

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE LA
VILLE DE MESSAAD WILAYA DE DJELFA**

Présenté par :

M^r GUEDGUAD NAIL

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.MEDDI	Professeur	Président
M^{me} F.DERNOUNI	M A.A	Examinatrice
M^{me} N.CHENITI	M A.B	Examinatrice
M^{me} C.MAZARI	M A.A	Examinatrice
M^{me} S.BELLABAS	M A.B	Examinatrice
M^r A.AMMARI	M A.A	Promoteur

Septembre 2012

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier le bon Dieu de m'avoir aidé à réaliser cet ouvrage.

Je remercie mon promoteur Mr : AMMARI.A pour ses qualités humaines et scientifiques. Je ne pourrai jamais Oublier sa gentillesse, sa générosité, son esprit de recherche et ses commentaires Efficaces. Un grand merci de m'avoir donné la chance de réaliser ce modeste Travail.

Je remercie tous les professeurs et les enseignants de mon cursus universitaire qui ont Contribué à ma formation.

Je remercie tous les étudiants de L' ENSH sans exception pour leur aide et surtout pour leur gentillesse.

Enfin, il me serait difficile de remercier tous ceux qui ont Contribué de près ou de loin à ce travail. Qu'ils trouvent dans ses quelques lignes l'expression de mes sincères remerciements.

N.GUEDGUAD

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

 *À ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercer d'un amour sincère ;*

 *À mes frères, ma richesse sur cette terre : FAROUK, ZIANE, BELKHIER, AHEMAD, SAID*

 *À tous mes amis surtout : MOHAMMED, AMINE, MAROUANE, HABIB, YASSINE, AKRAM*

 *Enfin, à mes très chers frères, sans eux ce travail n'aurait jamais vu le jour.*

..... *NAIL GVEDGUAD*.....

هذه المذكرة تضمنت دراسة معمقة من اجل حماية مدينة مسعد ضد الفيضانات وذلك من خلال محاور ثلاث :

- دراسة طبوغرافية للمدينة من اجل تحديد المناطق المعرضة لخطر الفيضانات.

- دراسة هيدرولوجية للمدينة من اجل تحديد نسبة وكمية التدفق.

- دراسة ميدانية من اجل تحديد المنشآت واختيار حلول مناسبة.

من اجل ذلك كله ارتأينا إنجاز مشروع مع كافة منشآته التقنية لحماية المدينة من خطر الفيضانات.

Résumé

L'objectif de notre étude consiste à protéger la ville de MESSAD contre les inondations, en basant sur trois axes :

-Etude topographique de la ville afin de déterminer les zones à risque.

-Etude hydrologique pour déterminer les débits d'eau ruisselés.

-Une étude sur le terrain des installations de diagnostic et de protection appropriée afin de proposer des solutions.

Pour ce faire, nous avons décidé de terminer le projet avec toutes les exigences techniques en vue de protéger la ville contre les inondations.

Abstract

This work consists of a global study of MESSAAD city in order to protect it against flood.

This study turns around three axes:

-A topographical study of the town to determine vulnerability zones.

-A hydrological study to determine the run off discharges.

-An in situ civil study to diagnose the protection establishment and suggesting appropriate solutions.

Through this study, we would accomplish this project with all its technical needs in order to protect the city from flood.

SOMMAIRE

page

INTRODUCTION GENERALE.....	
Chapitre I : Généralités sur les inondations	
I.1-Intoduction.....	1
I.2-Les inondations	1
I.2.1-definitions	1
I.2.2- Le processus conduisant aux crues et aux inondations.....	2
I.2.3 Types d'inondations.....	3
I.3- Le risque inondation en Algérie.....	4
I.4-Causes et effets des inondations.....	7
I.5-Conclusion	10
Chapitre II: Données de base	
II.1-Introduction	11
II.2-Données naturelles du site.....	11
II.2.1-Situation géographique	11
II.2.2-Topographie et relief	13
II.2.4-Hydrogéologie.....	14
II.2.3-Géologie.....	15
II.2.5-Situation climatique.....	16
II.2.5.1-Température	16
II.2.5.2-Vents	16
II.2.5.3-Humidite de l'air	17
II.2.5.4-la pluviométrie	17
II.2.6-Evolution de la population.....	18
II.3-Situation hydraulique	19
II.3.1-Alimentation en eau potable.....	19
II.3.2-Assainissement	19
Chapitre III : Etude hydrologique description des zones inondables de Messaad	
III.1-Introduction.....	20
III.2-Caractristiques physiques des bassins versants	20
III.2.1-Definition de bassin versant	20
III.2.2-Morphométrie	20
III.2.2.1-La superficie.....	20
III.2.2.2-le périmètre.....	20
III.2.2.3-indice de pente (compacitép k_C)	20
III.2.2.4-Rectangle équivalent	21
III.2.3- Les reliefs	22
III.2.3.1-Répartition et courbe hypsométrique.....	22
III.2.3.2-Les altitudes caractéristiques.....	23
III.2.3.3- les indices	24
III.2.3.3.1- Indice de pente globale I_g	24
III.2.3.3.2-indice de pente de roche I_p	24

III.2.3.3.3-Pente Moyenne De Bassin versant(Im)	25
III.2.4-Réseau hydrographique	25
III.2.4.1- Densité de drainage.....	25
III.2.4.2-Pente moyenne du cours d'eau principale	26
III.2.4.3-Temps de concentration	26
III.2.4.4-Vitesse moyenne de ruissellement.....	27
III.3 - Analyse des données pluviométriques.....	28
III.3.1-Les précipitations maximales journalières	28
III. 3. 2- Choix de la loi d'ajustement.....	30
III. 3. 2.1- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	30
III.3.2.2- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON	32
III.3.2.3- Comparaison entre les deux lois	34
III.4- Pluies de courte durée	35
III.5.1-Caractéristiques de l'écoulement	39
III.5.2-Evaluation des apports solides	40
III.6-Etude de crues	40
III.6.1-Différentes méthodes d'évaluation des crues	40
III.6.1.1-Méthodes historiques.....	40
III.6.1.2-Méthodes empiriques	40
III.6.1.3-Courbes enveloppes	41
III.6.1.4-Méthodes probabilistes	41
III.6.1.5-Méthodes déterministes	41
III.6.1.6-Méthode de l'hydrogramme unitaire	41
III.6.2 -Application sur le bassin versant.....	41
III.6.2.1 -Formule de Mallet – Gauthier	41
III.6.2.2-Formule de Turazza	41
III.6.2.3-Formule de Sokolovsky.....	42
III.6.3-Hydrogrammes des crues	43
III.7-Evaluation du débit des eaux pluviales.....	45
III.7.1-Généralités.....	45
III.7.2-Méthode rationnelle.....	45
III.7.2.1-Coefficient réducteur d'intensité : (α).....	46
III.7.2.2-Coefficient de ruissellement C_r	46
III.7.2.3-Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 min et de période de retour de 10 ans	48
III.8-description des zones inondables.....	49
III.8.1-Analyser les réseaux des eaux pluviales	49
III.8.2-Causes des inondations de la ville de Messaad	49
III.8.3-Délimitation des zones inondables.....	50
III.9-Conclusion	57
Chapitre IV : Etude des variantes	
IV.1-Introduction.....	58
IV.2-Reconnaissance des protections existantes contre les eaux de ruissellement	58
IV.2.1-Premier site.....	58
IV.2.2-Deuxième site.....	58
IV.3- Elaboration des variantes et choix de la variante.....	58

IV.3.1-Variante I.....	59
IV.3.2-Variante II.....	59
IV.3.3-Variante III.....	60
IV.4-Conclusion	61

Chapitre V : calcul hydraulique

V.1-Introduction.....	62
V.2-Dimensionnement des Ouvrages.....	62
V.2.1-Dimensionnement du réseau des eaux pluviales.....	62
V.2.1.1-Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	62
V.2.1.2-Formules d'écoulements.....	62
V.2.1.3-Mode de calcul.....	63
V.2.2-Dimensionnement des canaux.....	65
V.2.2.1-Le choix de la section de meilleure conductivité.....	65
V.2.2.2-Calculs du rayon hydraulique maximal.....	66
V.2.2.3-Calcul de la profondeur normale h_n	66
V.2.2.4-Calcul de la profondeur critique h_{cr}	66
V.2.2.5-Calcul de la pente critique.....	66
V.2.2.6-Calcul de la ligne d'eau.....	66
V.3-Conclusion	83

Chapitre VI: Organisation de Chantier

VI.1-Introduction.....	84
VI.2-Devis quantitatif et estimatif.....	84
VI.2.1-Détermination des différents volumes	84
VI.3-Planification	88
VI.3.1-Définition	88
VI.3.2-Techniques de la planification	88
VI.3.2.1-Méthodes basées sur le réseau.....	89
VI.3.2.1.1-Définition du réseau	88
VI.3.2.1.2-Construction du réseau	88
VI.3.2.1.3-Différentes méthodes basées sur le réseau	89
VI.3.2.2-Méthodes basées sur le graphique	89
VI.3.2.2.1-Méthode linéaire (ligne of balance technique)	89
VI.3.2.2.2 -Méthode à barres	89
VI.3.3-Les étapes de la planification	89
VI.3.4-Choix de la méthode de calcul	90
VI.3.4.1-Les paramètres de la méthode C.P.M.....	90
VI.3.4.2-Le chemin critique (C.C).....	90
VI.3.4.3-Elaboration du réseau selon la méthode CPM	91
VI.3.4.4- Détermination des chemins critiques.....	93
VI.4-Conclusion	95

Chapitre VII : Gestion des systèmes de protection

VII.1-Introduction	96
VII.2-Principe de gestion des réseaux	96
VII.2.1-La pérennité des ouvrages	96
VII.2.2-L'entretien du réseau	96

VII.2.2.1-Entretien des caniveaux.....	96
VII.3-Outils de gestion.....	97
VII.4-Les travaux de gestionnaire	97
VII.5-Gestion informatique du réseau	98
VII.6-Exploitation du réseau	98
VII.6.1-Techniques d'exploitation des réseaux	98
VII.6.1.1 Méthode de curage	98
VII.6.2-Les tâches de l'exploitant.....	99
VII.6.2.1-Connaissance physique et hydraulique des réseaux.....	99
VII.6.2.2-Critères de déclenchement des opérations de curage.....	99
VII.6.2.3-Entretien des réseaux.....	100
VII.7-Conclusion.....	100
CONCLUSION GENERALE	
BIBLIOGRAPHIE	

LISTE DES TABLEAUX

	page
Tableau I.1: l'aléa inondation et les critères d'identification des zones à risques.....	6
Tableau I.2 : Habitations construites en zones inondables	7
Tableau I.3 : Effets sanitaires des inondations.....	8
Tableau I.4 : Effets des inondations sur les services d'AEP et d'assainissement.....	10
Tableau II.01: Répartition les pentes.....	13
Tableau II.02: hydrogéologie de la ville de Messaad.....	15
Tableau II.03 : Les variations des températures moyennes mensuelles entre (1996-2011).....	16
Tableau II.04 : Les variations mensuelles de la vitesse du vent entre (1996-2011).....	17
Tableau II.05 : Humidité relative mensuelles en %.....	17
Tableau II.06 : Précipitations journalières maximales, annuelles et moyennes.....	17
Tableau II.07: Estimation de la population pour différents horizons de calcul	18
Tableau II.08 : Caractéristiques des forages	19
Tableau III.01 : Les paramètres morphométriques du bassin versant	21
Tableau III.02 : Répartition en pourcentage de la surface élémentaire.....	22
Tableau III.03 : Les altitudes caractéristiques.....	24
Tableau III.4 : Détermination de la pente de Roche(Ip).....	25
Tableau III.5 : Détermination de densité de drainage.....	26
Tableau III.6: Les temps de concentrations.....	27
Tableau III.7 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	28
Tableau III.8: Identification de la station de MESSAAD.....	28
Tableau III.9 : Précipitations journalières maximales.....	29
Tableau III.10: Caractéristiques de la série avec N=33ans.....	29
Tableau III.11: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	31
Tableau III.12 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	31
Tableau III.13: Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.....	32
Tableau III.14: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	33
Tableau III.15 : Comparaison des critères entre les deux lois.....	35
Tableau III.16: Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour.....	36
Tableau III.17: Caractéristiques d'écoulement.....	40
Tableau III.18 : Les apports solides.....	40
Tableau III.19: Valeur de coefficient de ruissellement C	42

Tableau III.20: Débits de crues au bassin versant	42
Tableau III.21: Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour.....	43
Tableau III.22: Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α	46
Tableau III.23: Estimation de coefficient de ruissellement.....	47
Tableau III.24: Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle	48
Tableau V.1 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale.....	65
Tableau V.2: dimensions du collecteur des EP (Quartier DEMMED RD 1 VERS RD 13).....	67
Tableau V.3: Dimensions du collecteur des EP (Quartier DEMMED RD14 VERS RD 21).....	67
Tableau V.4: Dimensions du collecteur des EP (Quartier DEMMED RD21 VERS RD44).....	68
Tableau V.5: Dimensions du collecteur des EP (Quartier SAIFI R 100 VERS R 106).....	69
Tableau V.6: Dimensions du collecteur des EP (Quartier SAIFI R 132 VERS R 106).....	69
Tableau V.7: Dimensions du collecteur des EP (Quartier SAIFI R 106 VERS R 131).....	70
Tableau V.8: Dimensions du collecteur des EP (Quartier Ahemad BEN Attia R 171 VERS R 180)	71
Tableau V.9: Dimensions du collecteur des EP (Quartier THENIT OMAR R 150 VERS R 140)....	71
Tableau V.10: Dimensions du collecteur des EP (Quartier BOUABDELLI RB1VERS RB8).....	72
Tableau V.11: Dimensions du collecteur des EP (Quartier SIDI NAIL RS N0 VERS RSN13).....	72
Tableau V.12: Dimensions du collecteur des EP (Quartier AHEMED BEN DAHMEN R250-R257)	72
Tableau V.13: Dimensions du collecteur des EP (Quartier RAIS -MOUJAHIDINE R 180-R203)	73
Tableau V.14: Dimensions du collecteur des EP (Quartier centre-ville -1er novembre).....	74
Tableau V.15 : Les données de départ.....	75
Tableau V.16: Détermination la profondeur normal de canal par la méthode itérative.....	75
Tableau V.17: Détermination la profondeur critique et la pente critique de canal.....	76
Tableau V.18 : Les données de départ.....	77
Tableau V.19: Détermination la profondeur normal de canal par la méthode itérative.....	77
Tableau V.20: Détermination la profondeur critique et la pente critique de canal.....	78
Tableau V.21: Les données de départ.....	79
Tableau V.22: Détermination la profondeur normal de canal par la méthode itérative.....	79
Tableau V.23: Détermination la profondeur critique et la pente critique de canal.....	80
Tableau V.24: Les données de départ.....	81
Tableau V.25: Détermination la profondeur normal du canal par la méthode itérative.....	81
Tableau V.26: Détermination la profondeur critique et la pente critique du canal.....	82
Tableau VI.1: Volumes de travaux des collecteurs.....	85
Tableau VI.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif des collecteurs.....	86

LISTE DES FIGURES

	page
Fig.I-1 : Lit mineur et majeur.....	2
Fig.I-2: Inondations par ruissellement en secteur urbain.....	4
Fig.I-3: Schématisant l'aléa au risque inondation.....	5
Fig.I-4:Schématisant l'aléa et la vulnérabilité au risque inondation (exemple la localité de Bâb El Oued).....	5
Fig.I-5 :L'emplacement des inondations les plus catastrophiques des 20 derniers années.....	7
Fig.II-1: Situation de la ville de MESSAAD.....	12
Fig.II-2: Oued MESSAAD.....	16
Fig.III-1: Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant.....	23
Fig.III-2 : Ajustement à la loi Gumbel.....	33
Fig.III-3: Ajustement à la loi log normal.....	34
Fig.III-4: Comparaison graphique des deux graphes.....	34
Fig.III.5: Pluies de courte durée fréquentielle.....	37
Fig.III.6: Courbes_Intensité_Durée_Fréquen.....	38
Fig.III.7: Hydrogrammes des crues du bassin versant.....	44
Fig.III.8: Bassin versant assimilé à un rectangle.....	46
Fig.III.9: Photos a montré aucune couverture dans la zone I.....	50
Fig.III.10: Représentation La seule galerie existante qui véhicule les eaux de ruissellement.....	51
Fig.III.11: Représentation l'aménagement existants dans les zones II, III.....	51
Fig.III.12: L'aménagement existant qui véhicule les eaux de ruissellement dans la zone IV.....	52
Fig.III.13: Galerie en mauvaise états qui véhiculé les eaux de ruissellement.....	53
Fig.III.14: Délimitation des zones inondables.....	53
Fig.III.15: Identification des eaux de ruissellement est par photo satellitaire.....	54
Fig.III.16 : Identification les eaux de ruissellement qui traversé la ville au nord.....	55
Fig.III.17 : Représentation les directions des eaux de ruissellement.....	55
Fig.III.18 : Représentation les directions des eaux de ruissellement de quartier Demmed.....	56
Fig.III.19 : Photo satellitaire qui indique les quartiers le plus inondables de la ville.....	56
Fig.III.20 : Délimitation des zones inondables dans la carte états major de la ville de Messaad.....	57
Fig.V.1 : Représentation la courbe $K=f(hn)$	75
Fig.V.2 : Schéma de la ligne d'eau de canal de quartier Demmed.....	76
Fig.V.3: Représentation la courbe $K=f(hn)$	77

Fig.V.4 : Schéma de la ligne d'eau de canal de quartier Bouabdelli.....	78
Fig.V.5: Représentation la courbe $K=f(hn)$	79
Fig.V.6 : Schéma de la ligne d'eau de canal de quartier Lotissement 01/02 et Centre-ville	80
Fig.V.7: Représentation la courbe $K=f(hn)$	81
Fig.V.8: Schéma de la ligne d'eau de canal de quartier Ahmed ben Dahmane.....	82
Fig.VI.1: Réseau à nœuds.....	92
Fig.VI.2: Diagramme de GANTT.....	94

LISTE DES PLANCHES

Planche 01 : Plan de masse de la ville de MESSAAD

Planche 02 : Profil en long du collecteur principale (Quartier Demmed)

Planche 03 : Profil en long de canal

Planche04 : Profil en long du collecteur principal (Quartier Saifi)

Planche 05 : ouvrages annexes (Quartiers Saifi)

Abréviations

Abréviations	Significations
ONA	Office National d'Assainissement
ANRH	Agence Nationale des ressources Hydrauliques
D.H.W	Direction de l'hydraulique de la Wilaya
PDAU	Plan Directeur d'Aménagement et Urbaine
EP	Eau Pluvial
Fig.	Figure
ONM	Office National de la météorologie

INTRODUCTION GENERALE

Une inondation est une submersion d'une zone par suite du débordement des eaux d'un cours d'eau de plaine. Le territoire national soumis aux inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. D'après Le recensement effectué par les services de la protection civile une commune sur trois est susceptible d'être inondée en partie ou en totalité. Ces inondations sont les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus destructrices, provoquant d'importants dégâts humains et matériels.

L'inventaire des inondations à travers le pays pour la période allant de 1969 à 2008 révèle qu'il n'existe pas de régions prémunies contre ce risque et que ces événements sont imprévisibles dans le temps et dans l'espace. Aussi, il ressort que des grandes inondations engendrées par des pluies exceptionnelles généralisées sur de grands bassins versants et pouvant toucher plusieurs régions atteignant parfois l'ampleur d'une catastrophe nationale telle que : les inondations de l'automne 1968 en Algérie celle de Mars 1974 affectant l'EST du pays, les inondations de 1974 des bassins versants algériens et de la celle de 1984 touchant tout l'EST du pays.

Les inondations par ruissellement urbain provoquées par des orages localisés d'automne et d'été affectant surtout les agglomérations et les villes (cas des inondations du 10 novembre 2001 qui furent les plus meurtrières de l'histoire des inondations en Algérie).

L'examen des événements catastrophiques survenus de notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versants algériens, des superficies important des terres agricoles, des plains et des agglomérations sont fréquemment envahis par les eaux des oueds en crue.

Pour notre travail nous avons pris comme région d'étude la ville de MESSAAD qui date de la période coloniale et qui est toujours en voie d'extension, donc elle est touchée par phénomène d'inondation de type torrentiel qui est due à des fortes averses de pluies ou des orages violents sur de petits bassins versants.

L'objectif de notre travail est étudier l'inondation de la ville de MESSAAD et proposer des moyens de protection contre ce phénomène par un aménagement hydraulique, qu'on va dimensionner selon les données de bases.

CHAP I : Généralités sur les inondations**I.1-Introduction**

L'inondation peut être définie comme étant une submersion temporaire, naturelle ou artificielle d'un espace terrestre en peut distinguer : L'inondation de plaine c'est la submersion d'une zone par suite du débordement des eaux d'un cours d'eau de plaine, Les inondations par ruissellement se produisent lors de pluies exceptionnelles, d'orages violents, quand la capacité d'infiltration et d'évacuation des sols ou des réseaux de drainage est insuffisante

I.2-Les inondations**I.2.1-définitions****a)l'inondation**

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

c)la crue

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière (débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. L'importance de l'inondation dépend de trois paramètres : la hauteur d'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue.

Ces paramètres sont conditionnés par les précipitations, l'état du bassin versant (aire géographique d'alimentation en eau d'une rivière) et les caractéristiques du cours d'eau (profondeur, largeur de la vallée, etc...). Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence d'activités humaines.

b) lit mineur

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

c)lit majeur

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

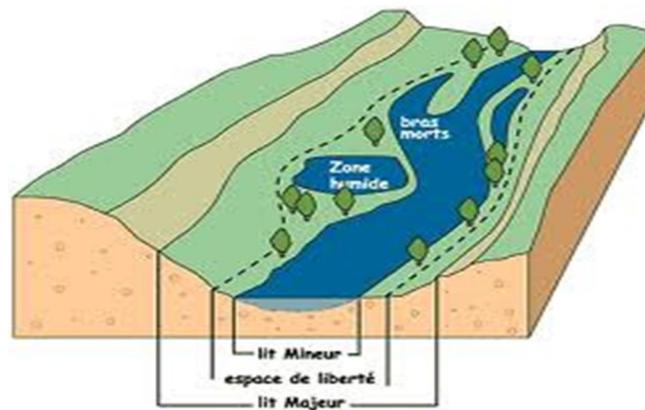


Fig.I-1: Lit mineur et majeur

I.2.2- Le processus conduisant aux crues et aux inondations[4]

Le phénomène inondation est la conséquence de plusieurs processus qui sont :

a) L'eau mobilisable

Dans notre pays la cause fondamentale de la plupart des inondations est l'arrivée d'importantes chutes de pluies parfois exceptionnelles, notons que les précipitations en Algérie sont caractérisées par une très forte irrégularité tant inter. Annuelle que saisonnière entraînant des étiages extrêmement sévères et inversement, de fortes crues et des inondations pendant la période hivernale. Ces pluies sont de deux types :

- Pluies répétées, importantes, prolongées de régime océanique et qui affecteront plutôt un grand bassin versant tel que celles qui ont causées les inondations de décembre 1957 des bassins de MAZAFRAN et du SEBAOU, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de Mars 1973 sur l'Est Algérien, les inondations de Mars 1974 des bassins versants de l'Algérois et du SEBAOU, les inondations de Décembre 1984 sur tous l'Est du pays etc....
- Des averses relativement courtes mais intenses qui pourront toucher la totalité de la superficie de petits bassins versants de quelques kilomètres carrés (les inondations de Bab el oued du 10 Novembre 2001).

b) Le ruissellement

Le ruissellement dépend de la nature du sol et de son occupation de surface. Il correspond à la part de l'eau qui n'a pas été interceptée par le feuillage, ni restituée à l'atmosphère par évaporation et qui n'a pas pu s'infiltrer, ou ressurgir très rapidement après infiltration et écoulement hypodermique ou souterrain. Il sera donc d'autant plus faible que le couvert végétal sera dense et que les sols profonds et non saturés par des épisodes pluvieux récents. Inversement, l'imperméabilisation des sols due à l'urbanisation (infrastructures, constructions) le favorisera. Par ailleurs, l'intensité de la pluie joue aussi un rôle non négligeable en créant, au-delà d'une certaine valeur un film d'eau à la surface du sol, qui va conduire à un écoulement maximum.

c) le temps de concentration (ou durée caractéristique)

Il est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau ayant le plus long chemin hydraulique à parcourir parvienne jusqu'à l'exutoire. Il est donc fonction de la taille et de la forme du bassin versant, de la topographie et de l'occupation des sols.

d) la propagation de la crue

L'eau de ruissellement se rassemble dans un axe drainant ou elle forme une crue qui se propage vers l'aval ; le débit de pointe de la crue est d'autant plus amortie et sa propagation ralentie que le champ d'écoulement est plus large et que la pente est plus faible.

e) Le débordement

Il est consécutif à la propagation d'un débit supérieur à celui que peut évacuer le lit mineur dont la capacité est généralement limitée à des débits de crues, de période de retour de l'ordre de 1 à 5 ans. Il peut se produire une ou plusieurs fois par an ou seulement tous les dix ans en moyenne, voire tous les cent ans.

I.2.3-Types d'inondations [4]

Selon les caractéristiques des crues, leurs étendues, et leurs durées, les inondations sont de trois types :

a)Crues de type torrentiel ou éclair

Dès que les cours d'eau ont une pente plus forte, en zone montagneuse, ou à l'aval immédiat des reliefs marqués, l'écoulement des rivières en crue est beaucoup plus rapide et peut charrier des volumes importants de matériaux. Ces crues sont souvent la conséquence d'orages violents qui affectent des petits bassins versants de quelques dizaines de Km² sont particulièrement dangereuses et les délais de prévision, souvent trop courts, laissent très peu de temps pour réagir.

Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de la soudaineté et de la rapidité avec lesquelles elles se produisent, les ruissellements extrêmement rapides et violents peuvent intervenir moins d'une heure après la pluie et les débits des oueds passent de quelques m³/s à plusieurs milliers de m³/s en 02 ou 03 heures seulement. L'inondation de la ville de Oued R'hiou (le 20 octobre 1993) est l'exemple parfait de ce type d'inondation où 20 minutes de pluies ont fait : 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus.

b) Crues de plaine ou fluviales

Elles se caractérisent par des montées relativement lentes des eaux et peuvent être prévues plusieurs heures, voire plusieurs jours à l'avance. En dépit de leur évolution lente, les crues de plaine peuvent être accompagnées localement de phénomènes très dangereux, notamment lors d'une débâcle, c'est-à-dire lors de la rupture d'un obstacle d'un cours d'eau, après que l'écoulement des flots ait été bloqué par des embâcles (amoncellement de débris) sous les ponts. C'est le cas des inondations de grands bassins versants, elles résultent le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur de grandes étendues et caractérisées par leurs quantité et leurs durée qui peut atteindre 10 à 15 jours. Les crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisible sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides.

En Algérie, ce type d'inondation survient généralement en saison hivernale entre les mois de Décembre et Mai.

c) Les ruissellements en secteur urbain

En secteur urbain, des orages intenses peuvent occasionner un très fort ruissellement en dehors des lits des cours d'eau proprement dit, lorsque l'imperméabilisation des sols et la conception de

l'urbanisation et des réseaux d'assainissement font obstacle à l'écoulement normal des pluies intenses. Ce fut le cas des inondations de Bâb El Oued du 10 novembre 2001, Des pluies exceptionnelles et intenses, sur une étendue de 40 km², de l'ordre de 214 mm pendant 24h, ont causé 750 morts et 120 personnes disparues et plus de 10000 familles sinistrées.



Fig.I-2: Inondations par ruissellement en secteur urbain

I.3- Le risque inondation en Algérie

Le risque est la possibilité de survenance d'un dommage résultant d'une exposition à un danger, c'est la composante de la probabilité d'occurrence d'un événement redouté (incident ou accident) et la gravité de ses conséquences.

Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : que sont la Vulnérabilité et L'aléa.

Il y a risque lorsque nous sommes sur une parcelle avec une occupation du sol incompatible avec l'aléa. Le risque étant déterminé par le croisement entre l'aléa et la Vulnérabilité, il faut être capable de les comparer. Ceci est possible avec les modèles Hydrologiques en débit, durée et fréquence qui permettent de traduire dans la même unité les deux facteurs.

Si la vulnérabilité est plus faible que l'aléa, nous considérons la parcelle comme ne présentant pas de risque. Elle est correctement protégée, voire surprotégée. Dans le cas contraire, nous aurons une parcelle à risque qu'il faudra protéger ou évacuer.

a) La vulnérabilité

Le fait qu'une rivière cause des dégâts résulte de la plus ou moins grande sensibilité du lieu où se produit le phénomène : c'est la composante vulnérabilité. La présence de l'homme, qui s'installe dans l'espace alluvial, pour y implanter toute sortes de constructions, d'équipements et d'activités, cette occupation humaine joue un double rôle : d'une part elle constitue le risque en exposant des personnes et des biens aux inondations, d'autre part, elle aggrave l'aléa et le risque, en amont comme en aval, en modifiant les conditions d'écoulement de l'eau .

b) L'aléa

Une rivière qui déborde traduit un phénomène naturel présentant un caractère aléatoire : c'est le composant aléa du risque les principaux paramètres nécessaires pour évaluer l'aléa sont :

- La période de retour des crues ;
- La hauteur et la durée de submersion ;

- la vitesse d'écoulement ;
- la torrencialité du cours d'eau ;



Fig.I-3: Schématisant l'aléa au risque inondation

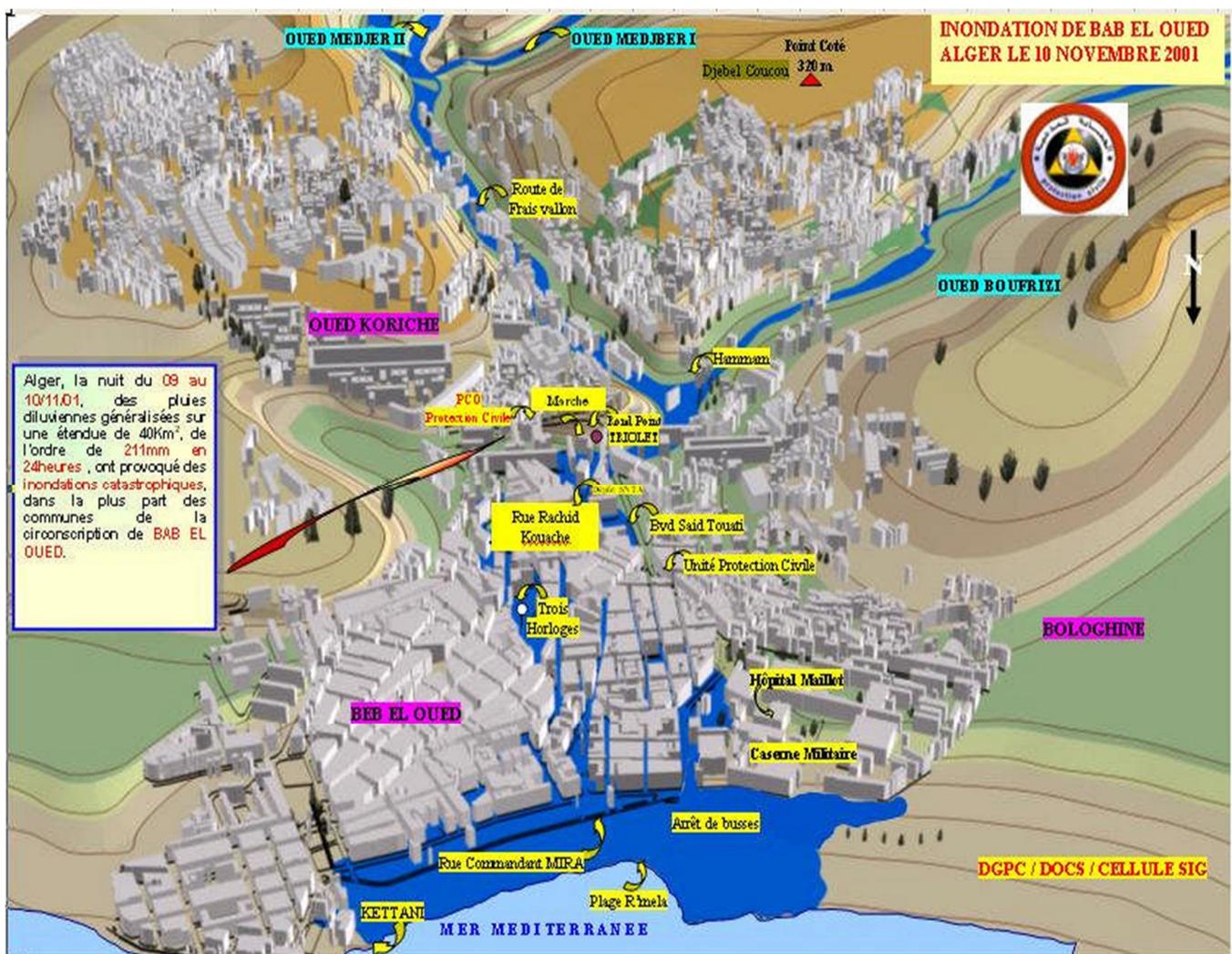


Fig.I-4:Schématisant l'aléa et la vulnérabilité au risque inondation (exemple la localité de Bâb El Oued)

On associe souvent à la notion de crue, la notion de période de retour (crue décennale, centennale, millénaire...), les débits et l'intensité étant d'autant plus importants que la période de retour est plus longue.

Par ailleurs, les dégâts occasionnés par une inondation dépendent de plusieurs facteurs : la hauteur de submersion, la durée de submersion, les vitesses d'écoulement, le volume de matière solide transporté, l'érosion des berges.

Ces paramètres permettent d'évaluer l'aléa inondation et les critères d'identification des zones à risques

Tableau I-1: l'aléa inondation et les critères d'identification des zones à risques

ALEA	DEFINITION	CRITERES D'IDENTIFICATION
Elevé	Zones où les vitesses de l'écoulement et/ou les hauteurs d'eau peuvent être importantes lors	Ces zones correspondent principalement au lit mineur et à ses abords immédiats (berges instables). fonds des ravines
	Zones où il est envisageable que le talweg principal puisse changer de tracé et/ou évoluer dans son tracé (méandres).	Le changement de tracé d'un cours d'eau peut se produire lors de débordements importants durant une crue exceptionnelle et/ou par suite d'accumulation ponctuelle importante d'embâcles et/ou d'apports solides
Moyen	Dans ces zones, les vitesses et les hauteurs de submersion pourront être faibles voire moyennes , la durée de submersion étant limitée.	zones de débordement au niveau du lit majeur lors des crues exceptionnelles zones de stagnation des eaux pluviales avec hauteur de submersion relativement importante
Modéré	Zones où les vitesses d'écoulement seront faibles voire nulles	zones de stagnation des eaux pluviales zones inondées par remontée de nappe
Faible à nul	probabilité d'inondation faible à nulle	zones hautes zones en dehors du lit mineur ou majeur d'un cours d'eau zones éloignées de la bordure littorale

Source : (protection civile/ministere de l'interieur et des collectivites locales)

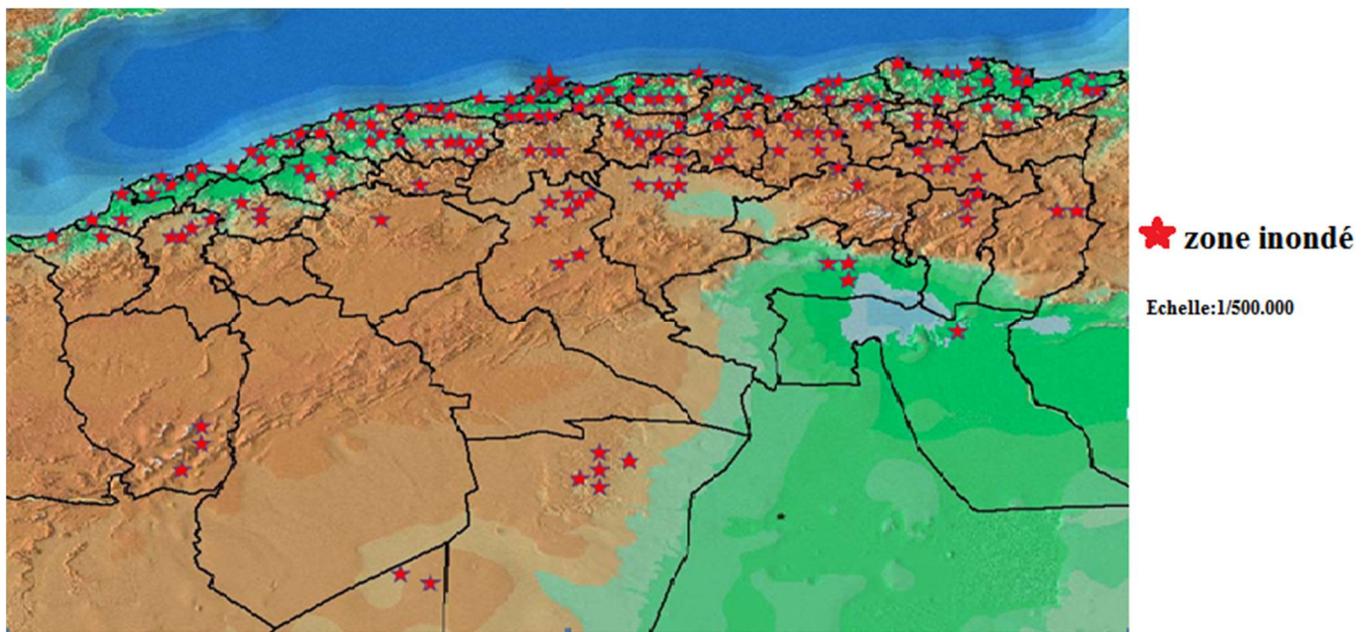


Fig.I-5:L’emplacement des inondations les plus catastrophiques des 20 derniers années

I.4-Causes et effets des inondations

Le tableau suivant présent, par wilaya, le nombre de constructions en zones inondables, il fournit une idée de la gravité de la situation que peut générer le double phénomène des inondations et de l’urbanisation.

Tableau I-2:Habitations construites en zones inondables

Wilaya	Nombre de constructions	Wilaya	Nombre de constructions
Chlef	2248	Annaba	30 cités et quartiers
Laghouat	3083	Guelma	360
O. E. Bouaghi	1999	Constantine	620
Batna	16261	Médéa	3075
Béjaia	500	Mostaganem	1633
Biskra	763	M’sila	1185
Bouira	1438	Oran	06 cités
Tamanrasset	1159	Boumerdés	561
Tébessa	17236	El Tarf	2370
Tlemcen	375	Tissemsilt	1340
Tiaret	13	El Oued	766
Alger	14545+ quartiers Merdja et Baraki	Souk Ahras	La plupart des communes
Djelfa	784	Tipaza	2710
Jijel	47(05 zones à risque élevés)	Mila	1663

Tableau I-2:Habitations construites en zones inondables (suite)

Sétif	1261	Ain Defla	7772
Saida	976+ 09 cités	Naama	4924
Skikda	4009	Ain Témouchent	14 zones jouxtant différents lits d'oueds

Source : (protection civile/ministere de l'interieur et des collectivites locales)

Les effets sanitaires se répartissent en trois catégories, selon le moment où ils surviennent :

- Effets survenant durant ou immédiatement après l'inondation ;
- Effets se développant dans les jours voir les premières semaines suivant l'inondation
- Effets à plus long terme, susceptibles d'apparaître après des mois ou des années et/ou durant des mois voire des années.

Toutes ces catégories peuvent se subdiviser en effets directs et indirects sur la santé.

Tableau I-3:Effets sanitaires des inondations

Effets directs	
Causes	Conséquences pour la santé
Rapidité d'écoulement des eaux ; caractéristiques topographiques ; absence d'alerte préalable ; début de la crue ; hauteur atteinte par des eaux ; glissements de terrain ; comportements à risque ; eaux s'écoulant rapidement et charriant des blocs de pierre et des arbres	Noyade ; blessures
Contact avec l'eau	Maladies respiratoires ; choc ; hypothermie ; arrêt cardiaque
Contact avec des eaux polluées	Blessures infectées ; dermatites ; conjonctivites ; maladies gastro-intestinales ; infections ORL ; éventuelles maladies graves d'origine hydrique
Augmentation du stress physique et émotionnel	Risque accru de troubles psychosociaux et d'incidents cardiovasculaires
Effets indirects	
Causes	Conséquences pour la santé
Dégâts subis par les systèmes d'approvisionnement en eau, les systèmes d'épuration et le réseau d'égouts ;	Éventuelles infections d'origine hydrique (Shigella, hépatite A, leptospirose, giardias,) ; dermatites ; conjonctivites

Tableau I-3: Effets sanitaires des inondations (suite)

approvisionnement insuffisant en eau potable ; approvisionnement insuffisant en eau pour la toilette	
Perturbation dans les systèmes de transport	Pénurie d'aliments ; gêne pour les secours d'urgence
Effets indirects	
Causes	Conséquences pour la santé
Dommages causés aux conduites souterraines ; et aux réservoirs de stockage ; inondations de sites abritant des déchets toxiques ; rejets de produits chimiques ; dommages subis par des réservoirs contenant du pétrole, pouvant entraîner des incendies	Effets potentiels aigus ou chroniques dus à une pollution chimique
Eaux stagnantes ; fortes précipitations ; expansion des habitats des vecteurs de maladie	Maladies transmises par vecteurs
Migration des rongeurs	Éventuelles maladies transmises par les rongeurs
Désorganisation des réseaux sociaux ; pertes des biens, de l'emploi et d'êtres chers (membres de la famille et amis)	Éventuels troubles psychosociaux
Activités de nettoyage après l'inondation	Électrocution ; blessures ; lacérations ; perforations
Destruction des produits alimentaires de base	Pénurie alimentaire
Dommages subis par les services sanitaires ; désorganisation des activités de services sanitaires « normaux »	Diminution des prestations de services de santé « normaux » ; accès insuffisant à des soins médicaux

Source : (protection civile/ministere de l'interieur et des collectivites locales)

Les effets des inondations ne se limitent pas aux dommages matériels et humains directs ou indirects à la suite des épidémies provoquées par le manque d'eau potable. Les eaux de ruissellement rapides entraînent l'érosion du sol ainsi que des problèmes de dépôts de sédiments. Lorsqu'elles se prolongent, les inondations retardent la circulation, endommagent les systèmes de drainage et compromettent les pratiques agricoles. Les culées de ponts, les rives, les embouchures d'égouts sont endommagées.

Tableau I-4: Effets des inondations sur les services d'AEP et d'assainissement [5]

<i>Services d'eau potable</i>	<i>Services d'assainissement</i>
<ul style="list-style-type: none"> - arrêt de production - mise en distribution d'eau non potable - pression insuffisante - modification des caractéristiques de l'eau distribuée(chimique, physique) 	<ul style="list-style-type: none"> - aggravation des inondations au détriment d'habitations, d'infrastructures ou d'activités économiques - pollution prolongée résultant de l'arrêt de l'épuration

I.5-Conclusion

Une crue est, un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, qui peut causer des dommages importants dans les régions avoisinantes. Les crues varient spatialement et temporairement dans leur intensité et sont souvent caractérisées par leur débit de pointe et leur hydro gramme. Ces derniers sont dus à plusieurs facteurs. En premier lieu, la quantité, l'intensité et l'extension spatiale de l'averse génératrice. En deuxième lieu, les propriétés physio - graphiques tels que la taille, la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence. En plus l'intervention humaine et les changements naturels des caractéristiques du bassin augmentant la complexité du problème.

Pour toutes ces raisons, le calcul des crues maximales a suscité de nombreuses recherches, le nombre de formules et de méthodes se compte par dizaines ou plus.

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est unique, du aux variations des conditions et des données, qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues.

CHAP II: Données de base**II.1-Introduction**

Avant toute élaboration d'un projet la collecte des données concernant le site est nécessaire de connaître, Pour mieux gérer le projet. Ces dernières sont présentées comme suit

II.2-Données naturelles du site**II.2.1-Situation géographique**

La ville de MESSAAD se situe à 76km au SUD-EST de la ville de Djelfa et a 92 km au Nord-est de Laghouat. Faisant partie des hautes plaines steppiques, est la plus petite commune de la Wilaya de Djelfa .Elle totalise une superficie de 139,67 km²

Elle est entourée par les communes de:

- MOUDJABARA au Nord
- SELMANA à l'Est et au Sud-est
- DELDOUL à l'Ouest et au Sud-ouest.

Elle s'insère entre les coordonnées de système Lambert suivantes:

X=572,30km X=576,60km longitude

Y=394,60km Y=396,80km latitude

Z=700m Z =1010m altitude

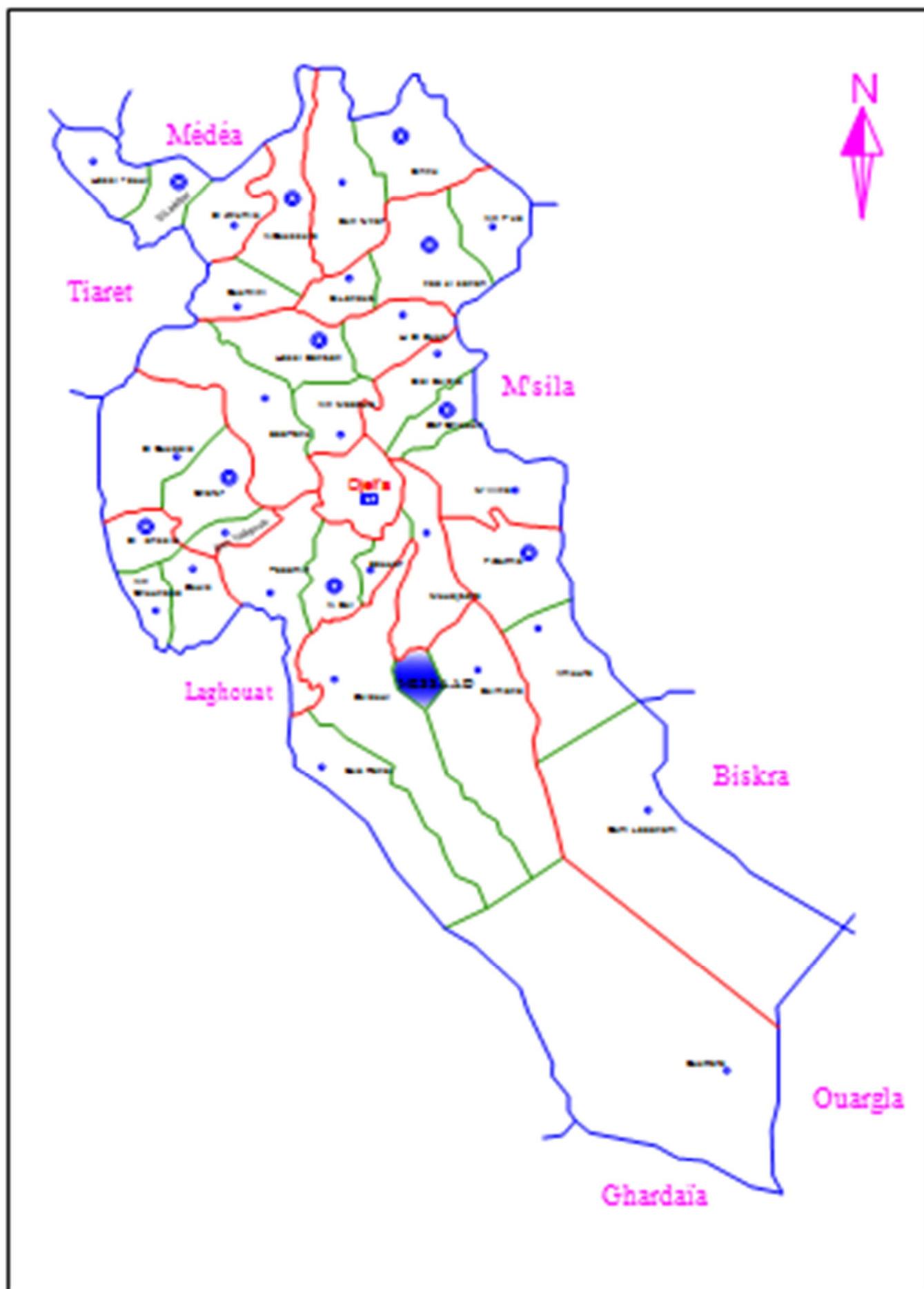


Fig.11-1: Situation de la ville de MESSAËD

Source : DHIW DE Djelfa

II.2.2-Topographie et relief

La partie Sud de la ville de MESSAAD s'étale, en largeur, des versants méridionaux des reliefs escarpés de SEBA HASSEDJ et KEF MESSAAD jusqu'aux terrasses alluviales anciennes de L'OUED MESSAAD. Cette partie de la ville est délimitée, sensiblement, par les courbes de niveau 790 mètres et 745 mètres.

La pente, orientée dans la direction Sud Nord, n'est pas constante: forte au début, elle diminue pour devenir presque nulle à la limite sud des jardins situés sur les anciennes terrasses alluviales de L'OUED MESSAAD.

La ville de MESSAAD dans sa partie sud, présente un relief très accidenté caractérisé par:

- une zone haute
- une zone intermédiaire.
- une zone basse.

Lézarde par plusieurs talwegs délimitée par crêtes formant des entités topographiques juxtaposées et disposées, quasiment en parallèles.

La partie Nord de la ville de MESSAAD ZHUN est située sur un plateau mise à part la partie aval de la cite el Quads qui est construite sur un terrain, incliné, jouxtant le haut du talus gauche de L'OUED MESSAAD, la pente est généralement faible.

Tableau II-01:Répartition des pentes

CLASSEMENT %	TYPE	SURFACE (HA)	PARENTAGE%	L'ESPACE
0-3	Faible	11684.52	83.7	Route Moudjbara, le jardin à côté l'oued
3-12.5	Moyen	1214.52	8.7	Route Touggourt, zone nord la ville
12.5-25	Forte	544.44	3.9	Ouest et sud-ouest de la ville
>25	Très forte	516.52	3.7	Sud et sud-est de la ville ; monts hauts

Source: PDAU 2006

II.2.3-Géologie

a.1)stratigraphie

- **Quaternaire**

Les alluvions récentes tapissent l'oued MESSAAD tandis que les alluvions anciennes forment les moyennes terrasses occupées par les jardins.

Les parties avales de DEMMED et SAIFI sont implantées sur les hautes terrasses alluviales de l'oued MESSAAD, les alluvions sont constitués des limons, sables, graviers, galets et poudingues.

- **Moi-pliocène continental**

Il affleure largement dans la plaine et recouvre en discordance le crétacé supérieur, la partie ouest de la ville au-delà de la route de Boussaâda et de la route de Touggourt, est construite sur le Moi-pliocène.

Le Moi-pliocène est terrain d'atterrissement constitué par des poudingues, sables, argiles et marne à gypse; cette série montre deux termes différents, se terminant chacun par une croûte calcaire:

Le premier terme est constitué respectivement par du sable et de l'argile de la base au sommet. Ce terme d'une épaisseur de cinq mètres est surmonté d'une première croûte calcaire.

Le deuxième terme ou niveau supérieur d'une épaisseur de dix mètres est constitué à la base par du sable fin sur quatre mètres et au sommet par six mètres d'argile. Le tout est surmonté d'une deuxième croûte calcaire.

Les plus gros sédiments du Moi-pliocène tels que les conglomérats et les poudingues sont localisés au sud et à l'est de la plaine tout le long de la chaîne créatique méridionale

a.2)Tectonique

Le dépôt Moi-pliocène discordant sur le substratum crétacé est très peu affecté par les mouvements orogéniques sauf aux abords de la chaîne méridionale de Kef Tessada et Kef el bordj où il accuse un léger relèvement.

Le reste de la couverture Moi-pliocène, s'étendant au nord de MESSAAD, est quasi horizontale et ne présente qu'une faible inclinaison du nord vers le sud.

Parmi les mouvements ante-miocène qui ont affecté le substratum crétacé, on note à la bordure méridionale de la plaine et le long de Kef Trog et Kef el bordj, l'existence d'une grande faille faisant buter l'aptien et les termes inférieurs de l'Albien de la ville de MESSAAD contre le cénomaniens et même le Turonien de ces deux chaînons.

Le reste de la ville s'étend sur la formation du crétacé dont le cénomaniens inférieur et supérieur est constitués de terrains calcaires, calcaires dolomitiques et calcaires marneux.

a.3)la sismicité

L'activité sismique due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent

Les classifications établies ci-dessous sont indépendantes du choix du système constructif et concernent les zones sismiques les groupes d'usages et les sols.

En fonction de l'intensité sismique, l'ALGERIE est découpée en zones sismiques

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité forte

Dans notre zone d'étude la sismicité est faible

II.2.4-Hydrogéologie

Les terrains affleurant dans la région de MESSAAD, présentent les caractéristiques hydrogéologiques suivantes:

- **Aptien**

Entièrement imperméable, il est composé en majeure partie par des marnes et des schistes alternant avec quelques niveaux calcaires.

Les intercalations calcaires contiennent de petites réserves d'eau qui dans l'anticlinal de Djebel ZERGA, alimentent des sources insignifiantes.

- **Albien**

Il est représenté par une puissante série de grès, sables et argiles; il contient plusieurs niveaux aquifères et constitue un réservoir très important alimentant la quasi-totalité des sources.

Tableau II-02:Hydrogéologie de la ville de Messaad

DÉSIGNATION	NAPPE	PROFONDEUR(M)
Oued Messaad et basses terrasses	•	4-5
moyennes terrasses	•	≈12
Partie ouest de la ville		
ZHUN		≈38
Dachra el gueblia Cite atlas		
Dachra dahraouia		
Dachrat nouaoura		
Saifi (partie basse)	•	22,50
Demde	•	
Quartier si Abdelkader ben Brahim		

Source: DHW DJELFA

- **Les nappes phréatiques de l'oued MESSAAD**

L'oued MESSAAD est à sec, presque le long de son parcours sauf au moment des crues. A sept kilomètres en amont de l'agglomération de MESSAAD, les grès albien affleurent dans la vallée de l'oued et donnent naissance à plusieurs sources. Leurs eaux s'infiltrent à travers les alluvions et alimentent une nappe alluviale abondante; les eaux de cette nappe se manifestent sur une distance de vingt kilomètres jusqu'à Kef el bordj.



Fig.II-2: Oued MESSAAD

II.2.5-Situation climatique

L'étude du climat est nécessaire, elle nous informe sur la pluviométrie de la région, les températures et les vents. Le climat de la région est froid et pluvieux en hivers, chaud et sec en été.

II.2.5.1-Température

Les températures présentent un contraste net entre l'été et l'hiver, l'hiver l'amplitude thermique diurne peut atteindre et même dépasser 20°C, avec un minimum hivernal atteignant facilement 2,3°C et un maximum estival dépassant 35°C.

Tableau II-03: Les variations des températures moyennes mensuelles entre (1996-2011)

mois	jan	Fev	mar	avr	mai	jun	jul	aou	sep	oct	nov	dec	Moy
Tmax (°c)	12.5	15.1	18.4	22.8	26.2	32	36	35.2	30	24	16.9	13	23.5
Tmin (°c)	2.3	3.6	6.5	9.4	13	18	21	20	16.8	12	5.9	5.1	11
Tmoy (°c)	7.5	9.35	12	16	20	25	29	28	23.4	18	11	8.05	17.3

Source : ONM de DJELFA

Le tableau montre la répartition des températures moyennes au cours de l'année, on constate une période chaude de juin à septembre et une période froide de novembre à décembre, janvier à février.

II.2.5.2-Vents

Les vents dominants sont de direction nord-ouest, le second secteur dominant est le sud : les vents sont chauds et secs.

Tableau II-04: Les variations mensuelles de la vitesse du vent entre (1996-2011)

mois	jan	Fev	mar	avr	mai	jun	jul	aou	sep	oct	nov	dec	Moy
V m/s	3.1	3.17	3.1	3.7	3	3.3	2.4	2.7	3.12	3.4	2.5	2.58	3

Source : ONM de DJELFA

D'après le tableau la vitesse du vent est élevée au mois d'avril, juin et octobre.

II.2.5.3-Humidite de l'air

Dans le tableau suivant sont mentionnées l'humidité de l'air mensuelle

Tableau II-05: Humidité relative mensuelles en %

mois	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D
Humidité en %	68.5	64.0	57.0	53.0	47.3	39.0	30.5	29.5	47.0	62.3	61.5	74.3

Source : ONM de DJELFA

II.2.5.4-la pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles P_a représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de la lame de pluie.

Les paramètres hydrologiques de la station pluviométrique de ville de Messaad de code 060602

Tableau II-06: Précipitations journalières maximales, annuelles et moyennes

N	Année	$P_{\max j}$ (mm)	$P_{\text{annuelles}}$ (mm)	P_{moy} (mm)
1	1 974	25,20	123,10	10,26
2	1 975	33,70	75,10	6,26
3	1 976	38,80	228,10	19,01
4	1 977	43,00	95,90	7,99
5	1 978	19,00	160,20	13,35
6	1 979	26,00	166,10	13,84
7	1 980	16,00	186,20	15,52
8	1 981	26,30	109,90	9,16
9	1 982	15,70	139,40	11,62
10	1 983	18,00	50,7	4,23
11	1 984	28,20	225,7	18,81
12	1 985	23,00	350,4	29,20
13	1 986	16,50	94,90	7,91
14	1 987	23,40	183,80	15,32
15	1 988	18,90	98,90	8,24
16	1 989	25,00	446,3	37,19
17	1 990	16,00	213,7	17,81
18	1 991	66,20	300,70	25,06
19	1 992	19,00	140	11,67
20	1 993	19,00	114,3	9,53
21	1 994	37,70	218,60	18,22
22	1 995	21,30	94,10	7,84
23	1996	11,50	119,4	9,95
24	1 997	19,70	160,50	13,38
25	1 998	29,00	184,60	15,38

Tableau II-06:Précipitations journalières maximales, annuelles et moyennes(suite)

26	1 999	41,20	152,30	12,69
27	2 000	31,60	98,80	8,23
28	2 001	32,20	108,70	9,06
29	2 002	12,20	85,90	7,16
30	2 003	46,90	213,10	17,76
31	2 004	22,50	77,40	6,45
32	2 005	36,30	212,60	17,72
33	2 006	50,90	153,80	12,82

II.2.6-Evolution de la population

L'estimation du nombre de la population aux différents horizons prend en considération la croissance naturelle de la population résidente.

La croissance naturelle de la population tient compte du taux de fécondité et du taux de la mortalité exprime en termes d'espérance de vie.

La ville de Messaad a connu selon les 04 recensements (1977, 1987, 1998,2008) une croissance démographique très importante. Car la population est passée de 21605 habitants en 1977 à 102453 habitants en 2008.

Pour notre cas, on a une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de la croissance géométrique à l'aide de l'équation de l'intérêt composé. Si on connaît le taux de la croissance annuel de la population on a alors :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \dots\dots\dots (I - 1)$$

n : Nombre d'années pendant lesquelles il y a croissance géométrique (t_n-t₀) ;7

C'est la différence en années entre l'année de référence (Année du dernier recensement)

Et l'année de l'horizon de calcul.

T : Taux de croissance de la population considérée T = 2.8%

P_n : population à l'horizon de calcul.

P₀ : population de référence (au dernier recensement ; en 2008).

Pour la ville MESSAAD (P₀ =102453)

Source : APC de MESSAAD

Tableau II-07:Estimation de la population pour différents horizons de calcul

Horizon	2020	2030
Estimation (hab)	142706	188094

II.3-Situation hydraulique**II.3.1-Alimentation en eau potable**

L'alimentation en eau potable de l'agglomération de ville de Messaad est assurée par les forages suivant :

Tableau II-08:Caractéristiques des forages

forages	Q réel (l/s)	Q Exploitation (l/s)	Q(m ³ /h)	Temps (h)	observation
F3	20	20	72	24	AEP
F4	20	09	32.4	24	AEP
F6	60	25	90	24	AEP
D6	38	30	108	24	AEP
ZHUN	40	30	108	24	AEP
F5	37	16	57.6	24	AEP
OASIS 1	35	10	36	12/24	AEP
OASIS 2	15	8	288	12/24	AEP+IRRI
P2	10	4	14.4	12/24	AEP+IRRI
HANIATE OULED SELAM	52	25	90	12/24	AEP+IRRI

Source : DHW DE DJELFA

II.3.2-Assainissement

L'agglomération de la ville de Messaad dispose d'un ancien réseau d'assainissement de type unitaire, le rejet des eaux usées et pluviales de côte sud/est vers Oued Messaad

L'agglomération est assainie à partir d'un collecteur principal de \varnothing 1000 mm aux quel sont reliés des conduites du type secondaire (\varnothing 300 mm et \varnothing 500 mm).

Il y a un nouveau réseau d'assainissement va projeter de type séparatif, les eaux usées déviée vers nouvelle station d'épuration au SUD/ EST de la ville, les eaux pluviales qui évacué a l'exutoire.

CHAP III : Etude hydrologique et description des zones inondables de Messaad

III.1-Introduction

L'hydrologie est l'une des sciences les plus anciennes que l'on connaisse, mais son évolution a été extrêmement lente dans l'histoire de l'humanité. On peut expliquer cette lenteur par le fait que l'épanouissement d'une discipline a toujours été fonction des besoins du moment et des problèmes particuliers que son ignorance peut engendrer.

L'hydrologie est la science qui étudie les eaux terrestres, leur origine, leur mouvement et leur répartition sur notre planète, leurs propriétés physiques et chimiques, leurs interactions avec l'environnement physique et biologique et leur influence sur les activités humaines.

III.2- Caractéristiques physiques des bassins versants

III.2.1- Définition de bassin versant

Est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eau ou en matières solides transportées par l'eau forment, à un point unique de l'espace, une embouchure ou un exutoire.

III.2.2- Morphométrie

Les paramètres morphométriques jouent un rôle essentiel dans l'étude des certaines composantes du cycle hydrologique sont calculés à partir des cartes topographiques 1/5000

III.2.2.1- La superficie

C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit, le volume de précipitations ou l'infiltration, et calculée d'après une carte topographique.

III.2.2.2- Le périmètre

Correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin.

III.2.2.3- Indice de pente (compacité K_C) [6]

Cet indice, trouvé par Gravelius, est le rapport entre le périmètre et la surface du bassin, et exprime l'allongement des bassins versants.

$$K_C = \frac{P_{BV}}{2 \sqrt{\Pi S_{BV}}} \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

P_{BV} : Périmètre du bassin versant

S_{BV} : Surface du bassin versant

$K_C = 1$ => bassin ramassé

$K_C > 1$ => bassin allongé.

III.2.2.4-Rectangle équivalent [3]

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

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

$$S_{BV}=L \cdot l \dots\dots\dots(III.2)$$

$$P_{BV}=2(L+l) \dots\dots\dots(III.3)$$

Ou:

L : La longueur du rectangle équivalent

l : La largeur l du rectangle équivalent

La longueur « L » et la largeur « l » définit respectivement par les formules suivantes :

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S_{BV}}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.4)$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S_{BV}}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.5)$$

Les résultats des paramètres morphométries sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.01:Les paramètres morphométriques du bassin versant :

Bassin	S _{BV} (Km ²)	P _{BV} (Km)	K _c	L(Km)	l (Km)
valeurs	3658,96	311.03	1,44	125,18	29,23

Avec :

S_{BV} : surface du bassin versant [Km²]

P_{BV} : périmètre du bassin versant [Km]

K_C: Indice de compacité de Gravelius

L , l : La longueur du rectangle équivalent et La largeur du rectangle équivalent [Km]

III.2.3-Les reliefs

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.

III.2.3.1-Répartition et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Les résultats des surfaces partielles des sous bassin par tranche d'altitudes :

Tableau III.02:Répartition en pourcentage de la surface élémentaire

Altitude (m)	Altitude Hi (m)	Surface partielle (Km²)	Surface partielle (%)	Surface cumule (%)
1500-1400	1450	75,81	2,07	2,07
1400-1300	1350	187,08	5,11	7,18
1300-1200	1250	782,91	21,40	28,58
1200-1100	1150	1296,95	35,45	64,03
1100-1000	1050	967,44	26,44	90,47
1000-900	950	221,43	6,05	96,52
900-800	850	67,75	1,85	98,37
800-700	750	59.59	1.63	100.00

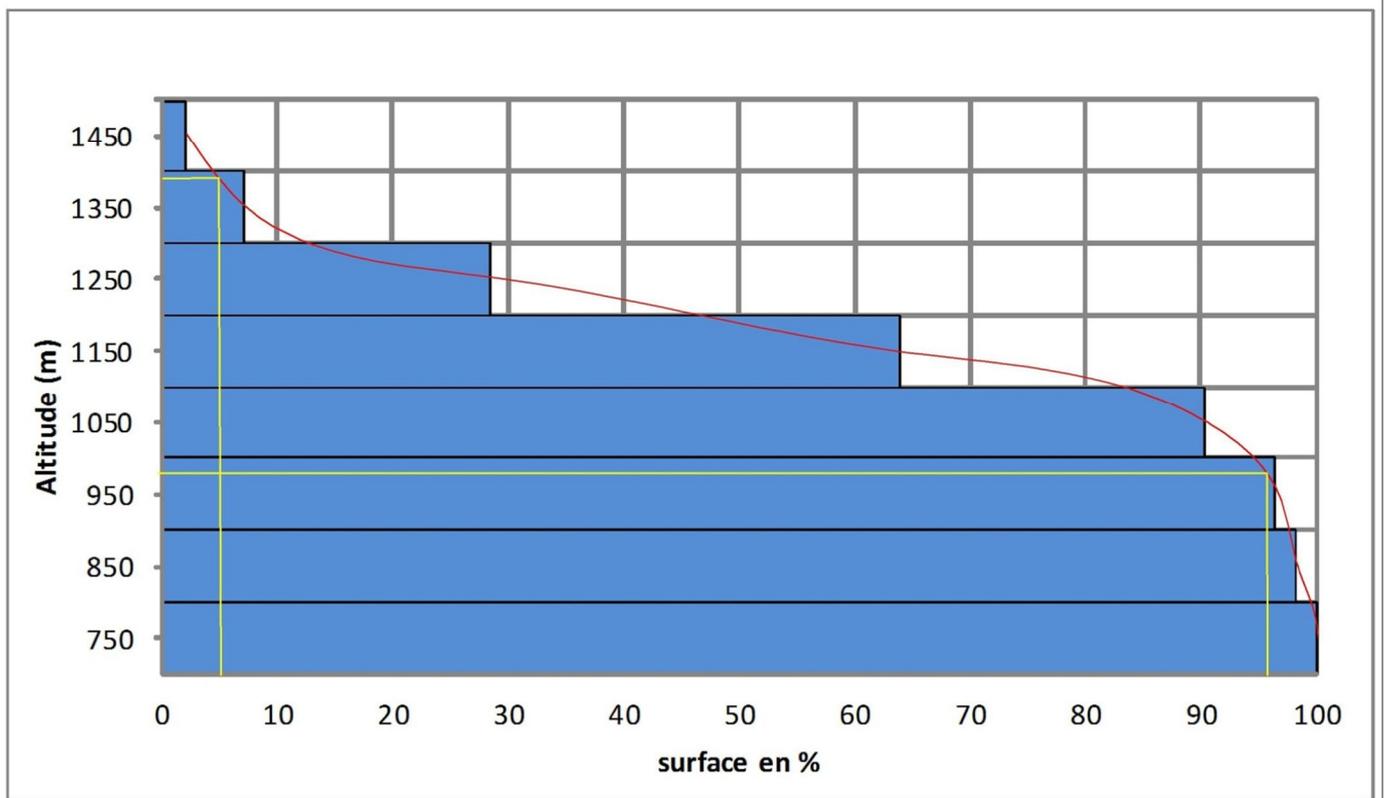


Fig.III-1: Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant

III.2.3.2- Les altitudes caractéristiques [6]

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 bas, généralement à l'exutoire.

L'altitude médiane ou $H_{50\%}$ est déterminée sur la courbe hypsométrique.

L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec : $H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2} \dots\dots\dots (III.7)$

Avec : H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en **m**

S_i : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en **km²**

S : surface totale du sous bassin en **km²**

Tableau III.03:Les altitudes caractéristiques

bassin	H _{max} (m)	H _{min} (m)	H _{50%}	H _{moy} (m)
valeurs	1500	700	1100	1137.23

III.2.3.3-les indices

III.2.3.3.1-Indice de pente globale I_g [6]

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du sous bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points S₁, S₂ sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface du sous bassin soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du sous bassin soit inférieure à S₁ et 5% soit supérieure à S₂

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

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec :

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

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

H_{50%} et H_{95%} : sont respectivement Les altitudes correspondantes à S_{5%} et S_{95%}

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.04:Indice de pente globale (I_g)

bassin	H _{5%} (m)	H _{95%} (m)	H _{5%} - H _{95%}	L (km)	I _g (m/km)	I _g (%)
valeurs	1390	980	410	125.185	3.28	0.33

III.2.3.3.2-Indice de pente de roche I_p [6]

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sqrt{\sum_i^n S_i (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots(III.9)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}

Tableau III.4:Détermination de la pente de Roche(Ip)

Altitude	Hi-Hi-1	Si(%)	Si*(Hi-Hi-1)	
1500-1400	100	2,07	207,19	
1400-1300	100	5,11	511,30	
1300-1200	100	21,39	2139,69	
1200-1100	100	35,45	3544,58	
1100-1000	100	26,44	2644,03	
1000-900	100	6,05	605,17	
900-800	100	1,85	185,17	
800-700	100	1,62	162,86	Ip=8.86

III.2.3.3.3-Pente Moyenne De Bassin versant(Im) [3]

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 Tc) et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

Elle est donnée par la formule III.10

$$Im = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + + 0.5l_n)}{S_{BV}} \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec : ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveau (m)

Li : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2, 3,....., n (m)

SBV : Surface du bassin versant (Km²)

Im(%)=0.87

III.2.4-Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin; Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.

III.2.4.1-Densité de drainage[3]

La densité de drainage, est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs Li du bassin, à la surface totale S .Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km / Km².

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S_{BV}} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec :

D_d : densité de drainage [km/km²] ;

L_i : longueur de cours d'eau [km] ;

S_{BV} : surface du bassin versant [km²].

Tableau III.5:Détermination de densité de drainage

Longueur (km)	Surface (km ²)	D_d (km/km ²)
106.00	3658.96	0.03

III.2.4.2- : Pente moyenne du cours d'eau principale [3]

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influe sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer entièrement ou en partie dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$I_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec : I_{moy} : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;

ΔH : dénivellation entre deux points suffisamment distante [m] ;

ΔL : longueur du cours d'eau principal [km].

$I_{moy}(\%)=0.20$

III.2.4.3-Temps de concentration [6]

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 c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

T_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le 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 c'est le 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,

$$T_C = \max. [\sum (T_h + T_r + T_a)] \dots\dots\dots (III.13)$$

Théoriquement on estime que T_C est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. 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.

a) Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S_{BV}} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III-14)$$

- S_{BV} : Surface du bassin versant en [Km2] ;
- L : longueur du talweg principale en [Km];
- H_{moy}, - H_{min} : la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

b) Formule de CALIFORNIA

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386} \dots\dots\dots (III-15)$$

- L : longueur du talweg principale en [Km];
- H_{max}- H_{min} : la hauteur maximale et minimale du B.V en [m].

c) Formule de KIRPICH

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{moy}^{0,385} \dots\dots\dots (III-16)$$

- L_P : Longueur du cours d'eau principal (km) ;
- i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

d) Formule de VENTURA

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S_{BV}}{i_{moy}}} \dots\dots\dots (III-17)$$

- S_{BV} : Surface du bassin versant en [Km2] ;
- i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

Les résultats de la différente méthode dans le tableau suivant :

Tableau III.6:Les temps de concentrations

Formules	GIANDOTTI	CALIFORNIA	KIRPICH	VENTURA
Tc(h)	23.96	20.07	22.86	8.25

III.2.4.4-Vitesse moyenne de ruissellement [6]

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.18)$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km].

T_c : temps de concentration en [heure].

$V_R = 4.42 \text{ km/h}$

Les résultats de calcul sont présents dans le tableau suivant :

Tableau III.7:Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Caractéristiques		valeurs
1. Morphométrie		
Surface	(Km ²)	3658.96
Périmètre	(Km)	311.03
Longueurs de Rectangle équivalent	(Km)	125.18
Largeurs de R-E	(Km)	29.23
Indice de compacité de Gravelius		1.44
2. Les reliefs		
Altitudes (maximal)	(m)	1500
Altitudes (moyenne)	(m)	1137.23
Altitudes (méd.)	(m)	1100
Altitudes (minimal)	(m)	700
Altitudes 5 %	(m)	1390
Altitudes 95 %	(m)	980
Indice de pente globale I_g	(m/Km)	3.28
Indice de pente de Roche I_p	(m/Km)	8.86
Les pentes moyennes des BV I_m	(%)	0.87
3. Le réseau hydrographique		
Pente moyenne de cour d'eau principale	(%)	0.2
La densité de drainage D_d	(Km/Km ²)	0.03
Longueur de cour d'eau principale	(Km)	106.00
Temps de concentration T_c	(h)	23.96
Vitesse moyenne ruissellement V_R	(Km/h)	4.42

III.3-Analyse des données pluviométriques

III.3.1-Les précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée. On dispose une série d'observations pluviométriques de la station de MESSAAD, son identification dans le tableau suivant:

Tableau III-8: identification de la station de MESSAAD

Station	code	X (km)	Y (km)	Z(m)	Nombre d'observations
MESSAAD	060602	574.5	395.5	790	33

Source : ANRH de DJELFA

Tableau III-9:Précipitations journalières maximales

Année	$P_{\max j}$ (mm)
1 974	25,20
1 975	33,70
1 976	38,80
1 977	43,00
1 978	19,00
1 979	26,00
1 980	16,00
1 981	26,30
1 982	15,70
1 983	18,00
1 984	28,20
1 985	23,00
1 986	16,50
1 987	23,40
1 988	18,90
1 989	25,00
1 990	16,00
1 991	66,20
1 992	19,00
1 993	19,00
1 994	37,70
1 995	21,30
1996	11,50
1 997	19,70
1 998	29,00
1 999	41,20
2 000	31,60
2 001	32,20
2 002	12,20
2 003	46,90
2 004	22,50
2 005	36,30
2 006	50,90

Tableau III.10:Caractéristiques de la série avec N=33 ans

CARACTERISTIQUES	Formules
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^N X_i = 33$
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=33} X_i}{n}$

Tableau III.10:Caractéristiques de la série (suite)

L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ »	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{34} (X_i - 57.6)^2}{30}} \right]$
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{X}$
L'exposant climatique :	b = 0.21 donné par l'ARNH de Djelfa.

III.3.2- Choix de la loi d'ajustement:

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

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- 1)-la loi de **GUMBEL**
- 2)-la loi de **GALTON (log-normale).**

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traiter par logiciel "**Hyfran**".

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes. La loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), a l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

III.3.2.1- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL [3]

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III.19)$$

Tel que : $y = a (x - x_0)$

- 1/a** : la pente de la droite de GUMBEL
- y** : variable réduite de GUMBEL
- x** : précipitation maximale journalière (mm)
- x₀** : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1. 2.3.....n.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F (x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (III.20)$$

m : rang de précipitation

III.3.2.2- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON [3]

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GALTON. Seule la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale. La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (III.21)$$

Ou : $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

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

$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + 6 \cdot \text{Log } u(p \%)$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{33} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (III.22)$$

• **Galton (Log -Normal)**

Résultats de l'ajustement :

Nombre d'observations : 33

Paramètre :

Mu : 3.21698

Sigma : 0.420808

Quantiles :

q = F(X) (probabilité au non dépassement)

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.13:Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance 95%
1000.0	0.9990	91.6	16.3	59.6 – 124
100.0	0.9900	66.4	9.48	47.9 - 85.0
50.0	0.9800	59.2	7.73	44.1 - 74.4
20.0	0.9500	49.9	5.65	38.8 - 60.9
10.0	0.9000	42.8	4.26	34.4 - 51.1
5.0	0.8000	35.6	3.04	29.6 - 41.5

Résultats :

Adéquation

Résultats du statistique khi²: $X^2_{calculé} = 1.67$
 p- value P = 0.8931
 Degrés de liberté : 5
 Nombres des classes : 8

Tableau III.14: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

GOLTAN	Carac. de la loi	Carac.de l'échantillon
Minimum	0.00	11
Maximum	Aucun	66
Moyenne	27.3	27.2
Ecart-type	12	12.2
Médiane	25.0	25.0
Coefficient de variation (C V)	0.440	0.447

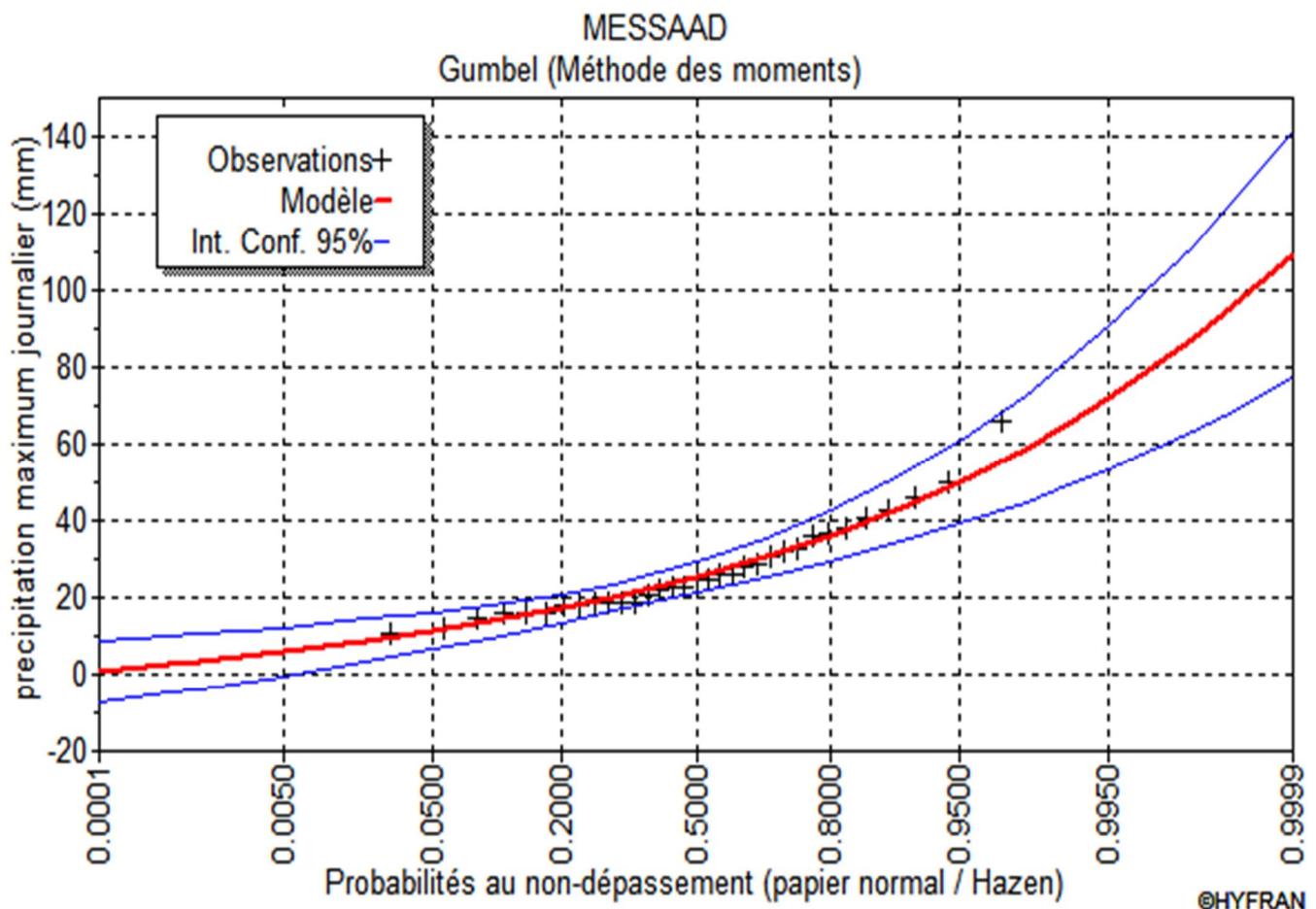


Fig.III-2:Ajustement de pluie maximale journalière à la loi Gumbel

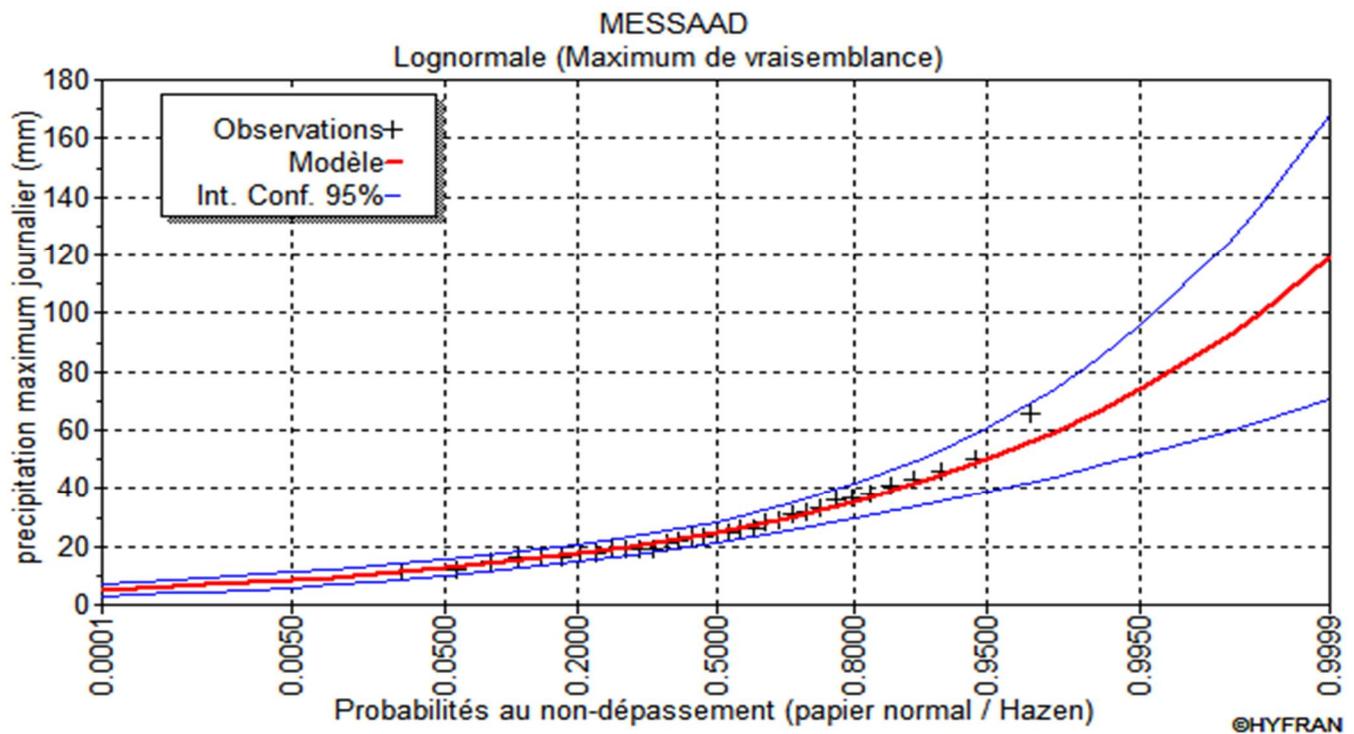


Fig.III-3:Ajustement de pluie maximale journalière à la loi log normal

III.3.2.3-Comparaison entre les deux lois

a)graphique

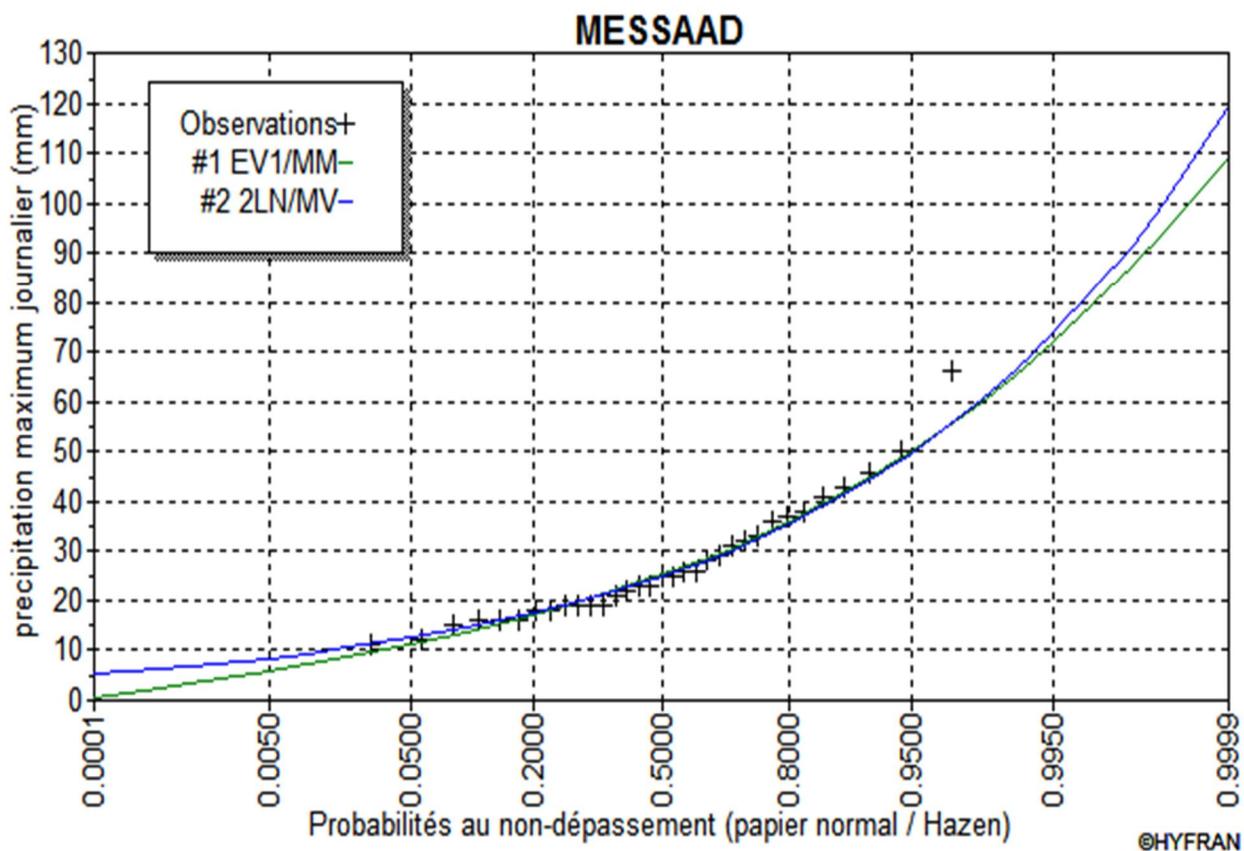


Fig.III-4:Comparaison graphique entre les deux lois

b) critères

Tableau III.15: Comparaison des critères entre les deux lois

modèle	NB	XT	P(Mi)	P (Mi x)	BIC	AIC
Log normale (Maximum de vraisemblance)	2	66.428	50.00	66.41	254.836	251.843
Gumbel (Méthode des moments)	2	65.474	50.00	33.59	256.199	253.206

P(Mi) : Probabilité a prioriæ

P(Mi | x) : Probabilité a posteriori (Méthode de Schwartz)

BIC : Critère d'information Bayésien

AIC : Critère d'information d'Akaike

Moyenne pondérée des quantiles : 66.1074

c) Test d'adéquation par statique khi²

Loi de GUMBLE : X²calculé =3.12

Loi de GOTLAN : X²calculé = 1.67

Sur la table de Pearson (annexe 1), X²theorique =11.07

X²calculé < X²theorique donc l'ajustement des lois sont bon pour une probabilité 1-α soit 95 %

En utilisant les deux lois Gumbel et Galton, on constate que les droites d'ajustement sont bien ajustées par rapport aux nuages de points expérimentaux. D'après la comparaison qui fait par Hyfan On a opté pour la loi de Galton.

III.4-Pluies de courte durée

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (1984).

$$P_{ct} = P_{\max j} \left[\frac{t}{24} \right]^b \dots\dots\dots(III.23)$$

Avec : t : durée de l'averse

b : exposant climatique b = 0.21

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation :

$$I = \frac{P_{ct} (t)}{t} \dots\dots\dots(III.24)$$

Avec : I : l'intensité maximale de période t (h).

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au suivant :

Tableau III.16: Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour

T(h)	1000(ans)		100(ans)		50ans		20(ans)		10(ans)		5(ans)	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)
0,25	38,48	153,93	27,90	111,58	24,87	99,48	20,96	83,86	17,98	71,92	14,96	59,82
2	57,13	28,56	41,41	20,71	36,92	18,46	31,12	15,56	26,69	13,35	22,20	11,10
4	65,17	16,29	47,24	11,81	42,12	10,53	35,50	8,88	30,45	7,61	25,33	6,33
6	70,39	11,73	51,02	8,50	45,49	7,58	38,35	6,39	32,89	5,48	27,36	4,56
8	74,34	9,29	53,89	6,74	48,05	6,01	40,50	5,06	34,74	4,34	28,89	3,61
10	77,56	7,76	56,22	5,62	50,13	5,01	42,25	4,23	36,24	3,62	30,14	3,01
12	80,30	6,69	58,21	4,85	51,90	4,32	43,74	3,65	37,52	3,13	31,21	2,60
14	82,68	5,91	59,94	4,28	53,44	3,82	45,04	3,22	38,63	2,76	32,13	2,30
16	84,81	5,30	61,48	3,84	54,81	3,43	46,20	2,89	39,63	2,48	32,96	2,06
18	86,73	4,82	62,87	3,49	56,05	3,11	47,25	2,62	40,52	2,25	33,71	1,87
20	88,48	4,42	64,14	3,21	57,18	2,86	48,20	2,41	41,34	2,07	34,39	1,72
22	90,10	4,10	65,31	2,97	58,23	2,65	49,08	2,23	42,10	1,91	35,02	1,59
24	91,60	3,82	66,40	2,77	59,20	2,47	49,90	2,08	42,80	1,78	35,60	1,48

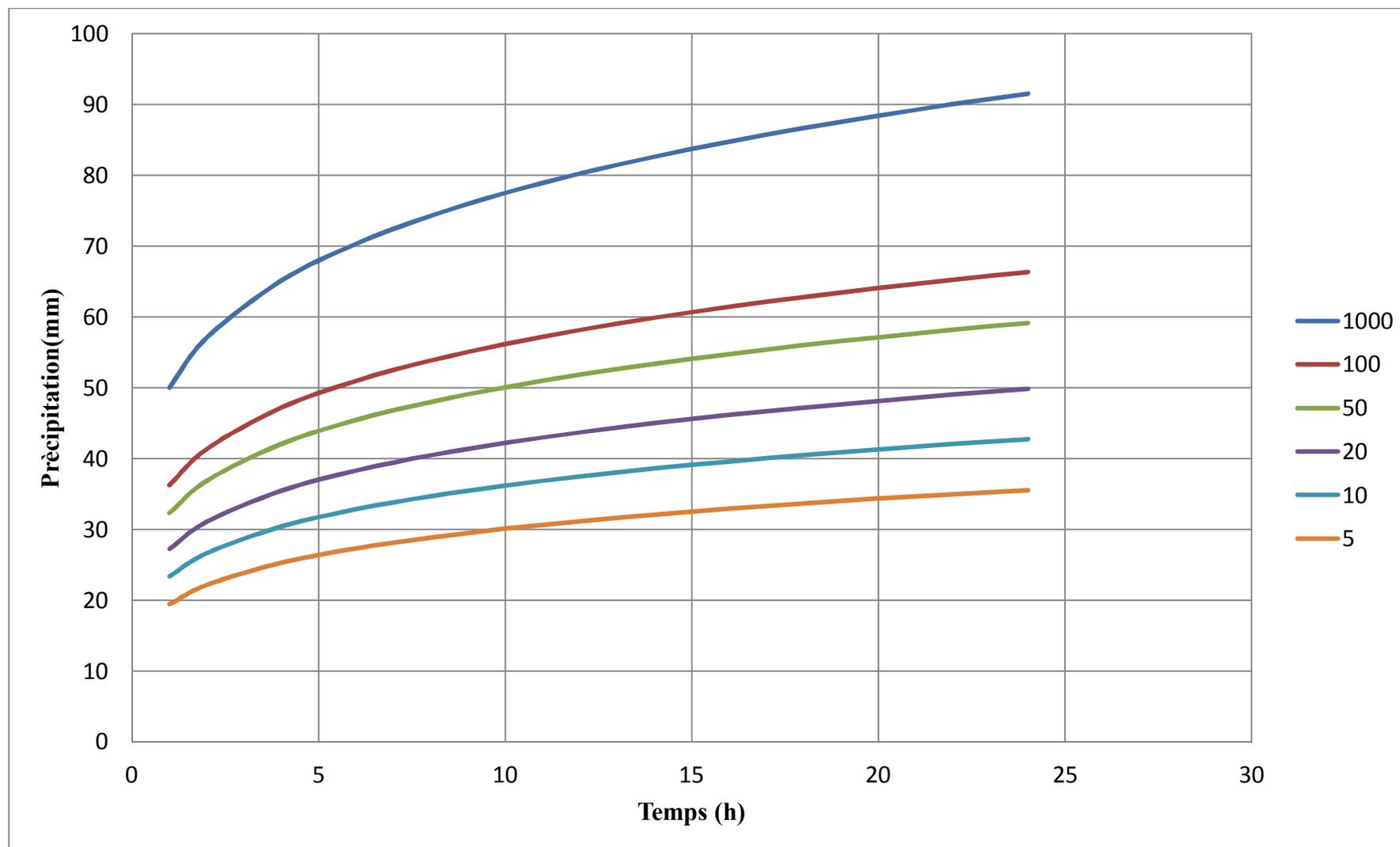


Fig.III.5:Pluies de courte durée fréquentielle

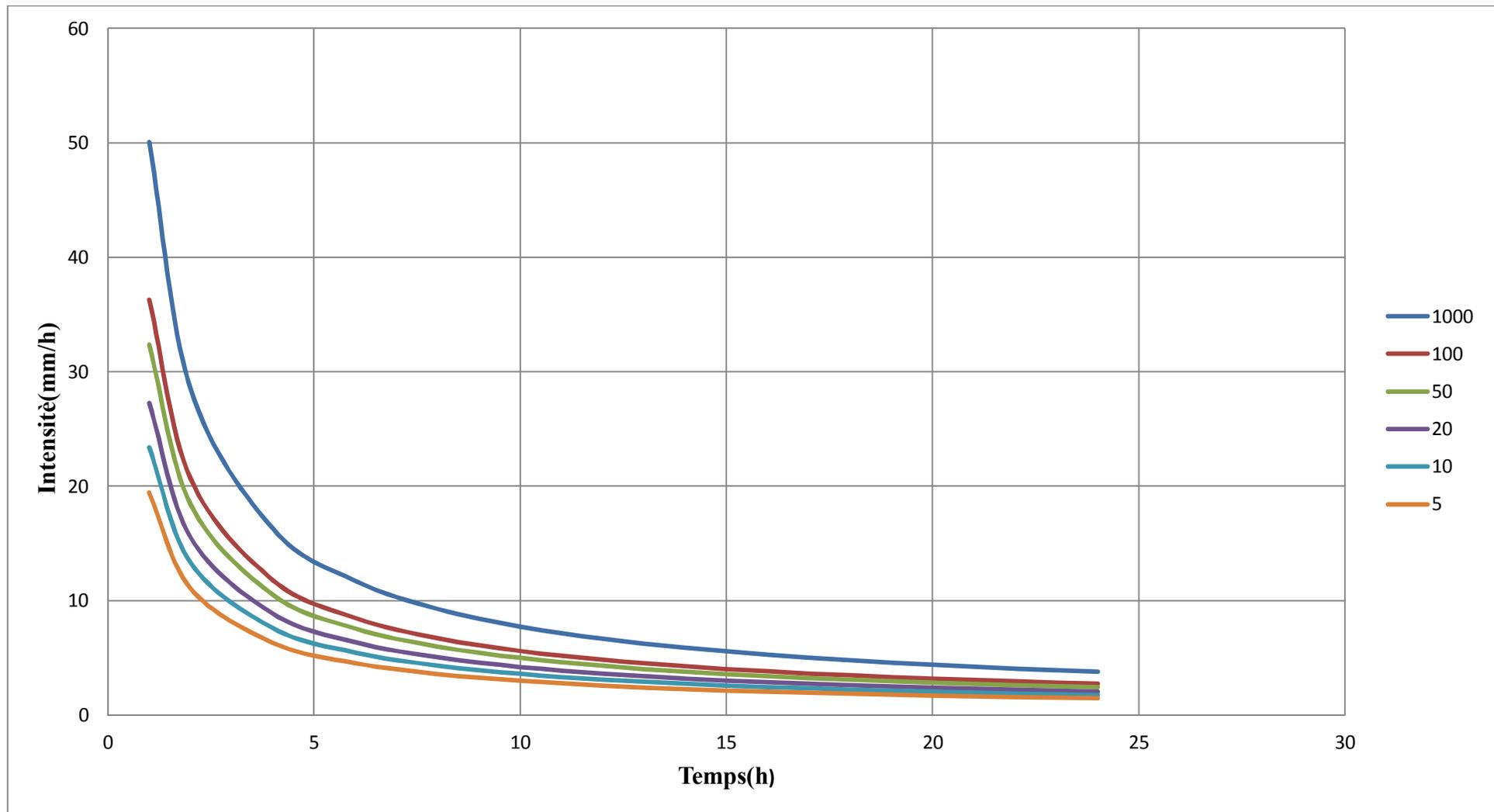


Fig.III.6 :Courbes_ Intensité_ Durée_ Fréquentielle

III.5.1-Caractéristiques de l'écoulement [6]a)- Module de l'écoulement (M_e)

Il est donné par :
$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.25)$$

 A_0 : Apport moyen annuel [litres]. T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31.536.10^6$ secondes".b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0)

On a :
$$M_0 = \frac{M_e}{S_{BV}} \dots\dots\dots (III.26)$$

 M_e : Module de l'écoulement [l/s]. S_{BV} : Superficie du bassin [Km²].c)- Lamme d'eau écoulée (L_e) :

On a :
$$L_e = \frac{A_0}{S_{BV}} \dots\dots\dots(III.27)$$

 A_0 : Apport moyen annuel [litres]. S_{BV} : Superficie du bassin.d)- Coefficient de l'écoulement (C_e):

Il est donné par :
$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (III.28)$$

 P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ; L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].e) Coefficient de variation (C_v) :

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation. On doit utiliser les formules empiriques.

➤ **Formule de SOKOLOVSKY**

On a :
$$C_v = a - 0.063 \cdot \log_{10}(S_{BV} + 1) \dots\dots\dots (III.29)$$

Avec :
$$a = 0.78 - 0.29 \cdot \log_{10}(M_0) \dots\dots\dots (III.30)$$

 M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].➤ **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ**

On a :
$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}} \dots\dots\dots (III.31)$$

 M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].➤ **Formule de L'ANTONOV**

On a :
$$C_v = \frac{0.7}{(S_{BV} + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (III.32)$$

 S_{BV} : Superficie du bassin en [km²]

Les résultats des caractéristiques d'écoulement dans le tableau suivant :

Tableau III.17:Caractéristiques d’écoulement

BASSIN	S _{BV} (km ²)	A ₀ (Mm ³)	ME (l/s)	M ₀ (l/s/km ²)	L _E (mm)	CE	CV		
							F-SOKO	F-OURKG	F-ANTO
BV	3658.96	118	3741.75	1.022	32.25	0.07	0.56	0.70	0.31

On prend les valeurs de la formule de SOKOLOVSKY parce qu’est le plus proche à la Valeur moyenne entre les 3formules empiriques.

III.5.2-Evaluation des apports solides

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l’ordre de grandeur acceptable de l’écoulement solide

➤ **Formule de TIXERONT**

C’est la formule la plus utilisée en Algérie pour l’évaluation du taux d’abrasion :

$$E_s = a \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III.33)$$

- Où : ES : taux d’abrasion (t/km2/an)
- Le : lame d’eau ruisselée en (mm)
- a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain
- a = 350 (perméabilité moyenne).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma=1.4 T/m^3$.

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \dots\dots\dots (III.34)$$

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18:Les apports solides

BASSIN	S _{BV} (km ²)	L _E (mm)	E _s (t/km ² /ans)	apport solide (m ³ /ans)
BV	3658.96	32.25	589.31	1.54 E03

III.6-Etude de crues

III.6.1-Différentes méthodes d’évaluation des crues

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est unique du aux variations des conditions et des données qui fait que c’est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n’existe pas encore une unicité de calcul des crues les méthodes de calcul différent aussi selon le chargé d’études.

Nous rappelons ci-dessous les différentes méthodes de calcul des crues que chacune d’elles a ses avantages et ses inconvénients.

III.6.1.1-Méthodes historiques

Etudes des archives en quêtes auprès des populations et recherches d’anciennes traces des crues (les niveaux atteints par les crues du passé)

III.6.1.2-Méthodes empiriques

Relations établies entre le débit et la surface du bassin versant la pluie et la période de retour comme les formules de Greager. Fuller. Snyder. Possenti etc....

III.6.1.3-Courbes enveloppes

Les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonctions de la surface du bassin versant permettant de tracer une courbe enveloppée (Francu-Rodier. Chaumont...).

III.6.1.4-Méthodes probabilistes

Analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (Gumbel. Galton. Pearson III. Log Pearson III).

La Méthode du Gradex basée sur l'hypothèse que durant des pluies fortes. Alors que le sol du bassin approche de la saturation chaque augmentation de la pluie tend à produire une augmentation du débit. En conséquence sur un graphique de Gumbel les droites de répartitions des fréquences des pluies et des débits sont parallèles.

III.6.1.5-Méthodes déterministes

Modélisent fondamentalement le processus pluie - écoulement du bassin et elles ont pour objectif de déterminer non seulement le débit de pointe mais également l'hydrogramme correspondant à la crue que celui aussi permet d'estimer le volume de cette crue.

III.6.1.6-Méthode de l'hydrogramme unitaire

Basée sur un travail de dépouillement averse – crues (version de Sherman).

Dans notre étude on va utiliser les méthodes empiriques

III.6.2-Application sur le bassin versant

Partant des données morphologiques et pluviométriques existants une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir de formules empiriques :

Mallet – Gauthier. Giandotti. Turazza et Sokolovsky. Ces relations sont celles qui traitent au mieux les petits bassins.

III.6.2.1-Formule de Mallet – Gauthier

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum en crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{\max, p\%} = 2K \cdot \log(1 + 20H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S_{BV}} \dots\dots\dots (III.35)$$

K : constante comprise entre 1-3 on prend: **K=1**

\bar{H} : Précipitation moyenne interannuelle en m, $\bar{H} = 0,458$ m

S_{BV} : Surface du bassin en Km²

L : Longueur du talweg principal en Km

T : Période de retour

III.6.2.2- Formule de Turazza

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

$$Q_{\max, p\%} = \frac{c \cdot \bar{i}_{tc} \cdot S_{BV}}{3 \cdot 6} \dots\dots\dots (III.36)$$

S_{BV}: Surface du bassin versant

\bar{i}_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h. Ce paramètre est calculé dans le tableau n°III.16

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

Tableau III.19: Valeur de coefficient de ruissellement C

Fréquence %	0.1	1	2	5	10	20
Période de Retour	1000	100	50	20	10	5
C	0.8	0.75	0.70	0.65	0.60	0.5

III.6.2.3-Formule de Sokolovsky

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{X_{p\% t_c} \cdot \alpha_{p\%} \cdot S_{BV} \cdot f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots (III.37)$$

S_{BV} : Surface du bassin versant en Km²

f : Coefficient de forme de la crue

T_c : Temps de concentration du bassin versant en h

X_{p%.tc} : précipitation en mm de probabilité p% correspondant à un temps t_c.

α_{p%} : coefficient de ruissellement pour la crue probable

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3 \gamma} \dots\dots\dots (III.38)$$

Pour $S_{BV} \leq 50km^2$ on a $\gamma = 2$

- Pour des petits bassins non boisé. sol peu perméable. on a $\gamma = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisé. sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$

Puisque les bassins versant boisé on prend $\gamma = 3$ alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 0.92$$

Le débit de crue de bassin versants par les différentes formules dans le tableau suivant :

Tableau III.20: Débits de crues au bassin versant

Période de retour	Débit de crue au bassin versant		
	Formule de Mallet Gauthier	Formule de Turazza	Formule de Sokolovski
Ans	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
1000	2198,50	2942,57	3008,05
100	1668,72	2000,39	2044,23
50	1472,37	1664,83	1701,06
20	1163,01	1301,82	1331,42

Tableau III.20:Débits de crues au bassin versent (suite)

10	857,81	1028,36	1054,13
5	345,10	712,53	730,67

Nous adoptons les débits maximaux des crues données par la formule de SOKOLOVSKI, étant donné que la méthode adoptée pour le tracé de l’hydrogramme de crue.

III.6.3-Hydrogrammes des crues

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovski qui assimile l’hydrogramme à deux équations paraboliques :

- **La montée de la crue :** $Q_{max} = Q_{max} p \left[\frac{t}{t_m} \right]^n$ (III.39)

- **La décrue :** $Q_{max} = Q_{max} p \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^m$ (III.40)

- Avec :** t_m : temps de montée de la crue;
 t_d : temps de la décrue;
 m, n : puissance des équations $m = 2, n = 3$;
 $t_m = t_c$ et $t_d = \gamma \cdot t_c$ On prend $\gamma = 2$

Les débits de crues des différentes périodes de retour de bassin versant sont groupés au tableau suivant ainsi que le Hydrogramme correspondant.

Tableau III.21:Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour

T (h)	Période de retour					
	1000ans	100 ans	50ans	20 ans	10ans	5 ans
0	0	0	0	0	0	0
4	14,00	9,51	7,91	6,19	4,90	3,40
8	111,97	76,09	63,32	49,56	39,24	27,20
12	377,89	256,81	213,70	167,26	132,43	91,79
16	895,75	608,74	506,55	396,47	313,90	217,58
20	1749,50	1188,94	989,35	774,36	613,09	424,96
23,96	3008,05	2044,23	1701,06	1331,42	1054,13	730,67
28	519,79	353,24	293,94	230,07	182,15	126,26
32	332,00	225,62	187,75	146,95	116,34	80,64
36	186,12	126,49	105,25	82,38	65,22	45,21
40	82,17	55,84	46,47	36,37	28,79	19,96
44	20,13	13,68	11,38	8,91	7,05	4,89
47,92	0	0	0	0	0	0

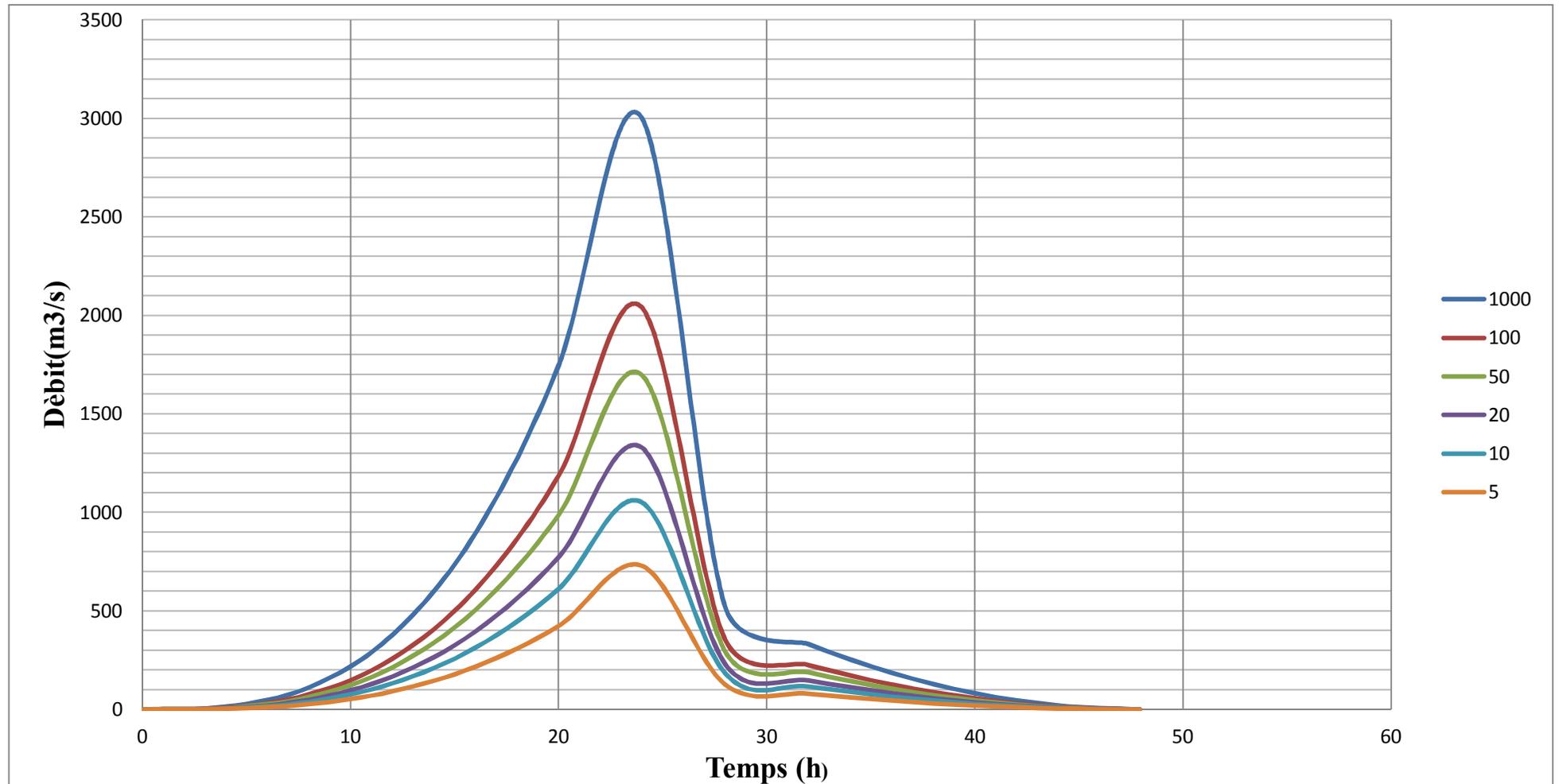


Fig.III.7: Hydrographes des crues du bassin versant

III.7-Evaluation du débit des eaux pluviales

III.7.1-Généralités

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de notre zone d'étude en sous bassins, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol à drainer et l'occupation de leur superficie. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode rationnelle.

On opte la méthode rationnelle pour évaluer le débit pluvial parce que elle tient compte la valeur de L'intensité de précipitation.

III.7.2-Méthode rationnelle[7]

Cette méthode est découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, Elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS.

Elle est utilisée pour des surfaces limitées généralement inférieures à 10hec. Elle est Facilement applicable pour des agglomérations de petite importance, et aussi peut être Intéressante pour des installations dont la surface est relativement limitée (usine, caserne, Centres commerciaux...).Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « I »Supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie« A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ».

La méthode repose sur l'utilisation de la formule de TURAZZA :

$$Q = \alpha.C_r.A. i \dots\dots\dots (III-41)$$

Avec : Q : débit d'eau de ruissellement (l / s)

A : surface de l'aire d'influence (ha)

Cr : coefficient de ruissellement

I : intensité de précipitation (l / s / ha)

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

a)Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est efficace pour les aires relativement limitées, généralement inférieures a (10 ha), Le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

b) Critère de la méthode rationnelle

-La décomposition du bassin en aire élémentaire est grossièrement approchée en raison de La difficulté de déterminer avec précision la durée du ruissellement entre ces diverses zones à l'exécutaire.

-Le coefficient de ruissellement est toujours constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse.

-La méthode rationnelle ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin.

c) Hypothèses de la méthode rationnelle

- l'intensité de pluie reste constante dans le temps.

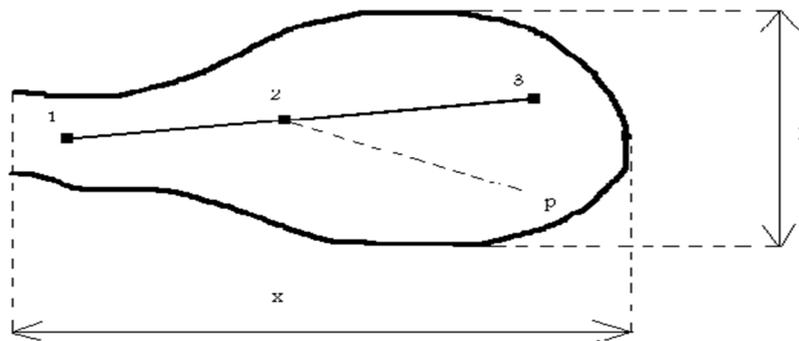
- les surfaces dites imperméables sont uniformément réparties sur le bassin.

- La surface du sous bassin s'apparente à un rectangle.

- La capacité d'emménagement du sous bassin n'est pas prise en considération Tous ces paramètres nous conduisent généralement à une surestimation du débit pluvial issu d'un bassin versant.

III.7.2.1-Coefficient réducteur d'intensité (α)[7]

En réalité la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies courtes de forte intensité, ceci en fonction de la nature des nuages, vents...pour en tenir compte nous affectons l'intensité d'un coefficient réducteur $\alpha < 1$ déterminé expérimentalement : Supposons un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur (x) et de largeur moyenne (y) drainé par un collecteur 1-2-3.



FigIII.8:Bassin versant assimilé à un rectangle

Le point (p) du bassin se trouve en amont du collecteur 1-2 intéressé par le calcul (p-2) distance du point (2) situé l'amont du tronçon d'égout étudié au point (p) du bassin considéré.

Tableau III.22:Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α

p-2 (m)	200	400	600	800	1000	1200	1400
Y < x/2	0,91	0,88	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77
Y > x/2	0,90	0,86	0,83	0,80	0,78	0,76	0,75
p-2 (m)	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
Y < x/2	0,76	0,75	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68
Y > x/2	0,72	0,70	0,69	0,67	0,66	0,64	0,63

III.7.2.2-Coefficient de ruissellement C_r [7]

Le coefficient de ruissellement d'un sous bassin exprime le rapport du volume d'eau de pluie ruisselée à celui qui est tombé sur ce bassin. D'une manière générale, ce coefficient est le taux d'imperméabilité du bassin. Il dépend de la nature du sol, de l'inclinaison du terrain (la pente), de la densité des pluies et de la densité de la population. Dans le cas où la surface du sous bassin considéré est formée de plusieurs aires élémentaires, caractérisée chacune par un coefficient de ruissellement C_{ri} ,

La détermination du coefficient de ruissellement pondéré est donnée par la relation suivante:

$$C_p = \frac{\sum C_r A_i}{\sum A_i} \dots\dots\dots (III.42)$$

Ou :

A_i : La surface de l'aire partielle d'ordre i.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement d'ordre i.

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.

Tableau III-23: Estimation de coefficient de ruissellement

N° du SB	Surface du SB (ha)	Occupation du sol	Pourcentage %	Surfaces élément aires du SB (ha)	Coefficient de ruissellement Cr	Coefficient de ruissellement pondéré Crp
1	25.95	Habitant	70	18.16	0.9	0,8
		C.F.P.A	4	1.04	0,8	
		Voirie route	5	1.3	0,6	
		Parking	1	0.25	0,6	
		Espace vert	20	5.19	0,6	
2	39.48	Habitant	55	21.71	0.9	0,75
		Lycée	5	1,97	0,9	
		Ecoule	5	1,97	0.9	
		Route	10	2,1	0,6	
		Espace vert	15	5.9	0,6	
3	21.02	Habitant	70	14.71	0.9	0,8
		Espace vert	20	4.2	0,6	
		Route	10	2.1	0,6	
4	13.23	Habitant	55	6.61	0.9	0,71
		Espace vert	35	4.63	0.6	
		Route	10	1.32	0.6	
5	17.08	Habitant	60	10.25	0.9	0,82
		Mesque	5	0.85	0.9	
		Ecoule	5	0,85	0.9	
		Cem	5	0,85	0.9	
		Route	15	2.56	0.6	
		Espace vert	10	1.7	0.6	
6	23.29	Habitant	70	16.3	0.9	0.8
		Route	10	2.3	0.6	
		Espace vert	20	4.65	0.6	
7	5.63	Habitant	90	5.07	0.9	0.87
		Route	10	0.56	0.6	

III.7.2.3-Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 min et de période de retour de 10 ans

D'après le tableau III.16

 $P_{max, 15mn, 10\%} = 71.92\text{mm/h} = 199.78 \text{ l/s/ha}$.**Tableau III-24:**Calcul des débits pluviaux pour chaque aire élémentaire(S/B)par la méthode rationnelle

N° du SB	Ai(ha)	Cri	Coeff correcteur α	I (l/s/ha)	Q _{plu} (l/s)	Q _{plu} (m ³ /s)
1 (Quartier Demmed)	45.37	0,8	0,91	199,78	6600	6.6
2 (Quartier Saifi 01/02)	39,97	0,75	0,91	199,78	5450	5,45
3 (Quartier Rais)	41.96	0,8	0,82	199,78	5500	5.5
4 (Quartier Sid Nail)	16.02	0,71	0,88	199,78	2000	2
5 (Quartier 1 ^{er} Novembre)	22.5	0,82	0,895	199,78	3300	3.3
6 Quartier Bouabdelli)	10.08	0,8	0,9	199,78	1450	1.45

III.8-Description des zones inondables

Le territoire de la ville de Messaad est régulièrement confronté à des ruissellements non maîtrisés ayant entraîné des inondations et/ou des pollutions de la ressource en eau. La wilaya de Djelfa souhaite poursuivre sa politique de prévention afin de limiter les conséquences de tels événements. Cela concerne les étapes aussi importantes que l'élaboration de documents d'urbanisme et de projets de travaux sur les réseaux Eaux Pluviales (EP). Ainsi, la wilaya encourage la réalisation d'une de protection de la ville de Messaad

Le périmètre d'étude s'étend au minimum sur l'ensemble du territoire communal, voire intercommunal (si le Schéma est réalisé sur plusieurs communes ou si l'étude d'un bassin versant complet est nécessaire).

Il est à préciser que ce document n'a pas vocation à être un Plan de Prévention des Risques Inondation.

Les eaux de ruissellement, atteignent le lit des cours d'eau. Les crues se produisent lorsque le sol et la végétation ne peuvent pas assimiler toute l'eau de ruissellement et provoquent une élévation du lit du cours d'eau. Le plus souvent, celui-ci ne déborde pas, mais l'eau ruisselle parfois dans des quantités qui ne peuvent être transportées dans les lits des oueds surtout les quartiers concernant notre études et affluents retenues dans les bassins naturels à l'intérieurs ces quartiers se produit alors des inondations

Les inondations retardent la circulation, endommagent les systèmes de drainage et compromettent les pratiques agricoles. Les culées de ponts, les rives, les embouchures d'égouts sont endommagées.

Prévention des Risques Inondation.

III.8.1-Analyser les réseaux des eaux pluviales

- Caractériser le système d'assainissement pluvial existant et définir les éléments qui constituent le bassin de collecte et ses composantes : réseaux, ouvrages de stockage, dispositifs de traitement, capacités
- Le cas échéant, mettre en évidence les dysfonctionnements et les enjeux (analyser quantitativement, étudier la capacité des réseaux en place...)
- Définir quantitativement et qualitativement les apports et les rejets des réseaux étudiés et aménager les bétouires ;
- Intégrer les contraintes amont (débits de fuite et surverse des bassins de stockage) et aval (autres communes, captages d'alimentation en eau potable, ouvrages existants ou projetés);
- Limiter les quantités et garantir une qualité acceptable des rejets à l'aval.

III.8.2-Causes des inondations de la ville de Messaad

D'après le DHW de W.DJELFA les causes et les problèmes des inondations de la ville de Messaad :

- Obstacles et constructions sur canaux existants.
- Existence de la ville sur un versant important.
- Inexistence des ouvrages important de lutte contre les crues.
- Sous dimensionnement des ouvrages d'évacuation
- Rupture d'ouvrages de protection.
- Imperméabilisation du sol par les aménagements
- Saturation du réseau d'assainissement des eaux pluviales
- Constructions en zones à risque d'inondation.
- Effets de l'homme Constructions en zones à risque d'inondation
- Urbanisation anarchique des rives immédiates des cours d'eau
- Défaillances d'une partie des réseaux.
- Transformation des oueds en décharges sauvages.
- Extensions illicites.
- Non-respect des plans directeurs d'urbanisme.

- Les extensions de l'urbanisme dans des zones inondables.
- Le non-respect des servitudes des galeries existantes. Actuellement ces ouvrages sont en quelques endroits sous des bâtisses.

III.8.3-Délimitation des zones inondables

Les zones touchées par les inondations sont :

- L'aire élémentaire 1 (S/B1): Quartier Demmed ;
- L'aire élémentaire 2 (S/B2): Quartier Saifi I et II, Lotissements, Theniet Amour ;
- L'aire élémentaire 3 (S/B3): Quartier El Moudjahiddine, Rais ;
- L'aire élémentaire 4 (S/B4): Quartier Sidi Nail ;
- L'aire élémentaire 5 (S/B5): Quartier 1er Novembre, centre-ville ;
- L'aire élémentaire 6 (S/B6): Quartier Bouabdelli



Fig.III.9:Photos a montré aucune couverture dans la (S/B1)



Fig.III.10:Représentation La seule galerie existante qui véhicule les eaux de ruissellement



Fig.III.11:Représentation l'aménagement existant dans (S/B2)



Fig.III.12: L'aménagement existant qui véhicule les eaux de ruissellement dans (S/B3)



Fig.III.13:Galerie en mauvaise états qui véhiculé les eaux de ruissellement de (S/B5)

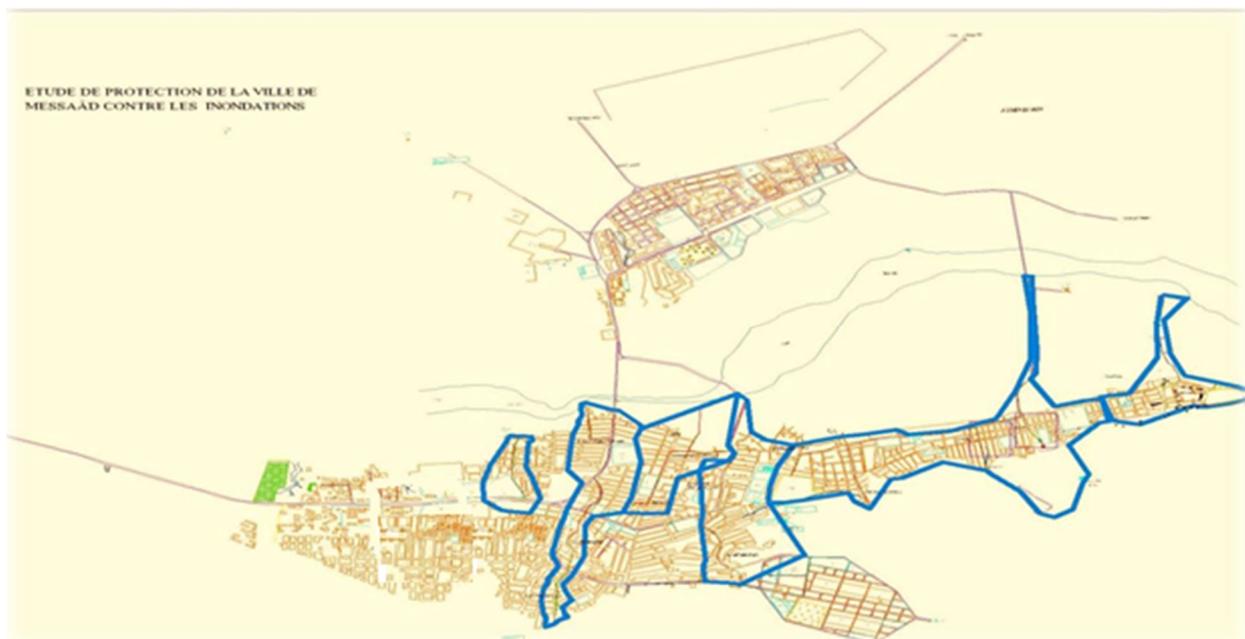


Fig.III.14 : Schéma qui représente les aires élémentaires des zones inondables

Du point de vue hydrographique ; il y a des émissaires qui prennent part du côté sud vers l'oued qui traverse la ville de l'ouest vers l'Est, inondant les quartiers de Demmed Saifi hay el moudjahiddine ,lotissements Est extension327 lots CFPA Gendarmerie nationale cité de la police, la route principale et la station d'essence, inondant ainsi les quartiers tels hay bouabdelli, CEM Hachi .
J'ai utilisé des images GOOGLE EARTH afin de donner une idée sur les affluents et les eaux de ruissellement.

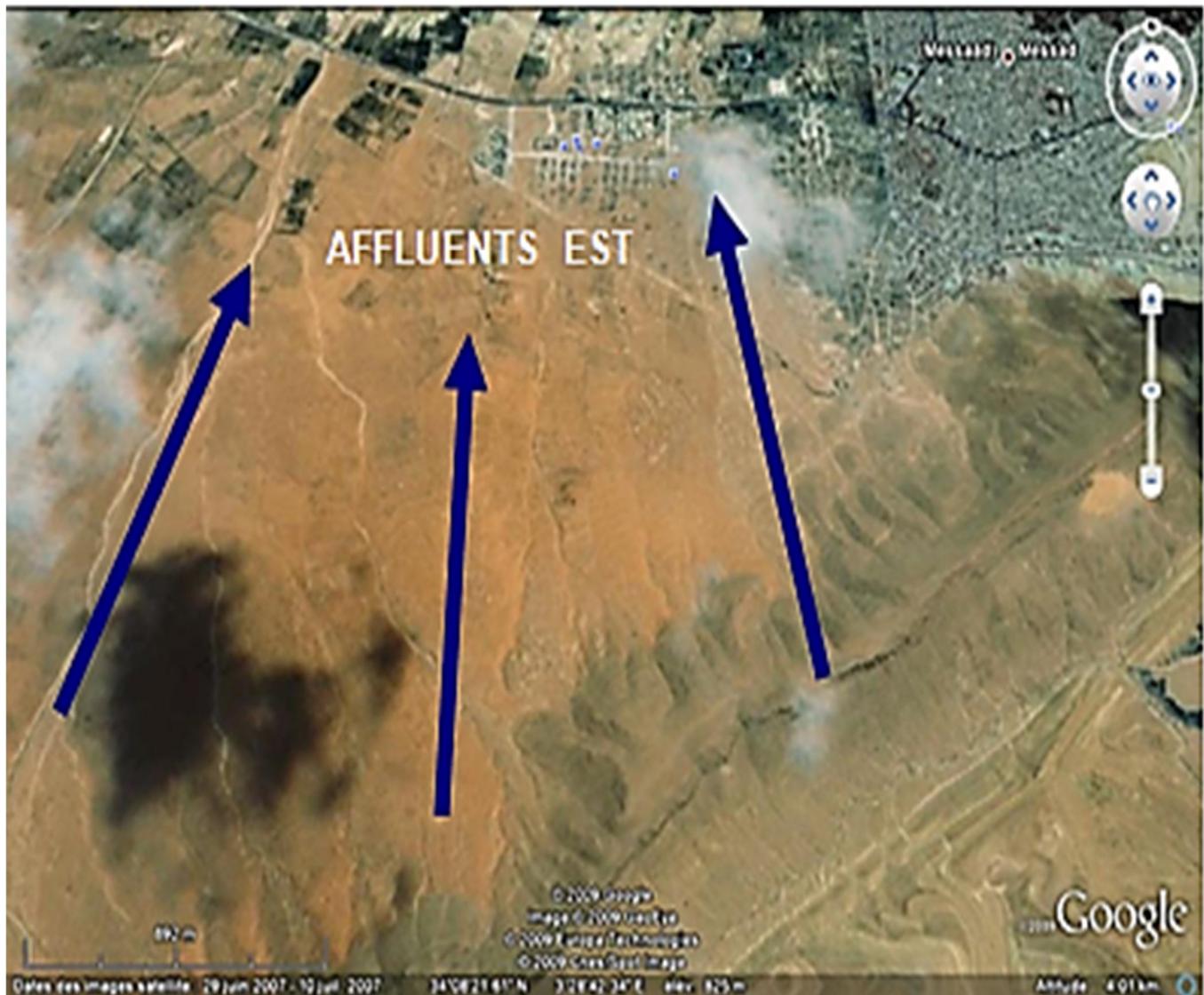


Fig.III.15: Identification des eaux de ruissellement est par photo satellitaire



Fig.III.16 : Identification les eaux de ruissellement qui traversé la ville au nord

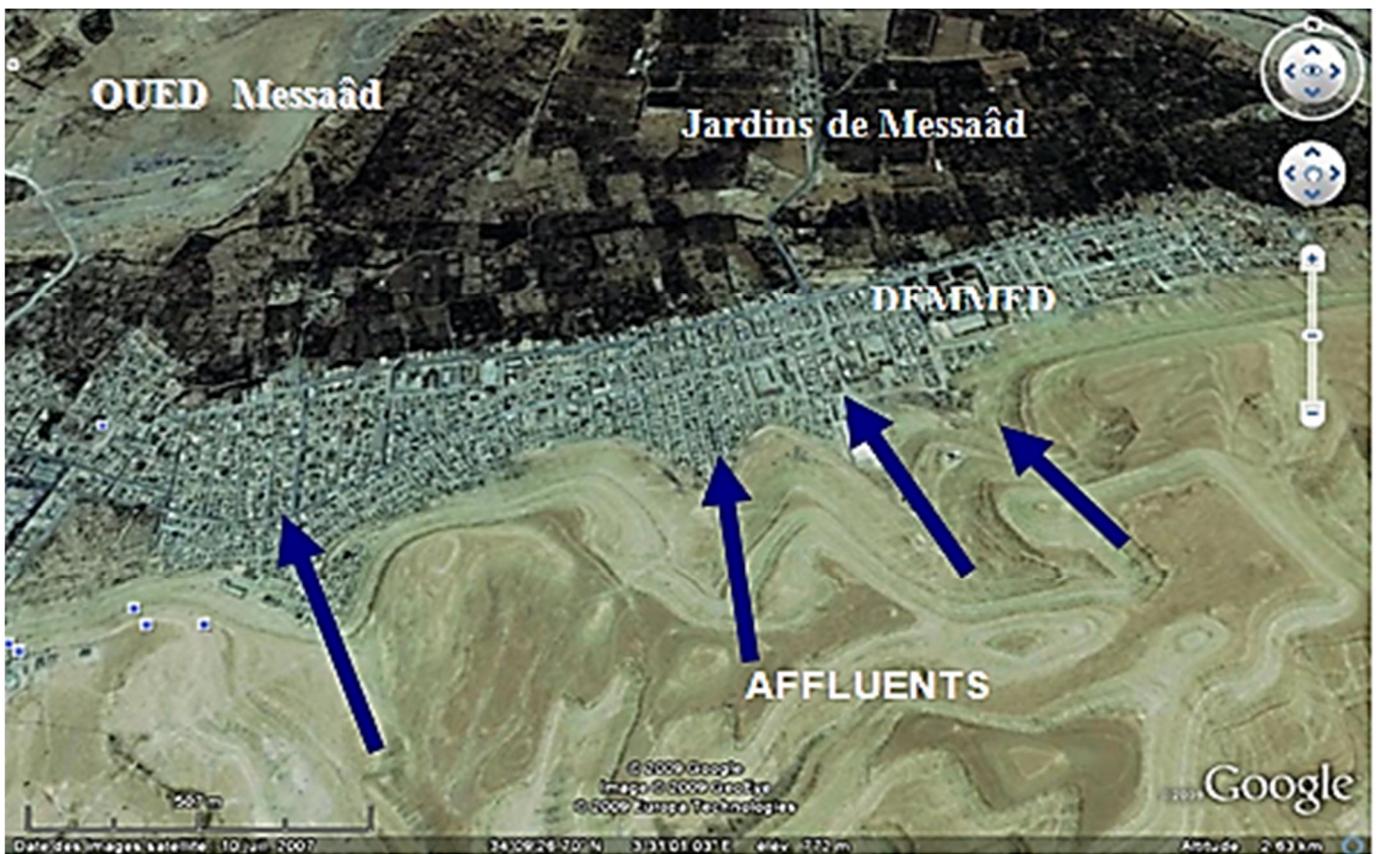


Fig.III.17:Représentation les directions des eaux de ruissellement



Fig.III.18 : Représentation les directions des eaux de ruissellement de quartier Demmed



Fig.III.19 :Photo satellitaire qui indique les quartiers le plus inondables de la ville

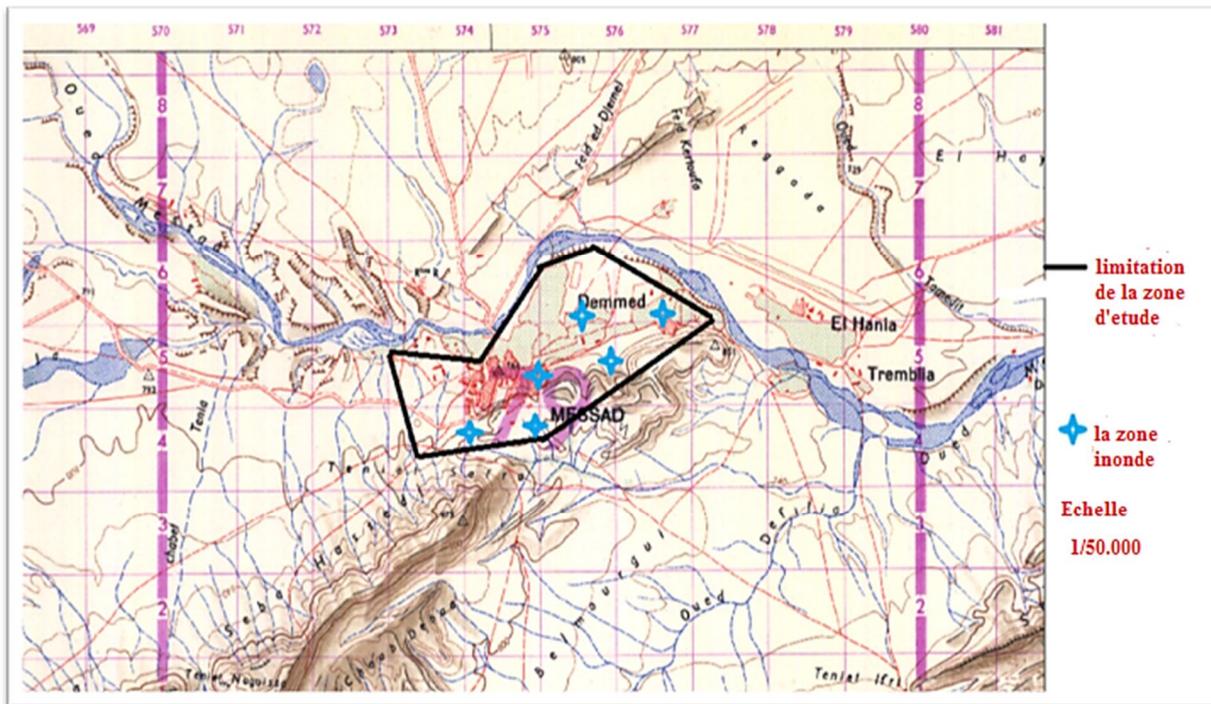


Fig.III.20:Délimitation des zones inondables dans la carte états major de la ville de Messaad

III.9-Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant et Analyse des données pluviométriques dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée. Pour notre étude on a utilisé deux lois, la loi de Gumbel et la loi de Galt on (log-normale) et l'ajustement des pluies maximales journalières sera traiter par logiciel "Hyfran". D'après la comparaison qui fait par Hyfan On a opté pour la loi de Galton.

Les hydro grammes des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps.

En remarque que l'aménagement et calibrage d'oued de Messaad est déjà fait. Donc notre étude est protéger la ville de Messaad contre les inondations des eaux de ruissellements.

Le réseau d'eaux pluviales est appelé pour assurer l'évacuation des eaux de ruissellement, nous avons évalué les débits d'écoulements des eaux pluviales des sous bassins urbanisés par la méthode rationnelle, cette démarche nous permet d'accéder de faire notre calcul hydraulique afin de dimensionner les éléments constitutifs du réseau pluvial qui capable de protégé notre ville.

La description des zones inondables et limitation notre ville pour avoir une idée sur les différents affluent et les eaux de ruissellement qui faire dégât et aussi pour propose un bon aménagement qui assure une solution de notre problème.

CHAP IV : Etude des variantes**IV.1-Introduction**

Simultanément à la recherche et à la sélection des sites, le projeteur doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, selon les conditions et les contraintes locales qu'il va relever. Dans le terrain en fait, si l'éventail de protection est assez large, quelques critères simples permettront très vite de distinguer deux ou trois variantes.

Avant le choix des variantes, on doit passer d'abord à une analyse du site à étudier cette dernière a pour but de ne pas aggraver la situation par le maintien de l'ensemble de la zone des ruissellements susceptibles qui vont être évacuer sans aucun danger .On rappelle que nos bassins contiennent en aval une zone plate très encombrée par les constructions.

IV.2-Reconnaissance des protections existantes contre les eaux de ruissellement

Dans le but d'élaborer une synthèse et un diagnostic rigoureux nous avons subdivisés les sites d'intervention probable en deux sites.

IV.2.1-Premier site

Le premier site est situé à le sud de la ville il concerne les quartiers de Demmed ,Saifi 01et 02 ,Theniet omar ,Ben attia qui sont groupes dans les aires élémentaires (S/B1),(S/B2), qui ne dispose d'aucun aménagement d'évacuation des eaux de ruissellement sauf quelques mètres des canaux et qui sont réalisées dans le but de retenir les eaux pluviaux, ce qui constitue un danger sur les habitations .

IV.2.2-Deuxième site

Il est situé au centre de la ville et concerne Quartier Sid Nail, Quartier Bouabdelli, Quartier 1^{er} Novembre, Quartier Rais qui sont groupes dans les aires élémentaires (S/B4), (S/B5)et (S/B6),qui dispose ancien aménagement d'évacuations des eaux de ruissellement, des canaux et des murs pour captages des eaux et des collecteurs de 400mm pour évacuer les eaux vers l'oued de Messaad

IV.3- Elaboration des variantes et choix de la variante :

Le choix de ces variantes dépend essentiellement des études topographique et géologique pour cette étude, nous proposons les variantes suivantes :

IV.3.1-Variante I

-**Pour l'aire élémentaire 1 (S/B1):** Propose un aménagement avec un canal trapézoïdal en béton armé à ciel ouvert de forme trapézoïdal sur un linéaire total de 690m en amont et un canal à l'intérieur de quartier sur un linéaire total de 1.5km allons vers Oued Messaad.

-**Pour l'aire élémentaire 2 (S/B2):** Aménagement avec un canal trapézoïdal en béton armé à ciel ouvert de forme trapézoïdal à l'intérieur des quartiers vers l'exutoire sur un linéaire total de 2.6km.

- **Pour l'aire élémentaire 3 (S/B3):** Aménagement avec un canal trapézoïdal en béton armé à ciel ouvert de forme trapézoïdal à l'intérieur des quartiers vers l'exutoire sur un linéaire total de 2.2km.

-**Pour l'aire élémentaire 4 (S/B4):** On propose un aménagement avec canal de forme trapézoïdal en béton armé de Hay sidi Nail et Hay ben dahman vers Oued Messaad sur une longueur de 1.28Km.

- **Pour l'aire élémentaire 5 (S/B5):** aménagement avec un canal de forme rectangulaire en béton armé qui traversé les quartiers vers Oued Messaad sur linéaire total de 2 km.

- **Pour l'aire élémentaire 6 (S/B6):** aménagement avec un canal à ciel ouvert de forme rectangulaire de longueur de 676m.

IV.3.2-Variante II

- **Pour l'aire élémentaire 1 (S/B1):** propose un aménagement avec des collecteurs des eaux pluviaux en béton armé sur un linéaire total de 12.19km qui traverse le quartier vers Oued Messaad avec regard de captage les eaux de ruissellement.

- **Pour l'aire élémentaire 2 (S/B2):** On propose des collecteurs des eaux pluviales en béton armé à l'intérieur des quartiers vers l'exutoire sur un linéaire total de 2.6km.

- **Pour l'aire élémentaire 3 (S/B3):** aménagement avec des collecteurs des eaux pluviaux en béton armé forme à l'intérieur des quartiers vers l'exutoire sur un linéaire total de 2.2km.

- **Pour l'aire élémentaire 4 (S/B4):** On propose un aménagement avec des collecteurs en béton armé de Hay sidi Nail et Hay ben dahman vers oued Messaad sur une longueur de 1.28Km avec un canal en amont de forme rectangulaire de longueur 500m.
- **Pour l'aire élémentaire 5 (S/B5):** Aménagement collecteurs des eaux pluviales en béton armé qui traversé les quartiers vers Oued Messaad sur linéaire total de 2 km.
- **Pour l'aire élémentaire 6 (S/B6):** Aménagement avec des collecteurs en béton armé de longueur de 676m.

IV.3.3-Variante III

- **Pour l'aire élémentaire 1 (S/B1):** Aménagement mixte, on propose des collecteurs des eaux pluviales à l'intérieur des quartiers de longueur de 1.58km et canal trapézoïdal en béton armé en amont des quartiers de longueur de 690m pour véhiculer les eaux à l'exutoire.
- **Pour l'aire élémentaire 2 (S/B2):** On propose des collecteurs des eaux pluviales en béton armé qui traversé les quartiers sur un linéaire total de 2.6km.
- **Pour l'aire élémentaire 3 (S/B3):** Les quartiers sont étroites c'est pour ça on propose des collecteurs des eaux pluviales dans les quartiers de longueur total de 1.8km.
- **Pour l'aire élémentaire 4 (S/B4):** On propose un aménagement avec des collecteurs en béton armé de Hay sidi Nail et ben dahman vers oued Messaad sur une longueur de 1.28Km.
- **Pour l'aire élémentaire 5 (S/B5):** Aménagement mixte par réalisation un canal en béton armé de formes trapézoïdales de longueur de 470 m et un collecteur des eaux pluvial de RN1 vers RN29 de longueur de 1.33km et aussi un canal de forme trapézoïdal de RN29 vers Oued Messaad sur longueur 202m.
- **Pour l'aire élémentaire 6 (S/B6):** Aménagement mixte, un canal en béton armé de forme trapézoïdal de longueur de 320m et un collecteur des eaux pluviales qui traversé le quartier sur linéaire de 356m.

IV.4-Conclusion

Dans cette partie d'étude, on a proposé et élaboré des variantes pour la protection de notre agglomération contre les eaux pluviales de ruissellement. Ces variantes sont proposées selon les problèmes liés aux inondations se produisant au niveau de chaque zone.

CHAP V : calcul hydraulique

V.1-Introduction

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement).

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections se déduira de la formule d'écoulement adoptée; tout en respectant certaines normes d'écoulement et en définissant les meilleurs tracés possibles des collecteurs.

Il convient toutefois de remarquer que, sauf pour les très grands ouvrages, les dimensions des canalisations varient d'une manière discontinue compte tenu des diamètres courants de fabrication et qu'il en résultera le plus souvent, de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement.

V.2-Dimensionnement des Ouvrages

V.2.1-Dimensionnement du réseau des eaux pluviales

V.2.1.1-Conditions d'écoulement et de dimensionnement

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

- La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantable. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait Quelques conditions.

Si ces conditions ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s à pleine section.

V.2.1.2-Formules d'écoulements [1]

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulements qui ont été développés par des chercheurs scientifiques parmi ses formules on a :

a)Formule de CHEZY

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \dots\dots\dots (V.1)$$

Où :

I : Pente du collecteur (m/m).

R_h : Rayon hydraulique (m).

C: Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \dots\dots\dots (V.2)$$

γ : Coefficient de BAZIN qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées. Dans laquelle : $\gamma = 0.06$ pour les collecteurs d'eaux pluviales.

b) Formule de MANNING

$$V = \frac{\alpha}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots (V.3)$$

Ou :

α : est un coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en Système anglo-saxon.

n : coefficient de MANNING il dépend des parois de la conduite.

R_h : Rayon hydraulique (m).

I : Pente du collecteur (m/m).

c) Formule de STRICKLER

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec : K_s : Coefficient de rugosité de Strickler = $1/n$

$$K_s = 26 \left(\frac{1}{d_{65}} \right)^{1/6} \dots\dots\dots (V.5)$$

Où :

d_{65} : est le diamètre en mètre correspondant à 65 % passant en poids.

V.2.1.3-Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier

- la différence des plans d'eau .

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

Avant tout on définit les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau (m).
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).
- Rayon hydraulique (R_h) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).
- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section mouillée (m²).

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m²).

Pour le dimensionnement de notre réseau, nous avons élaboré une macro sur Excel, et logiciel de dimensionnement des eaux pluviales pour faciliter la tâche du dimensionnement.

Pour cela on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning-Strickler, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \dots\dots\dots (V.7)$$

Où :

I(m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné (I>0.25%).

R_h (m): Rayon hydraulique.

K_s: Coefficient de Strickler dépend de la nature des parois

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s .S.R^{2/3} .\sqrt{I} \dots\dots\dots(V.8)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right)^{3/8} \dots\dots\dots(V.9)$$

Le débit en plein section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \dots\dots\dots (V.10)$$

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des abaques (voir annexe I) nous avons calculées les valeurs R_q et R_v, ainsi R_q et R_h.

Tel que : $R_q = Q_t / Q_{ps}$

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$R_v = V / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V = R_v * V_{ps}$$

$$R_h = H / D_{nor} \Rightarrow H = R_h * D_{nor}$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto-curage on a deux conditions à vérifier:

Condition : Vitesse d'écoulement ($V > 1.00 \text{ m/s}$)

Avec :

R_q : rapport des débits.

R_v : rapport des vitesses.

R_h : rapport des hauteurs.

Q : Débit des eaux pluviales véhiculées par la conduite circulaire. (m^3/s).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau (m/s).

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

Q_{ps} : Débit de pleine section (m^3/s).

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s).

D_{nor} : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

V.2.2–Dimensionnement des canaux[2]

V.2.2.1-Le choix de la section de meilleure conductivité

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum.

Pour un canal de pente J_u et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum Q_{max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal, et la section S est minimale. (R_h étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m).

Notre choix portera sur la section trapézoïdale

Tableau V.1: Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale

Designation	Expression	Definition
b	$2h (\sqrt{1 + m^2} - m)$	La largeur au fond du canal, en m
B	$b + 2mh$	La largeur au miroir du canal, en m
S	$h (b + mh)$	la surface mouillée
P	$b + 2h\sqrt{1 + m^2}$	le perimetre mouillé
R_h	$h. (b + mh)$	rayon hydraulique
	$b + 2h. \sqrt{1 + m^2}$	
m	$\cotg \varphi = 0.57$	Fuit de talus, d'après la nature du terrain

V.2.2.2--Calculs du rayon hydraulique maximal

On a:
$$R_h = \frac{S}{P} = \frac{h}{2} \dots\dots\dots (V.11)$$

Alors: Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{\min} .
Le périmètre soit min pour $dP=0$.

V.2.2.3-Calcul de la profondeur normale h_n

Pour la détermination de h_n en utilise la méthode itérative.

On tire la valeur de (h_n) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R} \cdot \sqrt{I} \dots\dots\dots (V.12)$$

Donc on donne des valeurs à (h_n) Jusqu'à une valeur de Coefficient cherché de débit avec la pente K (m3/s).

$$k = Q / \sqrt{I} \dots\dots\dots (V.13)$$

Par suite on trace la courbe $k = f(h_n)$, et on détermine la valeur de h_n (m) correspondante à K

C'est à- dire on cherche h (m) pour le débit Q_{\max}

V.2.2.4-Calcul de la profondeur critique h_{cr}

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs méthodes :

Parmi cette méthode on a, La méthode graphique, la méthode itérative et finalement la méthode d'AGROSKINE. En utilise la méthode itérative

V.2.2.5-Calcul de la pente critique

La pente critique correspond à la profondeur critique, elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (V.14)$$

$$\text{Donc : } I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \dots\dots\dots (V.15)$$

V.2.2.6-Calcul de la ligne d'eau

Pour la ligne d'eau, on va utiliser le logiciel " CANALP" dont le principe de calcul est basé sur la méthode par approximation successive.

Tableau V.2 : Dimensions du collecteur des EP (Quartier DEMMED RD 1 VERS RD 13)

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)
		amont	aval											
RD1 - RD2	40	752.2	752.65	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD2 - RD3	31.38	752.65	751.18	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD3 - RD4	48.82	751.18	747.69	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD4 - RD5	40	747.69	745.21	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD5 - RD6	40	745.21	743.96	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD6 - RD7	40	743.96	742.51	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD7 - RD8	15.43	742.51	741.99	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD8 - RD9	23.15	741.99	742.28	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD9 - RD10	32.59	742.28	742.63	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD10 - RD11	18.8	742.63	742.1	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD11 - RD12	36.52	742.1	741.16	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD12 - RD13	24.45	741.16	741.18	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9

Tableau V.3 : Dimensions du collecteur des EP (Quartier DEMMED RD14 VERS RD 21)

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)
		amont	aval											
RD14 - RD15	40	748.83	744.15	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD15-RD16	55.01	744.15	740.99	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD16-RD17	39.03	740.99	740.73	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD17-RD18	18.76	740.73	740.18	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD18-RD19	81.11	740.18	740.78	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD19-RD20	16.57	740.78	740.97	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9
RD20-RD21	20.47	740.97	741.18	0.03	1.8	797	800	3.62	1.820	0.989	1.122	0.840	4.06	671.9

Tableau V.4 : Dimensions du collecteur des EP (Quartier DEMMED RD21 VES RD44)

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)
		amont	aval											
RD21-RD22	39.81	741.18	739.29	0.03	3.6	913	1000	4.28	3.620	0.994	1.122	0.846	4.80	845.88
RD22-RD23	21.29	739.29	738.66	0.03	3.6	913	1000	4.28	3.620	0.994	1.122	0.846	4.80	845.88
RD23-RD24	33.08	738.66	737.68	0.03	3.6	913	1000	4.28	3.620	0.994	1.122	0.846	4.80	845.88
RD24-RD25	13.56	737.68	737.36	0.03	3.6	913	1000	4.28	3.620	0.994	1.122	0.846	4.80	845.88
RD25-RD26	33.17	737.36	736	0.03	3.6	913	1000	4.28	3.620	0.994	1.122	0.846	4.80	845.88
RD26-RD27	43.09	736	734.9	0.03	3.6	913	1000	4.28	3.620	0.994	1.122	0.846	4.80	845.88
RD27-RD28	41.21	734.9	733.32	0.03	3.6	913	1000	4.28	3.620	0.994	1.122	0.846	4.80	845.88
RD28-RD29	31.81	733.32	732.3	0.03	3.6	913	1000	4.28	3.620	0.994	1.122	0.846	4.80	845.88
RD29-RD30	55.77	732.3	730.97	0.03	3.6	913	1000	4.28	3.620	0.994	1.122	0.846	4.80	845.88
RD30-RD31	77.33	730.97	730.09	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92
RD31-RD32	37.32	730.09	730.02	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92
RD32-RD33	81.9	730.02	730.07	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92
RD33-RD34	26.38	730.07	729.89	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92
RD34-RD35	44.79	729.89	729.4	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92
RD35-RD36	27.69	729.4	729.06	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92
RD36-RD37	29.81	729.06	728.28	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92
RD37-RD38	47.46	728.28	727.55	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92
RD38-RD39	31.17	727.55	727.66	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92
RD39-RD40	42.83	727.66	727.61	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92
RD40-RD41	41.13	727.61	726.66	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92
RD41-RD42	45.11	726.66	726.68	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92
RD42-RD43	34.49	726.68	726.12	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92
RD43-RD44	38.33	726.12	725.3	0.009	3.6	1275	1500	3.18	5.620	0.641	1.071	0.583	3.41	874.92

Tableau V.5 : Dimensions du collecteur des EP (Quartier SAIFI R 100 VERS R 106)

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)
		amont	aval											
R100-R101	26.52	748.95	748.02	0.02	1.45	792	800	2.96	1.480	0.980	1.123	0.829	3.32	663.4
R101-R102	30.11	748.02	747.61	0.02	1.45	792	800	2.96	1.480	0.980	1.123	0.829	3.32	663.4
R102-R103	43.36	747.61	745.59	0.02	1.45	792	800	2.96	1.480	0.980	1.123	0.829	3.32	663.4
R103-R104	41.9	745.59	744.82	0.02	1.45	792	800	2.96	1.480	0.980	1.123	0.829	3.32	663.4
R104-R105	58.1	744.82	743.87	0.02	1.45	792	800	2.96	1.480	0.980	1.123	0.829	3.32	663.4
R105-R106	72	743.87	742.64	0.02	1.45	792	800	2.96	1.480	0.980	1.123	0.829	3.32	663.4

Tableau V.6 : Dimensions du collecteur des EP (Quartier SAIFI R 132 VERS R 106)

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)
		amont	aval											
R132-R133	30	770.85	764.44	0.03	1	643	800	3.62	1.820	0.549	1.029	0.533	3.73	426.2
R133-R134	32.18	764.44	757.57	0.03	1	643	800	3.62	1.820	0.549	1.029	0.533	3.73	426.2
R134-R135	37.82	757.57	755.2	0.03	1	643	800	3.62	1.820	0.549	1.029	0.533	3.73	426.2
R135-R136	50	755.2	751.88	0.03	1	643	800	3.62	1.820	0.549	1.029	0.533	3.73	426.2
R136-R137	50	751.88	748.17	0.03	1	643	800	3.62	1.820	0.549	1.029	0.533	3.73	426.2
R137-R138	59.57	748.17	746.69	0.03	1	643	800	3.62	1.820	0.549	1.029	0.533	3.73	426.2
R138-R139	54.15	746.69	747.62	0.03	1	643	800	3.62	1.820	0.549	1.029	0.533	3.73	426.2
R139-R140	57.31	747.62	744.37	0.03	1	643	800	3.62	1.820	0.549	1.029	0.533	3.73	426.2
R140-R141	35.41	744.37	744.16	0.03	3.25	992	1000	3.84	3.360	0.967	1.122	0.815	4.31	815.5
R141-R142	32.9	744.16	744.12	0.03	3.25	992	1000	3.84	3.360	0.967	1.122	0.815	4.31	815.5
R142-R143	35.23	744.12	744.09	0.03	3.25	992	1000	3.84	3.360	0.967	1.122	0.815	4.31	815.5
R143-R144	33.9	744.09	743.99	0.03	3.25	992	1000	3.84	3.360	0.967	1.122	0.815	4.31	815.5
R144-R145	35.33	743.99	742.86	0.03	3.25	992	1000	3.84	3.360	0.967	1.122	0.815	4.31	815.5
R145-R146	33.25	742.86	743.73	0.03	3.25	992	1000	3.84	3.360	0.967	1.122	0.815	4.31	815.5
R146-R147	34.26	743.73	743	0.03	3.25	992	1000	3.84	3.360	0.967	1.122	0.815	4.31	815.5
R147-R106	38.37	743	742.64	0.03	3.25	992	1000	3.84	3.360	0.967	1.122	0.815	4.31	815.5

Tableau V.7 : Dimensions du collecteur des EP (Quartier SAIFI R 106 VERS R 131)

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _n	V (m/s)	H (mm)
		amont	aval											
R106-R107	52.75	742.64	741.42	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R107-R108	47.25	741.42	740.89	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R108-R109	50	740.89	741.13	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R109-R110	52.59	741.13	738.89	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R110-R111	28.09	738.89	738.2	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R111-R112	31.33	738.2	737.67	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R112-R113	37.99	737.67	737.14	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R113-R114	35.23	737.14	736.77	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R114-R115	51.92	736.77	736.29	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R115-R116	42.11	736.29	735.78	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R116-R117	70.75	735.78	735.14	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R117-R118	50	735.14	734.98	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R118-R119	37.97	734.98	734.45	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R119-R120	62.03	734.45	734.66	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R120-R121	50	734.66	734.25	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R121-R122	100	734.25	734.24	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R122-R123	50	734.24	734.29	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R123-R124	50	734.29	734.33	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R124-R125	50	734.33	734.25	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R125-R126	38.33	734.25	734.23	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R126-R127	30.74	734.23	734.17	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R127-R128	30.93	734.17	733.68	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R128-R129	50	733.68	732.4	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R129-R130	50	732.4	730.45	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151
R130-R131	67.08	730.45	728.2	0.01	5.45	1455	1500	3.45	5.920	0.921	1.118	0.767	3.86	1151

Tableau V.8:Dimensions du collecteur des EP (Quartier AHMED BEN ATTIA R 171 VERS R 180)

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)
		amont	aval											
R171-R172	49.51	753.4	750.66	0.02	1.45	792	800	2.96	1.480	0.980	1.123	0.829	3.32	663.39
R172-R173	58.55	750.66	748.87	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79
R173-R174	46.56	748.87	747.49	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79
R174-R175	29.23	747.49	746.71	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79
R175-R176	60.38	746.71	747.72	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79
R176-R178	69.75	747.72	746.16	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79
R177-R178	38.04	746.16	745.99	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79
R178-R179	54.28	745.99	745.36	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79
R179-R180	59.02	745.36	745.54	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79

Tableau V.9:Dimensions du collecteur des EP (Quartier THENIT OMAR R 150 VERS R 140)

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)
		amont	aval											
R150-R151	57.62	777.27	770.43	0.040	1.8	755	800	4.18	2.101	0.857	1.109	0.712	4.64	569.2
R151-R152	58.12	770.43	765.46	0.040	1.8	755	800	4.18	2.101	0.857	1.109	0.712	4.64	569.2
R152-R153	84.26	765.46	761.03	0.040	1.8	755	800	4.18	2.101	0.857	1.109	0.712	4.64	569.2
R153-R154	72.14	761.03	756.91	0.040	1.8	755	800	4.18	2.101	0.857	1.109	0.712	4.64	569.2
R154-R155	77.86	756.91	752.29	0.040	1.8	755	800	4.18	2.101	0.857	1.109	0.712	4.64	569.2
R155-R156	59.88	752.29	750.11	0.040	1.8	755	800	4.18	2.101	0.857	1.109	0.712	4.64	569.2
R156-R157	52.94	750.11	747.98	0.040	1.8	755	800	4.18	2.101	0.857	1.109	0.712	4.64	569.2
R157-R158	51.3	747.98	746.41	0.040	1.8	755	800	4.18	2.101	0.857	1.109	0.712	4.64	569.2
R158-R159	36.45	746.41	745.54	0.040	1.8	755	800	4.18	2.101	0.857	1.109	0.712	4.64	569.2
R159-R160	73.47	745.54	745.36	0.040	2.25	799	800	4.18	2.101	1.07	1.09	0.93	4.57	746.61
R160-R161	91.18	745.36	744.69	0.040	2.25	799	800	4.18	2.101	1.07	1.09	0.93	4.57	746.61
R161-R162	57.06	744.69	744.2	0.040	2.25	799	800	4.18	2.101	1.07	1.09	0.93	4.57	746.61
R162-R163	74.67	744.2	743.74	0.040	2.25	799	800	4.18	2.101	1.07	1.09	0.93	4.57	746.61
R163-R164	81.07	743.74	744.05	0.040	2.25	799	800	4.18	2.101	1.07	1.09	0.93	4.57	746.61
R164-R165	81.08	744.05	744.27	0.040	2.25	799	800	4.18	2.101	1.07	1.09	0.93	4.57	746.61
R165-R166	79.63	744.27	743.95	0.040	2.25	799	800	4.18	2.101	1.07	1.09	0.93	4.57	746.61
R166-R167	61.59	743.95	743.65	0.040	2.25	799	800	4.18	2.101	1.07	1.09	0.93	4.57	746.61
R167-R168	63.13	743.65	743.8	0.040	2.25	799	800	4.18	2.101	1.07	1.09	0.93	4.57	746.61
R168-R169	36.91	743.8	744.29	0.040	2.25	799	800	4.18	2.101	1.07	1.09	0.93	4.57	746.61
R169-R140	31.4	744.29	744.37	0.040	2.25	799	800	4.18	2.101	1.07	1.09	0.93	4.57	746.61

Tableau V.10 : Dimensions du collecteur des EP (Quartier BOUABDELLI RB1VERS RB8)

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)
		amont	aval											
RB1-RB2	63.81	769.2	768.11	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79
RB2-RB3	58.65	768.11	768.06	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79
RB3-RB4	20.29	768.06	766.51	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79
RB4-RB5	31.85	766.51	765.85	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79
RB5-RB6	71.86	765.85	763.84	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79
RB6-RB7	64.13	763.84	762.4	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79
RB7-RB8	46.5	762.4	760.51	0.02	1.45	792	800	2.96	1.488	0.975	1.122	0.823	3.32	658.79

Tableau V.11 : Dimensions du collecteur des EP (Quartier SIDI NAIL RS N0 VERS RSN13)

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)
		amont	aval											
RSN0-RSN1	28.99	761.84	761.73	0.02	1.4	782	800	2.96	1.488	0.941	1.120	0.788	3.31	630.08
RSN1-RSN2	74.99	761.73	761.64	0.02	1.4	782	800	2.96	1.488	0.941	1.120	0.788	3.31	630.08
RSN2-RSN3	50	761.64	759.69	0.02	1.4	782	800	2.96	1.488	0.941	1.120	0.788	3.31	630.08
RSN3-RSN4	50	759.69	757.72	0.02	1.4	782	800	2.96	1.488	0.941	1.120	0.788	3.31	630.08
RSN4-RSN5	50	757.72	756.91	0.02	1.4	782	800	2.96	1.488	0.941	1.120	0.788	3.31	630.08
RSN5-RSN6	50	756.91	755.7	0.02	1.4	782	800	2.96	1.488	0.941	1.120	0.788	3.31	630.08
RSN6-RSN7	50	755.7	754.44	0.02	1.4	782	800	2.96	1.488	0.941	1.120	0.788	3.31	630.08
RSB7-RSN8	50	754.44	753.11	0.02	1.4	782	800	2.96	1.488	0.941	1.120	0.788	3.31	630.08
RSN8-RSN9	50	753.11	751.74	0.02	1.4	782	800	2.96	1.488	0.941	1.120	0.788	3.31	630.08
RSN9-RSN10	50	751.74	750.63	0.02	1.4	782	800	2.96	1.488	0.941	1.120	0.788	3.31	630.08
RSN10-RSN11	62.87	750.63	750.11	0.02	1.4	782	800	2.96	1.488	0.941	1.120	0.788	3.31	630.08
RSN11-RSN12	50	750.11	748.8	0.02	1.4	782	800	2.96	1.488	0.941	1.120	0.788	3.31	630.08
RSN12-RSN13	48.34	748.8	747.83	0.02	1.4	782	800	2.96	1.488	0.941	1.120	0.788	3.31	630.08

Tableau V.12:Dimensions du collecteur des EP (Quartier AHMED BEN DAHMEN R250-R257)

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)
		amont	aval											
R250-R251	76.9	747.92	747.75	0.003	0.6	759	800	1.31	0.659	0.910	1.116	0.758	1.46	606.03
R251-R252	68.28	747.75	747.49	0.003	0.6	759	800	1.31	0.659	0.910	1.116	0.758	1.46	606.03
R252-R253	97.14	747.49	747.83	0.003	0.6	759	800	1.31	0.659	0.910	1.116	0.758	1.46	606.03
R253-R254	88.01	747.83	747.48	0.009	2	991	1000	2.64	2.070	0.966	1.122	0.814	2.96	814.38

Tableau V.12:Dimensions du collecteur des EP (Quartier AHMED BEN DAHMEN R250-R257),(suite)

R254-R255	37.76	747.48	747.89	0.009	2	991	1000	2.64	2.070	0.966	1.122	0.814	2.96	814.38
R255-R256	43.24	747.89	747.13	0.009	2	991	1000	2.64	2.070	0.966	1.122	0.814	2.96	814.38
R256-R257	204.23	747.13	744.99	0.009	2	991	1000	2.64	2.070	0.966	1.122	0.814	2.96	814.38

Tableau V.13 : Dimensions du collecteur des EP (Quartier RAIS -MOUJAHIDINE R 180-R203)

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)
		amont	aval											
R180-R181	56.16	780.66	776.84	0.05	2.3	793	800	3.45	2.350	0.979	1.123	0.828	3.87	662.5
R181-R182	38.67	776.84	774.85	0.05	2.35	793	800	3.45	2.350	1.000	1.122	0.852	3.87	681.8
R183-R184	36.9	774.85	772.85	0.05	2.35	793	800	3.45	2.350	1.000	1.122	0.852	3.87	681.8
R184-R185	91.76	772.85	769.79	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.360	0.982	1.123	0.832	4.80	831.9
R185-R186	59.79	769.79	767.99	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.360	0.982	1.123	0.832	4.80	831.9
R186-R187	78.73	767.99	765.73	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.360	0.982	1.123	0.832	4.80	831.9
R187-R188	34.19	765.73	764.9	0.01	4	1300	1500	3.35	5.92	0.6757	1.082	0.602	3.624	902.4
R188-R189	47.25	764.9	763.33	0.01	4	1300	1500	3.35	5.92	0.676	1.082	0.602	3.62	902.4
R189-R190	51.66	763.33	762.13	0.01	4	1300	1500	3.35	5.92	0.676	1.082	0.602	3.62	902.4
R190-R191	80.5	762.13	760.56	0.01	4	1300	1500	3.35	5.92	0.676	1.082	0.602	3.62	902.4
R191-R192	145.6	760.56	758.14	0.01	4	1300	1500	3.35	5.92	0.676	1.082	0.602	3.62	902.4
R192-R193	49.02	758.14	756.38	0.01	4	1300	1500	3.35	5.92	0.676	1.082	0.602	3.62	902.4
R193-R194	142.35	756.38	752.44	0.01	4	1300	1500	3.35	5.92	0.676	1.082	0.602	3.62	902.4
R194-R195	159.11	752.44	748.83	0.01	4	1300	1500	3.35	5.92	0.676	1.082	0.602	3.62	902.4
R195-R196	92.74	748.83	747.83	0.01	4	1300	1500	3.35	5.92	0.676	1.082	0.602	3.62	902.4
R196-R197	39.61	747.83	746.84	0.01	5.5	1459	1500	3.35	5.92	0.929	1.119	0.776	3.75	1163
R197-R198	48.63	746.84	746.43	0.01	5.5	1459	1500	3.35	5.92	0.929	1.119	0.776	3.75	1163
R198-R199	55.05	746.43	744.7	0.01	5.5	1459	1500	3.35	5.92	0.929	1.119	0.776	3.75	1163
R199-R200	22.66	744.7	744.7	0.01	5.5	1459	1500	3.35	5.92	0.929	1.119	0.776	3.75	1163
R200-R201	68.18	744.7	744.7	0.01	5.5	1459	1500	3.35	5.92	0.929	1.119	0.776	3.75	1163
R201-R202	313.63	744.7	741.99	0.01	5.5	1459	1500	3.35	5.92	0.929	1.119	0.776	3.75	1163
R202-R203	73.66	741.99	741.4	0.01	5.5	1459	1500	3.35	5.92	0.929	1.119	0.776	3.75	1163

Tableau V.14 : Dimensions du collecteur des EP (Quartier centre-ville -1er novembre)

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)
		amont	aval											
RN1-RN2	22.24	788.03	787.24	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN2-RN3	25.67	787.24	785.63	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN3-RN4	40.14	785.63	783.66	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN4-RN5	47.23	783.66	781.69	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN5-RN6	21.49	781.69	780.86	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN6-RN7	40.52	780.86	779.69	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN7-RN8	65.74	779.69	777.22	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN8-RN9	32.24	777.22	776.95	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN9-RN10	45	776.95	776.48	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN10-RN11	47.4	776.48	775.84	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN11-RN12	70.07	775.84	774.43	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN12-RN13	82.45	774.43	770.45	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN13-RN14	15.92	770.45	769.38	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN14-RN15	60.59	769.38	767.29	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN15-RN16	44.17	767.29	766.24	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN16-R17	30.04	766.24	765.09	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN17-RN18	55.5	765.09	764.24	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN18-RN19	37.07	764.24	763.79	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN19-RN20	49.7	763.79	762.84	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN20-RN21	49.71	762.84	761.63	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN21-RN22	58.24	761.63	761.62	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN22-RN23	55.33	761.62	760.43	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN23-RN24	88.52	760.43	758.19	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN24-RN25	50	758.19	758.02	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN25-RN26	45	758.02	757.64	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN26-RN27	47.75	757.64	757	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN27-RN28	50	757	755.46	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4
RN28-RN29	61.24	755.46	750.44	0.03	3.3	992	1000	4.28	3.362	0.982	1.123	0.831	4.80	831.4

Un canal à ciel ouvert de forme trapézoïdale sera projeté sur une longueur de 691.43m côté sud quartier Demmed en allons vers oued Messaad.

TableauV.15 : Les données de départ

Q (m ³ /s)	3.00
Coefficient d'écartement des Talus m=Ctga	0.57
Coefficient de rugosité n	0.020
Altitude minimale (m)	734.21
Altitude maximale (m)	754.65
Longueur du Canal(m)	691.43
Pente I du terrain naturel (m/mL)	0.029
Coefficient cherché de débit avec la pente K (m ³ /s):	17.56

TableauV.16 : Détermination la profondeur normale de canal par la méthode itérative

h _n (m)	b (m)	B (m)	S (m ²)	P (m)	Rh (m)	C (m ^{0.5} /s)	K (m ³ /s)	V (m/s)	Fr
0.100	0.17	0.29	0.023	0.403	0.06	31.02	0.17	1.27	1.28
0.150	0.26	0.43	0.052	0.605	0.09	33.19	0.50	1.66	1.37
0.200	0.35	0.57	0.092	0.807	0.11	34.82	1.08	2.01	1.44
0.250	0.43	0.72	0.144	1.009	0.14	36.14	1.96	2.33	1.49
0.300	0.52	0.86	0.207	1.210	0.17	37.26	3.19	2.63	1.54
0.350	0.61	1.01	0.282	1.412	0.20	38.23	4.82	2.92	1.58
0.400	0.69	1.15	0.368	1.614	0.23	39.09	6.88	3.19	1.61
0.450	0.78	1.29	0.466	1.815	0.26	39.86	9.42	3.45	1.64
0.500	0.87	1.44	0.576	2.017	0.29	40.57	12.47	3.70	1.67
0.569	0.98	1.63	0.744	2.293	0.32	41.45	17.56	4.03	1.71
0.619	1.07	1.78	0.881	2.495	0.35	42.03	21.99	4.27	1.73
0.669	1.16	1.92	1.029	2.697	0.38	42.58	27.06	4.49	1.75
0.719	1.24	2.06	1.188	2.899	0.41	43.10	32.80	4.72	1.78

On a choisi les valeurs de (b=0.98m;h=0,569 m; B=1.63m)

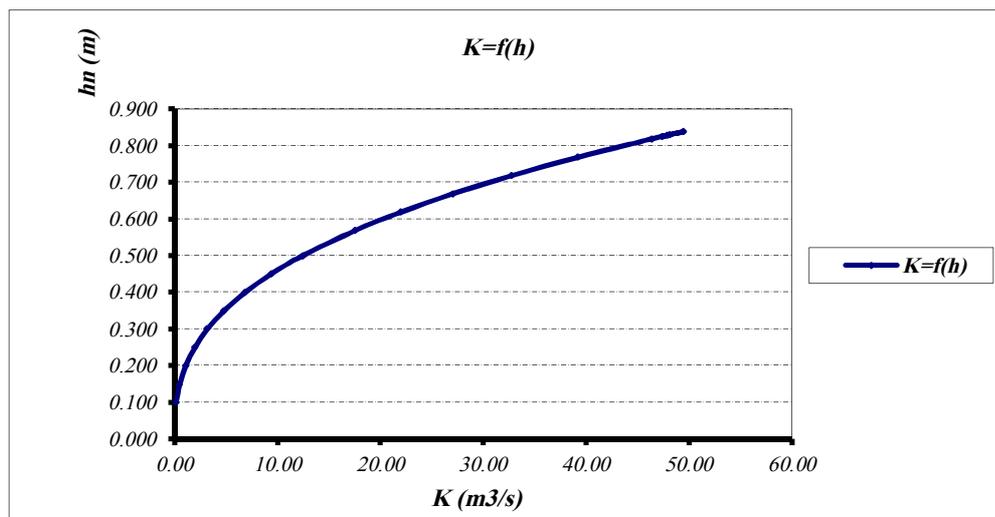


Fig.V.1 : Représentation la courbe $k = f(h)$

La courbe au-dessus qui représente la débitance c à d le débit en a fonction de la profondeur normal de canal et en peut tirer la valeur de h_n qui correspondent le débit de canal.

Tableau V.17 : Détermination la profondeur critique et la pente critique de canal

h_c	S(m)	S^2 (m ⁴)	$S^2 \cdot h_c$ (m ⁵)	P(m)	Rh (m)	i_c (m/m)	Q^2/g
0.200	0.219	0.048	0.010	1.440	0.151	0.927	0.910
0.300	0.339	0.115	0.035	1.670	0.203	0.261	0.910
0.400	0.475	0.226	0.090	1.900	0.250	0.101	0.910
0.500	0.623	0.388	0.194	2.131	0.292	0.047	0.910
0.600	0.781	0.610	0.366	2.361	0.330	0.025	0.910
0.700	0.951	0.905	0.633	2.591	0.367	0.015	0.910
0.774	1.085	1.176	0.910	2.761	0.392	0.010	0.910
0.874	1.274	1.624	1.420	2.992	0.425	0.006	0.910
0.974	1.476	2.178	2.121	3.222	0.458	0.004	0.910
1.074	1.689	2.851	3.062	3.452	0.489	0.003	0.910
1.174	1.913	3.658	4.295	3.682	0.519	0.002	0.910
1.274	2.148	4.615	5.879	3.912	0.549	0.001	0.910
1.374	2.395	5.737	7.882	4.143	0.578	0.001	0.910
1.474	2.653	7.041	10.378	4.373	0.606	0.001	0.910

On détermine la profondeur critique par la méthode itérative on a fixé le débit et varie la valeur de h_c qui égale la valeur de débit.

Graphique de ligne d'eau de type T3

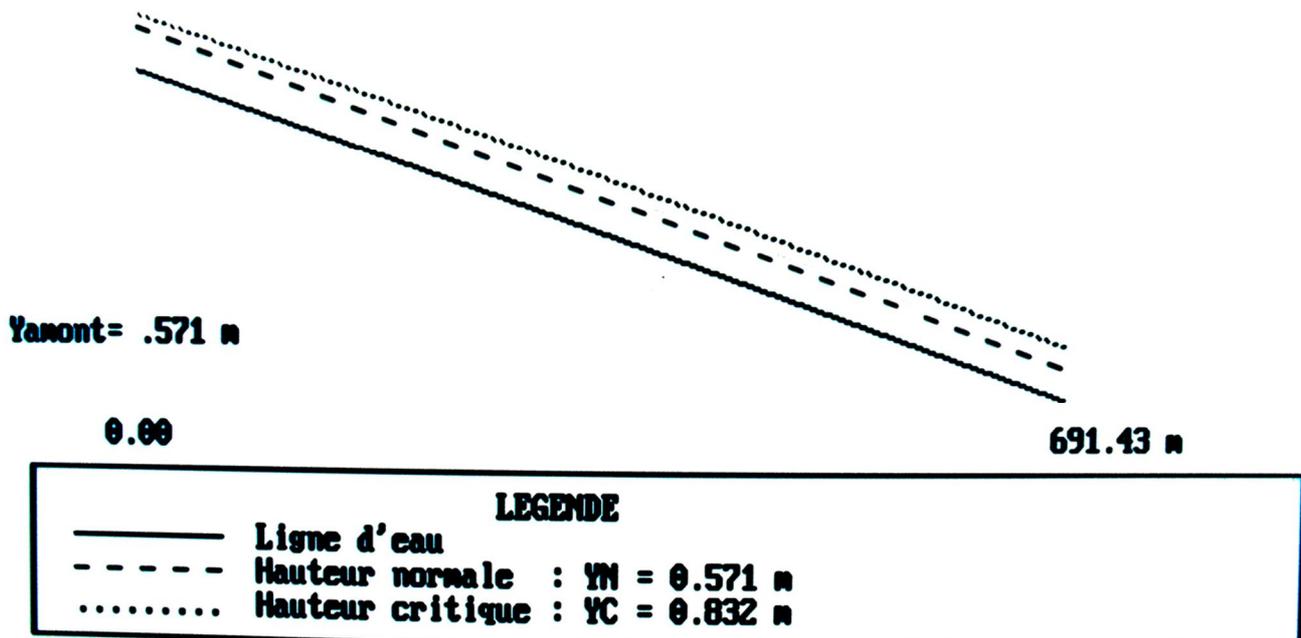


Fig.V.2 : Schéma de la ligne d'eau de canal de quartier Demmed

Le schéma au-dessus qui représente la variation de la profondeur critique et la profondeur normal sur la longueur de canal. et on remarque que le type de ligne d'eau c'est S3.

Un canal à ciel ouvert de forme trapézoïdale sera projeté sur une longueur de 319,14ml à la côte EST de quartier Bouabdelli vers Oued Messaad.

TableauV.18 : Les données de départ

Q (m ³ /s)	1.45
Coefficient d'écartement des Talus m=Ctgα	0.57
Coefficient de rugosité n	0.020
Altitude minimale (m)	753.84
Altitude maximale (m)	760.51
Longueur du Canal(m)	319.14
Pente I du terrain naturel (m/mL)	0.021
Coefficient cherché de débit avec la pente K (m ³ /s):	10.04

TableauV.19 : Détermination la profondeur normale de canal par la méthode itérative

h_n (m)	b (m)	B (m)	S (m ²)	P (m)	R_h (m)	C (m ^{0.5} /s)	K (m ³ /s)	V (m/s)	Fr
0.233	0.40	0.67	0.125	0.940	0.13	35.72	1.63	1.88	1.24
0.283	0.49	0.81	0.184	1.142	0.16	36.90	2.73	2.14	1.28
0.333	0.58	0.96	0.255	1.343	0.19	37.91	4.22	2.39	1.32
0.383	0.66	1.10	0.338	1.545	0.22	38.81	6.13	2.62	1.35
0.433	0.75	1.24	0.432	1.747	0.25	39.61	8.50	2.84	1.38
0.461	0.80	1.32	0.489	1.860	0.26	40.02	10.04	2.96	1.39
0.511	0.89	1.47	0.601	2.061	0.29	40.72	13.22	3.17	1.42
0.561	0.97	1.61	0.725	2.263	0.32	41.35	16.95	3.38	1.44
0.611	1.06	1.75	0.859	2.465	0.35	41.95	21.29	3.58	1.46
0.661	1.14	1.90	1.006	2.667	0.38	42.50	26.25	3.77	1.48
0.711	1.23	2.04	1.164	2.868	0.41	43.02	31.89	3.96	1.50

On a choisi les valeurs de (b=0.8m;h=0.46m;B=1.32m)

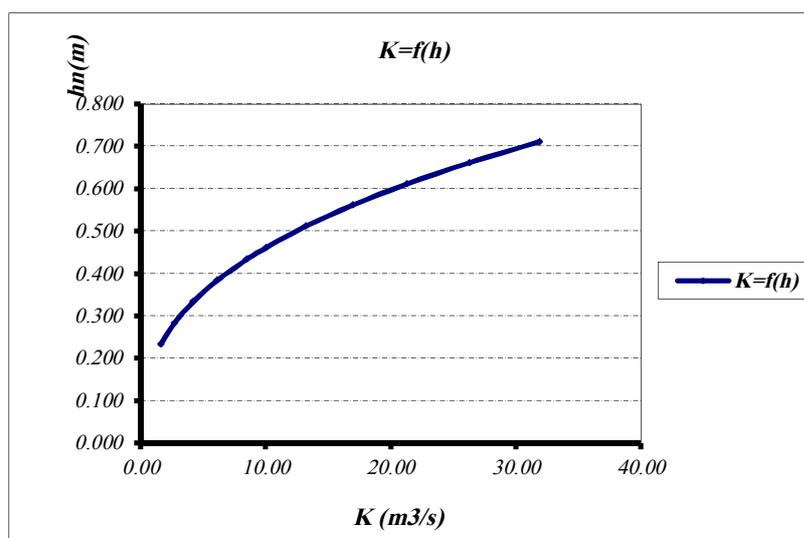


Fig.V.3: Représentation la courbe $k = f(h)$

Le Fig.V.2 qui représente la courbe la débitance c à d le débit en a fonction de la profondeur normal de canal.

TableauV.20 : Détermination la profondeur critique et la pente critique de canal

h_c	S(m)	S^2 (m ⁴)	S^2*hc (m ⁵)	P(m)	Rh (m)	i_c (m/m)	Q^2/g
0.100	0.086	0.007	0.001	1.030	0.083	3.149	0.210
0.150	0.133	0.018	0.003	1.145	0.116	0.842	0.210
0.200	0.183	0.033	0.007	1.260	0.145	0.329	0.210
0.250	0.236	0.056	0.014	1.375	0.171	0.159	0.210
0.300	0.291	0.085	0.025	1.490	0.195	0.087	0.210
0.340	0.338	0.114	0.039	1.582	0.213	0.057	0.210
0.390	0.399	0.159	0.062	1.697	0.234	0.036	0.210
0.440	0.462	0.214	0.094	1.812	0.255	0.024	0.210
0.490	0.529	0.280	0.137	1.928	0.274	0.016	0.210
0.540	0.598	0.358	0.193	2.043	0.292	0.012	0.210
0.553	0.617	0.380	0.210	2.073	0.297	0.011	0.210
0.603	0.690	0.476	0.287	2.188	0.315	0.008	0.210
0.653	0.765	0.586	0.383	2.303	0.332	0.006	0.210
0.703	0.844	0.713	0.501	2.418	0.349	0.004	0.210

Résultats : $h_c=0.553 > h_n 0.461$

Graphique de ligne d'eau de type T3

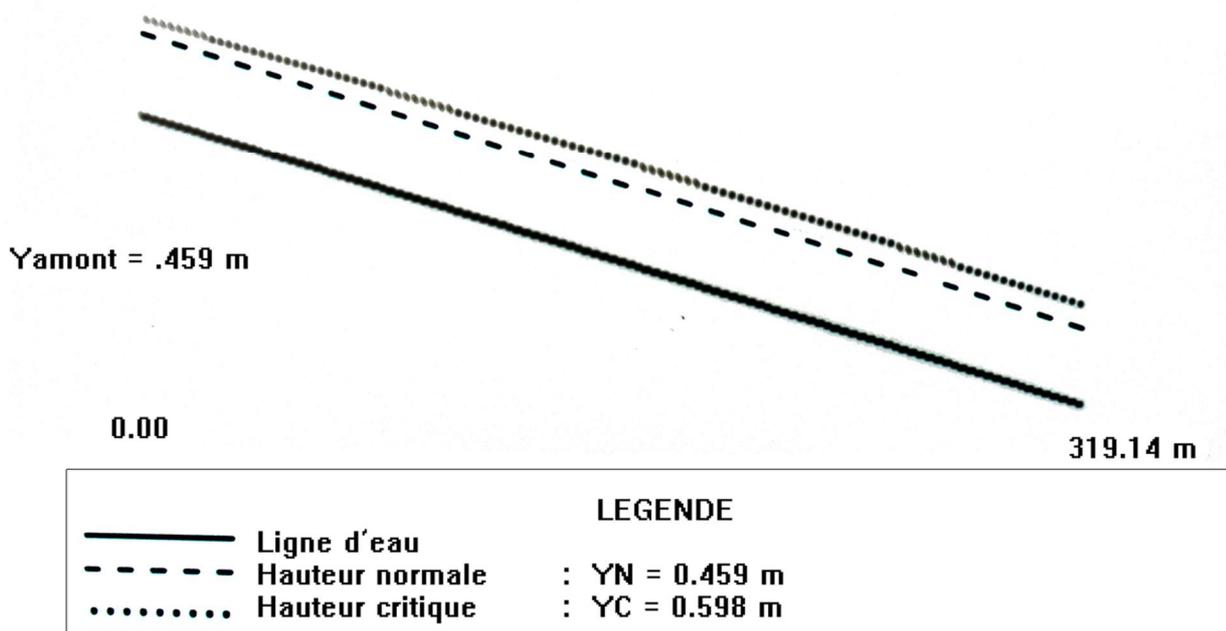


Fig.V.4 : Schéma de la ligne d'eau de canal de quartier Bouabdelli

D'après le schéma en remarque que la hauteur critique supérieure à la hauteur normale. le type de ligne d'eau c'est S3.

Un canal à ciel ouvert de forme trapézoïdale sera projeté sur une longueur de 468.62m à l'amont de quartier Lotissement 01/02 et Centre-Ville.

TableauV.21: Les données de départ

Q (m ³ /s)	3.30
Coefficient d'écartement des Talus m=Ctgα	0.57
Coefficient de rugosité n	0.020
Altitude minimale (m)	788.03
Altitude maximale (m)	806.94
Longueur du Canal(m)	468.62
Pente I du terrain naturel (m/mL)	0.040
Coefficient cherché de débit avec la pente K (m ³ /s):	16.43

TableauV.22 : Détermination la profondeur normale de canal par la méthode itérative

h_n (m)	b (m)	B (m)	S (m ²)	P (m)	Rh (m)	C (m ^{0.5} /s)	K (m ³ /s)	V (m/s)	Fr
0.100	0.17	0.29	0.023	0.403	0.06	31.02	0.17	1.49	1.50
0.150	0.26	0.43	0.052	0.605	0.09	33.19	0.50	1.95	1.61
0.200	0.35	0.57	0.092	0.807	0.11	34.82	1.08	2.36	1.69
0.250	0.43	0.72	0.144	1.009	0.14	36.14	1.96	2.74	1.75
0.300	0.52	0.86	0.207	1.210	0.17	37.26	3.19	3.10	1.81
0.350	0.61	1.01	0.282	1.412	0.20	38.23	4.82	3.43	1.85
0.400	0.69	1.15	0.368	1.614	0.23	39.09	6.88	3.75	1.89
0.450	0.78	1.29	0.466	1.815	0.26	39.86	9.42	4.06	1.93
0.500	0.87	1.44	0.576	2.017	0.29	40.57	12.47	4.35	1.97
0.554	0.96	1.59	0.708	2.237	0.32	41.27	16.43	4.66	2.00
0.604	1.05	1.74	0.841	2.438	0.34	41.87	20.68	4.94	2.03
0.654	1.13	1.88	0.986	2.640	0.37	42.43	25.56	5.21	2.06
0.704	1.22	2.02	1.142	2.842	0.40	42.95	31.11	5.47	2.08

On a choisi les valeurs de (b=0.96m;h=0,554m;B=1.6m)

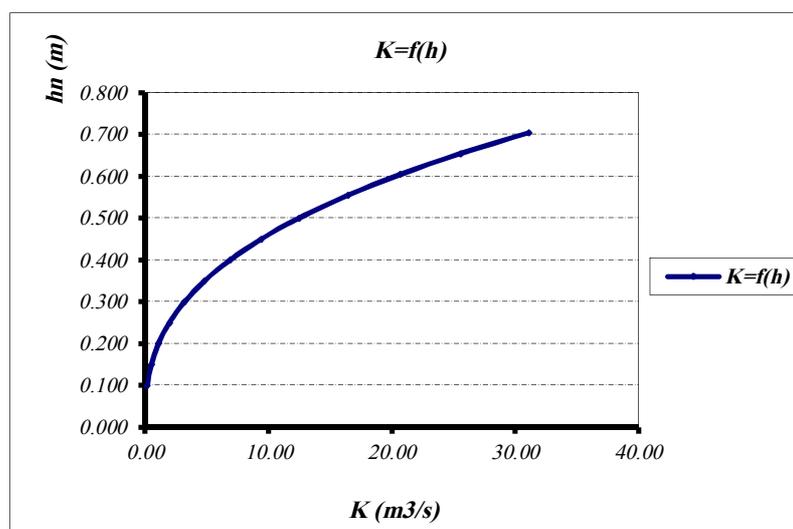


Fig.V.5: Représentation la courbe $k = f(h)$

Tableau V.23 : Détermination la profondeur critique et la pente critique de canal

h_c	S(m)	S^2 (m ⁴)	$S^2 \cdot h_c$ (m ⁵)	P(m)	Rh (m)	i_c (m/m)	Q^2/g
0.100	0.102	0.010	0.001	1.190	0.085	11.190	1.110
0.200	0.215	0.046	0.009	1.420	0.151	1.172	1.110
0.300	0.339	0.115	0.035	1.651	0.206	0.312	1.110
0.400	0.475	0.226	0.090	1.881	0.253	0.121	1.110
0.500	0.623	0.388	0.194	2.111	0.295	0.057	1.110
0.600	0.781	0.610	0.366	2.341	0.334	0.031	1.110
0.700	0.951	0.905	0.633	2.571	0.370	0.018	1.110
0.817	1.166	1.358	1.110	2.842	0.410	0.011	1.110
0.917	1.360	1.851	1.698	3.072	0.443	0.007	1.110
1.017	1.567	2.455	2.497	3.302	0.474	0.005	1.110
1.117	1.784	3.184	3.558	3.532	0.505	0.003	1.110
1.217	2.013	4.054	4.935	3.763	0.535	0.002	1.110
1.317	2.254	5.080	6.693	3.993	0.565	0.002	1.110
1.417	2.506	6.279	8.900	4.223	0.593	0.001	1.110

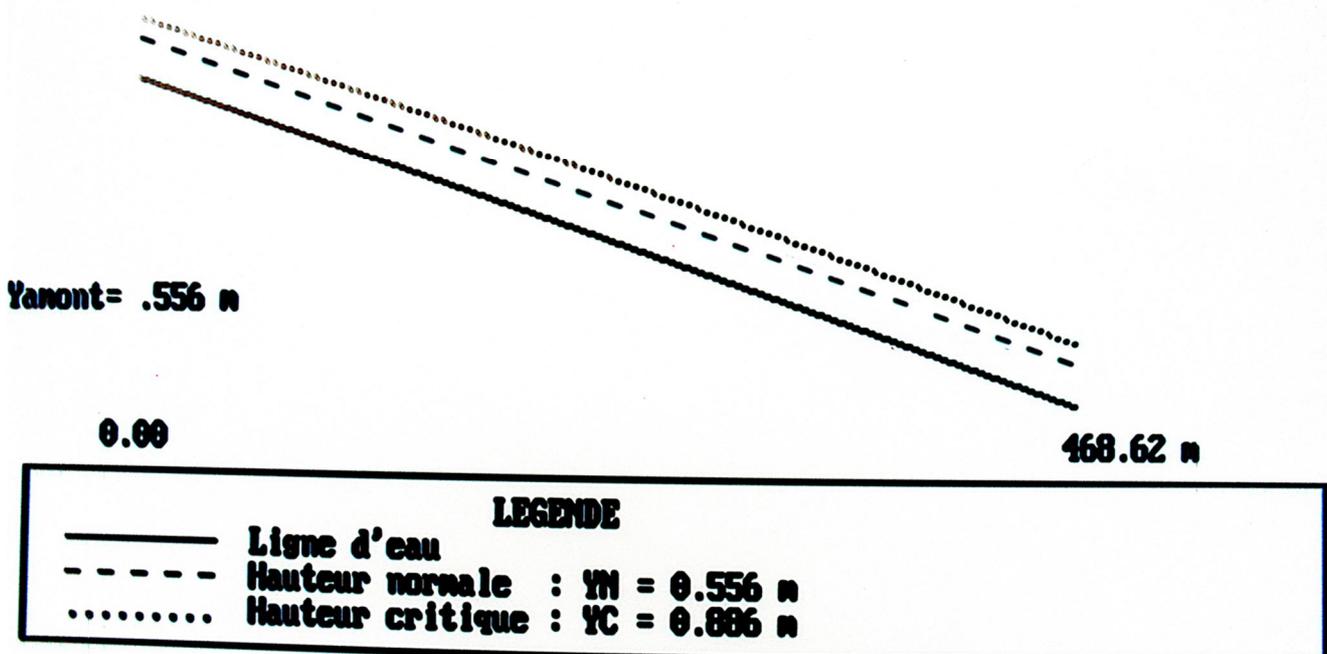
Graphique de ligne d'eau de type T2

Fig.V.6 : Schéma de la ligne d'eau de canal de quartier Lotissement 01/02 et Centre-Ville

La profondeur critique (h_c) > a la profondeur normal (h_n) et le type de ligne d'eau c'est S2

Un canal à ciel ouvert de forme trapézoïdale sera projeté sur une longueur de 300.44 ml quartiers (Ahmed ben Dahmane en allons vers oued Messaad).

Tableau V.24: Les données de départ

Q (m ³ /s)	3.30
Coefficient d'écartement des Talus m=Ctga	0.57
Coefficient de rugosité n	0.020
Altitude minimale (m)	741.19
Altitude maximale (m)	753.84
Longueur du Canal(m)	300.44
Pente I du terrain naturel (m/mL)	0.042
Coefficient cherché de débit avec la pente K (m ³ /s):	16.08

Tableau V.25: Détermination la profondeur normale du canal par la méthode itérative

h_n (m)	b (m)	B (m)	S (m ²)	P (m)	Rh (m)	C (m ^{0.5} /s)	K (m ³ /s)	V (m/s)	Fr
0.233	0.40	0.67	0.125	0.940	0.13	35.72	1.63	2.67	1.77
0.263	0.46	0.76	0.159	1.061	0.15	36.45	2.25	2.90	1.80
0.293	0.51	0.84	0.198	1.182	0.17	37.11	3.00	3.11	1.84
0.323	0.56	0.93	0.240	1.303	0.18	37.72	3.89	3.32	1.87
0.353	0.61	1.01	0.287	1.424	0.20	38.28	4.93	3.53	1.89
0.383	0.66	1.10	0.338	1.545	0.22	38.81	6.13	3.72	1.92
0.413	0.72	1.19	0.393	1.666	0.24	39.30	7.49	3.91	1.94
0.443	0.77	1.27	0.452	1.787	0.25	39.76	9.03	4.10	1.97
0.473	0.82	1.36	0.515	1.908	0.27	40.20	10.76	4.29	1.99
0.503	0.87	1.44	0.582	2.029	0.29	40.61	12.67	4.46	2.01
0.533	0.92	1.53	0.654	2.150	0.30	41.00	14.79	4.64	2.03
0.550	0.95	1.58	0.696	2.219	0.31	41.22	16.08	4.74	2.04
0.580	1.00	1.67	0.774	2.340	0.33	41.58	18.53	4.91	2.06

On a choisi les valeurs de (b=0.95m;h=0.55 m ; B=1.58m)

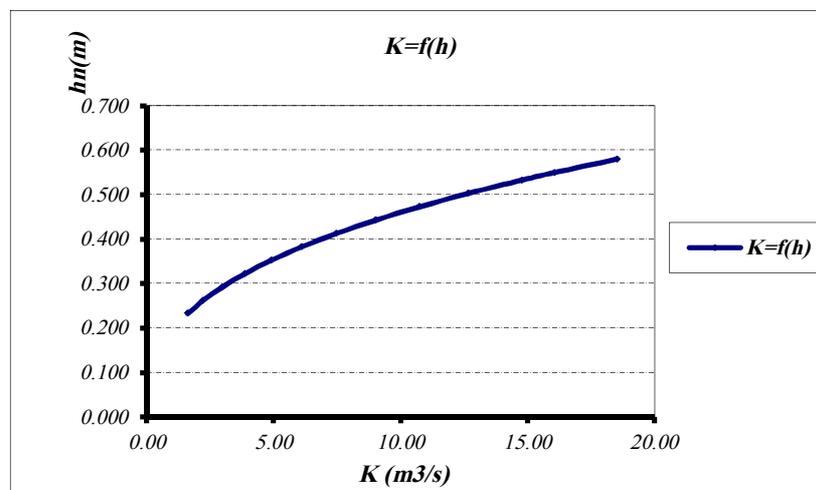


Fig.V.7: Représentation la courbe $k = f(h)$

Tableau V.26: Détermination la profondeur critique et la pente critique du canal

h_c	S(m)	S^2 (m ⁴)	$S^2 \cdot h_c$ (m ⁵)	P(m)	Rh (m)	i_c (m/m)	Q^2/g
0.100	0.101	0.010	0.001	1.180	0.085	11.436	1.110
0.180	0.189	0.036	0.006	1.364	0.139	1.687	1.110
0.260	0.286	0.082	0.021	1.549	0.184	0.509	1.110
0.340	0.389	0.151	0.051	1.733	0.224	0.211	1.110
0.420	0.500	0.250	0.105	1.917	0.261	0.105	1.110
0.500	0.618	0.381	0.191	2.101	0.294	0.058	1.110
0.580	0.743	0.552	0.320	2.285	0.325	0.035	1.110
0.660	0.875	0.766	0.506	2.469	0.354	0.023	1.110
0.740	1.015	1.030	0.763	2.654	0.383	0.015	1.110
0.821	1.163	1.353	1.110	2.839	0.410	0.011	1.110
0.901	1.318	1.736	1.564	3.023	0.436	0.008	1.110
0.981	1.479	2.189	2.146	3.207	0.461	0.006	1.110
1.061	1.649	2.718	2.882	3.391	0.486	0.004	1.110
1.141	1.825	3.330	3.798	3.576	0.510	0.003	1.110

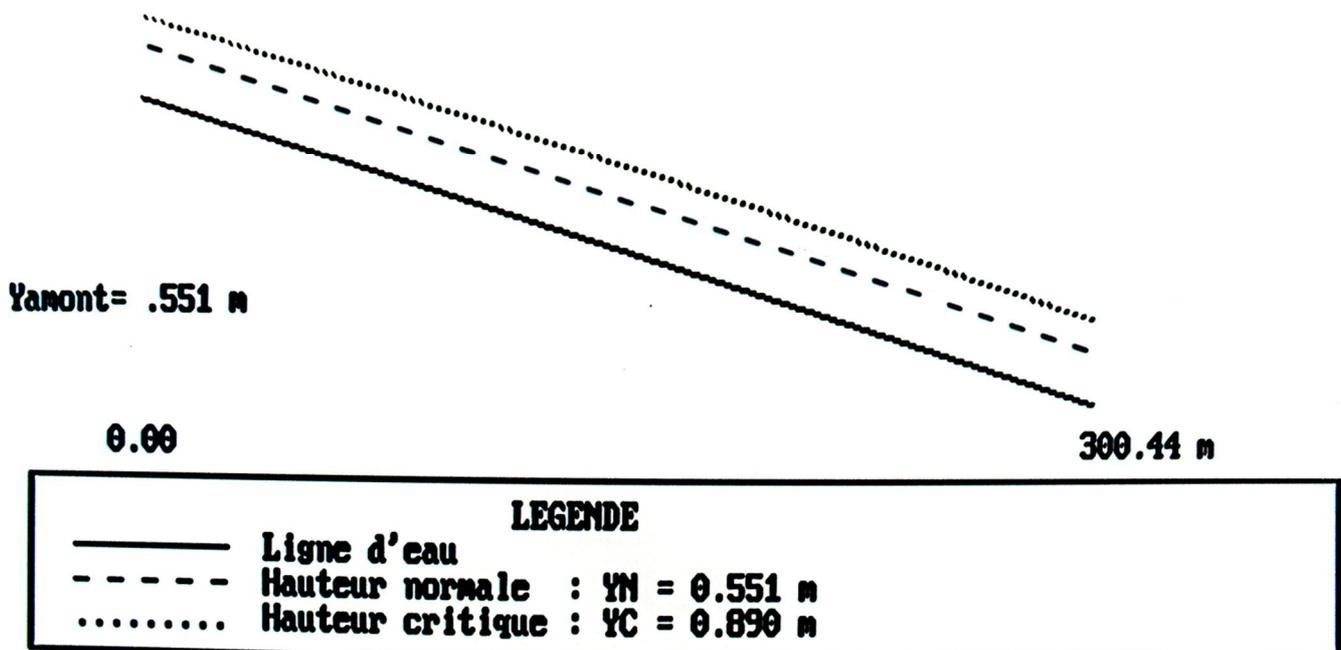
Graphique de ligne d'eau de type T3

Fig.V.8: Schéma de la ligne d'eau de canal de quartier Ahmed ben Dahmane

$h_c > h_n$ et d'après le schéma le type de ligne d'eau c'est S3.

V.3-Conclusion

Dans ce chapitre on a fait un aménagement mixte pour protéger notre ville contre les eaux de ruissellement et abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux pluviales (canaux trapézoïdaux et réseau des eaux pluviales), nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable. D'où l'addition des débits d'eaux pluviales dans une conduite, ainsi la pente du tronçon nous a permis de procéder à un dimensionnement de notre réseau, après un calcul précis. On remarque que les diamètres des tronçons sont compris entre 800 et 1500 mm.

Le dimensionnement des canaux trapézoïdaux se fait manuellement par la méthode itérative qui base sur la fixation de débit et varie la profondeur normale jusqu'à une valeur précise, ainsi la détermination du régime d'écoulement et la profondeur critique et on remarque que le régime d'écoulement est torrentiel dans tous les canaux trapézoïdaux.

CHAP VI: Organisation de Chantier
VI.1-Introduction

La réalisation d'un système de protection contre les inondations est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « critical path méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

VI.2-Devis quantitatif et estimatif

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des buses en béton ou en béton armé.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

VI.2.1-Détermination des différents volumes**A) Volume de la couche de terre végétale**

$$V_{cv} = H_v . L . B \dots\dots\dots(VI.2)$$

- V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en (m³).
- H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

B) Volume des déblais des tranchées

$$V_d = B . L . H \dots\dots\dots(VI.3)$$

- V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).

- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).

C) Volume du lit du sable

$$V_{ls} = e.L.B \dots\dots\dots (VI.4)$$

- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).
- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D/Volume occupé par les conduites

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4 \dots\dots\dots (VI.5)$$

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m³).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

E/Volume du remblai

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \dots\dots\dots(VI.6)$$

- V_r : Volume du remblai en (m³).

F/Volume excédentaire

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \dots\dots\dots (VI.7)$$

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Tel que $V_f = V_{deb} \cdot K_f \dots\dots\dots (VI.8)$

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :
 $K_f = 1,24$.

Les différents volumes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: Volumes de travaux des collecteurs

	Vdeb	Vcondt	Vls	Vc.t	Vremb	Vf	Vexcé
	m ³						
Réseau d'eau pluviale	22812.5	7287,43	1573,57	1573,57	27363,28	46869,32	19506,05

Tableau VI.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif des collecteurs.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	M ³	2718,12	150	407718
2	Déblai	M ³	56192,87	300	16857861
3	Pose du lit de sable	M ³	2718,12	1000	2718120
4	Remblai de la tranchée	M ³	42818,11	350	14986338,5
5	Evacuation des déblaies excédentaires	M ³	26861,05	160	4297768,0
B	Canalisation				
1	Canalisation en béton				
	600	MI	95	2300	218500
	800	MI	3914.74	2500	9786850
	Canalisation en béton armé				
	1000	MI	3689	2800	10354400
	1500	MI	3297	3500	11539500
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	382	16000	6112000
MONTANT H T					77279055,5

Tableau VI.3: Détermination du devis quantitatif et estimatif des canaux

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement					
01	Terrassement en grande masse en terrain meuble (mécanique).	M ³	14548.8	150	2182320
02	Nivellement du fond de fouille	M ²	15670	100	1567000
03	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en TVO (tout -venant) épaisseur e= 0,10 m	M ³	1850	1000	1850000
04	Remblai en TVO (tout -venant)	M ³	5600	1150	6440000
Construction en béton armé					
01	Réalisation d'un canal en B-A. dose à 350 kg/m ³ de, y compris coffrage et ferrailages et toutes sujétions, selon plan	M ³	6532	25000	163300000
02	Fourniture + Transport +Mise en œuvre d'un lit en béton de propreté épaisseur = 0.10 m	M ³	804	1200	964800
03	Réalisation d'un ouvrage de réception des eaux en béton armé dosé à 400 Kg/M ³ , selon plan	U	02	1500.000	3000
MONTANT H T					417078150
MONTANT TOTAL DE PROJET					494357206
TVA 17%					84040725.02
TOTAL TCC					578397931.02

VI.3-Planification

VI.3-1-Définition

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

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

VI.3-2-Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

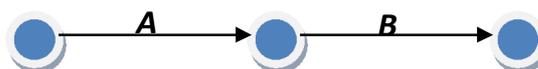
VI.3.2.1-méthodes basées sur le réseau

VI.3.2.1.1-Définition du réseau

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

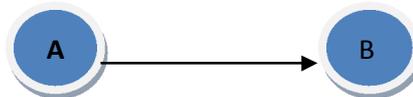
1. Réseau à flèches :

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



L'opération **A** précède l'opération **B**

2. Réseau à nœuds :



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

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

VI.3.2.1.2-Construction du réseau

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

- Etablissement d'une liste des tâches : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels :
- Regroupement des graphes partiels :
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction du réseau.

VI.3.2.1.3-Différentes méthodes basées sur le réseau

A) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) : L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- 2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.
- 3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

B) Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) : C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

C) Méthode P.D.M (Procedure Diagram Methode) : C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

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

VI.3.2.2-Méthodes basées sur le graphique

VI.3.2.2.1-Méthode linéaire (ligne of balance technique)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

VI.3.2.2.2 -Méthode à barres

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

VI.3.3-Les étapes de la planification

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

- **Collection des informations :** L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.
- **Décomposition du projet :** C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.
- **Relations entre les tâches :** Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.3.4-Choix de la méthode de calcul

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

VI.3.4.1-Les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

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

VI.3.4.2-Le chemin critique (C.C)

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

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

$$\text{CC} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D. T. P} \end{cases}$$

VI.3.4.3-Elaboration du réseau selon la méthode CPM

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

- Décapage de la terre végétale - A 30 jours
- Excavation de la tranchée - B 50 jours
- Remblai en TVO (tout -venant) – C 60 jours
- Compactage – D 30 jours
- Lit de béton propriété - E 45 jours
- Mise en œuvre des murs et canaux - F 70 jours
- Le bétonnage – G 80 jours
- Compactage des tranches des collecteurs – H 20 jours

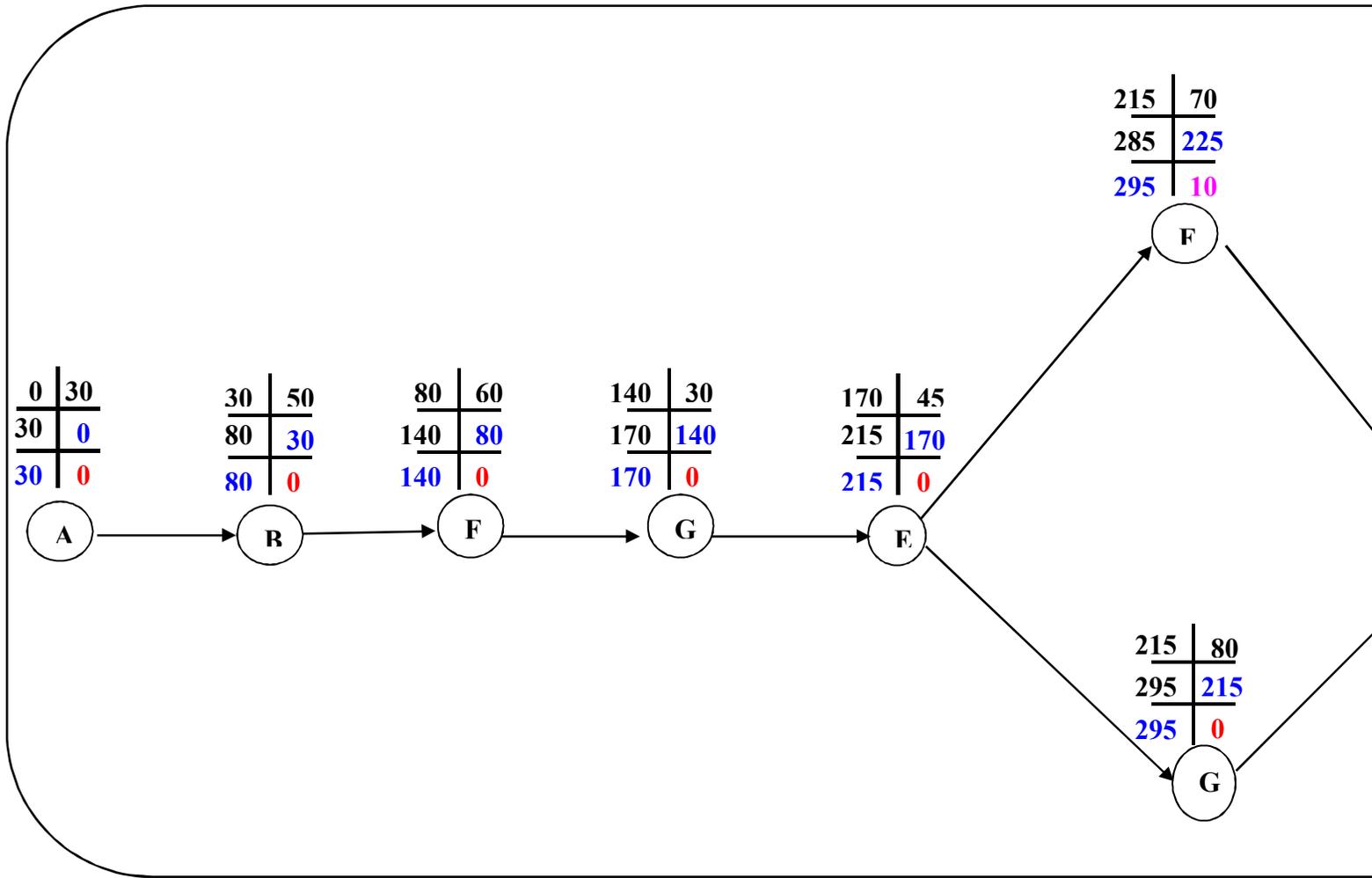


Fig.VI.1: Réseau à nœuds

VI.3.4.4- Détermination des chemins critiques

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

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	30	0	30	0	30	0
B	50	30	80	10	80	0
C	60	80	140	40	140	0
D	30	140	170	50	170	0
E	45	170	215	60	215	0
F	70	215	285	95	295	10
G	80	215	295	80	295	0
H	20	295	315	295	315	0

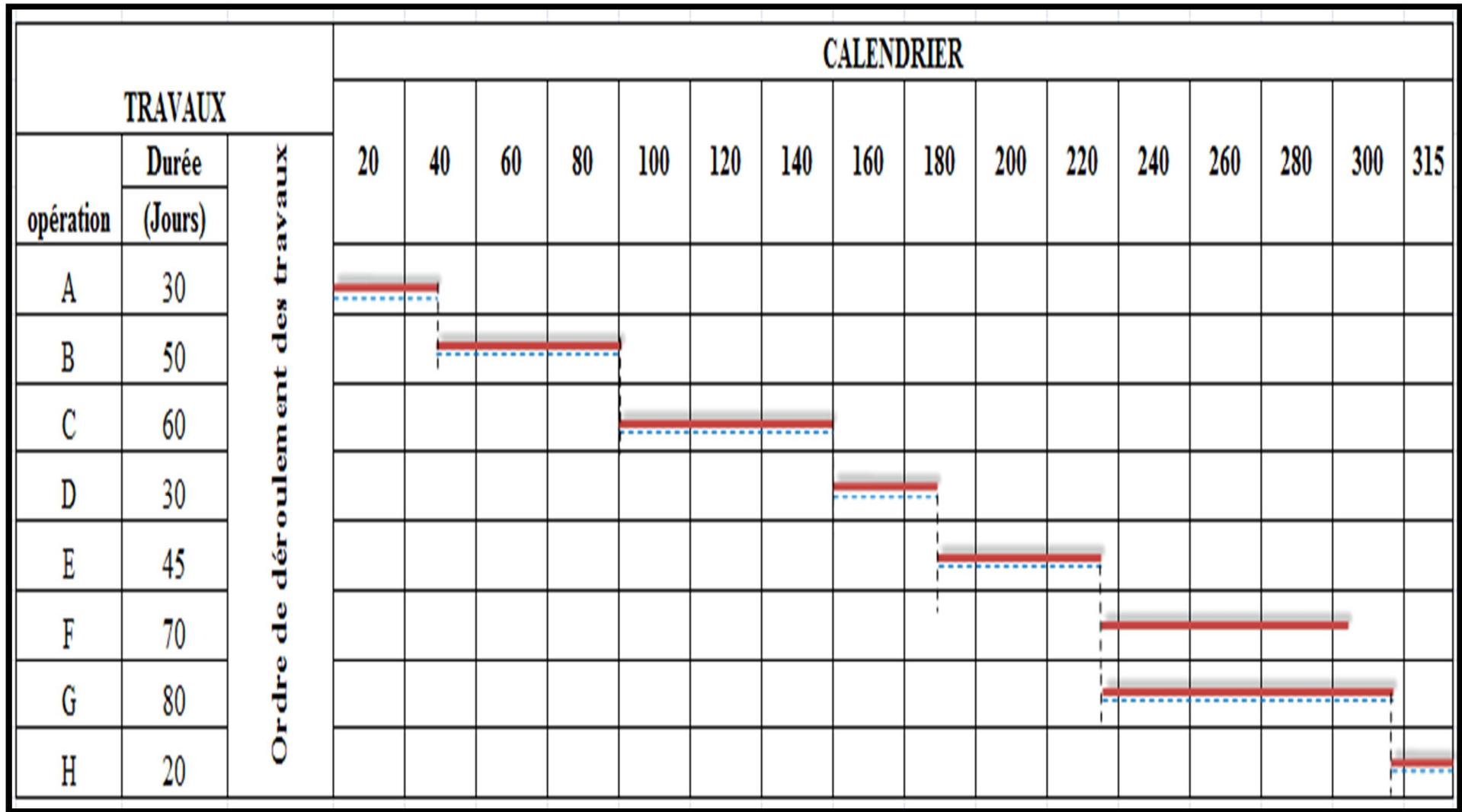


Fig.VI.2: diagramme de GANTT

VI.4-Conclusion

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total du projet ainsi que le temps de réalisation. L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans un chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

CHAP VII : Gestion des systèmes de protection**VII.1-Introduction**

Pour éviter les risques d'inondations il faut collecter et évacuer les eaux pluviales tout en assurant leurs rejets en milieux récepteurs.

Cet objectif nécessite un entretien efficace des systèmes de collecte et un traitement afin de les maintenir en bon état. Pour cela et dans le souci d'assurer une bonne gestion, entretien et exploitation technique et économique de notre system d'évacuation on a élaboré les notions suivantes.

VII.2-Principe de gestion des réseaux

La gestion d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales a pour principal objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages, par des opérations de conservation ;
- L'entretien courant des réseaux par les interventions de nettoyage, dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits: collecte-transfert-traitement.

VII.2.1-La pérennité des ouvrages

Les réseaux d'eaux pluviales sont comparables à toutes les autres infrastructures (électricité, gaz, eau potable) du patrimoine d'une cité ; ils nécessitent des coûts d'investissement importants, car ils sont très coûteux et difficiles à réaliser sous des espaces de plus en plus encombrés par les réseaux divers. Par conséquent, les améliorations et les réparations périodiques sont indispensables, pour augmenter la durée de vie d'un réseau d'une installation.

VII.2.2-L'entretien du réseau

Le réseau d'eaux pluviales demande un entretien quotidien pour un bon fonctionnement, à savoir :

- Le curage des réseaux.
- L'évacuation des déchets.

Le premier souci est de déterminer quels sont les opérations d'entretien et les coûts qu'elles engendrent. Il faut toutefois définir le minimum d'interventions en dessous du quel on ne doit pas descendre sans altérer la qualité du service, en particulier.

- Le nettoyage et l'entretien préventif des ouvrages.
- Les relevés de mesures hydrauliques et de la pollution.

VII.2.2.1-Entretien des caniveaux**• Entretien périodique**

Afin de conserver la pleine efficacité de son cours d'eau, on doit maintenir le caniveau dégagé tout au long de l'année. Son nettoyage est essentiel. Un bon entretien permet d'éviter les désordres dus à la mauvaise circulation de l'eau, aux sels de déglacage et aux cycles de gel et de dégel. Une vérification périodique de l'état du cours d'eau est nécessaire.

- **Rapiécage**

Le rapiécage qui fait suite à une excavation pour travaux souterrains doit être effectué de façon à ne pas perturber le cours d'eau. On doit porter une attention particulière aux matériaux employés et aux joints créés. Il existe plusieurs méthodes de rapiécage d'une bordure-caniveau de béton; celle qui est choisie doit être adaptée aux conditions de terrain et maîtrisée par l'équipe de travail.

- **Réhabilitation**

Les travaux de réhabilitation doivent corriger les causes de la dégradation. Certains types de dégradations sont plus fréquents et sont détaillés ci-dessous.

VII.3-Outils de gestion

Les dispositions et les outils permettent de mieux gérer s'intègrent dans la méthodologie d'ensemble relative à :

- La durée de vie des ouvrages.
- L'entretien préventif et la maintenance.
- L'exploitation fonctionnelle.

Les outils proposés s'appuient sur la modélisation du système hydraulique, et la décomposition en éléments topologiques (tronçons, branche,...) constituent les supports d'informations indispensables à la gestion. Et sa mise en œuvre se résume à :

- L'archivage des données du réseau, on peut résulter les informations structurées sous forme de plans, de schémas.
- L'inventaire de l'occupation des sols et les projets de développement à différents horizons.
- Le dépouillement des données hydrologiques, pour connaître la durée de l'averse pour résulter la charge polluante.

L'exploitation de cette « base de données » à l'aide d'outils spécifiques à chaque technique, fournit en tout point du système hydraulique, les caractéristiques des ouvrages et donne les informations de référence ou de caractère plus général, tels que :

- La nomenclature des ouvrages, elle donne par tronçon.
- Le catalogue des défauts apparents telque chaque fiche signalétique porte le nom du défaut, l'illustration, la définition des causes possibles.

VII.4-Les travaux de gestionnaire

Les travaux principaux pour mener à bien une gestion sont :

- **La connaissance du réseau**

La première condition pour gérer au mieux un système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui-ci.
- Toutes ses caractéristiques hydrauliques (débits, vitesse, etc.).
- Toutes ses caractéristiques topographiques (pente, côte, etc.)

- **La surveillance du réseau :** Toute mise en place d'un système quelconque de surveillance nécessite au préalable l'établissement de la carte d'identité du réseau que l'on désire contrôler. Elle apportera une connaissance en fonction des résultats recherchés et des caractéristiques du réseau.

La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, parmi ceux-ci on citera:

- La sécurité du personnel.
- La maintenance du réseau.
- La protection du milieu urbain et de l'environnement.

- **Programme périodique d'entretien**

Dans tous les domaines, il vaut mieux prévenir que guérir. Cela conduit naturellement le gestionnaire à établir un véritable programme d'entretien se rapportant à l'ensemble des équipements, en s'accentuant sur les pièces les plus vulnérables.

VII.5-Gestion informatique du réseau

Pour une bonne gestion, il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situations (temps de pluie), facilite le travail.

La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, afin de détecter chaque fonctionnement anormal du réseau. Pour perfectionner ce système, on peut placer des capteurs de plusieurs paramètres (débits, vitesse... etc.), sont placés au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatiques ou semi-automatiques à distance.

VII.6-Exploitation du réseau

Une bonne exploitation est une réalité quotidienne indispensable au bon fonctionnement des réseaux, en vue de mettre en place une organisation et une planification de ces moyens pour assurer un entretien efficace, périodique et durable.

Objectifs de l'exploitation pour minimiser les dépenses d'exploitation, tout en respectant les objectifs susvisés.

VII.6.1-Techniques d'exploitation des réseaux

Les réseaux d'eaux pluviales nécessitent un curage périodique, pour qu'ils soient protégés des dépôts, car le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable qui est leur ennemi premier. Ainsi que les branches et les déchets apportés par les inondations. Le curage est un moyen de chasser ces derniers.

VII.6.1.1-Méthode de curage

- **Curage par boule**

Ce procédé est utilisé pour le curage de grands émissaires non visitables constamment en charge. Une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation à curer, sous la

pression du courant se déplace vers l'aval et entraîne les dépôts vers le regard ; à partir de cet ouvrage, on retire les boues.

- **Robot nettoyeur des caniveaux à grilles**

Propulsé par la pression d'eau (150 bars) le robot cure, lave les caniveaux de toutes largeurs. Grâce à la rotation de sa tête turbine (4000ts/minute) il va désintégrer les matières telle que la boue, la terre et autres obstacles les gênant l'évacuation des eaux pluviales.

Conçu entièrement en inox et guidé par ses roues il va s'adapter à la configuration des caniveaux.

Domaines d'utilisations et exemples d'applications :

- nettoyage caniveaux à grilles.
- curage de réseaux d'eaux pluviales.
- nettoyage haute pression.

VII.6.2-Les tâches de l'exploitant

- Connaissance physique et hydraulique des réseaux.
- Organisation du déclenchement du curage d'un réseau.
- Entretien du réseau.
- Surveillance de l'adaptation du système.

VII.6.2.1-Connaissance physique et hydraulique des réseaux

- **Connaissance physique du réseau**

La connaissance nécessaire pour assurer l'exploitation d'un réseau est divisée en trois niveaux :

- 1^{er} niveau** : La connaissance globale d'un réseau.
- 2^{ème} niveau** : localisation des éléments du réseau.
- 3^{ème} niveau** : connaissance de l'état du réseau.

- **Connaissance hydraulique du réseau**

La connaissance hydraulique du réseau est utile pour l'exploitant pour :

- La délivrance des permis de construire.
- La dérivation des eaux pendant les travaux d'entretien.
- Suivre l'évolution de l'urbanisation, les insuffisances intérieures.

Comme pour la connaissance physique, on peut définir trois (03) de connaissance hydraulique d'un réseau :

- 1^{er} niveau** : connaissance globale du fonctionnement.
- 2^{ème} niveau** : connaissance quantitative du fonctionnement.
- 3^{ème} niveau** : connaissance de la qualité des eaux.

VII.6.2.2-Critères de déclenchement des opérations de curage

L'entretien périodique peut se concevoir sous la forme curative ou préventive :

Curatif : l'intervention appropriée est déclenchée lorsqu'un débordement est constaté soit dans le domaine public soit en propriété privée. Ce type de déclenchement n'est envisageable que si le nombre

d'interventions n'est pas trop important.

Préventif : plusieurs systèmes existent :

-Curage à blanc d'une partie du réseau : ce procédé présente l'inconvénient d'un curage de zone ne nécessitant pas forcément un nettoyage.

-Curage à partir d'une certaine épaisseur de sable constatée dans les égouts : ce procédé nécessite qu'une visite préalable soit faite pour recenser les différentes hauteurs de curage juste avant l'intervention. Il présente l'inconvénient de pérenniser la réduction de la débitante.

-Curage à la demande en fonction des hauteurs de sable constatées et de la sensibilité de la zone : ce procédé nécessite que soient transcrits les renseignements concernant les dépôts antérieurement constatés et les dommages ou nuisances qu'ils ont engendrés. Des règles de visite et de déclenchement de curage peuvent être alors fixées. Elles permettent de minimiser le coût des visites préalables et des curages en les réduisant au strict minimum.

VII.6.2.3-Entretien des réseaux

La nécessité de l'entretien de l'ensemble des différents collecteurs, qui constituent le réseau, est reliée aux fluides qu'ils véhiculent et aux phénomènes auxquels ils sont soumis :

- Érosion, corrosion, abrasion.
- Dégradations diverses dues à la nature et aux hommes provoquant également des engorgements, obstructions, excavations ou effondrements.

Toutes ces agressions obligent l'exploitant à remédier aux effets par des interventions périodiques ou immédiates ayant donc un caractère préventif ou curatif.

Ces phénomènes peuvent être aggravés par un réseau mal conçu (pentes faibles, changements de pente ou tracés trop importants) ou par des anomalies telles que branchements pénétrants, racines d'arbre, etc.

VII.7-Conclusion

Les réseaux d'eaux pluviales et l'ensemble des installations associées nécessitent donc une organisation, une gestion prévisionnelle et une planification des moyens pour assurer les inspections, les interventions d'entretien périodique, ...etc.

Ainsi que la mise en œuvre d'une organisation d'exploitation et de maintenance efficace tout en assurant l'amélioration du niveau de formation et de compétence du personnel est conseillée pour toutes les structures de gestion.

En Algérie deux modes de gestion des réseaux d'assainissement sont actuellement utilisés

- Gestion directe du maître d'ouvrage, dépend des communes de petite et moyenne importance.
- Gestion indirecte, confiée à une société étatique (entreprise publique ou privée à caractère commercial, par exemple ("ONA, SEAAL ").

CONCLUSION GÉNÉRALE

La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

En effet, qui dit protection contre l'inondation, dit sauvegarde du patrimoine, de l'architecture et de la vie humaine.

C'est pour ces multiples raisons qu'on a traité ce sujet qui, pour la moindre négligence et pour un minimum d'inattention, risque de porter atteinte à l'homme et à l'environnement dans lequel il évolue.

A l'issue de ce travail qui a pour objectif de protéger la ville de Messaad contre tout risque d'inondation et les eaux de ruissèlement, et sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles. On a scindé notre travail en trois étapes essentielles.

Par une reconnaissance du site d'après les plans d'occupation du sol, et une étude hydrologique profonde, on est arrivé à déterminer les débits des eaux pluviales pour une période de retour de 10 ans et en remarque que l'intervalle de débit entre $1.45\text{m}^3/\text{s}$ et $6.6\text{ m}^3/\text{s}$, qui varie en fonction de la surface et la coefficient de ruissèlement et aussi par le coefficient de correcteur α et l'intensité de pluie de durée de 15 minutes.

En seconde partie, nous avons localise et délimitation les zones inondables. Ce qui nous a permis de proposer des variantes adéquates faire des solutions efficaces pour éviter ce phénomène naturel. Notre choix s'est porté sur une variante, qui consiste à exécuter des aménagements en béton (réseau des eaux pluviales, canaux trapézoïdaux, murs soutènements en maçonnerie, ouvrages de réception et de rejet), dont l'objectif est d'évacuer les eaux qui viennent de la partie ouest de la zone étudiée vers l'oued Messaad.

En fin, nous avons fait une planification, c'est un processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total du projet ainsi que le temps de réalisation. Le temps de la réalisation de notre projet est environ de 10 mois et le devis estimatif de ce projet est 578397931.02DA .

En définitive, pour assurer la durabilité et le bon fonctionnement de nos ouvrages, nous espérons que les travaux d'entretien et de maintenance seront pris en vigueur.

BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **LENCASTRE.A** .HYDRAULIQUE GENERALE . (2002).Edition eyrolles .p633
- [2] **RICHARDO.SINNIGER-WILI H.HAGER**.CONSTRUCTION HYDRAULIQUES. (1989).
Edition Presse polytechniques et universitaire reomandes.p597
- [3] **B . TOUAIBIA**.MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE.(Mars2004).Edition MADANI
FRERES.p166
- [4] **LEDOUX BRUNO**.LA GESTION DU RISQUE INONDATION . (2006).Edition TEC et
DOC.p770
- [5] **FREDDY.V**.LE RISQUE INNONDATION. (2010).Edition TECet DOC.p318
- [6] **JOSE.L**. HYDROLOGIE GENERAL. (1993).Edition GAETAN.MORIN .p527
- [7] **B.SALAH** .ASSAINISEMENT DES AGGLOMERATIONS.(1993).Edition ENSH(BLIDA). p150