4	10,1	6,1	8	18,1	20,2	5,2	7	6,3	0	3,1	21,4
1979	9,4	7,5	8,4	6,5	5,1	10,3	5,4	3,3	11,7	0	4	3,1	11,7
1980	1,4	16,5	16,4	66,4	7,2	6	7,4	6,6	19,6	7,1	0	0	66,4
1981	14,4	0	17,6	12,5	7,4	8,6	17,5	7,3	14,7	15,3	0	8,4	17,6
1982	18,6	4,2	5,3	1,4	6,3	0	8	24,6	12,8	5,6	7,1	3,2	24,6
1983	13,2	0	18,6	13,7	19	10,6	21,6	6,1	29,6	5,2	4	4,7	29,6
1984	9,6	10,3	5,4	23	19	17,5	17,5	49	25,2	34,5	20,8	1,5	49
1985	31,9	8,8	17,5	29	20	13,8	8	11,3	22,4	5,6	0	1,5	31,9
1986	18,5	0,5	20	16	16,1	24,4	7,3	16,5	3,1	0	13,5	0	24,4
1987	19,5	13,7	6,5	9,6	27,3	7,5	20,5	16	0	27,3	0	2,3	27,3
1988	13,7	13,5	9,1	25	29,3	53,5	20,3	38,9	48,5	9,6	0	4	53,5
1989	6,7	10	6,7	10,9	18,6	4,3	2	16	8,5	10,5	7	14,5	18,6
1990	66	34	23,5	13,4	10	18,5	5,3	33,7	17,2	6,8	0	4,5	66
1991	37	7	64,4	18,4	20,3	13	9,9	9,6	4,6	10,6	0	4	64,4
1992	19	15,3	10,2	46,1	9,5	10,7	17,6	11,4	21,5	2	0	6	46,1
1993	9,1	10,7	6	13,6	45,9	12,6	10	12,3	6,6	0	0	2,9	45,9
1994	13,6	1,8	10,9	5,3	15,4	16	30	4,6	3,4	0	7	11,5	30
1995	6,7	4,4	58	40,6	67,8	16,5	49,9	33,6	17	0	23,3	17,7	67,8
1996	20,2	25,2	5,9	38	24,5	13,6	13,5	19	19,7	33,8	0	4,8	38
1997	14,2	19,5	58,9	53,7	16,7	12,3	9,5	21	0	33,5	0	0	58,9

III.3.2.1 Précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des Précipitations maximales journalières par une loi théorique a fin de déterminer l'intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

La procédure d'ajustement consiste à :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calculer fréquence expérimentale.
- Calculer les caractéristiques empiriques de la séries .
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

III 3.2.1.1 Ajustement a la loi normale

a) Pour la période de retour 1000 ans

$$F(Z) = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{1000} = 0,999 \quad , \quad Z = 3,1 \text{ selon la table de Gauss}$$

$$\bar{P} = 39,38\text{mm} \quad , \quad \sigma = 21,97$$

On obtient $P_T = \bar{P} + Z\sigma = 107,48 \text{ mm}$

b) Pour la période de retour 100 ans

$$F(Z) = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{100} = 0,99 \quad , \quad Z = 2,33 \text{ selon la table de Gauss}$$

$$\bar{P} = 39,38\text{mm} \quad , \quad \sigma = 21,97$$

On obtient $P_T = \bar{P} + Z\sigma = 90,57 \text{ mm}$

c) Pour la période de retour 50 ans

$$F(Z) = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{50} = 0,98 \quad , \quad Z = 2,06 \text{ selon la table de Gauss}$$

$$\bar{P} = 39,38\text{mm} \quad , \quad \sigma = 21,97$$

On obtient $P_T = \bar{P} + Z\sigma = 84,63 \text{ mm}$

d) L'intervalle de cofinance

T=1000 ans

$$P_T^{inf} = P_T - z_{1-\frac{\alpha}{2}} \times S_{eT} \quad , \quad \alpha = 5\%$$

Z = 1,96 selon la table de Gauss

$$S_{eT} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{z_T^2}{2}} = 7,72 \quad P_T^{inf} = 92.35 \text{ mm}$$

$$P_T^{sup} = P_T + z_{1-\frac{\alpha}{2}} \times S_{eT} \quad , \quad \alpha = 5\%$$

Z = 1,96 selon la table de Gauss

$$S_{eT} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{z_T^2}{2}} = 7,72 \quad P_T^{sup} = 122.62 \text{ mm}$$

T=100 ans

$$S_{eT} = 6,17\text{mm} \quad P_T^{inf} = 78.46 \text{ mm} \quad , \quad P_T^{sup} = 102.67\text{mm}$$

T=50 ans

$$S_{eT} = 5,66\text{mm} \quad P_T^{inf} = 73,54 \text{ mm} \quad , \quad P_T^{sup} = 95,73\text{mm}$$

Tableau. III 3 résultats de calculs pour l'ajustement à la loi normale

Tans	Z	G	Pmoy	PT	SeT	Intervalle de confiance	
						PT inf	PT sup
1000	3,1	21,97	39,38	107,487	7,72	92,35	122,62
100	2,33	21,97	39,38	90,5701	6,18	78,46	102,68
50	2,06	21,97	39,38	84,6382	5,66	73,54	95,74

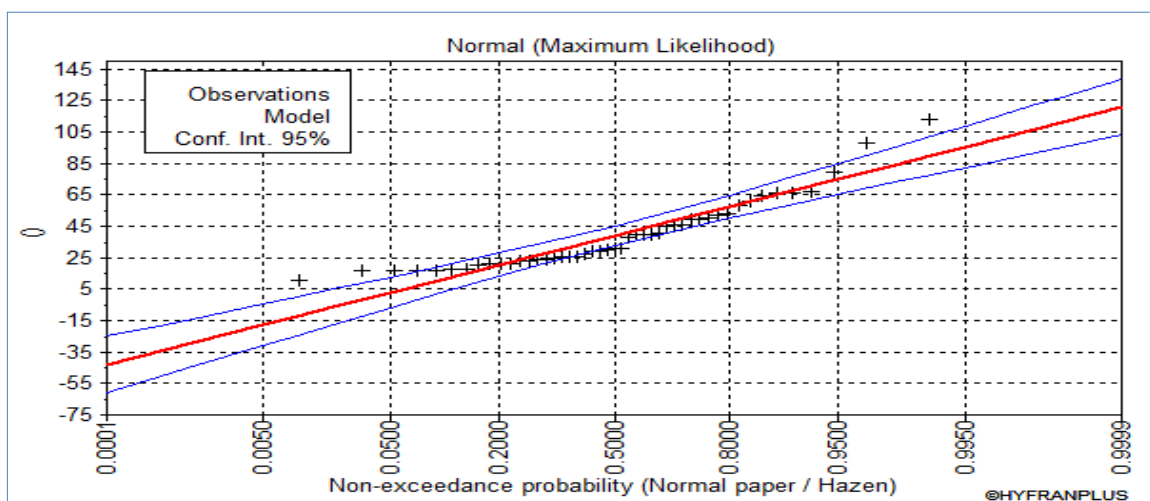


Figure III.6 ajustement par la loi normal aux précipitations observées

La figure III.4 montre l'ajustement d'une loi normale à la série de précipitations fournie au tableau III.1. Il est clair sur cette figure que la loi normale s'ajuste mal aux quantiles de précipitation et particulièrement pour les valeurs minimales et maximales. Par ailleurs certaines valeurs observées de précipitation ne se trouvent pas à l'intérieur d'intervalle de confiance à 95%.

III 3.2.1.2 Ajustement a la loi log normale

a) Pour la période de retour 1000 ans

$$F(Z) = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{1000} = 0,999 \text{ , } Z = 3,1 \text{ selon la table de Gauss}$$

$$M = \sum_{i=1}^N \frac{\log P_i}{N} = 1,53 \text{ , } S = 0,22$$

$$\log P_T = M + Z \times S = 2,23$$

On obtient : $P_T = 172,32\text{mm}$

b) Pour la période de retour 100 ans

$$F(Z) = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{100} = 0,99 \quad , \quad Z = 2,33 \text{ selon la table de Gauss}$$

$$M = \sum_{i=1}^N \frac{\log P_i}{N} = 1,53 \quad , \quad S = 0,22$$

$$\log P_T = M + Z \times S = 2,06$$

On obtient : $P_T = 115,47\text{mm}$

c) Pour la période de retour 50 ans

$$F(Z) = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{50} = 0,98 \quad , \quad Z = 2,06 \text{ selon la table de Gauss}$$

$$M = \sum_{i=1}^N \frac{\log P_i}{N} = 1,53 \quad , \quad S = 0,22$$

$$\log P_T = M + Z \times S = 2,00$$

On obtient : $P_T = 100,35\text{mm}$

d) L'intervalle de cofinance

T=1000 ans

$$P_T^{inf} = P_T - z_{1-\frac{\alpha}{2}} \times S_{eT} \quad , \quad \alpha = 5\%$$

$$Z = 1,96 \text{ selon la table de Gauss}$$

$$S_{eT} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{z_T^2}{2}} = 0,079 \quad P_T^{inf} = 120,45 \text{ mm}$$

$$P_T^{sup} = P_T + z_{1-\frac{\alpha}{2}} \times S_{eT} \quad , \quad \alpha = 5\%$$

$$Z = 1,96 \text{ selon la table de Gauss}$$

$$S_{eT} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{z_T^2}{2}} = 0,079 \quad P_T^{sup} = 246,52 \text{ mm}$$

T=100 ans

$$S_{eT} = 0,063 \quad P_T^{inf} = 86,71 \text{ mm} \quad , \quad P_T^{sup} = 153,78\text{mm}$$

T=50 ans

$$S_{eT} = 0,058 \quad P_T^{inf} = 77,17 \text{ mm} \quad , \quad P_T^{sup} = 130,49\text{mm}$$

Tableau III.4 résultats de calculs pour l'ajustement à la loi de Log normale .

ZT	S ECARTYPE	Pmoy=M	log PT	PT	SeT	intervalle de confiance		intervalle de confiance		Z0,975
						LOG PT inf	LOG PT sup	PT inf	PT sup	
3,1	0,226	1,536	2,236	172,324	0,079	2,081	2,392	120,456	246,528	1,96
2,33	0,226	1,536	2,062	115,478	0,063	1,938	2,187	86,715	153,781	1,96
2,06	0,226	1,536	2,002	100,355	0,058	1,887	2,116	77,178	130,493	1,96

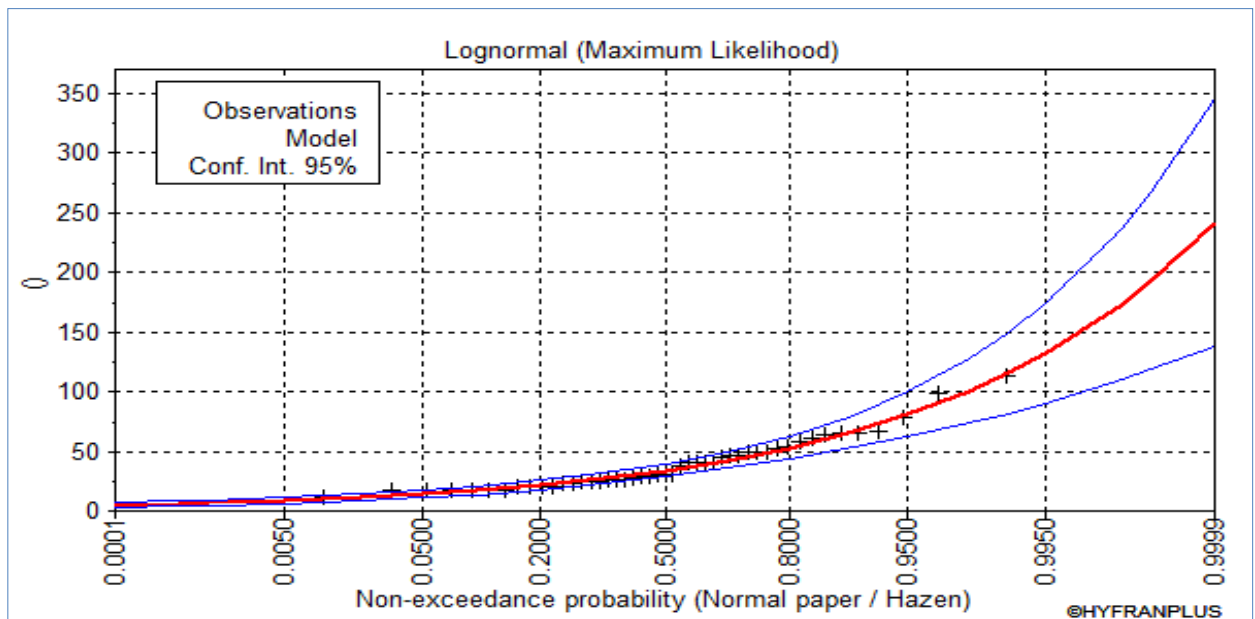


Figure III.7 ajustement par la loi log normal aux précipitations observées

La figure III.5 montre l'ajustement d'une loi Log normale à la série de précipitations fournie au tableau III.1. Il est clair sur cette figure que la loi Log normale s'ajuste bien aux quantiles de précipitation et particulièrement pour les valeurs extrêmes. Par ailleurs toutes les valeurs observées de précipitation se trouvent à l'intérieur d'intervalle de confiance à 95%.

III 3.2.1.3 : Ajustement a la loi de Gumbel :

a) Pour la période de retour 1000 ans

$$F(Z) = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{1000} = 0,999$$

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0,5772 + \text{Ln} \left[\text{Ln} \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} = 4,94$$

$$\bar{P} = 39,38\text{mm} , \sigma = 21,97$$

On obtient $P_T = \bar{P} + K_T\sigma = 147,86 \text{ mm}$

b) Pour la période de retour 100 ans

$$F(Z) = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{100} = 0,99$$

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0,5772 + \text{Ln} \left[\text{Ln} \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} = 3,14$$

$$\bar{P} = 39,38 \text{ mm} , \sigma = 21,97$$

On obtient $P_T = \bar{P} + K_T\sigma = 108,32 \text{ mm}$

c) Pour la période de retour 50 ans

$$F(Z) = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{50} = 0,98$$

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0,5772 + \text{Ln} \left[\text{Ln} \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} = 2,59$$

$$\bar{P} = 39,38 \text{ mm} , \sigma = 21,97$$

On obtient $P_T = \bar{P} + K_T\sigma = 96,35 \text{ mm}$

d) L'intervalle de cofinance

T=1000 ans

$$P_T^{inf} = P_T - z_{1-\frac{\alpha}{2}} \times S_{eT} , \alpha = 5\%$$

Z = 1,96 selon la table de Gauss

$$\delta = \sqrt{1 + 1,14K_T + 1,10K_T^2} = 5,78$$

$$S_{eT} = \frac{\delta}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{z_T^2}{2}} = 18,53 \quad P_T^{inf} = 111,53 \text{ mm}$$

$$P_T^{sup} = P_T + z_{1-\frac{\alpha}{2}} \times S_{eT} , \alpha = 5\%$$

$$P_T^{sup} = 184,19 \text{ mm}$$

T=100 ans

$$S_{eT} = 12,58 \text{ mm} \quad P_T^{inf} = 83,66 \text{ mm} , P_T^{sup} = 132,97 \text{ mm}$$

T=50 ans

$$S_{eT} = 10,80 \text{ mm} \quad P_T^{inf} = 77,19 \text{ mm} , P_T^{sup} = 117,52 \text{ mm}$$

Tableau III.5 résultats de calculs pour l'ajustement à la loi de Gumbel

								intervalle de confiance	
<i>T ans</i>	<i>Z</i>	<i>G écart type</i>	<i>Pmoy</i>	<i>KT</i>	<i>PT</i>	<i>ecart type</i>	<i>Set</i>	<i>PT inf</i>	<i>PT sup</i>
1000	3,1	21,97	39,38	4,94	147,86	5,78	18,53	111,53	184,19
100	2,33	21,97	39,38	3,14	108,32	3,93	12,58	83,66	132,97
50	2,06	21,97	39,38	2,59	96,35	3,37	10,80	75,19	117,52

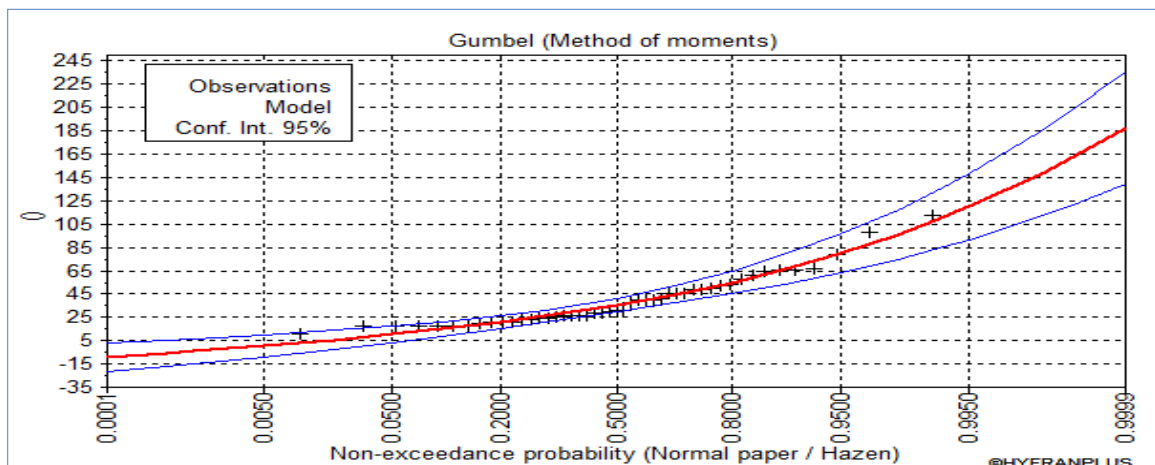


Figure III.8 ajustement par la loi GUMBEL aux précipitations observées

D'après la (Figure III.6) certaines valeurs observées de précipitation ne se trouvent pas à l'intérieur d'l'intervalle de confiance à 95%.

Donc selon les trois ajustements « Normale, Log normale, Gumble » seule la loi Log normale s'ajuste bien aux quantiles que les autres lois. Pour le dimensionnement de notre ouvrage on adopte la précipitation de 115 mm pour une période de retour 100ans (P_{100ans}).

Conclusion :

Pour le dimensionnement de notre ouvrage on adopte la précipitation de 115 mm pour une période de retour 100ans selon la recommandation de la direction d'hydraulique de BBA (P_{100ans}). la loi Log normale s'ajuste bien aux quantiles que les autres lois.

III.4 Etude hydraulique

Afin de venir à bout du problème d'inondation qui frappe la ville de Bordj Bou Arreridj à chaque événement de crue, nous proposons d'aménager Oued Akherouf par un canal rectangulaire tout le long du cours d'eau. Ce choix de forme du canal est dû à la largeur importante de l'oued dépassant les 3 m et aux avantages de stabilité et de fiabilité qu'assure ce type de canal. Pour le dimensionnement de cet ouvrage, nous aurons besoin du débit de crue maximal, fonction de la période de retour, qui est le paramètre clé vu que le canal résultant doit véhiculer ce débit sans aucun risque d'inondation. Nous avons opté pour un débit centennal estimé à 35 m³ /s auquel on est censé ajouter un débit correspondant aux apports solides, cependant celui-ci est négligeable devant le débit de crue probable, toutefois on le prend en considération en ajoutant une hauteur de revanche, à la hauteur du canal, correspondante à ce débit. D'autres paramètres sont essentiels au dimensionnement, nous citons :

- La hauteur normale,
- La hauteur critique,
- Le régime d'écoulement

III.4.1 Régime d'écoulement

Il existe deux régimes d'écoulement: écoulement fluvial et écoulement torrentiel. La détermination du régime d'écoulement se fait par le calcul d'un nombre adimensionnel nommé nombre de Froude, dont le carré représente le rapport de l'énergie cinétique du liquide en mouvement à l'énergie potentielle de la pesanteur.

C'est-à-dire :

$$Fr = (Q^2L / gS^3)^{0.5}$$

- **Fr = 1**: le régime est critique.
- **Fr < 1**: le régime est fluvial.
- **Fr > 1**: le régime est torrentiel.

La notion de régime fluvial, torrentiel ou critique s'applique évidemment au cas particulier du régime uniforme.

III.4.2 Calculs hydraulique

Au préalable, nous avons calculé pour le bassin versant d'Oued Akhrouf:

- Le temps de concentration.
- La pluie de courte durée de même fréquence.

III.4.2.1 Le temps de concentration

Ce temps est calculé selon la formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{moy}-H_{min}}}$$

ou :

S: Surface du bassin versant, Km²,

L: Longueur du thalweg principal, km, L=4 km

H_{moy} : Altitude moyenne, m NGA,

H_{min} : Altitude à l'exutoire, m NGA.

On obtient $T_c = 3$ heures

III.4.2.2 Les pluies de courte durée

Nous passons des pluies journalières maximales à la pluie de courte durée de même fréquence utilisant la relation type Montana:

$$P_{tc} = P_{Jmax} \left(\frac{T_c}{24} \right)^b$$

ou:

P_{tc} : pluie de courte durée de fréquence donnée en mm,

P_{jmax} : Pluie max journalière de même fréquence, mm,

T_c : Temps de concentration, heur,

b : Exposant climatique = 0,35.

on obtient $P_{tc} = 55,5$ mm pour $T = 100$ ans

III.4.2.3 Estimation de débit de crue (Méthode de Giandotti)

Cette méthode utilise les caractéristiques topographiques du bassin versant et la précipitation pour une durée égale au temps de concentration :

$$Q_{maxT} = \frac{C \times A \times P_{tcT} \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}{4\sqrt{A} + 1,5L}$$

avec :

A: surface du bassin versant en (km²).

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

H_{moy}: altitude moyenne du bassin versant en (m).

H_{min}: altitude minimale du bassin versant en (m).

C: coefficient dépend de la topographie du bassin variant entre 66 et 166 (on prend C=116).

P_{maxj_T}: lame d'eau précipitée de période de retour 'T pendant une durée égale au temps de concentration.

on obtient $Q_{maxT100ans} = 35 \text{ m}^3/\text{s}$

III.4.3 dimensionnement du canal

Vue de la disponibilité de terrain de projet de réalisation de canal en béton contre l'inondation et afin de réduire les couts d'excavation et de matériaux de construction des canaux ,on cherche à trouver la meilleure forme de la section pour véhiculer un débit 35m³/s. le débit d'écoulement est d'autant plus grand que le périmètre mouillé P_m est faible. Pour les canaux ouverts on peut montrer de ce point de vue que la section efficace et celle de la forme, semi circulaire, rectangulaire, trapézoïdale.

Dans notre cas d'étude et vis-à-vis de conséquences cité dans le paragraphe précédemment nous choisissons la forme rectangulaire Figure **III.9**

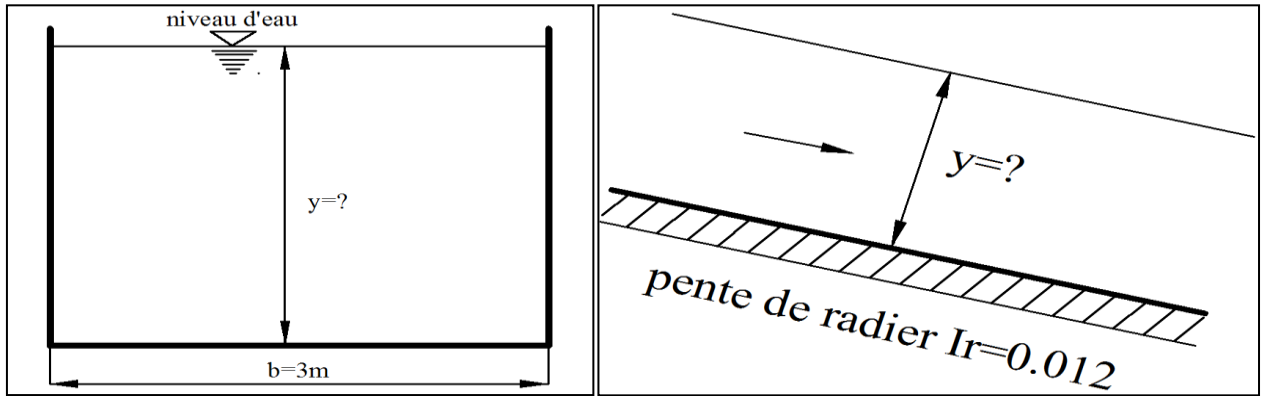


Figure III.9 Canal de forme rectangulaire proposé

III.4.3.1 calcul de la profondeur normale y par itération

Nous prenons ensuite une série de valeurs de hauteurs (y_i) puis en fixe la largeur b et nous calculons les débits (Q_i), par la suite nous trouvons un débit de telle sorte qu'elle soit inférieure ou égale à au débit calculé.

Où:

Q: Débit calculé, $Q=35\text{m}^3/\text{s}$;

Sm: Section mouillée du canal (m^2);

C: Coefficient du CHEZY,;

n: Coefficient de rugosité, $n= 0,015$; selon tableau des valeurs de coefficient de Manning(béton fini Normal)

Rh: Rayon hydraulique, $R=\text{Sm}/\text{Pm}$, Pm: Périmètre mouillé;

I: Pente du canal $I=0,012$.

Avec: $S=(by)$

$\text{Pm}=b+2y$

b: Largeur du canal (m);

y: Tirant d'eau dans le canal, (m);

D'où:

$$Q_{\max} = \frac{1}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} S = \frac{1}{n} \times \left[\frac{by}{b+2y} \right]^{2/3} \times I^{1/2} \times by$$

Les résultats sont donnés au tableau III.3

Tableau III.6 Calcul la profondeur normal y par itération

Profondeur du canal y(m)	Rugosité n	Largeur b (m)	S mouillée (m ²)	P mouillé	R _h ^{2/3}	Pente du canal	Q=35m ³ /s
0,5	0,015	3	1,5	4	0,5200	0,012	5,811
0,8	0,015	3	2,4	4,6	0,6481	0,012	11,588
1,05	0,015	3	3,15	5,1	0,7253	0,012	17,020
1,3	0,015	3	3,9	5,6	0,7857	0,012	22,828
1,55	0,015	3	4,65	6,1	0,8345	0,012	28,909
1,793	0,015	3	5,379	6,586	0,8737	0,012	35,014

On obtient y=1,79m et on prend une hauteur y= 2m.

III.4.3.2 détermination de la profondeur normale (y) graphiquement

On peut aussi utiliser les courbes de la figure II.5 en calculant $\frac{nQ}{S_{0.5}} (I^{0,5} b^{8/3}) = 0,25$. on obtient y/b = 0.59, soit y = 1,8m

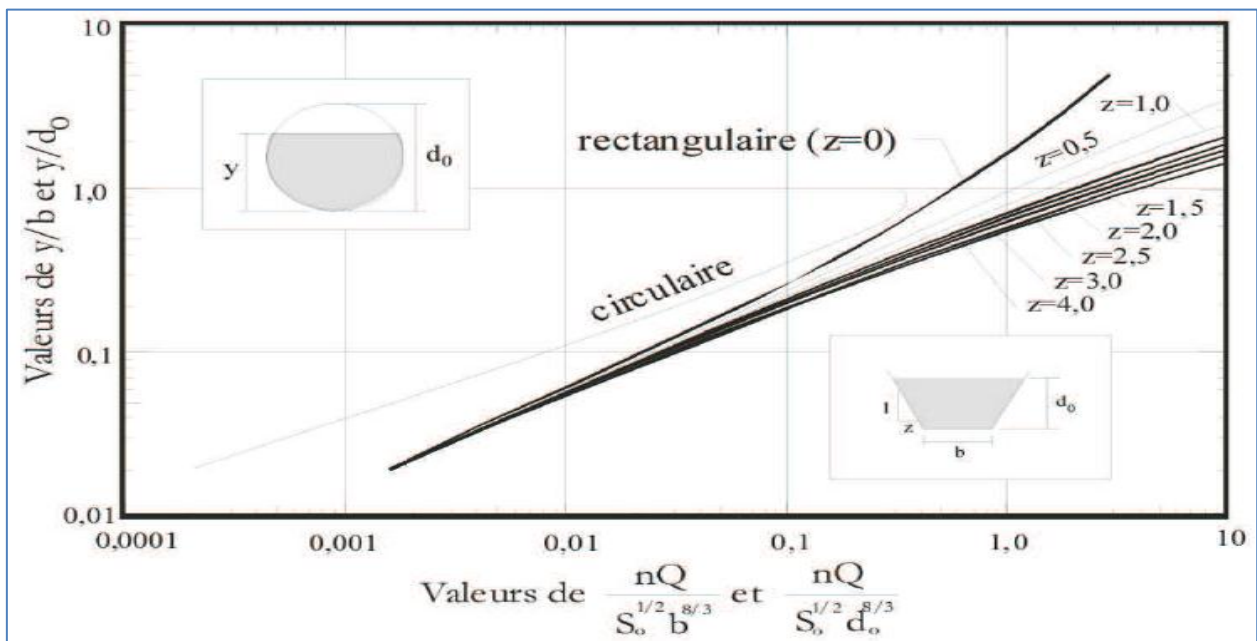


Figure III.10 détermination de la profondeur normale (y) graphiquement selon [10].

III.4.3.3 Détermination de régime d'écoulement

Pour déterminer le régime d'écoulement il faut calculer le nombre de Froude ou la hauteur critique y_c.

Le nombre de Froude

$$fr = \sqrt{\frac{Q^2 b}{g S^3}} = 1,55 > 1 \text{ régime est torrentiel}$$

La hauteur critique

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 2,4m > y = 1,79m \text{ le régime est torrentiel}$$

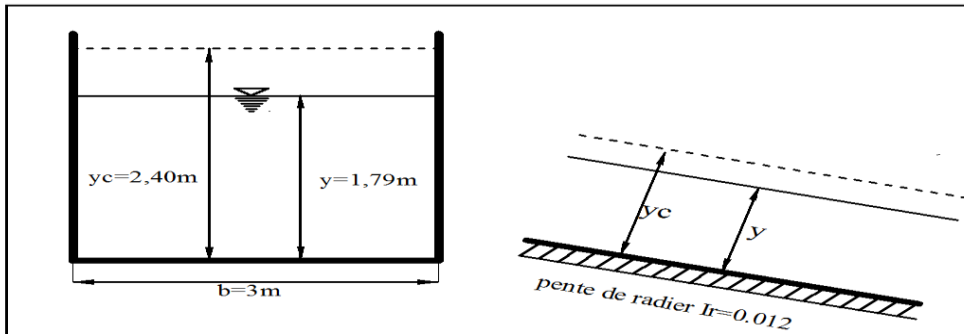


Figure III.8 écoulement torrentiel

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé un débit centennal en basant sur les données hydrologique et les méthodes statistiques telles que la série de précipitations, et les méthodes d'ajustements. Cette étude ont été donnée un débit de 35 m³/s.

L'application de La formule de Chézy ont été donnée une largeur $b=3\text{ m}$ et une profondeur $y=2\text{ m}$.

Chapitre 4 :
Dimensionnement génie civil
du canal

IV.1 Introduction:

Le présent chapitre a pour objectif de justifier le dimensionnement génie civil du canal couvert vis-à-vis des efforts statiques et dynamiques qui lui sont appliqués.

Le cas le plus défavorable retenu pour ce dimensionnement est celui du canal vide (sans passage des eaux), avec application du poids propre, poids et poussées des terres, et charges roulantes type Bc).

IV2. Considérations générales:

Section vide du canal:

- Largeur: 3 m (dimensionnement hydraulique),
- Hauteur: 2 m (dimensionnement hydraulique),
- Longueur: 11.60 ml par plot,
- Epaisseurs: 25 cm ,
- le canal en question est conçu en béton armé, Dosage 400 Kg/m³,
- la hauteur de recouvrement du remblai en terres au dessus de la dalle est de 0,50 m (hauteur minimale) à 1 m (hauteur maximale), Pour les calculs on doit retenir sur toute la longueur du canal deux hauteurs principales de recouvrement:

- **H_r** = 0,50 m,
- **H_r** = 1,0 m,

Il est traité dans cette partie le cas :

Hauteur de recouvrement de 0,5 m à 1 m (hauteur d'application 1 m)

- la résistance caractéristique du béton à 28 jours est prise égale à $f_{c28} = 25$ MPa,
- utilisation d'un acier pour le ferrailage de nuance FeE40 haute adhérence,
- le dimensionnement est basé sur le cas de chargement du canal à vide, l'eau véhiculée en situation occasionnelle n'est pas considérée en faveur de sécurité, en conséquent, les charges prises dans les calculs sont:

- poids propre du canal (densité du béton 2500 kg/m³),
- remblais au dessus de la dalle (densité 1800 kg/m³),
- charges roulantes type Bc (coefficient dynamique inclus),

- poussées des terres sur les voiles (angle de frottement $\varphi = 30^\circ$),
- vu le milieu d'exposition de l'ouvrage, la fissuration est considérée préjudiciable, les calculs se font suivant les deux cas ELU et ELS,
- l'enrobage des armatures est pris égale à 3 cm,
- la dalle et le voile seront calculés en considérant un portique encasté à la base, avec l'intégration de l'influence de la rigidité relative des éléments,
- utilisation de la loi de superposition des charges pour aboutir au résultat final des sollicitations,
- le terrain d'assise est considéré moyen, le radier sera pris comme rigide, en conséquent une distribution triangulaire des contraintes sous le radier est prise.
- La dalle sera calculée en flexion simple, le voile et le radier en flexion composée,
- Prise en compte des dispositions sismiques, et des dispositions du DTU 14.1 suivant cas.
- Les éléments de la structure de la galerie n'étant pas élancés, le ferrailage max sera unifié sur toute la longueur de l'élément.

IV.3 conception et schéma statique :

coupe transversale du canal type (ECH1/50)

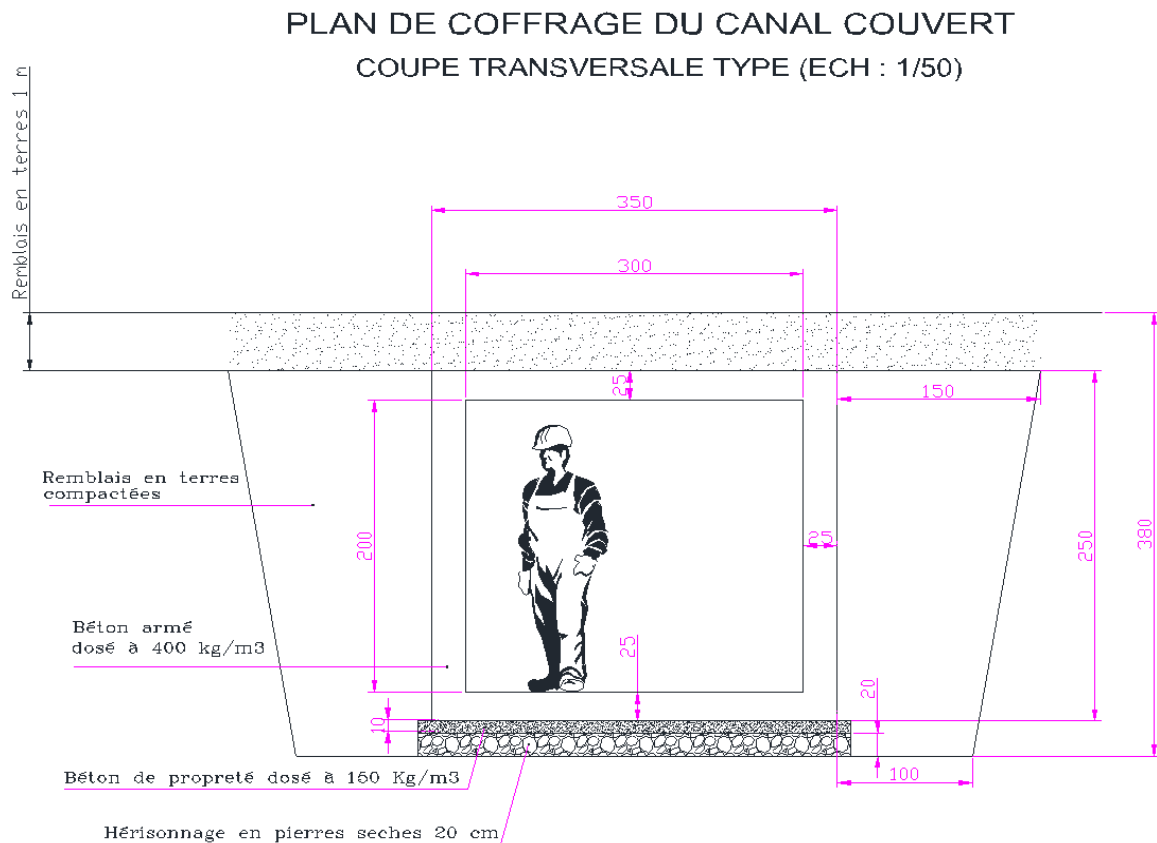


figure IV.1 coupe transversale du canal

Schéma statique

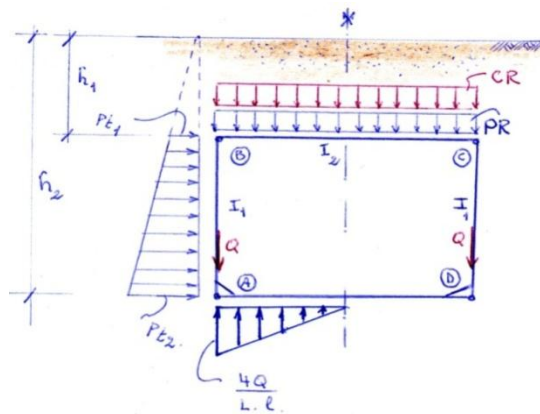


Figure .2. schéma statique d'un canal fermé

IV.4 Calcul des charges :

Hauteur de recouvrement de 0,5 m à 1 m (hauteur d'application 1 m) :

- **Charge du remblai au dessus de la dalle de couverture :**

$$PR = \gamma H_r = 1800 \cdot 1.00 = 1800 \text{ kg/ml.}$$

- **Charge roulante type Bc (deux camions de 30 tonnes chacun) :**

$$CR = 2600 \text{ kg/ml. Pour } h=1\text{m}$$

(Extrait du tableau en fonction des dimensions du canal et de la hauteur de recouvrement, le coefficient dynamique est inclus).

- **Poussées des terres:**

- $PT1 = \gamma \cdot h_1 \cdot K_a$

$$K_a = \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2) = 0.333$$

$$PT1 = 1800 \cdot 1 \cdot 0.333 = 599.4\text{kg/ml}$$

- $PT2 = \gamma \cdot h_2 \cdot K_a$

$$K_a = \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2) = 0.333$$

$$PT2 = 1800 \cdot 3 \cdot 0,333 = 1798.2 \text{ kg/ml}$$

- **Poids propre:**

Périmètre

$$P=2(L+H)=2(2+3)=10\text{m}$$

- $PP = 10 \cdot 0,25 \cdot 2500 = 6250 \text{ kg/ml}$

Charge transmise au radier :

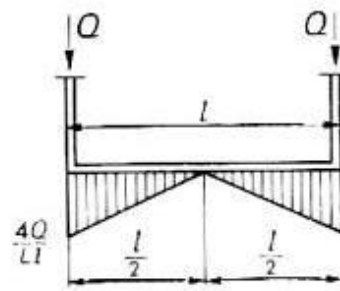


FIGURE IV.3 comportement d'un radier rigide en terrain moyen

- $Q = (CR + PR + PP) / 2 = (2600 + 1800 + 6250) / 2 =$

- $Q = 5325 \text{ kg}$

NB: la pondération des charges en ELU se fait directement au niveau du calcul des sollicitations.

IV.5 Calcul des sollicitations :

a/ELS :

- Dalle:

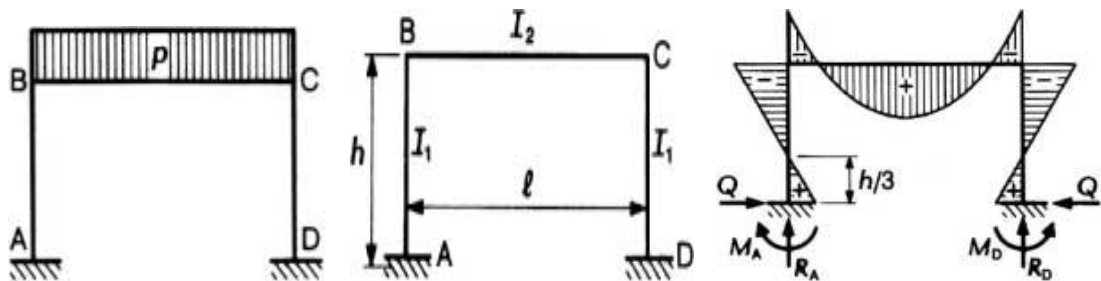


Figure IV.4.moment pour portique chargé au niveau de la dalle

$K = (I_2 / l) \cdot (h / I_1)$

Nous avons: $I_2 = I_1$

$K = (h / l) = 2 / 3 = 0.67$

$\beta = 4 / (3 \cdot (K + 2)) = 4 / (3 \cdot (0.67 + 2)) = 0.499$

$M_B = M_C = - \beta \cdot P \cdot l^2 / 8$

$P = CR + PR + (0.25 \cdot 2500) = 2600 + 1800 + 625 = 5025 \text{ kg/ml.}$

$M_B = M_C = - 0,499 \cdot 5025 \cdot 3^2 / 8 = -2820.90 \text{ kg.m.}$

- **Voile:**

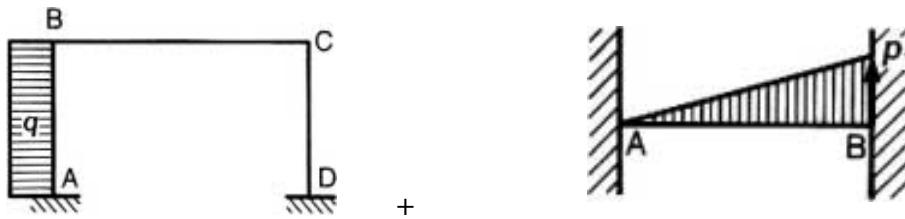


figure IV.5 moment au niveau du voile

$$M_A = -\alpha \cdot q \cdot h^2 / 2 \quad + \quad M_A = -P_1 \cdot h^2 / 20$$

Tableau: $\alpha = 0,48$

$$M_A = -0,48 \cdot 599,4 \cdot (2)^2 / 2 = -575,42 \text{ Kg.m}$$

+

$$M_A = - (PT_2 - PT_1) h^2 / 20 = - (1198,8) \cdot (2)^2 / 20 = -239,76 \text{ Kg.m}$$

$$M_{TOTAL} = -575,42 - 239,76 = -815,18 \text{ Kg.m}$$

$$N = (PP.dalle)/2 + (CR+PR)3/2 + 0,25 \cdot 2500 \cdot 2$$

$$N = (0,25 \cdot 3 \cdot 2500)/2 + (2600+1800)3/2 + 0,25 \cdot 2500 \cdot 2$$

$$N = 8787,5 \text{ kg}$$

- **Radier:**

$$M_{max} = 0,167 \cdot Q \cdot l = 0,167 \cdot 5325 \cdot 3 = 2667,825 \text{ Kg.m}$$

$$N = (1198,8 + 1798,2)/2 \cdot 1 = 1498,51 \text{ kg.}$$

b - ELU:

- **Dalle:**

$$M_B = M_C = -\beta \cdot 638 + P' \cdot l^2 / 8$$

$$P' = 1,5 \text{ CR} + 1,5 \text{ PR} + 1,35 (0,25 \cdot 2500)$$

$$P' = 1,5 \cdot 2600 + 1,5 \cdot 1800 + 1,35 (0,25 \cdot 2500) = 7443,75 \text{ kg/ml}$$

$$M_B = M_C = -0,499 \cdot 7443,75 \cdot 2^2 / 8 = -1857,21 \text{ kg.m.}$$

- **Voile:**

$$M_A = -\alpha \cdot q' \cdot h^2 / 2 \quad + \quad M_A = -P'_1 \cdot h^2 / 20$$

Tableau: $\alpha = 0,48$

$$M_A = - 0,48 \cdot 1,5 \cdot 599,4 \cdot 2^2 / 2 = -863,163\text{Kg.m}$$

+

$$M_A = - (PT'_2 - PT'_1) h^2 / 20 = - 1,5 (1198,8) \cdot (2)^2 / 20 = - 359,64 \text{ Kg.m}$$

$$M_{TOTAL} = -863,136 - 359,64 = - 1222,776\text{Kg.m}$$

$$N = 1,35(0,25 \cdot 3 \cdot 2500)/2 + 1,5(2600 + 1800)3/2 + 1,35(0,25 \cdot 2500 \cdot 2)$$

$$N = 12853,13 \text{ kg}$$

• **Radier:**

$$M_{max} = 0,167 \cdot Q' \cdot l$$

$$Q' = 1,5 \cdot 2 \cdot (2600 + 1800)/2 + 1,35 (6250/2) = 10818,75 \text{ Kg.}$$

$$M_{max} = 0,167 \cdot 10818,75 \cdot 2 = 3613,46 \text{ kg.m}$$

$$N = 1,5 \cdot (1198,8 + 1798,2)/2 \cdot 1 = 2247,75 \text{ kg.}$$

IV .7 :Calcul du ferrailage et vérification des contraintes :

VI.7. Récapitulatif des sollicitations de calcul

	Dalle	Voile	Radier
ELS	$M_B = M_C =$ 1857,21 kg/ml.	$M_{TOTAL} =$ -815,18Kg.m $N = 8787,5\text{kg}$	$M_{max} = 2667,82 \text{ Kg.m}$ $N = 1898,5 \text{ kg.}$
ELU	$M_B =$ -2820,90 kg.m.	$M_{TOTAL} =$ -1222,776Kg.m $N = 12853,13\text{kg}$	$M_{max} = 3613,46 \text{ kg.m}$ $N = 2247,75\text{kg.}$

IV .6.2 Calcul ferrailage de la dalle

Section en Flexion Simple

IV .6.2.1 Hypothèses:

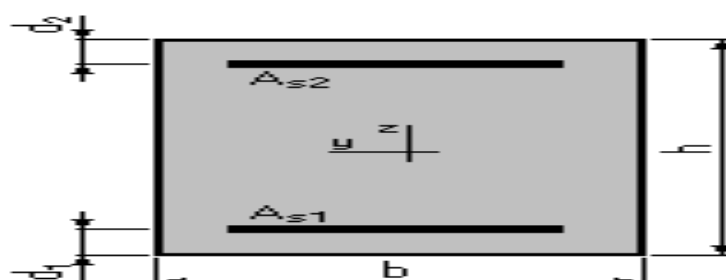
Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Application DTU 14.1

- Diamètre moyen des aciers inférieurs : 10 (mm)
- Diamètre moyen des aciers supérieurs : 12 (mm)
- Milieu : eau normale
- Niveau d'eau : bas
- Coefficient alpha : 320
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

IV.6. 2.2Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

IV .6.2.3Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	28,21	0,00
Etat Limite de Service	18,57	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

IV .6.2.4 Résultats:

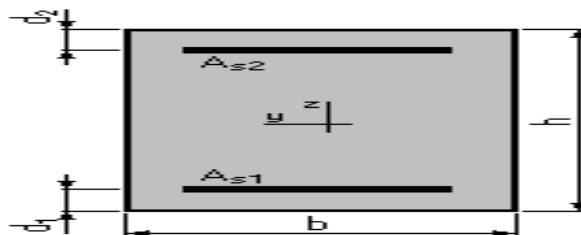
Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,7$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 55,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,35$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,35$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,20$ (%)

Analyse par Cas:

- Diamètre moyen des aciers supérieurs : 12 (mm)
- Milieu : eau normale
- Niveau d'eau : bas
- coefficient alpha : 320
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
-

IV.6.3.2 Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

IV.6.3.3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	129,53	12,23
2.	ELS	87,88	8,15

IV.6.3.4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique

$A_{s1} = 5,0$ (cm²)

Section théorique

$A_{s2} = 5,0$ (cm²)

Section minimum

$A_s \text{ min} = 10,0$ (cm²)

Section maximum $A_s \text{ max} = 125,0$ (cm²)

théorique

$\rho = 0,40$ (%)

minimum

$\rho_{\text{min}} = 0,40$ (%)

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU $N = 129,53$ (kN) $M = 12,23$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 11,53 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 13,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16,7$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2,34$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa) **comprimée:** $\sigma_s' = 347,8$ (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS $N = 87,88$ (kN) $M = 8,15$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 10,21

Position de l'axe neutre: $y = 18,3$ (cm)

Contrainte du béton:

tendue: $\sigma_{bt} = 0,4$ (MPa)

comprimée: $\sigma_{bc} = 1,0$ (MPa)

Contrainte limite du béton:

tendue: $\sigma_{bt\ lim} = 3,9$ (MPa)

comprimée: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 3,1$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 13,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s\ lim = 201,6$ (MPa)

Section des armatures maximales au niveau du voile : $5,00\text{ cm}^2$

Armatures au niveau du voile (Fibre tendue) : T 12 , $e = 20 = 5,65\text{ cm}^2$.

Armatures au niveau du voile (Fibre comprimée) : T 12 , $e = 20 = 5,65\text{ cm}^2$.

IV.6.4 Calcul ferrailage radier

Section en Flexion composée

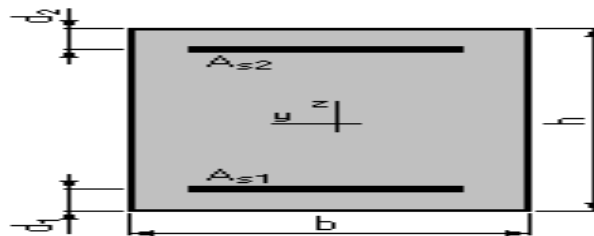
IV.6.4.1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable

- Application DTU 14.1
- Diamètre moyen des aciers inférieurs : 10 (mm)
- Diamètre moyen des aciers supérieurs : 12 (mm)
- Milieu : eau normale
- Niveau d'eau : bas
- coefficient alpha : 320
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

IV.6.4.2. Section:



$b = 100,0 \quad (cm)$

$h = 25,0 \quad (cm)$

$d_1 = 3,0 \quad (cm)$

$d_2 = 3,0 \quad (cm)$

IV.6.4.3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	$N (kN)$	$M (kN*m)$
1.	ELU	22,48	36,14
2.	ELS	14,99	26,68

IV.6.4.4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique

$A_{s1} = 7,7 \quad (cm^2)$

Section théorique

$A_{s2} = 0,0 \quad (cm^2)$

Section minimum

$A_{s \min} = 7,7 \quad (cm^2)$

Section maximum

$A_{s \max} = 55,0 \quad (cm^2)$

théorique

$\rho = 0,35 \quad (\%)$

minimum

$\rho_{\min} = 0,35 \quad (\%)$

$\text{maximum } \rho_{\max} = 2,20 \quad (\%)$

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU $N = 22,48$ (kN) $M = 36,14$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,67 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 20,9$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 1,40$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS $N = 14,99$ (kN) $M = 26,68$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,23

Position de l'axe neutre: $y = 13,2$ (cm)

Contrainte du béton:

tendue: $\sigma_{bt} = 2,2$ (MPa)

comprimée: $\sigma_{bc} = 4,4$ (MPa)

Contrainte limite du béton:

tendue: $\sigma_{bt \text{ lim}} = 3,9$ (MPa)

comprimée: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 164,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 201,6$ (MPa)

Section des armatures maximales au niveau des appuis du radier : $7,70 \text{ cm}^2$

Armatures au niveau des appuis (Fibre inférieure) : $2 \text{ T } 12$, $e = 20 = 2 \times 5,65 = 11,30 \text{ cm}^2$.

Armatures au milieu (Fibre supérieure) : $\text{T } 12$, $e = 20 = 5,65 \text{ cm}^2$.

Armature de répartition = armature principale /3

$5\text{T}12/3 = 5.65/3 = 1.88 \text{ cm}^2$

Soit $5\text{T}10 = 3.93 \text{ cm}^2$

IV.7 schéma d'exécution :

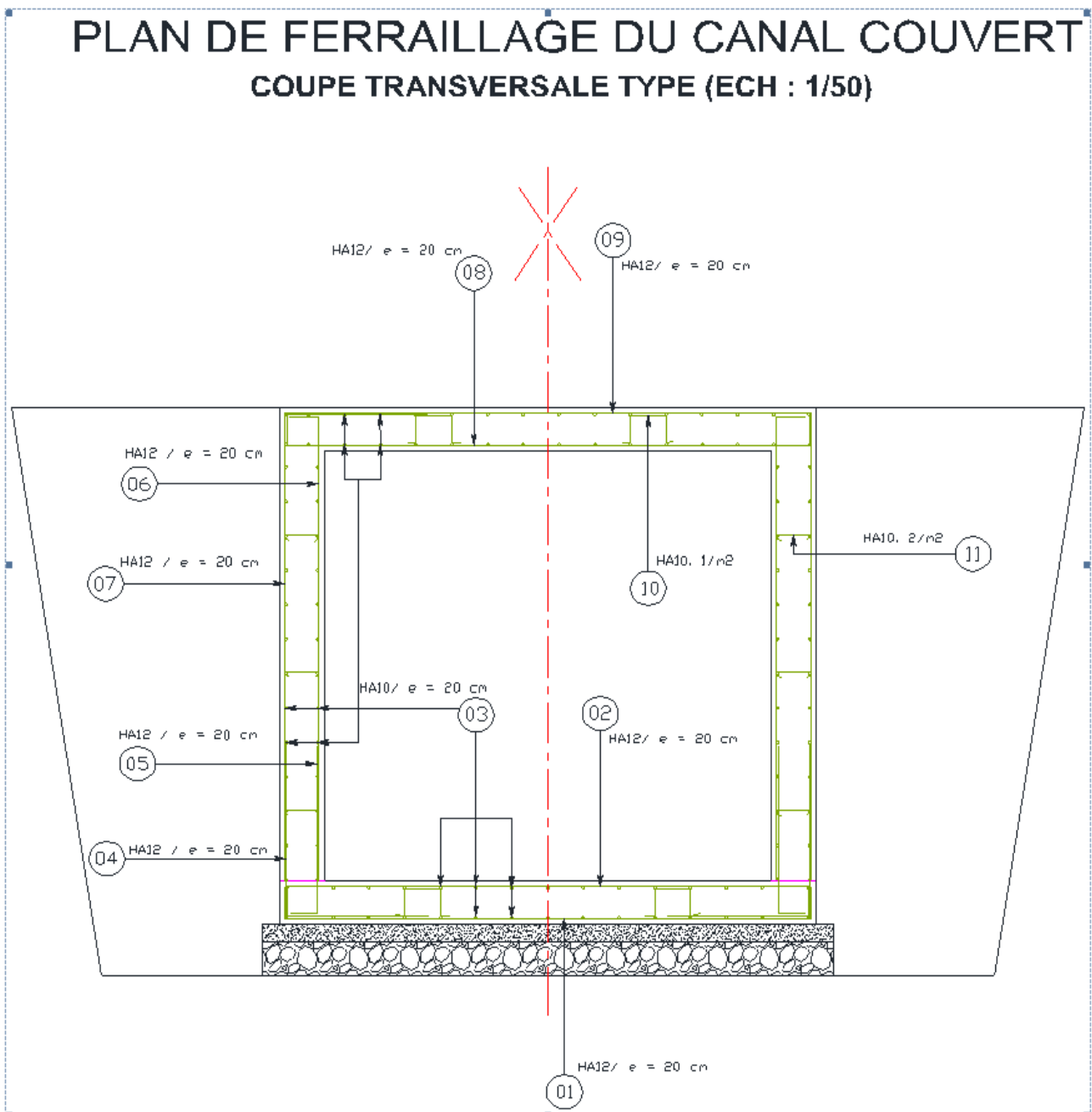


Figure IV.6 ferrailage (hauteur de recouvrement de 0.5 à 1 m

IV.8 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé le dimensionnement génie civil du canal fermé , le calcul de béton armé consiste en la détermination des dimensions de coffrage du canal et les sections d'acier de ferrailage .

NOTES GENERALES

- BETON DOSE A 400 KG/M3 DE CIMENT NORMAL
- BETON DE PROPRETE DOSE A 150 KG/M3 DE CIMENT CPA 325.
- TOUTES LES SURFACES DE BETON EN CONTACTE AVEC LA TERRE RECEVRONT 2 COUCHES DE FLINT-COAT.

- LES UNITES SONT EXPRIMEES EN CM.
- LA REPRISE DU BETONNAGE SERA EFFECTUEE APRES NETTOYAGE DE LA SURFACE DE REPRISE QUI NE DOIT PAS ETRE LISSE.
- EN CAS DE DECALAGE CONSIDERABLE EN TEMPS ENTRE DEUX REPRISES, PREVOIR L'AJOUT D'ADJUVANT DE REPRISE.

- ACIER TOR A HAUTE ADHERANCE, $F_e=400$ MPa.
- RECOUVREMENT MINIMAL DES ACIERS =50? .

- ENROBAGE MINIMAL DES ACIERS = 3 CM POUR RADIER, VOILES, ET DALLE.

NOTES TECHNIQUES

Section intene du canal fermé : 2,0 x 3,0 m2.

Le canal fermé sera recouvert avec du remblais (audessus de la dalle).

Le canal a été concu pour etre carossable (passage des charges roulantes type Bc).

Le canal sera réalisé avec des troncons de 11,60 ml pour chaque plot.

Entre deux plots laisser un joint sec de 2 cm, il sera colmaté avec du polystérene.

Le canal sera doté des regards audessus de la dalle tout les 50 ml pour des accès éventuels.

Pour les détails complémentaires voir les autres plans.

Conclusion

Générale

Conclusion Générale.....

En Algérie, les inondations figurent parmi les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus dévastatrices dans certains cas, touchant plusieurs régions, atteignant parfois l'ampleur d'une catastrophe nationale.

Concernant les dernières inondations qu'a vécu l'Algérie, 25 milliards de dinars de dégâts en 2018, il est clair que la cause principale des pertes est "l'implantation de grands projets d'habitations et d'infrastructures sur des terrains inondables, situés aux abords des oueds et sur des lits mineurs et majeurs des oueds dans toutes les wilayas".

Parmi les quatorze risques majeurs répertoriés par l'ONU, le risque d'inondations en Algérie fait partie des dix risques majeurs répertoriés sur le territoire et cités par la loi 04-20 du 25 décembre 2004 relative à la prévention des risques majeurs et la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable (Jora., 2004). Il est en deuxième position après les séismes et les risques géologiques dans le classement national des risques majeurs, vu l'ampleur des dégâts matériels et immatériels engendrés.

En BBA, la ville est traversée par cinq oueds principaux, parmi les solutions les plus pratiques qui s'imposent est l'aménagement de ces oueds, au moins pour préserver le chemin des écoulements.

Le présent travail a consisté de réaliser une étude complète d'aménagement de l'oued Akhrouf sur 2400 ml, elle a débuté par une campagne hydrologique suivie par une étude hydraulique pour déterminer le débit véhiculé, et elle a terminé par une étude de dimensionnement Génie Civil du canal en béton armé.

La solution retenue d'un canal fermé en béton armé avec la possibilité de passage des charges roulante de type Bc est fondé sur plusieurs considérations : la situation du tracé juste à côté de la RN 5 qui connaisse une forte circulation, et la préservation de l'espace le long du projet.

Références
bibliographiques

Référence bibliographiques.....

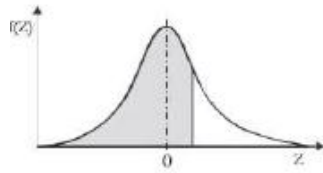
- [1] BACHI. M ; *Problématique du risque d'inondation en milieu urbain; cas de l'agglomération de Sidi Bel Abbes, Projet de Fin d'Etudes, Magister, Université Aboubakr BELKAID, Tlemcen, Algérie, 2011.*
- [2] BOUZIANE Abdelkrim ; *Protection cde la ville de Meftah contre les inondations par l'aménagement d'Oued ZERGA (W.BLIDA), Projet de fin d'études, ingéniorat, ENSH, Blida, Algérie, 2011.*
- [3] BEN AMOR.M.F ; *Etude de la protection de la commune de BOUARFA (Blida) contre les inondations, Projet de fin d'étude, ingéniorat, ENSH, BLIDA, Algérie, 2010.*
- [4] www.wikipédia.org.
- [5] LAHLAH.S ; *Les inondations en Algérie, Actes des Journées Techniques/Risques Naturels : Inondation, Prévision, Protection/BATNA, 2004.*
- [6] www.Google-Earth.com.
- [7] www.asal.dz.
- [8] LABORDE.J.P ; *Eléments d'hydrologie de surface, Ecole Polytechnique de l'Université de NICE-SOPHIA ANTIPOLIS, 2009.*
- [9] TOUAIBIA.B ; *Manuel pratique d'hydrologie, ENSH, Blida, Algérie. 2004.*
- [10] *Hydrologie Générale, André Musy,2005*
- [11].*Hydraulique et hydrologie ,Saad Bennis,2009*
- [12] *Hydraulique générale et appliquée ,M,Carlier,1972*
- [13] *Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91- version 99.*
- [14] *Ministère de l'habitat. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, C.B.A.93. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-24.*
- [15] *Règlement Parasismique Algérien, RPA 99 Version 2003 – CGS Alger.*
- [16] *Formulaire RDM, par Jean COURBON et Jean-Noël THEILLOUT, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction.*
- [17] *Logiciel de ferrailage SOCOTEC.*
- [18] *Logiciel de dessin assisté par ordinateur : AUTO CAD 2015.*
- [20] *M. BELAZOUGUI. Calcul des ouvrages en béton arme. 2^e Edition 1986*
- [21] *Covadis 2008*
- [22] *HYFRANPLUS*

Annexes

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre φ en mm.



Distribution normale centrée réduite :

$$\int_{-\infty}^Z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-u^2/2} du \quad Z = \frac{Q - \bar{Q}}{\sigma} \quad (Q = \sigma Z + \bar{Q})$$

Z	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

Description du canal	Valeurs de n		
	minimum	normale	maximum
CONDUITES FERMÉES PARTIELLEMENT PLEINES			
Métalliques			
Laiton lisse	0,009	0,010	0,013
Acier soudé	0,010	0,012	0,014
Acier riveté	0,013	0,016	0,017
Fonte enduite	0,010	0,013	0,014
Fonte brute	0,011	0,014	0,016
Fer forgé	0,012	0,014	0,015
Fer forgé galvanisé	0,013	0,016	0,017
Tôle ondulée, drain inférieur	0,017	0,019	0,021
Tôle ondulée, drain pluvial	0,021	0,024	0,030
Non métalliques			
Lucite	0,008	0,009	0,010
Verre	0,009	0,010	0,013
Ciment à surface finie	0,010	0,011	0,013
Ciment : mortier	0,011	0,013	0,015
Béton : ponceau droit et propre	0,010	0,011	0,013
Béton : avec coudes, connexions et quelques débris	0,011	0,013	0,014
Béton fini	0,011	0,012	0,014
Béton : égout droit avec regards etc.	0,013	0,015	0,017
Béton non fini, coulé dans des formes d'acier	0,012	0,013	0,014
Béton non fini, coulé dans des formes en bois lisse	0,012	0,014	0,016
Béton non fini, coulé dans des formes en bois rugueux	0,015	0,017	0,020
Bois : douve	0,010	0,012	0,014
Bois : laminé, traité	0,015	0,017	0,020
Terre cuite : tuile commune de drainage	0,011	0,013	0,017
Terre cuite : égout vitrifié	0,011	0,014	0,017
Terre cuite : égout vitrifié avec regards etc.	0,013	0,015	0,017
Terre cuite : drain vitrifié avec joints ouverts	0,014	0,016	0,018
Briques émaillées	0,011	0,013	0,015
Briques enduites de mortier de ciment	0,012	0,015	0,017
Égouts sanitaires tapissés de dépôts, avec coudes et connexions	0,012	0,013	0,016
Égout pavé avec fond lisse	0,016	0,019	0,020
Maçonnerie de gravats, cimentée	0,018	0,025	0,030
CANAUX CONSTRUITS OU TAPISSÉS			
Surface métallique			
Acier lisse non peint	0,011	0,012	0,014
Acier lisse peint	0,012	0,013	0,017
Tôle ondulée	0,021	0,025	0,030
Surface non métallique			
Ciment fini	0,010	0,011	0,013
Ciment de mortier	0,011	0,013	0,015
Bois raboté non traité	0,010	0,012	0,014
Bois raboté, créosoté	0,011	0,012	0,015
Bois non raboté	0,011	0,013	0,015
Bois de planches	0,012	0,015	0,018
Bois tapissé de papier à toiture	0,010	0,014	0,017
Béton fini à la truelle	0,011	0,013	0,015
Béton fini	0,013	0,015	0,016
Béton fini avec fond de gravier	0,015	0,017	0,020
Béton brut	0,014	0,017	0,020
Béton : gunite, bonne section	0,016	0,019	0,023
Béton : gunite, section ondulante	0,018	0,022	0,025
Béton : sur roche excavée de bonne qualité	0,017	0,020	
Béton : sur roche excavée irrégulière	0,022	0,027	

ملخص

عملنا يتعلق بمكافحة ظاهرة الفيضانات. هدفه حساب أبعاد القناة التي ستكون مفيدة لحماية مدينة برج بوعريريج المهتدة بتدفق فيضانات واد اخروف .

لكي نصل إلى نظام حماية منيع ، دراستنا تتكون من عدة اجزاء اساسية وهي :

- جمع البيانات الرئيسية المتعلقة بمنطقة الدراسة .
- الدراسة الهيدروليكية التي تسمح بتحديد تدفق الفيضانات.
- دراسة هيدروليكية لحساب أبعاد القناة.
- دراسة الأبعاد الهندسية و الهيدروليكية للقناة.

الكلمات المفتاحية: تدفق، الفيضانات، قناة الحماية، الخرسانة المسلحة .

Résumé :

Notre travail porte sur la lutte contre le phénomène d'inondations. Il a pour objet le dimensionnement d'un canal qui servira de protection à la ville de bordj Bou Arreridj menacée par les crues d'Oued Akherouf . Afin d'aboutir à un système d'aménagement fiable et invulnérable, notre étude s'est composée de plusieurs parties essentielles, qui sont :

- La collecte des données principales concernant la zone d'étude.
- Une étude hydrologique qui a permis la détermination du débit de crue probable.
- Une étude hydraulique et génie civil pour le calcul des dimensions du canal.

Mot clés : Crue, Inondation, Canal de protection, béton armé.

Abstract :

Our work concerns the fight against the phenomenon of floods. It has as an aim the dimensioning of a channel which will be used as protection at the town of El-Bayadh threatened by the rising of bordj bou Arreridj Wadi. In order to lead to a system of reliable and invulnerable installation, our study was composed of several essential parts, which are:

- Data-gathering principal concerning the zone of study.
- A hydrological study which allowed the determination of the probable flow of rising.
- A hydraulic study for the calculation of dimensions of the channel.

Keywords : Rising, Flood, Channel of protection.