

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:

**ETUDE DE PROTECTION DE LA VILLE DE CHIFFA (W.BLIDA)
CONTRE LES INONDATIONS**

Présenté par :

M^r CHIHANI Mohammed

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^{me} B.TOUAIBIA	Professeur	Présidente
M ^{me} F.AMMOUR	MA.A	Examinatrice
M ^r A.BOUFEKANE	MA.A	Examineur
M ^r M.DJELLAB	MC.B	Examineur
M ^r A.AMMARI	MC.B	Examineur
M ^{me} S.BELLABES	MA.B	Promotrice

Session Juin - 2013

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice M^{me} BELLEBAS, pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie le personnel de l'DHW(Blida) pour leurs conseils et orientations et spécialement M^{me} KHATEB.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amies de la promotion 2013, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : H.CHIMOUNI, S.CHAMÂ, Y.CHABBI, A.HADJ-SAID, M.MOSSALMAL, A.BAHAMIDA, S.BABASIDI, M.SAID, B.AÏT-IDIR et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

DÉDICACE

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

A ma très chère mère MAMA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

A mon chère père AÏSSA qui m'a soutenu et à su me donner courage au moment venu.

A mes frères et sœurs SAFIA, ZOHIR, FOZIA, BRAHIM, NADIR, AÏCHA.

A tous les membres de la famille

A ma promotrice M^{me} BELLABAS et son soutien au cours de ce travail.

A mes voisins de GHARDAIA.

A mes très chères amies : HICHEM, YUCEF, MOSTAPHA, ILYAS.

A tous (tes) mes collègues

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédiés du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : mes ENSEIGNANTS de puis que je né, O.HASSIN, B.NASSIM, F.AÏSSA, B.OMAR La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

BLIDA 2013

ملخص:

بعد سلسلة من الفيضانات التي عانت منها الجزائر عموما ومنطقة البليدة خصوصا قمنا بهذه الدراسة التقنية التي تتمثل في المنطقة الشرقية واد كروش، حساب نظام للحماية ضد الفيضانات لمدينة الشفة (ولاية البليدة) على طول 4 مجاري مائية، للمدينة، المجرى المحاذي لحي النجاح 1 و 2، حي 24 مسكن و كذلك نقطة تجمع مياه الصرف الصحي، حيث اقترحنا بالنسبة للمجاري وضع قنوات من الإسمنت المسلح وذلك كلاسب كمية تدفق المياه فيه مع إعادة تقييم الشروط الهيدروليكية للتدفق، أما بالنسبة لنقطة تغيير اتجاه قناة الصرف الصحي فاقترحنا تغيير أبعادها بحيث نزيد في عمق و فارق الارتفاع بين القناة القادمة من المدينة مع تلك الموصولة إلى محطة التطهير، وفي الأخير قدرنا تكلفة إنجاز المشروع و مراحل إنجازه.

Résumé:

Après une série d'inondation qui l'Algérie souffre en général et la région de Blida. Dans cette étude nous dimensionnons un système de protection de la ville de Chiffa (w.Blida) contre ces phénomènes où nous redimensionnons 4 cours d'eau à savoir oued Kerrouch, cité Nadjah 1&2, coté Ouest de la ville, et cité 24 logements ; et proposons une pose de canal en béton armée avec réévaluation des conditions d'écoulement. Ainsi un redimensionnement par décalage de niveau sera réalisé entre le collecteur amant et celui d'aval d'un regard de changement de direction (angle 90°), afin de baisser la lame d'eau. Finalement nous estimons le coût de réalisation du projet et les tâches de travail.

Abstract:

After the last floods of Algeria generally, and Blida particularly, we have made this study of protection system against floods along 4 water-ways in the valley of Kerrouch (in Chiffa/Blida) exactly the eastern region, the stream nearby the city Nadjah 1 and 2, the city 24 residence and the spot where the assemblage of the waste-water. We advance the installation of canals constructed by armed-concrete that depends on flows dimensions with evaluation of the hydraulic conditions to the water flow. For the point of collecting waste-water where its assembly has been reconstructed by deepening dimensions and raising the difference altitudes of canals coming from the town with the one linked to the refinement station. Finally, we estimate the value of the project and its steps of realization.

Liste des matières

Chapitre I : Bibliographie sur les inondations.

Introduction Générale	
I.1- Introduction	1
I.2. Les crues et les inondations.....	1
I.2.1. Lit mineur.....	1
I.2.2. Lit majeur.....	1
I.2. 3.. Le bassin versant.....	1
I.3. Le réseau hydrographique.....	2
I.4. Les causes des crues.....	3
I.5. Les dégâts occasionnés.....	3
I.6. En Algérie.....	4
I.6.1. Par rupture d'une protection.....	4
I.6.2. Ghardaïa comme exemple.....	4
I.7.Conclusion.....	5

CHAPITRE II. Les données de base.

II.1. Introduction	6
II.2. Caractéristiques de la zone d'étude.....	6
II.2.1. Caractéristiques géographiques.....	6
II.2.2. Caractéristiques hydro-climatologie.....	8
II.2.3. Hydrogéologie et Géologie.....	10
II.2.5. Séismicité.....	11
II.3. Urbanisation et population.....	11
II.4. Système d'assainissement existant.....	12
II.5. Description des cours d'eau.....	12
II.6. Identification des zones vulnérables a l'alea d'inondation.....	14
II.7. Conclusion.....	14

CHAPITRE III. L'étude hydrologique.

III.1. Introduction :	15
III.2. Caractéristiques de la forme du bassin versant	15
III.2.1. Définition du bassin versant	15
III.2.2. Morphométrie :	15
III.2.3. Les reliefs :	17
III.2.4. Le réseau hydrographique :	20
III-3. Donnée hydrologique :	24
III-3-1. Généralités :	24
III.3.3. Les précipitations maximales journalières :	26
III.4. Les apports :	32
III.4.1. Apports liquides :	32
III.4.2. Evaluation des apports solides :	35
III.5. Etude de crues :	36
III.5.1. Différentes méthodes d'évaluation des crues :	36
III.5.2. Application sur les bassins versants :	37
III.5.3. Construction de l'hydrogramme de crue :	39
III.6- Conclusion :	42

CHAPITRE IV. Diagnostic et expertise de l'état des lieux et aménagement proposé

IV.1. Introduction.....	43
IV.2. Identification des zones vulnérables a l'alea d'inondation.....	43
IV.2.1. Cite oued Kerrouch.....	44
IV.2.2. Cite Nadjah 1 et 2.....	45
IV.2.3. Coté ouest de la ville (NAFTAL)	46
IV.2.4. Cite 24 logements.....	47
IV.2.5. Coté Nord de la ville.....	47
IV.3. Solutions proposées.....	48
IV.4. Techniques pouvez être utilisés dans l'aménagement des canaux.....	49
VI.4.1. Utilisations du gabion.....	49
IV.4.2. utilisation de béton armée.....	50
IV.4.3. utilisation des variantes plus économiques.....	50
IV.5. Conclusion :	50

CHAPITRE V. Calcul hydraulique

V.1. Introduction.....	51
V.2. Calcul hydraulique des variantes choisie.....	51
V.2.1. Les conditions de l'écoulement uniforme.....	51
V.2.2. Les formules principales de calcul.....	51
V.2.3. Détermination de coefficient de Chézy.....	51
V.2.4. Les paramètres géométriques.....	52
V.2.5. Calcul de la profondeur normal h_n	53
V.2.6. Calcul de la profondeur critique h_{cr}	54
V.2.7. Calcul de la pente critique.....	54
V.2.8. Calcul de la ligne d'eau.....	54
V.2.9. Calcul des paramètres de courbure du canal.....	55
V.2.10. Raccordement des canaux.....	55
V.3. Simulation de l'écoulement dans les différences cours d'eau.....	57
V.3.1. Première site : Oued Kerrouch.....	57
V.3.2. Deuxième site (cité Nadjah).....	64
V.3.3. Troisième site Coté ouest de la ville (NAFTAL).....	68
V.3.4. Quatrième site (24 logement).....	71
V.3.5. Cinquième site : coté nord de la ville (débordement du regard).....	74
V.4. Conclusion.....	77

CHAPITRE VI. Organisation de chantier

VI.1. Introduction.....	78
VI.2. Installations du chantier.....	78
VI.2.1. Installations destinées au personnel.....	78
VI.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux.....	78
VI.2.3. Installations destinées à la réparation des engins :.....	78
VI.2.4. Installations pour la préfabrication.....	78
VI.3. Succession des opérations du chantier.....	78
VI.4. Technologie des principaux travaux.....	78
VI.5. Le volume des travaux :.....	79
VI.5.1. Le volume des déblais :.....	79
VI.5.2. Le volume du lit de sable :.....	80

VI.5.3. Le volume du béton :	80
VI.5.4. Le volume du remblai :	80
VI.6. Calcul le coup de projet.....	82
VI.6.1. Calcul le coup de remblai-déblai.....	82
VI.6.2. Calcul le coup de lit du sable.....	82
VI.6.3. Calcul le coup de béton armé.....	83
VI.7. Planification.....	83
VI.7.1. Définition.....	83
VI.7.2. Techniques de la planification.....	83
VI.7.3. Choix de la méthode de calcul.....	85
VI.7.4. Chemin critique (C.C)	85
Conclusion.....	88
Conclusion Générale	

Liste des tableaux

Tableau	Titre	Page
Tableau II.1 :	La topographie de la commune	6
Tableau II.2 :	Les températures mensuelles	8
Tableau II.3 :	Les humidités mensuelles.....	9
Tableau II.4 :	Les vents et l'évaporation moyens annuels.....	9
Tableau II.5 :	Les précipitations moyennes mensuelles.....	9
Tableau II.6 :	Les mesures des précipitations sur 40 ans.....	9
Tableau II.7:	Estimation de la population dans différents cités du commun.....	12
Tableau III.1 :	Les paramètres morpho-métriques des sous bassins.....	17
Tableau III.2:	Construction de la courbe hypsométrique.....	18
Tableau III.3:	Les altitudes caractéristiques.....	19
Tableau III.4 :	Indice de pente globale (I_g).....	20
Tableau III.5:	Pente moyennes des sous bassin.....	20
Tableau III.6:	Les densités de drainage.....	21
Tableau III.7:	Les pentes moyennes des cours d'eau principales.....	22
Tableau III.8:	Les temps de concentration.....	24
Tableau III.9:	La vitesse de ruissellement.....	24
Tableau III.10:	Caractéristiques de la série pluviométrique.....	26
Tableau III.11:	L'ajustement par la loi de GUMBEL.....	28
Tableau III.12:	Détails de l'ajustement à la loi de log-normal.....	29
Tableau III.13:	Récapitulatif des pluies de courtes durées.....	30
Tableau III.14:	Récapitulatif les intensités des pluies.....	31
Tableau III.15:	Apports moyens interannuels.....	32
Tableau III.16:	Les caractéristiques d'écoulement.....	34
Tableau III.17:	Les apports solides.....	35
Tableau III.18:	Valeur de coefficient de ruissellement C.....	36
Tableau III.19:	Valeur de coefficient de ruissellement α	38

Tableau III.20:	Evaluation de débit par la formule de Mallet-Gauthier.....	39
Tableau III.21:	Evaluation des débits par la formule de Turazza.....	40
Tableau III.22:	Evaluation des débits par la formule de Giandotti.....	40
Tableau III.23:	Evaluation des débits par la formule de Sokolovski.....	40
Tableau III.24:	Construction de l'hydrogramme de crue.....	41
Tableau V.1:	Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale.....	53
Tableau V.2:	Coefficient de Strickler selon le type de lit du canal.....	57
Tableau V.3:	Les caractéristiques de l'écoulement à l'état initial.....	58
Tableau V.4:	Caractéristiques de l'écoulement après la simulation.....	62
Tableau V.5:	Les caractéristiques de l'écoulement à l'état initial.....	65
Tableau V.6:	Caractéristiques de l'écoulement après la simulation.....	67
Tableau V.7:	Les caractéristiques de l'écoulement à l'état initial.....	68
Tableau V.8:	Caractéristiques de l'écoulement après la simulation.....	70
Tableau V.9:	Les caractéristiques de l'écoulement à l'état initial.....	71
Tableau V.10:	Caractéristiques de l'écoulement après la simulation.....	73
Tableau VI.1:	Calcul le volume de remblai-déblai d'oued Kerrouch.....	80
Tableau VI.2:	Calcul le volume de remblai-déblai de cité Nadjah.....	81
Tableau VI.3:	Calcul le volume de remblai-déblai de l'ouest de la ville.....	81
Tableau VI.4:	Calcul le volume de remblai-déblai de cité de 24 logements.....	82
Tableau VI.5:	Le prix unitaire des tâches.....	82
Tableau VI.6:	Les volumes et les coups de remblai-déblai.....	82
Tableau VI.7:	Les volumes et les coups de lit du sable.....	82
Tableau VI.8:	Les volumes et les coups de béton armé.....	83
Tableau VI.9:	Le coup global de projet.....	83

Liste des figures

Figure	Titre	page
Figure I.1 :	Topographie d'une plaine d'inondation.....	2
Figure II.1 :	Carte topographique de la zone d'étude.....	7
Figure II.2 :	Vu aérienne représente la ville de CHIFFA.....	8
Figure II.3 :	Bassin versant d'oued Kerrouch.....	13
Figure III.1 :	Rectangle équivalente.....	17
Figure III.2 :	Courbe hypsométrique.....	18
Figure III.3:	Profil en long du cours d'eau.....	22
Figure III.4:	La courbe d'ajustement à la loi de GUMBEL.....	29
Figure III.5:	La courbe de l'ajustement à la loi de Log-normal.....	30
Figure III.6:	La courbe IDF pour différentes périodes de retours.....	32
Figure III.7:	Hydrogramme de crue de différents périodes de retours.....	42
Figure IV.1:	Photo aérienne localise la zone d'inondation d'Oued Kerrouch.	44
Figure IV.2:	Photo aérienne localise la zone cite Nadjah.....	45
Figure IV.3:	Photo aérienne localise la zone cité 24 logements.....	46
Figure IV.4:	Photo aérienne localise la zone ouest de la ville.....	47
Figure IV.5:	Localisation de la zone de débordement du réseau d'évacuation.....	48
Figure V.1:	Canal Trapézoïdale.....	53
Figure V.2:	La ligne d'eau avant l'aménagement.....	60
Figure V.3:	La vue en 3D du canal avant l'aménagement.....	60
Figure V.4:	La forme du canal projeté.....	61
Figure V.5:	La ligne d'eau après l'aménagement.....	64
Figure V.6:	La vue en 3D du canal après l'aménagement.....	64

Figure V.7:	La ligne d'eau avant l'aménagement.....	65
Figure V.8:	La vue en 3D du canal avant l'aménagement.....	66
Figure V.9:	La forme du canal projeté.....	66
Figure V.10:	La ligne d'eau après l'aménagement.....	67
Figure V.11:	La vue en 3D du canal après l'aménagement.....	67
Figure V.12:	La ligne d'eau avant l'aménagement.....	68
Figure V.13:	La vue en 3D du canal avant l'aménagement.....	69
Figure V.14:	La forme du canal projeté.....	69
Figure V.15:	La ligne d'eau après l'aménagement.....	70
Figure V.16:	La vue en 3D du canal après l'aménagement.....	71
Figure V.17:	La ligne d'eau avant l'aménagement.....	71
Figure V.18:	La vue en 3D du canal avant l'aménagement.....	72
Figure V.19:	La forme du canal projeté.....	72
Figure V.20:	La ligne d'eau après l'aménagement.....	73
Figure V.21:	La vue en 3D du canal après l'aménagement.....	73
Figure V.22:	Principes de branchements.....	74
Figure V.23:	Principe de raccordement.....	75
Figure V.24:	Vue axonométrique et perspective intérieure d'égout.....	75
Figure V.25:	Branchement.....	76
Figure VI.1:	Les volumes des matières d'une section trapézoïdale.....	79
Figure VI.2:	La représentation des travaux par un schéma à nœuds.....	87

Liste des planches

- 1/7 Bassin versant d'oued Kerrouch (CHIFFA/W.BLIDA).
- 2/7 Plan d'aménagement du canal d'oued Kerrouch (CHIFFA/W.BLIDA).
- 3/7 Profil en long du canal projeté d'oued Kerrouch (CHIFFA/W.BLIDA).
- 4/7 Profil en long du canal de site Nadjah (1 et 2) (CHIFFA/W.BLIDA).
- 5/7 Profil en long du canal de cote ouest de la ville de CHIFFA (W.BLIDA).
- 6/7 Profil en long de canal de site 24 logements (CHIFFA/W.BLIDA).
- 7/7 Ouvrages annexes de protection (CHIFFA/W.BLIDA).

Liste des abréviations

i_m : intensité moyenne (mm/h).

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt (mm).

$F(x)$: Fréquence au non dépassement de la valeur de x .

α, x_0 : Coefficients d'ajustement.

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex ».

m : Numéro d'ordre.

n : Taille de la série.

$\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite de Gumbel.

y : Variable de Gumbel pour une probabilité donnée.

y : Moyenne de la variable réduite de Gumbel.

T : période de retour (ans).

$P_{max,j}$: précipitation maximale journalière (mm).

$i_{15min,p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence « p% » (mm/h).

t : durée de l'averse (h).

b : exposant climatique de la région.

A_i : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale (ha).

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel.

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

Q : débit d'eau pluvial (l/s).

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

α : Coefficient correcteur de l'intensité.

l : Longueur de la conduite (m).

L : Cheminement hydraulique le plus long (m).

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

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m/m).

$i(t, F)$ est l'intensité maximale de la pluie de durée t (mm).

$Q(F)$: le débit pluvial de fréquence F (m³/s).

K : est un coefficient d'expression.

U : est un coefficient d'expression.

V : est un coefficient d'expression.

W : est un coefficient d'expression.

i : intensité de pluie (mm/h).M : coefficient d'allongement.

R_h: Rayon hydraulique (m).

C: Coefficient de Chezy.

STEP : station d'épuration.

δ : coefficient de Bazin.

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

Q_{PS} : débit à pleine section (m³/s).

V_{PS} : vitesse à pleine section (m/s).

D : diamètre normalisé de la conduite (mm).

P : Périmètre mouillé (m).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

R_q: rapport des débits.

R_v: rapport des vitesses.

R_h: rapport des hauteurs.

H : Profondeur de la tranchée (m).

V : Volume de la couche de terre végétale (m³).

V_d: Volume des déblais des tranchées (m³).

B : Largeur de la couche du tronçon (m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

H : Profondeur de la tranchée (m).

V_s: Volume du lit du sable (m³).

B : Largeur de la couche du tronçon (m).

V_c: Volume occupé par les conduites (m³).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

V_r: Volume du remblai (m³).

V_{exe}: Volume du sol excédentaire (m³).

V_f: Volume du sol foisonné (m³).

K_f: Coefficient de foisonnement.

INTRODUCTION GENERALE

L'inondation est un envahissement des terres par les eaux ou un débordement d'un cours d'eau qui peut être provoquée par des pluies importantes et durables. Il en existe deux grandes classes; les inondations fluviales, et les inondations pluviales. C'est à la fois un phénomène naturel et un état temporaire qui est le résultat de ce phénomène. Les causes sont diverses et nombreuses mais les conséquences sont souvent catastrophiques, même par la présence d'une très grande prévention. Les inondations constituent la catastrophe naturelle la plus importante et la plus grave. Les principales causes sont d'ordre naturel. L'homme n'a fait qu'accentuer ces causes et donc d'amplifier le phénomène de l'inondation. Les types d'inondations sont :

- Le débordement d'un cours d'eau.
- La stagnation des eaux pluviales.
- Les inondations en secteur urbain par des orages intenses.

L'Algérie est l'une des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

Plusieurs régions du pays sont menacées par ce phénomène, dont les effets sont souvent intensifiés par une urbanisation anarchique impliquant une occupation des terres inondées et même les rives des oueds par exemple : oued Mzab Octobre 2008, babe el-oued 2001.

Les risques d'inondation sont dus à l'interaction complexe de plusieurs composantes c'est la résultante de la concomitance de facteurs topographique, géologique, hydrologique et météorologique.

L'objectif de notre travail est d'étudier les inondations de la ville de Chiffa (W.Blida) et de traiter les moyens de protection contre ce phénomène qui est causée soit par les eaux pluviales prévenants de l'amont du bassin versant ; soit par les eaux stagnées dans la ville, et d'assurer l'évacuation de ces eaux dans l'oued avec des meilleures solutions.

CHAPITRE : I

Bibliographie sur les Inondations

CHAPITRE I : Bibliographie sur les inondations

I.1. Introduction :

La crue, telle que nous l'entendons, est un phénomène exceptionnel qui peut survenir à tout moment, mais à quel moment peut-on considérer qu'une rivière est en crue ? De nombreux géographes et hydrologues ont adopté le critère $3Q$ ou $5Q$ (Q = débit moyen à une station donnée) au-delà duquel il est possible de considérer qu'une rivière est en crue. Si bien que l'on en est arrivé à distinguer des crues inondantes saisonnières banales (la crue de Nil), annuelles, décennales, centennales, etc.

L'inondation est le phénomène occasionnel qui peut noyer de vastes parties du lit majeur du cours d'eau ou de la plaine, à la suite d'une crue particulièrement importante et de débordement des eaux.

De façon plus pragmatique, on admet qu'une rivière est en crue lorsqu'elle déborde des limites de son lit mineur.

I.2. Les crues et les inondations :

Les facteurs générateurs de crues sont nombreux et permettant d'en différencier plusieurs types, par des moyens d'analyse graphique et/ou mathématique.

La formation des crues et des inondations provient avant tout de conditions exceptionnelles d'alimentation des cours d'eau, que ce soit par des pluies ou des fontes de neige.

Elles sont accidentelles si elles résultent de l'action de l'homme (rupture de barrage, de digue, déboisement intensif par exemple). Mais il existe aussi des facteurs secondaires aggravants tels que la nature imperméable du bassin versant, la structure et la hiérarchisation du réseau hydrographique propre du lit fluvial ou le fait encore, que le sol a été, ou non égoutté après une période de pluie.

I.2.1. Lit mineur :

Espace fluvial formé d'un chenal unique ou de chenaux multiples et de bancs de sables et/ou galets, recouverts par les eaux coulant à pleins bords avant débordement. Un cours d'eau s'écoule habituellement dans son lit mineur.

I.2.2. Lit majeur :

Espace situé entre le lit mineur et la limite de la plus grande crue historique répertoriée.

I.2.3. Le bassin versant :

L'aire géographique d'alimentation du cours d'eau. Le bassin versant peut être défini comme le secteur géographique qui collecte les eaux d'un plan d'eau ou d'un cours d'eau, soit par écoulement de surface (ruissellement), soit par écoulement souterrain (infiltration, percolation et résurgence de la nappe phréatique). Il est délimité par une ligne de crête, appelée aussi ligne de partage des eaux, au-delà de laquelle celles-ci sont drainées vers d'autres milieux aquatiques.

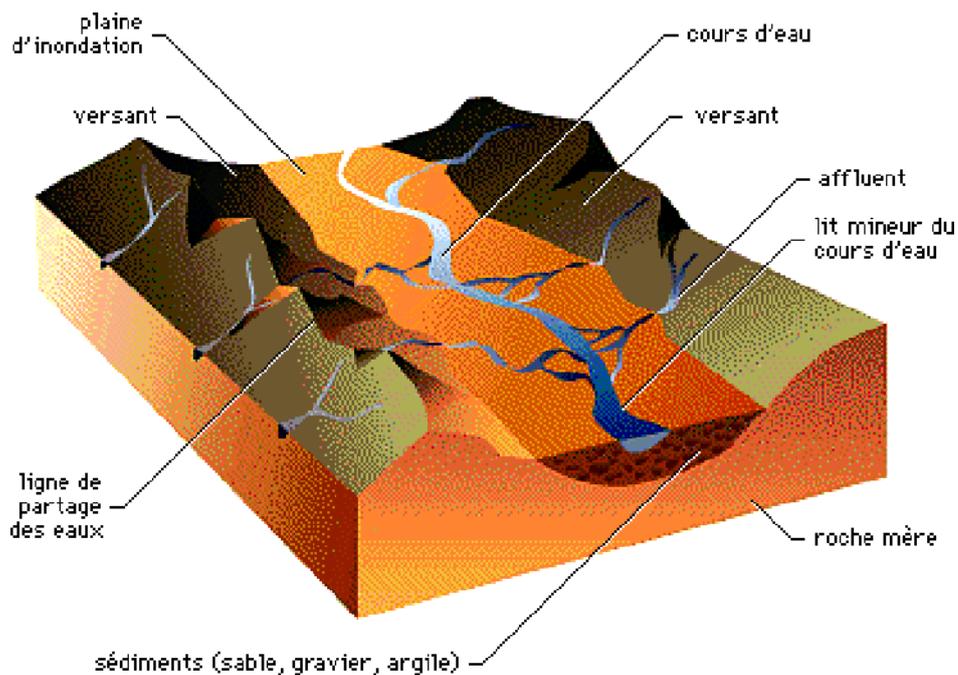


Figure I.1 : Topographie d'une plaine d'inondation

I.3. Le réseau hydrographique :

Un réseau hydrographique est donc constitué par l'ensemble des cours d'eau et peut être appréhendé de deux façons :

Par la densité et son drainage (définie par le quotient de la somme des longueurs de tous les cours d'eau par la superficie du bassin drainé)

Par son organisation, sa géométrie.

Les hydrologues anglo-saxons (Horton dès 1932, puis Strehler, Shreve, Schumm) ont bien étudié cette question : l'un des principaux acquis est que les superficies moyennes drainées forment une progression géométrique.

En général le réseau hydrographique est d'autant plus développé et complexe que le terrain est moins perméable, et donc le ruissellement de surface est plus intense. En bassin est d'autant mieux drainé que le coefficient de drainage est faible. Il oscille entre 0,02 dans certaines régions calcaires et plus de 300 dans les bad-lands.

Une meilleure approche est l'étude géographique comparée qui permet de différencier comme le fait par exemple Lambert (1996) :

- Les rus élémentaires d'amont ;
- Les rus d'aval ;
- Les ruisseaux issus des grosses sources ;
- Les ruisseaux et rivières issus de résurgences ;
- Les ravins élémentaires des secteurs de bad-lands.

Il d'autres classifications sont possible.

Par ailleurs les réseaux sont toujours dendritiques, mais il existe plusieurs types de ramifications et selon les pentes, la structure et la géologie, la tectonique, on distinguera, le vocabulaire est surabondant : les réseaux en feuille de chêne, en entonnoir, en espalier, en bayonnette, en arêtes, asymétriques, collinaires, en treillis, anastomosés ou en tresses, rectangulaires, centripètes, annulaires, réticulaires, etc. les figures suivants donne quelques exemples.

I.4. Les causes des crues :

Les grandes crues ont surtout pour origine des conditions exceptionnelles d'alimentation, tant par leur abondance que par leur intensité, leur durée, leur extension ou par leur rapprochée.

Plusieurs causes peuvent être répertoriées permettant une classification :

A. La débâcle des glaces fluviales :

Celle-ci intervient à la suite de la rupture de barrages naturels de glace, soit en haute montagne (Alpes, Pyrénées), soit dans les payés de haut latitude (cas des grandes fleuves sibériens ou canadiens).

B. La fusion brutale des neiges :

Elle est fréquente en Europe à la fin du printemps et au début de l'été en cas de redoux ou de foehn.

C. L'abondance des précipitations :

C'est, et de loin, le principal facteur explicatif des crues et des inondations. Plus précisément on peut distinguer :

- **Les averses brutales de type orageux ou durables**, qui affectent une grande partie du domaine continental des moyennes latitudes.

Le déplacement d'un **front orageux** bloqué localement sur le flanc d'une chaîne montagneuse, et subissant une ascendance orographique, peut engendrer de véritables déluges.

- **Les averses durables,**

- **Les pluies de type orographique et cyclonique,**

D. Le rôle de la température :

A l'échelle locale le rôle de la température se combine au rôle de l'exposition, ce qui explique les fontes différées dans le temps entre les versants d'adret ou d'ubac, ceux face au vent ou au contraire en position d'abri.

E. Les facteurs géologiques, morphologiques et biogéographiques aggravants :

Un grand nombre de facteurs autres que climatiques interviennent, souvent de façon aggravante, dans les dégâts occasionnés par les crues, car le bassin versant fonctionne comme un intermédiaire entre l'eau écoulée.

I.5. Les dégâts occasionnés :

Selon leur importance et leur localisation géographique, les crues et les inondations peuvent provoquer des dégâts et même d'effroyables.

Dans le monde, la crue du Yang-Zi de 1931, à laquelle Hergé fit allusion dans le Lotus Bleu, causa 14000 morts. La Chine connut une autre crue gigantesque en 1959. La plaine deltaïque du Gange-Brahmapoutre subit une inondation catastrophique tous les 15 ans ; celle de 1974 affecta 30 millions d'habitants et détruisit 80 % de rizières. Puis de 1988 à 1991 les inondations, en partie cycloniques, sinistrement plusieurs millions de personnes au Bangladesh et firent des centaines de milliers de morts. Les pertes économiques furent estimées à plus de 2 milliards de dollars.

Mais les pires désastres de l'histoire ont certainement été ceux provoqués par les crues du Houang Ho (fleuve jaune) car sa surélévation fréquente au-dessus de la plaine a entraîné

d'immenses défluviations au cours desquelles les eaux emportaient tout sur leur passage. Les victimes se comptèrent alors par certaines de milliers.

A ces nombreuses victimes s'ajoutent de multiples dégâts physiques et moraux qui ne sont pas quantifiables mais qui perturbent durablement les individus (détresse, peur) en laissant des séquelles irréversibles.

I.6. En Algérie :

I.6.1. Par rupture d'une protection :

L'inondation consécutive à une rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine.

Il y a lieu de noter, ici, quelques cas significatifs des inondations survenues à :

- **Azazga (Tizi Ouzou)**, le 12 octobre 1971 et qui ont occasionné 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
- **Tizi Ouzou** , du 28 au 31 mars 1974 et qui ont provoqué 52 décès dans la Wilaya, 18000 sinistrés et des dégâts évalués à l'époque à 27 millions de DA.
- **El Eulma (Sétif)**, le 1er septembre 1980 qui a fait 44 décès,
- **Annaba**, le 11 novembre 1982, au niveau du centre-ville et qui ont fait 26 morts et 9500 sinistrés.
- **Jijel**, le 29 décembre 1984 et qui ont occasionné 29 morts et 11000 sinistrés.
- **Bordj Bou Arréridj**, le 23 septembre 1994 et qui ont provoqué 16 décès et des dégâts évalués à 10.000.000DA.
- **Oued Rhiou** ,22 décès.
- **Alger (Bab-El-Oued)**, le 10 novembre 2001, et qui ont fait plus 1200 décès, 115 disparus et 30 milliards de DA de pertes.

En effet, si les inondations sont classées comme catastrophe naturelle et sont la conséquence d'importantes chutes de pluie, il n'en demeure pas moins que dans plusieurs régions, elles sont imputables aux agissements de l'homme.

Parmi les causes fondamentales à l'origine de ces catastrophes, il convient de citer notamment :

- Une situation météorologique particulière se traduisant par une forte pluviométrie ;
- Une défaillance des réseaux d'évacuation ;
- Des gonflements d'oueds par des décombres et détritiques ;
- Des constructions qui dévient le cours naturel des oueds ;
- L'extension urbanistique des villes dont certaines se sont développées près et au flanc des montagnes, telles que Ain Defla, Batna, Médéa, et d'autres qui se trouvent actuellement traversées par des oueds telles que Sidi Bel Abbés et Bordj Bou-Arreridj.

I.6.2. Ghardaïa comme exemple :

La ville de Ghardaïa est située dans une zone saharienne mais elle est caractérisée par des averses orageuses intenses. La crue la plus récente c'est la crue de 2008 :

I.6.2.1. Historique des crues dans la région :

- Crue de 1901 ayant atteint Sakiet Sofiane.
- Crue du 3 novembre 1933

- Crue du 5 mars 1946
- Crue du 17 novembre 1980 (04 jours de pluie ...98.8mm)
- Crue du 29 et 30 septembre 1994 (pluie de 151mm, $Q_{\text{crue}} = 873\text{m}^3/\text{s}$. période de retour de 50)
- Crue du 03juin 1991 (violent orage ayant détruit partiellement la digue d'Al Atteuf.

I.6.2.2. Pluviométrie avant la crue de 2008 :

- le 28 sept 2008 11mm
- le 29 sept 2008 40.5mm
- Une averse d'une intensité de 15mm/h s'est produite entre 21h et 22h de la journée du 29sept 2008.
- le 30sep 2008 une averse entre 3h et 4h du matin d'une intensité estimé à 150mm/h.
- Le 1ier octobre 2008 28.2mm avec une averse entre 3h et 4h du matin avec une intensité de 28.2mm/h.

Apports :

C'est à l'aube du 1 octobre 2008 et suite au 28.2mm, qu'une crue dévastatrice s'en est suivie sur

L'oued M'Zab.

L'écoulement a débordé les berges et inondé tout ce qui est avoisinant comme constructions et autres (plusieurs quartiers ont été inondés avec ponts et infrastructures de bases

I.7. Conclusion :

Le constat est clair : ces dernières décennies le risque d'inondation s'est accru non seulement en raison d'une trop grande concentration des hommes et de leurs activités à proximité des cours d'eau, mais aussi des nouveaux modes d'occupation et d'utilisation des sols sans que les problèmes induits par ces évolutions aient été clairement étudiés.

CHAPITRE : II

Les données de base

CHAPITRE II. Les données de base**II.1. Introduction :**

Avant tout projet de protection contre les inondations, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençant sur la conception du projet, qui peuvent en 3 classes :

- Les données hydro-climatologiques ;
- Les données géologiques ;
- Les données géographiques et topographiques ;

II.2. Caractéristiques de la zone d'étude :**II.2.1. Caractéristiques géographiques :**

Les caractéristiques géographiques sont très importantes

II.2.1.1. Localisation de la Ville de Chiffa :

La commune de CHIFFA est située à 4 KM à l'Ouest de la ville de BLIDA, elle s'étend sur une superficie de 4811 ha, 50 km sud-est de la capital Alger son territoire est composé de :

- 64 % de la plaine (Mitidja).
- 08 % des piémonts.
- 28 % des chaînes de montages.

D'autre part elle est limitée par :

Les communes OUED EL ALLEUG et MOUZAIA. Au Nord.

La wilaya de MEDEA au Sud.

Les communes de BLIDA et BOUARFA à l'Est.

Les communes de MOUZAIA et AIN ROUMANA à l'Ouest.

II.2.1.2. Topographie et relief :

La commune de Chiffa est caractérisée par un relief composé de deux entités :

Au Nord : la plaine de la Mitidja

Au Sud : les contreforts de l'Atlas Blidéen.

Ce relief présente un dénivelé allant du Sud vers le Nord, il est délimité entre deux côtes max et min. Les côtes de l'agglomération chef-lieu et les agglomérations secondaires sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : la topographie de la commune de CHIFFA.

Agglomérations	Côte max	Côte min
Chef lieu (ACL)	+ 140 m	+ 100 m
Sidi Madani	+ 400 m	+ 220 m
Oued Kerrouch	+ 180 m	+ 140 m

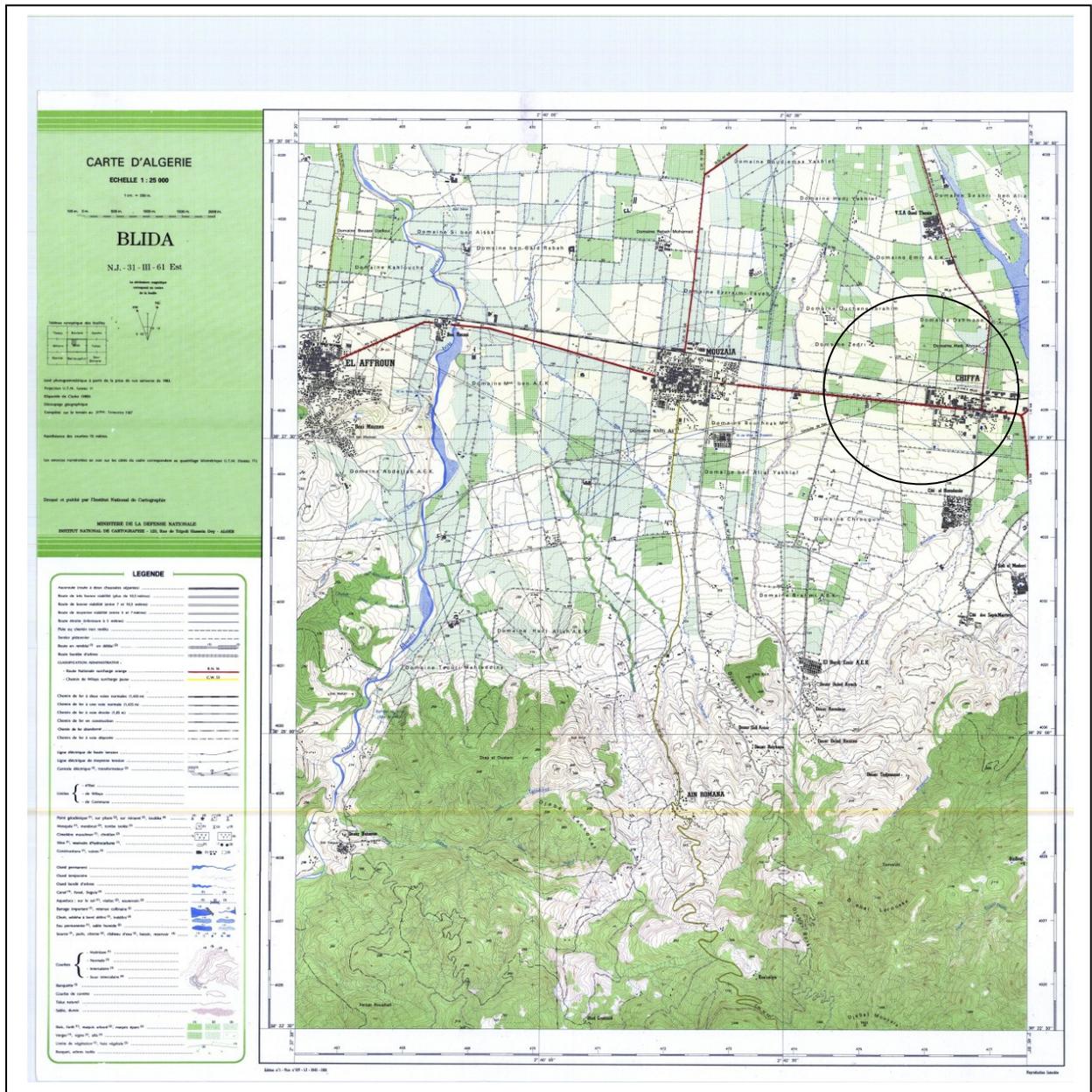


Figure II.1 : carte topographique de la zone d'étude

II.2.1. 3. Délimitation de la zone d'étude :

Nous limiterons notre zone d'étude sur les parties désignées dans la convention (cité oued Kerrouch, cité Nadjah (canal ONID), Cité Sidi Madani et cité 24logements).



Figure II.2 : vu satellite de la ville de CHIFFA.

II.2.2. Caractéristiques hydro-climatologie :

La Mitidja subit une double influence de la mer et de la montagne, donc le climat a des particularités continentales, caractérisé par une irrégularité pluviométrique annuelle et interannuelle.

La commune de Chiffa, par sa situation géographique, jouit d'un climat méditerranéen. Avec quelques nuances continentales, le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude sèche s'étalant du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide et humide d'octobre en mars.

II.2.2.1. La température :

Le climat de Chiffa est assez frais quoiqu'il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale, la moyenne des températures du mois d'Août, le plus chaud est de 37°C tandis que le mois de janvier est le plus froid la température est de 11°C.

La température moyenne annuelle est de 18.30°C avec un maximum de 45°C en juillet-aout et un minimum de zéro en janvier.

La variation de la température moyenne, maximal, et minimal dans les dernières années d'après les mesures de la station climatologique de MOUZAIA.

Tableau II.2. Les températures mensuelles :

Mois	sep	oct	Nov	dec	Jan	fév	mar	avr	mai	juin	Juil	août
T _{moy} (°c)	22,2	22,3	17,3	12,0	12,2	13,7	12,9	15,5	20,9	24,1	28,2	28,5
T _{Min} (°c)	15	14	7	5	4	6	4	7	10	15	16	17
T _{Max}	36,0	40,0	27,0	21,0	22,0	26,0	25,0	25,0	41,0	34,0	40,0	44,0

II.2.2.2. Humidité :

La variation de l'humidité dans l'air est considérable comme l'illustre le tableau suivant :

Tableau II.3 : les humidités mensuelles de la station d'El-Hamdania.

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	Aout
H _r (max)%	56	38	41	66	63	65	42	50	47	29	31	33
H _r (min)%	10	3	4	35	30	30	12	36	12	5	6	6

II.2.2.3. Les vents et l'évaporation moyens annuels :**Tableau II.4 :** Les vents et l'évaporation moyens annuels de la station d'El-Hamdania.

Mois	sep	Oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	Juin	juil	août
Vitesse (km/h)	0,6	0,5	1,1	0,9	0,7	0,9	0,7	0,6	0,6	0,6	0,5	0,7
E _v (mm)	126,6	104,3	86,5	71,6	75,4	60,7	67,1	72,8	72,4	155,3	163,2	155,1

II.2.2.4. La pluviométrie :**Tableau II.5 :** les précipitations moyennes mensuelles de la station d'El-Hamdania.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P _{moy} (mm)	134	95	102	86	77	30	03	08	45	81	119	135

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle, les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Décembre, Janvier, Février). d'après les données de l'ANRH, la valeur des pluies précipitées sur la région varie entre 500 à 1000 mm.

Tableau II.6 : les mesures des précipitations sur 40 ans de la station d'El-Hamdania.

année	sept	oct	Nov	dec	janv	fev	Mars	avril	mai	juin	Juil	aout	Annu
1972	2	20	25	189	113	110	19	0	0	0	0	0	189
1973	35	0	0,6	26	0,8	32	75	14	0	0	0	0	75
1974	0	8	38	2,1	18,2	44,3	71,3	30,4	18,4	27,9	0,4	21,5	71,3
1975	4,9	2,7	99,5	24,8	29,3	81,7	65,3	10,6	24,2	5,9	15	0,9	99,5
1976	6,6	18,8	35,1	107,4	22,6	15,2	12,8	23,6	10,3	18,8	1	2	107,4
1977	6,2	5,5	6,6	7,5	29,5	8	54,6	72,6	34,6	2,7	0	0	72,6
1978	12,4	80,6	53,6	25,5	16,7	67,6	120,5	39,7	7,4	4,6	0,5	3,4	120,5
1979	117,9	33,4	31	59,1	165,7	34,1	79	25,2	19,9	0	0	2,4	165,7
1980	3,1	7,5	15,9	52,5	12,6	33,3	44,9	29,8	31,5	1,5	0,6	18,4	52,5
1981	7,4	15	5,8	42,2	84,2	42,6	10,8	12	14,4	11,2	0	2,9	84,2
1982	17,8	33,3	64,1	47,1	0,2	18	27	8,6	0,7	0	9,1	0,6	64,1
1983	0	8,5	19,6	57,7	80,3	105,5	34,9	33,3	57,7	14,3	0	0	105,5
1984	13	111,4	14,1	37,7	14,3	18,1	56,7	12,2	17,5	0	0	8,2	111,4
1985	103,3	31,6	37,2	58,7	41,3	62,2	39	12,8	9,9	16,4	3,9	0	103,3

Tableau II.6 : les mesures des précipitations sur 40 ans de la station d'El-Hamdania (Suite).

1986	20,1	20,6	22	104,5	50,6	72,5	7,5	1,4	6,4	14,1	5,2	0,7	104,5
1987	11	17,6	56,1	9,3	35	25,1	81,3	25,5	21,6	12,5	0	0	81,3
1988	46,9	15,5	19,8	89,9	20,2	10	73,5	44,7	6,3	17,2	13,7	10,5	89,9
1989	4,5	5	32,8	39,2	29,6	0	17,1	19,4	60,2	4,4	24,1	0	60,2
1990	1,5	30	33,2	55,4	69,9	75,6	36,7	29,5	15,2	4,1	0	6,5	75,6
1991	4	62,6	24,9	8,1	285,5	13,6	41,1	45,6	19,8	11,9	15,8	0,7	285,5
1992	9,2	65,7	61	31,1	42,7	50,2	15,4	13,7	72,4	0	14	1,8	72,4
1993	23,2	25,2	24,5	33,4	149,1	41,7	14,2	27,2	7	0	0	0	149,1
1994	33,4	43,1	33,4	58,9	99,1	17,8	48,1	5,3	1,7	6,9	0	9,5	99,1
1995	13,4	12,4	33	40,2	40,6	58,6	11,9	68	8,7	9,7	4,2	2,8	68
1996	27	22,6	6,5	20,7	14	12,9	11,2	40,5	8,5	1,6	0,1	6,7	40,5
1997	18,4	64,7	86,4	36,7	16,5	27,4	10	51,1	46,7	2,8	0	1,1	86,4
1998	30,9	24,2	41,8	32,6	73,5	42,5	63,6	3,7	10,8	4,5	0	3,5	73,5
1999	4,6	11,2	24,5	82	9,3	3,7	4,6	20,4	30,9	0	2,8	24,1	82
2000	13,3	30,4	31,5	24,1	91,1	26,5	3,5	41,3	5,7	0,2	0	0,7	91,1
2001	10	5,5	38,9	29,1	21,8	15	34,1	7,5	7,2	2,5	4,3	10,3	38,9
2002	9,3	24,5	66,9	63,7	61,1	143,2	6,5	65,4	18,7	0,6	0,9	0,2	143,2
2003	47,4	32	49,5	52	42,5	27,7	22,6	24,4	38,3	15,2	1,2	3,5	52
2004	11,8	16,5	112,7	61	66,5	28,1	14,2	19,1	2,1	0	0,6	0,3	112,7
2005	14,8	44	23,4	61,6	72,7	33,9	23,2	11	135	0,5	0,4	15,7	135
2006	14,3	10,7	17,4	60,1	9,2	17,7	117,4	43	6,4	2,4	10,5	6	117,4
2007	48,9	79,6	36,78	45	15,1	29,7	32,1	34,2	23	3,8	2,4	0	79,6
2008	20,1	19,1	65	45,7	51,5	10,6	40,3	26,2	30,7	0	5,8	39	65
2009	44	17,8	45,1	52,5	36,4	52,7	67,6	32,8	22,9	3,3	0	13,8	67,6
2010	2,3	27	32,5	33,5	48,3	73,1	28,4	51,5	105,8	15,9	4,9	1,5	105,8
2011	14,9	18,6	42,3	41,7	31,5	79,3	73,9	66,4	10,2	0,6	1,5	17,9	79,3

Alors les données pluviométriques de la zone d'étude (CHIFFA) d'après l'ANRH de Blida sont mentionnées sur le tableau ci-dessus :

Remarque : ces données concernant la station pluviométrique d'EL-HAMDANIA.

nom de la station	EL-HAMDANIA		
Code de la station	021115		
coordonnées	X	506,15 km	
	Y	340,4 km	
	Z	400 m	

II.2.3. Hydrogéologie et Géologie :

Les principales formations de la région de point de vue hydrogéologie sont :

- les alluvions actuelles formées de cailloux et graviers avec sables limoneux du lit majeur des oueds.
- Les alluvions récentes composées de sables et de graviers ; elles sont très perméables et permettent une grande capacité de stockage. Grâce à leur grande superficie et à leur épaisseur, elles constituent un réservoir aquifère important.
- Les alluvions anciennes (niveau inférieur) constituées de dépôts caillouteux du pied de l'Atlas qui forment un réservoir non négligeable.

La nappe de la région se situe principalement dans les parties occidentales et septentrionales de la commune. Elle est alimentée par les infiltrations des eaux de pluie et les eaux des oueds. Les principaux cours d'eau qui contribuent à l'alimentation de la nappe sont :

L'Oued El-Hamdania à l'Ouest.

L'Oued Chiffa à l'Est.

Vu la platitude du terrain et la nature des roches qui constituent la plaine, l'écoulement dans cette zone est réduit, ce qui facilite l'infiltration des eaux.

Notons qu'une grande quantité d'eau des sources (exemple : la source des ruisseaux) se perd dans les oueds.

La bonne connaissance de la géologie de la zone d'étude est très importante. Cela concerne surtout la lithologie, la pétrographie et le pendage des couches qui peuvent être la cause des phénomènes des affaissements, des glissements de terrains ou autres phénomènes néfastes pour la stabilité des futurs projets de construction.

Les terrains de la commune de Chiffa, sont composés essentiellement d'alluvions récentes et actuelles dans la partie septentrionale, et des schistes et calcaires dans la partie méridionale.

II.2.5. Séismicité :

La commune de Chiffa est classée en zone 2, donc c'est un facteur important qu'il faut prendre en considération pour la construction de tout type d'ouvrage, à laquelle doivent être appliquée avec rigueur les règles parasismiques.

II.3. Urbanisation et population :

Les ouvrages de génie civil comme ceux de l'hydraulique qu'on envisage utiliser dans le domaine de la collecte des eaux en milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pour une certaine période appelé durée d'utilisation ou durée de vie de l'ouvrage en question.

Le nombre de population à un horizon calculé par la formule suivant :

$$P_n = P_0 (T+1)^n$$

Avec :

P_n : Population à un horizon donné.

P_0 : Population actuelle ou une année passée.

T : Taux d'accroissement.

n : nombre d'année à un horizon donné.

Les résultats des estimations de différentes cités du commun de CHIFFA.

Tableau II.7 : Estimation de la population dans différents cités du la comun CHIFFA :

Centre d'agglomération	Population en 2008	Taux d'accroissement	Population en 2035	surface partielle
	hab.	%	hab.	ha
Chef-lieu de CHIFFA	11993	2,5	23360	169,7
EL-HAMDANIA	6542	2,5	12743	52,88
SIDI EL-MADANI	6222	2,5	12119	75,15
SIDI YAHYA	501	2,5	976	15,49
SEPT MARTYRS	514	2,5	1001	9,55
Cité 24 logement	676	2,5	1317	3,19
Total	33410	2,5	65076	383,99

II.4. Système d'assainissement existant :

L'ensemble des lotissements, centres et quartiers situés dans la commune de Chiffa sont dotés d'un réseau d'assainissement. Ces réseaux sont raccordés à leurs extrémités à des collecteurs principaux de diamètres variant entre 500 et 900 mm et qui sont orientés vers l'Est et le Nord Est. Les rejets se déversent sur l'oued Chiffa.

Suivant une étude de diagnostic du réseau d'assainissement élaborée récemment, En procédant par le groupement des tronçons de collecteurs, ainsi trouvés, il a été remarqué que l'ensemble du réseau d'assainissement qui couvre pratiquement toute la ville, est conforme à un modèle d'évacuation unitaire qui engendre ainsi les eaux pluviales et usées.

II.5. Description des cours d'eau :

Chiffa se situe sur un relief assez accidenté, caractérisé par l'oued principal Chiffa orienté du sud au nord qui traverse le territoire de la Commune et Oued Kerrouch qui est un affluent d'oued Chiffa, en plus des petits affluents et chaâbets.

Chaâbet = chemine (fosse) naturel ou bien petit talweg.

➤ Oued Chiffa :

Situer à l'Est de la ville de Chiffa, son lit est plus ou moins étroit et envahi par la végétation sur les berges sa capacité de transit varie de 200 à 700 m³/s sa pente est de l'ordre de 5% (50 m/km). Ce dernier est récepteur de tous les rejets.

En période d'étiage, le débit diminue pour atteindre une valeur très réduite.

➤ Oued Kerrouch :

Affluent principal de oued Chiffa, il est Situer au sud de la ville de Chiffa, il a une longueur d'environ 04km avec une superficie du bassin versant de plus de 7km².

Nous limiterons nos calculs sur oued Kerrouch et les chaâbets qui posent des problèmes d'inondations à la ville et les centres ruraux avoisinante.

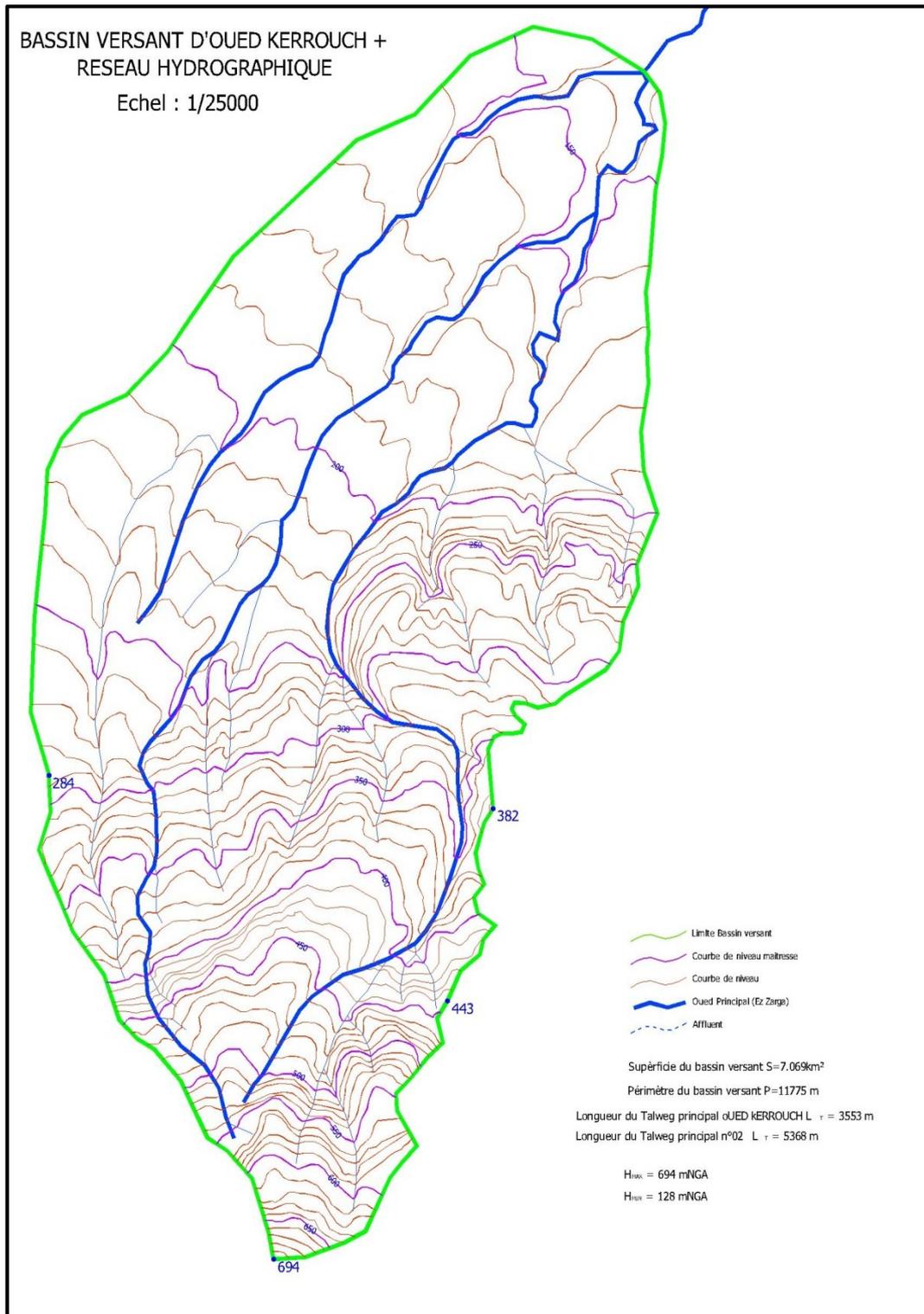


Figure II.3 : bassin versant d’oued Kerrouch sans délimitation de sous bassins.

II.6. Identification des zones vulnérables à l'aléa d'inondation :

Les inondations à Chiffa concernent essentiellement la partie de la ville située au Sud du chef-lieu et l'autoroute.

Ces inondations sont dues au relief accidenté du terrain au sud dont les pentes sont dirigées vers la ville et l'existence d'un canal de drainage dirigé de l'Est vers l'ouest en état dégradé qui passe à proximité de la cité Nadjah et traverse l'autoroute.

Selon les informations recueillies aux prés des services de la subdivision d'hydraulique et les services techniques de l'APC, la réalisation des caniveaux d'eaux pluviales a contribué à améliorer sensiblement la situation en protégeant la ville et les routes, mais ils nécessitent un nettoyage périodique et des fois une réhabilitation et cité Sud et la zone située entre cette dernière et la RN42.

II.7. Conclusion :

Les caractéristiques de la zone d'étude avant de faire n'importe quel étude technique, comme le cas de l'étude d'inondation sont indispensables pour la réussite ; parce que ils donnent une première pas (une vision) sur la réalisation de l'étude ; par exemple la pente créant une aire d'alimentation du cours d'eau. Toute modification qui empêche le laminage de la crue ou la pénétration des eaux dans le sol favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide causant les inondations sur la ville de Chiffa.

CHAPITRE : III

L'étude hydrologique

Chapitre III : L'étude hydrologique.

III.1. Introduction :

D'une façon très générale, l'hydrologie peut se définir comme l'étude du cycle de l'eau et l'estimation de ses différents flux. L'hydrologie au sens large regroupe :

- la climatologie, pour la partie aérienne du cycle de l'eau (précipitations, retour à l'atmosphère, transferts, etc.) ;
- l'hydrologie de surface au sens strict, pour les écoulements à la surface des continents ;
- l'hydrodynamique des milieux non saturés pour les échanges entre les eaux de surface et les eaux souterraines (infiltration, retour à l'atmosphère à partir des nappes, etc.) ;
- l'hydrodynamique souterraine (sensu stricto) pour les écoulements en milieux saturés.
- L'hydrologie de surface est la science qui traite essentiellement des problèmes qualitatifs et quantitatifs des écoulements à la surface des continents. Ces problèmes se ramènent généralement à des prévisions (associer à une date une certaine grandeur) ou des prédéterminations (associer à une grandeur une certaine probabilité) de débits ou de volume en un point ou sur une surface.

III.2. Caractéristiques de la forme du bassin versant :

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

III.2.1. Définition du bassin versant :

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

Pour mettre en évidence l'influence du réseau hydrographique du bassin sur les agglomérations, nous avons procédé à un découpage en sous bassins qui permet de définir les affluents qui ont une influence directe sur les zones inondées, aussi bien que ceux qui peuvent influencer indirectement ou être un obstacle aux solutions que nous envisagerons de projeter dans les étapes qui suivent.

III.2.2. Morphométrie :

Les différents paramètres morpho-métriques sont calculés à partir des cartes topographiques 1/25000 et sont résumés dans le tableau ci-après.

III.2.2.1. La surface :

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou infiltration), elle est déterminée par logiciel AUTOCAD sur la carte topographique.

III.2.2.2. Le périmètre :

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

III.2.2.3. Indice de compacité de Gravelius :

Indice de Gravelius « K_c » appelé aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin, et exprime l’allongement des sous bassins versants.

$K_c = p / p_c$

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

$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}}$

$\rightarrow K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$ (III.1)

Avec :

P_{SB} : Périmètre du sous bassin

S_{SB} : Surface du sous bassin

Plus le K_c sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration sera court.

III.2.2.4. Le rectangle équivalent :

C’est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L , l’ayant la même surface que celle du sous bassin .Il permet de comparer les sous bassins entre eux du point de vue écoulement .Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petites côtes du rectangle et l’exutoire est l’un de ces petites cotes.

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définit respectivement par les formules suivantes :

- La longueur du rectangle équivalent :

$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c}\right)^2}\right)$ (III.2)

- La largeur du rectangle équivalent :

$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c}\right)^2}\right)$ (III.3)

Avec :

S : surfaces des basins versant (Km^2)

P : périmètres des basins versant (Km) ;

K_c : Indice de compacité de Gravelius ;

L : La longueur du rectangle équivalent (Km)

l : La largeur du rectangle équivalent (Km)

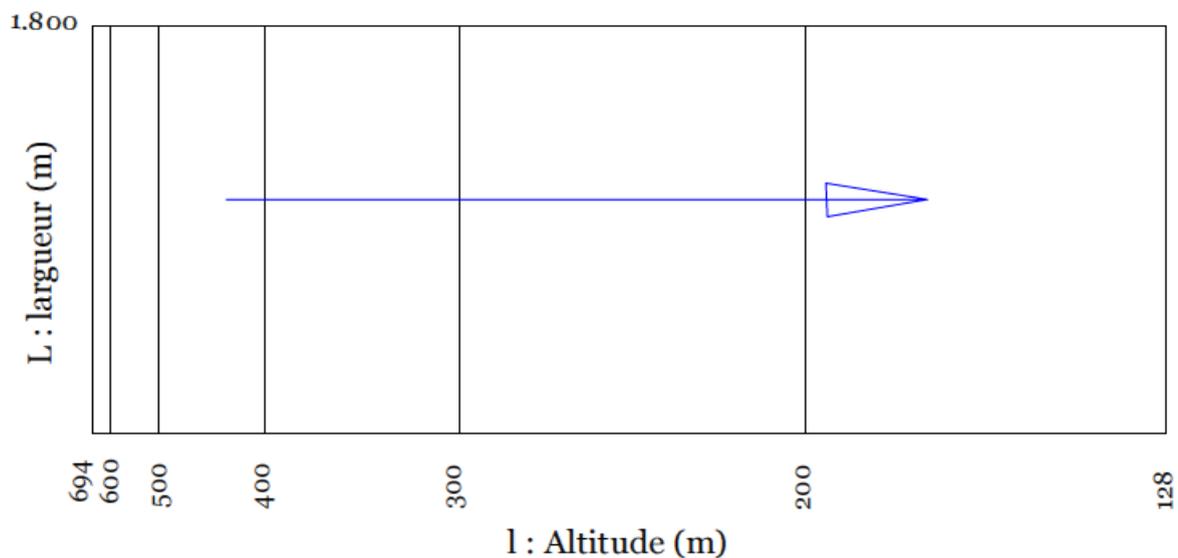


Figure III.1 : Rectangle équivalente de bassin versant d'oued Kerrouch.

Remarque :

Le découpage de bassin versant en sous bassin ce faire selon les courbes de niveau (précisément courbe maitresse), c'est-à-dire une différence de niveau 100 m.

Les résultats des paramètres morpho-métriques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Les paramètres morpho-métriques des sous bassins.

Surface partielle	Surface	Périmètre	surface partielle	surface cumulée	K_c	L	l
	Km ²	m	%	%		m	m
SB 01	0,123	1508,66	1,74	1,74	1,25	0,078	1,793
SB 02	0,313	2929,29	4,42	6,15	1,25	0,199	1,793
SB 03	0,703	4645,16	9,92	16,08	1,25	0,447	1,793
SB 04	1,284	8387,9	18,13	34,20	1,25	0,817	1,793
SB 05	2,288	8399,79	32,30	66,50	1,25	1,456	1,793
SB 06	2,373	6877,67	33,50	100,00	1,25	1,510	1,793
BV	7,084	11775	100,00	-	1,25	4,508	1,793

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. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivantes :

III.2.3.1. Répartition des surfaces 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 sous bassin en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du sous bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du sous bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

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

Tableau III.2 : construction de la courbe hypsométrique d'oued Kerrouch.

Intervalle d'altitude	Surface	surface partielle	surface cumulée	Hi	Si. Hi
	Km ²	%	%	m	m.km ²
694-600	0,123	1,74	1,74	647	79,58
600-500	0,313	4,42	6,15	550	172,15
500-400	0,703	9,92	16,08	450	316,35
400-300	1,284	18,13	34,20	350	449,40
300-200	2,288	32,30	66,50	250	572,00
200-128	2,373	33,50	100,00	164	389,17

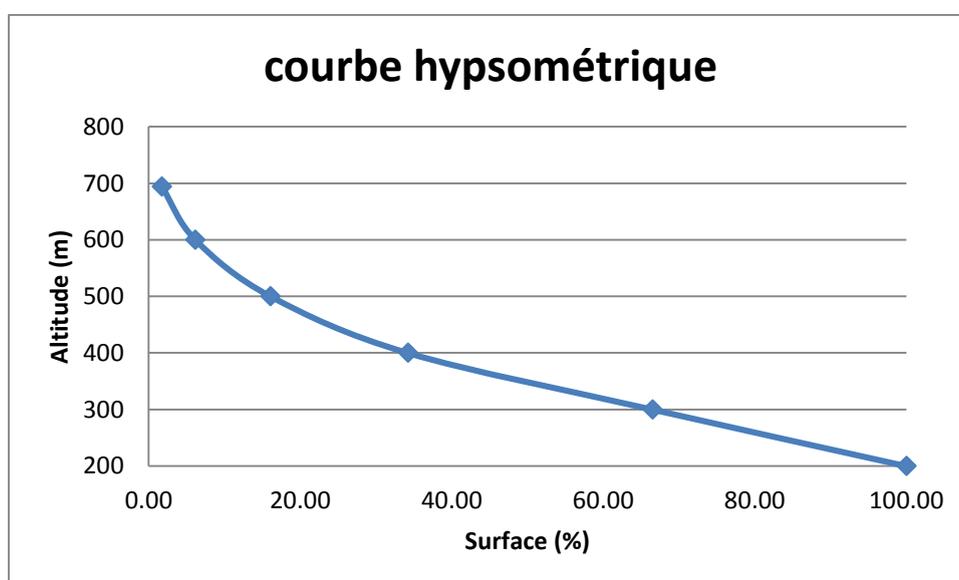


Figure III.2 : Courbe hypsométrique d'oued Kerrouch.

III.2.3.2. Les altitudes caractéristiques :

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

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

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

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S_t} \dots\dots\dots (III.4)$$

$$H_i = \frac{\sum H_{1+n} - H_n}{2} \dots\dots\dots (III.5)$$

H_{moy} : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux successive en m ;

H_i : Altitude médiane entre 2 courbes de niveaux successive en m ;

S_i : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux successives en km² ;

S_t : surface totale du bassin versant en km² ;

Tableau III.3: Les altitudes caractéristiques de bassin versant d'oued Kerrouch.

Sous bassin	H _{max}	H _{min}	H _{50%}	H _{moy}
	m	m	m	m
SB 01	694	600	647	647
SB 02	600	500	550	550
SB 03	500	400	450	450
SB 04	400	300	350	350
SB 05	300	200	250	250
SB 06	200	128	164	164
BV	694	128	429	429

III.2.3. 3. Indice de pente globale (I_g) :

Il est définit 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 :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{50} - H_{95}}{L} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

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

L : longueur du rectangle équivalent (km) ;

Tableau III.4 : Indice de pente globale (I_g) d'oued Kerrouch.

$H_{95\%}$	$H_{5\%}$	$H_{5\%} - H_{95\%}$	L	I_g
m	m	m	km	m/km
604,7	689,3	84,6	0,078	980,84
505	595	90	0,199	451,85
405	495	90	0,447	201,18
305	395	90	0,817	110,15
205	295	90	1,456	61,81
131,6	196,4	64,8	1,510	42,91

III.2.3.4. Pentes moyenne des sous bassins (I_m) :

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

Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

- ΔH : Dénivelée entre deux courbes successives (m).
- l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,3....n.
- S : Surface du bassin versant (Km^2).

Tableau III.5 : Pente moyennes des sous bassin d'oued kerrouch.

ΔH	$E_{\text{quidistance}}$	L_{courbe}	S_{SB}	I_m
m	m	m	km^2	m/km
94	10	646,52	0,123	115,12
100	10	1284,81	0,313	
100	10	2137,02	0,703	
100	10	2982,49	1,284	
100	10	2855,43	2,288	
72	10	-	2,373	

III.2.4. Le 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. La densité de drainage :

La densité de drainage, est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i 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/ Km^2 .

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

D_d : densité de drainage totale, en Km/Km^2 .

L : longueur totale des talwegs permanents et temporaires, en Km .

A : superficie bassin versant, en Km^2 .

Tableau III.6 : les densités de drainage d'oued Kerrouch.

Sous bassin	$\sum L_i$ m	S_i km ²	D_d Km/km
SB 01	48,75	0,123	0,40
SB 02	1187,04	0,313	3,79
SB 03	1976,14	0,703	2,81
SB 04	4012,39	1,284	3,12
SB 05	5175,8	2,288	2,26
SB 06	6328,96	2,373	2,67

III.2.4.2. La pente moyenne du cours d'eau principale :

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.

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec :

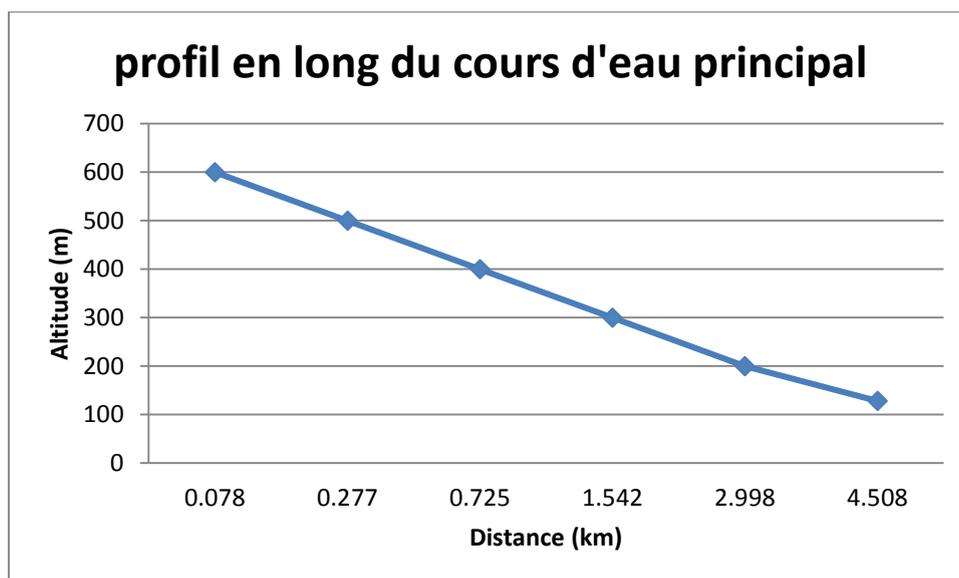
P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau (km/km)

ΔH : dénivellation entre deux points suffisamment distante (m)

ΔL : longueur du cours d'eau principal (km)

Tableau III.7 : les pentes moyennes des cours d'eau principales d'oued Kerrouch.

Sous bassin	ΔH	L_{ip}	P_{moy}
	m	m	%
SB 01	94	48,75	19,28
SB 02	100	395,48	25,29
SB 03	100	617,81	16,19
SB 04	100	1173,26	8,52
SB 05	100	878,78	11,38
SB 06	72	2478,81	2,90
BV	566	5592,89	10,12

**Figure.III.3** : profil en long du cours d'eau d'oued Kerrouch.

III.2.4.3. Le temps de concentration :

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin 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, soit :

$$T_c = \max. (\sum(T_h + T_r + T_a)) \dots\dots\dots(III.10)$$

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.

Remarque : pour avoir une valeur plus admissible de temps de concentration, on utilise les 4 formules suivantes car c'est des probabilités bien que il y a des formules conseillées pour certaine région comme le cas en Algérie.

Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5.L}{0,8.\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.11)$$

S : Surface du bassin versant en (Km²) ;

L : longueur du talweg principal en (Km) ;

H_{moy} - H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en (m) ;

Formule de CALIFORNIA :

$$T_c = \left(\frac{0,87.L^3}{H_{moy} - H_{min}} \right)^{0,386} \dots\dots\dots(III.12)$$

L : longueur du talweg principal en (Km);

H_{max} - H_{min} : respectivement la hauteur maximale et minimale du B.V en (m) ;

Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,6615.L_p^{0,77} \cdot i_{moy}^{0,385} \dots\dots\dots(III.13)$$

L_P : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin ;

Formule de VENTURA :

$$T_c = 0,1272.\sqrt{(S/(i_{moy}))} \dots\dots\dots(III.14)$$

S : Surface du bassin en (Km²) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin.

Les résultats de la différente méthode dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : les temps de concentration de bassin versant d'oued Kerrouch.

Sous bassin	GIANDOTTI	CALIFORNIA	KIRPICH	VENTURA
	heure			
SB 1	0,277	0,009	0,046	0,112
SB 2	0,448	0,025	0,094	0,178
SB 3	0,711	0,063	0,175	0,267
SB 4	1,018	0,127	0,279	0,361
SB 5	1,456	0,248	0,435	0,483
SB 6	1,756	0,293	0,448	0,491

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter les valeurs, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

III.2.4.4. Vitesse moyenne de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.15)$$

L : Longueur de talweg principal en (Km);

T_c : temps de concentration en (heure) ;

Tableau III.9 : La vitesse moyenne de ruissellement d'oued Kerrouch.

Sous bassin	V _r
	Km/h
SB 01	0,282
SB 02	0,444
SB 03	0,629
SB 04	0,803
SB 05	1,000
SB 06	0,860

III.3. Données hydrologiques :

III.3-1. Généralités :

III.3.1.1. Les précipitations :

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

- ❖ précipitations de convection.
- ❖ précipitations orographiques.

❖ précipitations cycloniques.

III.3-1-2. Les averses :

Les averses sont des pluies subites, abondantes et de courte durée variant de quelques minutes à des dizaines d'heures. Elles sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important.

III.3-1-3. Choix de la période de retour :

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

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

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

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

$$T = 1 / F$$

III.3-1-4. Intensité moyenne maximale :

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des ouvrages ; réseau d'assainissement, systèmes de drainage...etc.

III.3-1-5. Etude de précipitation :

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

Comme bases de données pluviométriques nous nous recourons aux informations recueillies par la station pluviométrique de El-Hamdania marine de code 021115. Cette station dispose d'un enregistrement de données comportant les totaux des précipitations mensuelles et les maximales journalières pour 40 années d'observations.

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

III.3.2. Analyse des données pluviométriques :

III.3.2.1. Les différents paramètres de la série :

La moyenne arithmétique :

On considère que la hauteur moyenne des précipitations sur une station pour une période déterminée est égale à la moyenne arithmétique des précipitations journalière observées :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{N} \dots\dots\dots (III.16)$$

L'écart type:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{N}} \quad \dots\dots\dots (III.17)$$

Coefficient de variation:

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}} \quad \dots\dots\dots (III.18)$$

Tableau III.10 : Caractéristiques de la série pluviométrique d'El-Hamdania.

Paramètres	Valeurs
Taille de la série	40 ans
Minimum	38,9 mm
Maximum	286 mm
Moyenne	96,9 mm
Ecart type	44,5
Médiane	85,3 mm
Coefficient de variation C_v	0,459

III.3.3. 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.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

III.3.3.1. Vérification de l'homogénéité de la série :

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

➤ Test de la médiane :

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule : La médiane et puisque la série est paire, la médiane est la moyenne des deux valeurs ayant le

rang $\frac{n}{2}$ et $\frac{n}{2} + 1$ C'est-à-dire en rang 17 et 18 et donc la médiane ($X_{50\%}$) = 51.5 mm

T_s : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).

N_s : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane.

$N_s = 21$.

$T_s = 5$.

Pour que la série soit homogène, les deux conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$N_s > \frac{1}{2}(N+1 - u_{\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N+1}) = 14,26 \quad \dots\dots\dots(III.19)$$

$$T_s < 3.3 (\log_{10}(N) + 1) = 6,29 \quad \dots\dots\dots(III.20)$$

Avec : $\alpha = 5\%$, $u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$

Les deux conditions sont vérifiées donc la **série est homogène.**

III.3.3.2. Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. 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-normal2)**.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité 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), loi de Galton (log normale), à l'aide de logiciel HYFRAN, avec une comparaison des Figures de régression obtenue par les ajustements.

III.3.3.3. Ajustement a la loi de Gumbel :

On classe les valeurs de la série des précipitations par ordre : croissant. Après on calcule la fréquence expérimentale par la formule suivante :

$$F(x) = \frac{N_i - 0,5}{n} \quad \dots\dots\dots(III.21)$$

Avec :

N_i : numéro d'ordre.
 n : la taille de l'échantillon. ($n= 28$)

- On calcul les caractéristiques empiriques de l'échantillon.
- On calcul la variable réduite Gumbel.

$$Y_i = - \ln (-\ln (F(x_i)))$$

- Détermination du coefficient de corrélation entre les deux séries x_i et y_i .

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\left[\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 (y_i - \bar{y})^2 \right]^{1/2}} \dots\dots\dots (III.22)$$

- Représentation graphique des couples (x_i,y_i) sur papier de Gumbel.
- Calcul les paramètres d’ajustement de la droite de Gumbel ‘a’ et ‘x₀’.

L’équation de la droite de Gumbel est donnée par :

$$X = \frac{1}{a} y + x_0. \dots\dots\dots (III.23)$$

Avec :

$\frac{1}{a}$: représente la pente de la droite de régression. Donnée par la formule suivante :

$$\frac{1}{a} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma_x \dots\dots\dots (III.24)$$

x₀ :l’ordre à l’origine.

- On calcul du quantile P_{max.j.10%}

Tableau III.11 : l’ajustement par la loi de GUMBEL de notre série .

Période de retour	Fréquence	quantiles	Ecart type	Intervalle de confiance
ans		mm	mm	mm
10000	0,9999	349	35,8	279 - 420
2000	0,9995	302	29,9	243 - 361
1000	0,999	282	27,4	228 - 335
200	0,995	234	21,5	192 - 277
100	0,99	214	19	177 - 251
50	0,98	194	16,5	161 - 226
20	0,95	166	13,3	140 - 192
10	0,9	145	10,8	124 - 166
5	0,8	123	8,41	107 - 139
3	0,6667	105	6,68	92.4 - 119
2	0,5	89,7	5,43	79.1 - 100

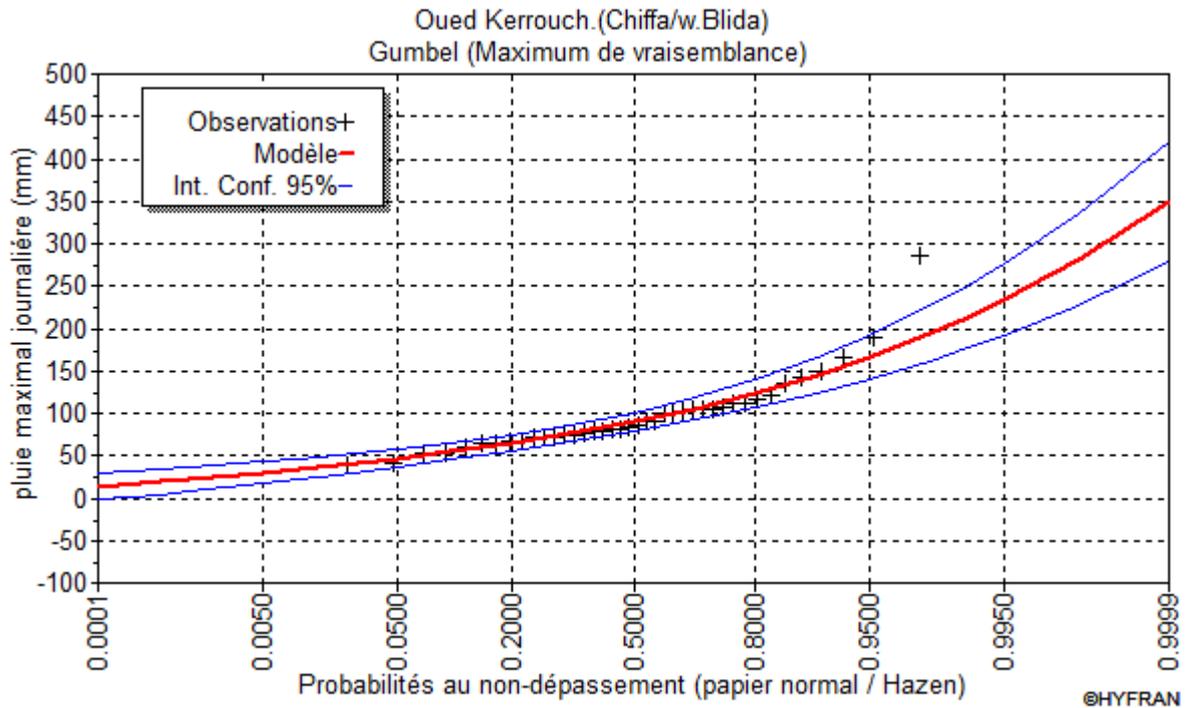


Figure III.4 : la courbe d’ajustement à la loi de GUMBEL de la série.

III.3.3.4. Ajustement des données à la loi de GALTON :

Le procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul 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 :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (III.25)$$

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

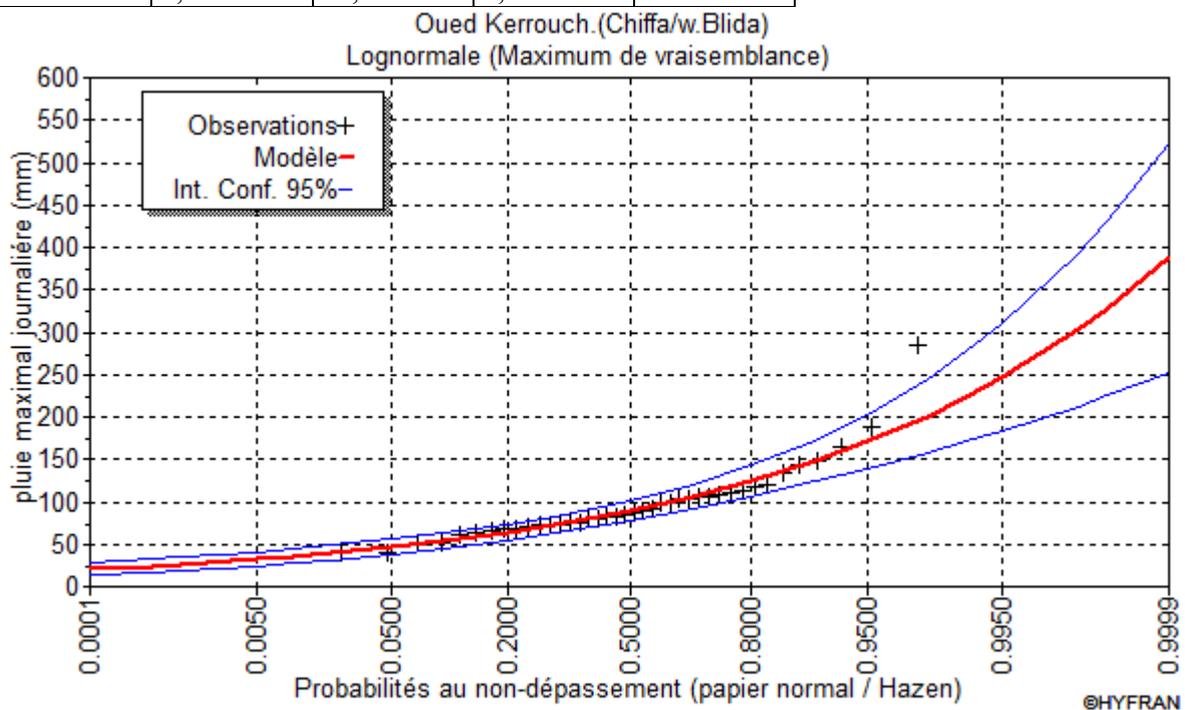
L’équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x_{(p\%)} = \overline{\text{Log } x} + \delta \cdot \text{Log } u_{(p\%)}$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{42} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (III.26)$$

Tableau III.12 : détail de l'ajustement à la loi de log-normal de la série :

Période de retour	Fréquence	quantile	Ecart type	Intervalle de confiance
ans		mm	mm	mm
10000	0,9999	388	68,8	253 - 523
2000	0,9995	327	52,3	225 - 430
1000	0,999	303	45,8	213 - 392
200	0,995	247	32,3	184 - 310
100	0,99	224	27,1	171 - 277
50	0,98	201	22,3	157 - 245
20	0,95	171	16,5	139 - 203
10	0,9	148	12,5	124 - 173
5	0,8	125	9,07	107 - 142
3	0,6667	106	6,91	92.4 - 120
2	0,5	89,4	5,58	78.5 - 100

**Figure III.5** : la courbe de l'ajustement à la loi de Log-normal de la série.**Remarque :**

D'après l'ajustement par les deux lois Gumbel et Log-normal, on remarque que la pluie maximale journalière s'ajustée mieux à la loi de Log-normale représentation par la loi Log-normale que celle de Gumbel (alignement plus relatif des points). Alors $P_{10\%} = 148 \text{ mm}$.

Conclusion :

On remarque que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de Gumbel et loi de Log-normal) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.

Pour le dimensionnement de notre cours d'eau, on va prendre la valeur obtenue par la loi de Galton et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

III.3.3.5. Pluies de courte durée :

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

$$P_{cd} = P_{j \max p \%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad \dots\dots\dots (III.27)$$

Avec :

- P_{cd} : Pluie de courte durée (mm).
- $P_{j \max p \%}$: Pluie maximale journalière pour chaque fréquence (mm)
- t : durée en heure.
- b : exposant climatique ($b=0,45$ donné par l'ANRH).

L'intensité de pluie ' I_t ' est égale alors :

$$I_t = \frac{P_{cd}}{t} \quad \dots\dots\dots (III.28)$$

Avec :

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

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

Tableau III.13 : récapitulatif des pluies de courtes durées en (mm).

Période de retour	5	10	50	100
	Temps			
h	mm			
0,25	16,03	18,98	25,77	28,72
0,5	21,90	25,92	35,21	39,24
1	29,91	35,41	48,10	53,60
2	40,86	48,38	65,70	73,22
3	49,04	58,06	78,85	87,87
5	61,71	73,06	99,23	110,58
10	84,30	99,81	135,55	151,06
15	101,17	119,79	162,68	181,30
24	125,00	148,00	201,00	224,00

Tableau III.14 : récapitulatif les intensités des pluies en mm/h.

Période de retour	5	10	50	100
	Temps			
h	Mm/h			
0,25	64,11	75,91	103,09	114,89
0,5	43,79	51,85	70,42	78,47
1	29,91	35,41	48,10	53,60
2	20,43	24,19	32,85	36,61

3	16,35	19,35	26,28	29,29
5	12,34	14,61	19,85	22,12
10	8,43	9,98	13,56	15,11
15	6,74	7,99	10,85	12,09
24	5,21	6,17	8,38	9,33

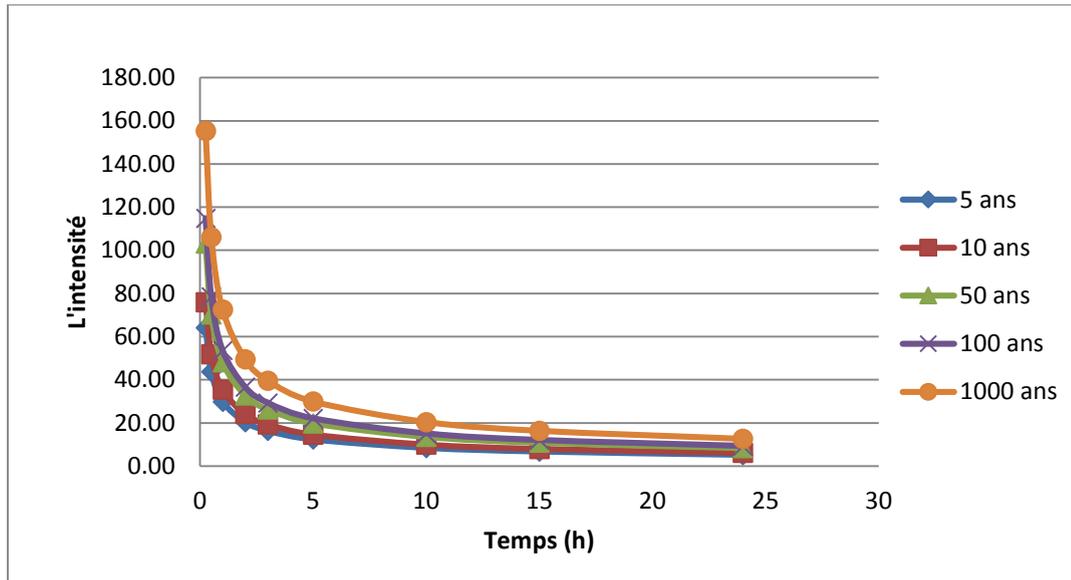


Figure III.6 : la courbe IDF pour différentes périodes de retours de notre zone d'étude.

Remarque :

D'après le calcul précédent on trouve l'intensité horaire de pluie, donc $I_h = 76 \text{ mm/h/ha}$.

III.4. Les apports :

III.4.1. Apports liquides :

C'est de savoir les caractéristiques de l'apport.

III.4.1.1. Apport moyen annuel (A_0) :

Il y a pas mal de méthode pour estimer l'apport moyen annuel, graphique, analytique, et empirique ; par l'utilisation de l'apport moyen interannuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques suivant :

a). Formule de SAMIE :

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III.29)$$

$$L_e = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.30)$$

L_e : lame d'eau écoulée (mm).
 P : précipitation moyenne (m).
 S : la superficie en Km^2 du bassin versant.

b). Formule de DERY II :

$$A = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.31)$$

A : apport moyen interannuel (en hm^3).

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km²).

c). Formule de MEDINGER :

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.32)$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e: lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S$$

d). Formule de CHAUMONT :

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (III.33)$$

P : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$A = L_e \cdot S$$

e). Formule de COUTAGNE :

Elle donne le déficit décaoulent D tel que :

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots (III.34)$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0}$$

T₀: température moyenne dans la zone d'étude. T₀ = 18.12°C

La lame d'eau écoulée est alors :

$$L_e = P - D$$

$$A = L_e \cdot S$$

f). Formule de TURC :

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (III.35)$$

Avec :

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05(T_0)^3 \dots\dots\dots (III.36)$$

T₀: température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

j). Formule de l'INRH :

L'apport moyen annuel est donnée par :

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.37)$$

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km²).

Les résultats des apports moyens annuels dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : Apports moyens interannuels sur notre bassin.

Formule de	SB 1	SB 2	SB 3	SB 4	SB 5	SB 6	BV
	Mm ³						
SAMIE	0,3375	0,8575	1,9219	3,5024	6,2232	6,4530	0,199
MEDINGER	0,0034	0,0086	0,0192	0,0351	0,0626	0,0649	0,194
COUTAGNE	0,0005	0,0012	0,0026	0,0048	0,0086	0,0089	0,267
CHAUMONT	0,0005	0,0014	0,0031	0,0057	0,0102	0,0106	0,316
INRH	0,0003	0,0007	0,0014	0,0024	0,0038	0,0039	0,099

Conclusion :

On prend les valeurs de la formule de COUTANE parce que sont proches à La valeur moyenne de l’apport entre les 5 formules empiriques.

III.4.1.2) - caractéristiques de l'écoulement :

a. Module de l'écoulement (M_e) :

Il est donné par :
$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.38)$$

A₀ : Apport moyen annuel (litres).

T : Temps d'une année en (secondes) "T = 31,536.10⁶ secondes".

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M₀):

On a :
$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.39)$$

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km²).

c. Lamme d'eau écoulée (L_e) :

On a :
$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.40)$$

A₀ : Apport moyen annuel (litres).

S : Superficie du bassin.

d. Coefficient de l'écoulement (C_e) :

Il est donné par :
$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (III.41)$$

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 :
$$C_v = a - 0.063 \cdot \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots (III.42)$$

Avec :
$$a = 0.78 - 0.29 \cdot \log_{10}(M_0) \dots\dots\dots (III.43)$$

M₀ : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

• **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

On a :
$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}} \dots\dots\dots (III.44)$$

M : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

• **Formule de L'ANTONOV :**

On a :
$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (III.45)$$

S : Superficie du bassin en (km²)

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

Tableau III.16 : Les caractéristiques d'écoulement d'oued Kerrouch.

Paramètre	Unité	SB 1	SB 2	SB 3	SB 4	SB 5	SB 6	BV
A	Mm³	0,0046	0,0118	0,0265	0,0483	0,0861	0,0893	0,267
M_e	l/s	0,147	0,373	0,839	1,532	2,730	2,831	8,452
M₀	l/s/km²	1,193	1,193	1,193	1,193	1,193	1,193	1,193
L_e	Mm	37,63	37,63	37,63	37,63	37,63	37,63	37,63
C_e	-	0,3895	0,3895	0,3895	0,3895	0,3895	0,3895	0,3895
C_v	SOKOLOVS	0,755	0,750	0,743	0,735	0,725	0,724	0,701
	OURKGUIP	0,716	0,716	0,716	0,716	0,716	0,716	0,716
	ANTONOV	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358

Conclusion :

On prend les valeurs de la formule d'ANTONOV parce que sont proches à Les valeurs admissibles.

III.4.2. 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 :

$$E_s = a.L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III.46)$$

Où : E_s : taux d'abrasion (t/km²/an)

L_e : 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 γ=1.4 T/m³.

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \dots\dots\dots(III.47)$$

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

Tableau III.17 : Les apports solides d'oued Kerrouch.

Paramètre	Unité	SB 1	SB 2	SB 3	SB 4	SB 5	SB 6	BV
S	Km ²	0,123	0,313	0,703	1,284	2,288	2,373	7,084
L _e	mm	3,76	3,76	3,76	3,76	3,76	3,76	3,76
E _s	T/km ² /an	426,97	426,97	426,97	426,97	426,97	426,97	426,97
V _s	m ³ /an	37,51	95,46	214,40	391,59	697,78	723,71	2160,45

III.5. Etude de crues :

III.5.1. 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.

a) Méthodes historiques :

Etudes des archives, enquêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces des crues (les niveaux atteints par les crues du passé)

b) 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....

c) 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...).

d) Méthodes probabilistes :

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

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.

e) 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.

f) Méthode synthétique ou des isochrones :

Cette méthode développée par Larrieu est basée sur la concentration des eaux du bassin versant et le tracé des isochrones.

Certaines hypothèses sont admises quant à son application :

- ❖ Répartition uniforme de l'averse génératrice de la crue sur le bassin versant
- ❖ Vitesse de transfert des eaux est constante de l'amont à l'aval
- ❖ Formule de **Giandotti** reste valable pour le calcul du temps de concentration
- ❖ Pluie efficace est calculée à partir d'une réduction des pertes la construction de l'hydrogramme de crue probable passe par la détermination du débit maximum correspondant.

III.5.2. Application sur les bassins versants :

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes 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.5.2.1) - 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 géographiques et climatiques du bassin versant.

$$Q_{\max, p\%} = 2K \cdot \log(1 + 20H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log s} \dots\dots\dots (III.48)$$

K : constante comprise entre 1-3 on prend (1,3)

\bar{H} : Précipitation moyenne interannuelle en m

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

III.5.2.2. 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.

$$Q_{\max, p\%} = \frac{c \cdot \bar{i}_{tc} \cdot A}{3.6} \dots\dots\dots (III.49)$$

A : Surface du bassin versant

\bar{i}_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P% est donné dans le tableau suivant.

Tableau III.18 : valeur de coefficient de ruissellement C.

Fréquence %	0.1	1	2	5	10	20	50
Période de Retour	1000	100	50	20	10	5	2
C	0,9	0,8	0,75	0,7	0,65	0,6	0,5

III.5.2.3) -Formule de Giandotti :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C.S.h_{tc, p\%} \sqrt{h_{moy} - h_{\min}}}{4\sqrt{S} + 1,5L} \dots\dots\dots (III.50)$$

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

h_{moy} : Altitude moyenne en m

h_{min} : Altitude minimale en m

h_{tc, p%} : Lamme d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

C : coefficient topographique variant entre 66 et 166.

III.5.2.4) - Formule de Sokolovsky :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{X_{p\%tc} \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots (III.51)$$

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

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (III.52)$$

S : 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.

0.28 : coefficient de changement d'unité

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots (III.53)$$

Pour $S \leq 50km^2$ on a $\gamma = 2$

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

Le coefficient de ruissellement est pris des valeurs suivantes :

Tableau III.19 : valeur de coefficient de ruissellement α .

Fréquence %	0.1	1	2	5	10	20	50
Période de Retour	1000	100	50	20	10	5	2
$\alpha_{p\%}$	0,9	0,8	0,75	0,7	0,65	0,6	0,5

Puisque les bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km² on prend $\gamma = 2$ alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 1.2$$

Les débits de crues des bassins versants par les différentes formules sont donnés dans les tableaux suivants.

III.5.3. Construction de l'hydrogramme de crue :

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes 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 : $S < 50 \text{ km}^2$

III.5.3.1. Par la formule de Mallet-Gauthier :

Tableau III.20 : évaluation de débit par la formule de Mallet-Gauthier.

période de retour	SB 1	SB 2	SB 3	SB 4	SB 5	SB 6	BV
	m ³ /s						
5	0,71	1,09	1,56	2,04	2,63	2,67	4,28
10	0,80	1,23	1,78	2,35	3,05	3,10	5,08
50	0,97	1,51	2,21	2,94	3,86	3,93	6,57
100	1,04	1,62	2,38	3,16	4,16	4,24	7,12

III.5.3.2. Par la formule de Turazza :

Tableau III.21 : évaluation des débits par la formule de Turazza.

période de retour	SB 1	SB 2	SB 3	SB 4	SB 5	SB 6	BV
	m ³ /s						
5	1,20	3,07	6,89	12,58	22,41	23,24	69,38
10	1,56	3,96	8,89	16,24	28,95	30,02	89,62
50	2,47	6,27	14,09	25,74	45,86	47,57	142,00
100	2,94	7,49	16,83	30,73	54,76	56,80	169,56

III.5.3.3. Par la formule de Giandotti :

Tableau III.22 : évaluation des débits par la formule de Giandotti.

période de retour	SB 1	SB 2	SB 3	SB 4	SB 5	SB 6	BV
	m ³ /s						
5	0,052	0,083	0,112	0,143	0,332	0,180	0,261
10	0,061	0,098	0,133	0,169	0,393	0,214	0,309
50	0,083	0,133	0,180	0,230	0,533	0,290	0,419
100	0,093	0,149	0,201	0,256	0,594	0,323	0,467

III.5.3.4. Par la formule de Sokolovski :

Tableau III.23 : évaluation des débits par la formule de Sokolovski.

période de retour	SB 1	SB 2	SB 3	SB 4	SB 5	SB 6	BV
	m ³ /s						
5	1,20	1,88	1,40	3,40	4,23	3,64	3,37
10	1,70	2,67	1,99	4,83	6,01	5,17	4,78
50	2,50	3,93	2,93	7,10	8,84	7,61	7,04
100	3,00	4,72	3,52	8,52	10,61	9,13	8,45

Remarque :

- ❖ La formule de *Sokolovski* est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue).
- ❖ Nous adoptons le débit maximal de crue centennale donné par la formule de *SOKOLOVSKI* étant donné que la méthode adoptée pour le tracé de l'hydrogramme de crue est celle de *SOKOLOVSKI* qui a une relation directe avec la formule de débit maximale de crue.

III.5.3.5. Hydrogramme des crues :

Les Hydrogramme 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.54)

• **La décrue :** $Q_{max} = Q_{max p} \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^m$ (III.55)

t_m : temps de montée de la crue

t_a : temps de la décrue

m ,n : puissance des équations n = 2, m = 3.

t_m = **t_c**

t_a = **γ . t_c** On prend **γ** = 2

Les débits de crues des différentes périodes de retour de chaque bassin versant sont donnés aux tableaux suivants et les hydrogrammes correspondants.

Tableau III.24 : construction de l'hydrogramme de crue d'oued Kerrouch.

Période de retour		
10	50	100
m³/s		
0.000	0.000	0.000
0.011	0.017	0.020
0.078	0.116	0.139
0.308	0.453	0.544
0.899	1.323	1.588
2.281	3.360	4.033
4.790	7.055	8.468
4.780	7.040	8.450
3.056	4.501	5.403
1.238	1.824	2.189
0.107	0.158	0.189
0.000	0.000	0.000

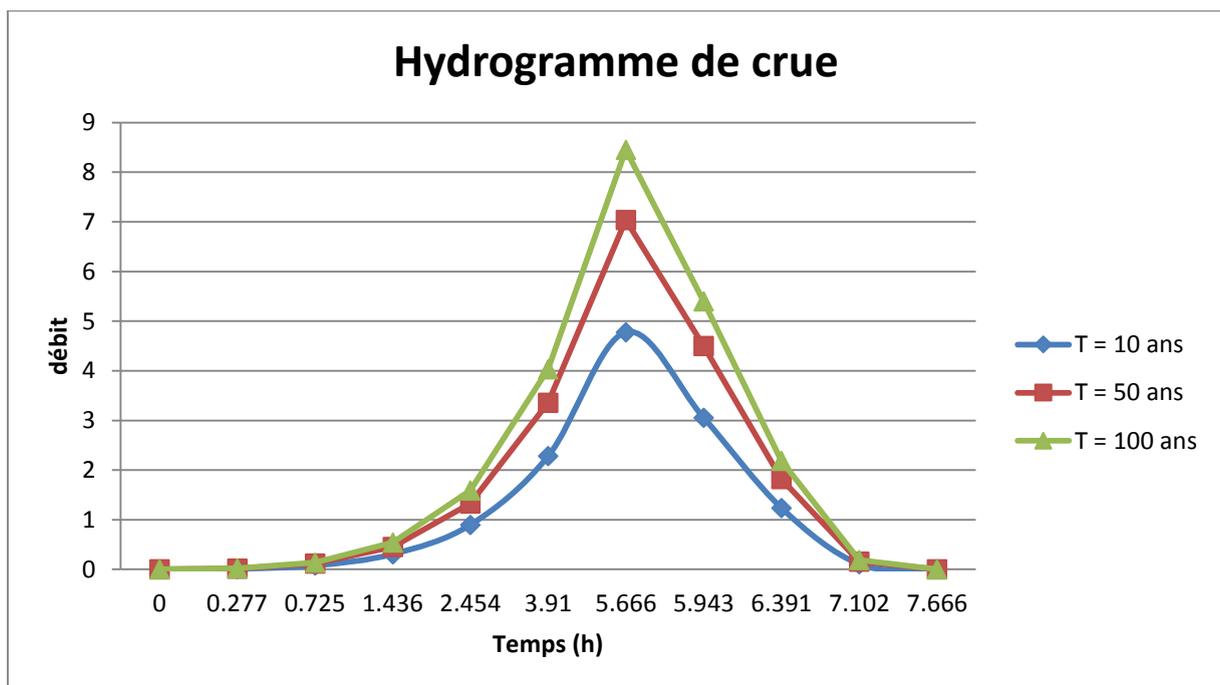


Figure III.7 : hydrogramme de crue d'oued Kerrouch pour différents périodes de retours.

III.6- Conclusion :

Après l'analyse de la série pluviométrique, l'ajustement à deux lois (Gumbel et Log-normal), et la construction de hydrogramme de crue par la méthode empirique, on trouve que le débit maximum **7.06 m³/s** pour une période de retour **50 ans** avec un temps de montée **5,66 heures**, et un temps de décrue **2 heures**.

CHAPITRE : IV

Diagnostic et expertise de L'état des lieux et Aménagement proposé

CHAPITRE.IV : Diagnostic et expertise de l'état des lieux des et aménagement proposé.**IV.1. Introduction :**

Dans n'importe quelle étude technique (réalisée un problème), il est nécessaire de localiser et de diagnostiquer bien le problème afin de proposer des solutions adéquates avec le cas et choisir la bonne variante de point de vue technique et économique.

IV.2. Identification des zones vulnérables a l'aléa d'inondation :

Les inondations à Chiffa concernent essentiellement la partie de la ville située au Sud du chef-lieu et l'autoroute.

Ces inondations sont dues au relief accidenté du terrain au sud dont les pentes sont dirigées vers la ville et l'existence d'un canal de drainage dirigé de l'est vers l'ouest en état dégradé qui passe à proximité de la cité Nadjah et traverse l'autoroute.

Selon les informations recueillies aux prés des services de la subdivision d'hydraulique et les services techniques de l'APC, la réalisation des caniveaux d'eaux pluviales a contribué à améliorer sensiblement la situation en protégeant la ville et les routes, mais ils nécessitent un nettoyage périodique et des fois une réhabilitation de cité Sud et la zone située entre cette dernière et la RN42.

Les zones concernées par la protection sont les suivantes :

- Cité Nadjah 1 et 2
- Cité Oued Kerrouch
- Cité 24 logements
- Côté Ouest de la ville (NAFTAL)
- Côté Nord de la ville (point de débordement).

Les inondations sont dues au ruissellement des eaux pluviales des zones situées à l'amont. Cette étude ne se limitera pas à protéger uniquement les zones citées mais concernera les extensions en cours et futures prévues dans le Plan de la révision du PDAU.

Dans cette optique, les services techniques de l'APC et l'ONID ont réalisé quelques ouvrages de protection à travers la commune dans les années précédentes qui n'ont pas résolu le problème de crue à cause des points suivant :

- Les ouvrages n'ont pas été réalisés sur la base des études.
- L'accumulation de la vase et les ordures le long des ouvrages de protection.
- Réduction de la section par des constructions et des fois même sur les ouvrages.

Il est constaté l'insuffisance et l'incapacité des ouvrages existants pour protéger la ville contre les inondations. Des débordements ont été constatés lors des fortes averses, des ruissellements urbains, débordements et défoncement des voiries.

Les photos ci-dessous (sur les annexes) ont été prises entre le 04-04-2012 et 09-05-2012. Elles donnent un aperçu de l'état actuel des zones visitées et les différents points noirs, ainsi la description de l'oued Kerrouch depuis l'amont au niveau de la décharge jusqu'à l'embouchure (oued Chiffa).

Ces photos décrivent bien la situation dégradée et le désordre constaté le long des ouvrages et des oueds.

IV.2.1. Cite oued Kerrouch :

C'est un cours d'eau naturel qui ramasse les eaux pluviales de bassin versant en amont, et été le point noir le plus important dans cette étude car il porte beaucoup d'eau un (débit important) qui passe par le sud de la zone de Sidi-el-Madani.

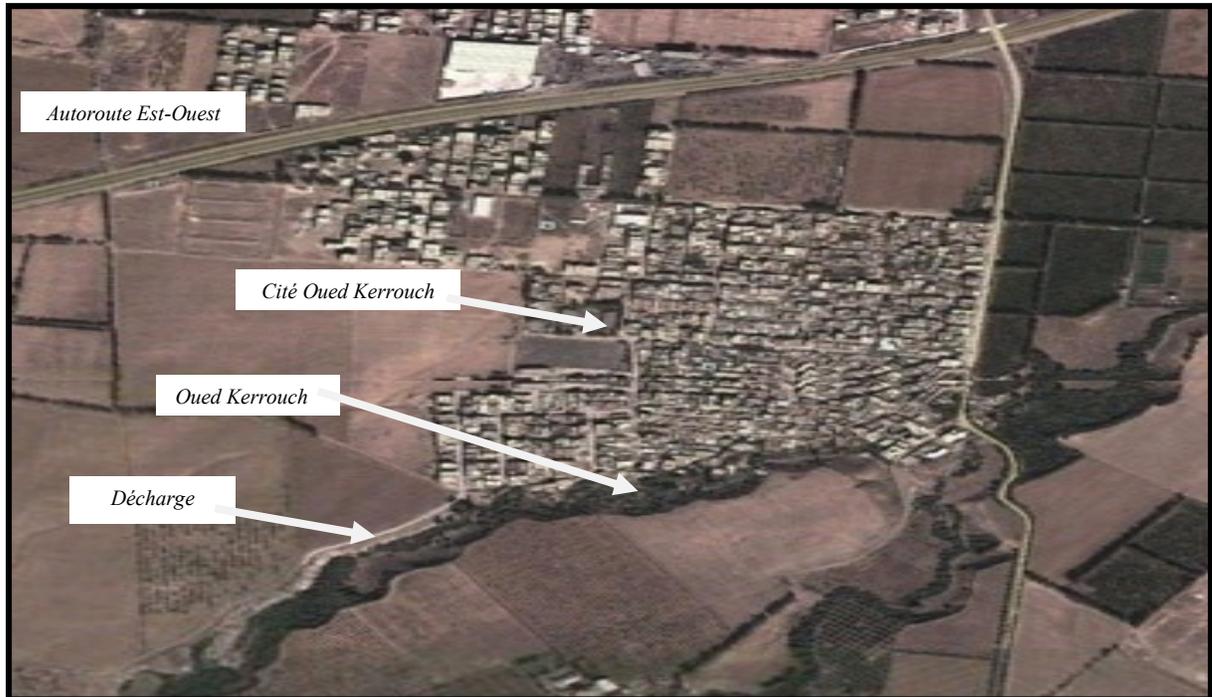


Fig.IV.1. Photo satellite localise la zone d'inondation d'Oued Kerrouch.

Caractéristiques de l'oued :

Surface du bassin versant : **7,069 km²**.

Altitude moyenne : **303,75 m**.

Longueur de talweg principal : **3553 m**.

La zone concernée par l'aménagement : **929 m**.

Au début et avant les années 90 le cours d'eau transportait les crues au temps de pluie sans débordement et sans problème, mais dans les dernières années, il est apparu des facteurs qui ont inversé le fonctionnement de talweg et est devenu cause des inondations.

Ces facteurs sont :

- Développement de l'urbanisation à proximité de la rive gauche de l'oued ;
- Rétrécissement brusque de l'écoulement ;
- Etat dégradé ;
- Section déformée ;
- Cumul des ordures ;
- Existence de décharge, ordures, branches d'arbres....etc.

IV.2.2. Cite Nadjah 1 et 2 :

L'ouvrage, objet de la présente expertise, est situé dans la partie Sud de la ville de Chiffa d'une façon, horizontale et reliant la route de Sidi Yahia jusqu'à Oued Chiffa et traversant l'autoroute par une conduite circulaire Ø1000.



Fig.IV.2. Photo satellite localise la zone cite Nadjah.

L'ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

A l'état initial :

Type de canal : **canal trapézoïdal en terre.**

Longueur : **2465m.**

Largeur intérieure : **0.60m.**

Hauteur des parois au-dessus du radier : **0.80m**

Pente : **variable.**

Le canal a été réalisé par l'ONID dans le but de protéger la ville de Chiffa contre les crues, par le drainage des eaux de ruissellement arrivants de la partie hautes vers la ville. Préalablement il a joué son rôle, mais après certains temps l'ouvrage a subi plusieurs modifications au cours de ces dernières années et est devenu lui-même le déclencheur des inondations ; détériorations constatées ; causes de la détérioration du canal.

A la lumière des constatations faites et des renseignements recueillis, la dégradation de l'ouvrage est due essentiellement du l'amont vers aux points suivants :

A une érosion hydrique conjuguée à l'effet des matériaux charriés par les courants d'eau.

La réduction brusque de la section du canal par la réalisation de dizaines de traversées (sans étude et sans avis des autorités)

Le remplacement d'une partie du canal par un collecteur circulaire F1000 sur environ 400m (cité Nadjah)

Traversée de l'Autoroute par un collecteur circulaire F1000.

Le cumul des ordures et les déchets de construction le long du canal.

IV.2.3. Côté ouest de la ville (NAFTAL) :

Sur la route qui mène à Mouzaia les traces d'inondation sont visibles.

La ville est traversée par une galerie rectangulaire (0.6mx0.55m) en béton armé, avec quelques dalots sur la partie supérieur pour l'entretien et des avaloirs pour l'accumulation des eaux de pluies.

Au début, cette galerie a joué un rôle très important dans la collecte des eaux de ruissèlement arrivant de la partie Ouest de la ville et même de la part des eaux débordées à partir du Canal ONID, mais après certain temps elle est devenu elle-même un problème, puisque actuellement elle est totalement bouchée avec des cassures et elle rejette les eaux au milieu de la ville.

A la lumière des constatations faites et des renseignements recueillis, la dégradation de l'ouvrage est due essentiellement à une érosion hydrique conjuguée à l'effet des matériaux charriés par les courants d'eau.

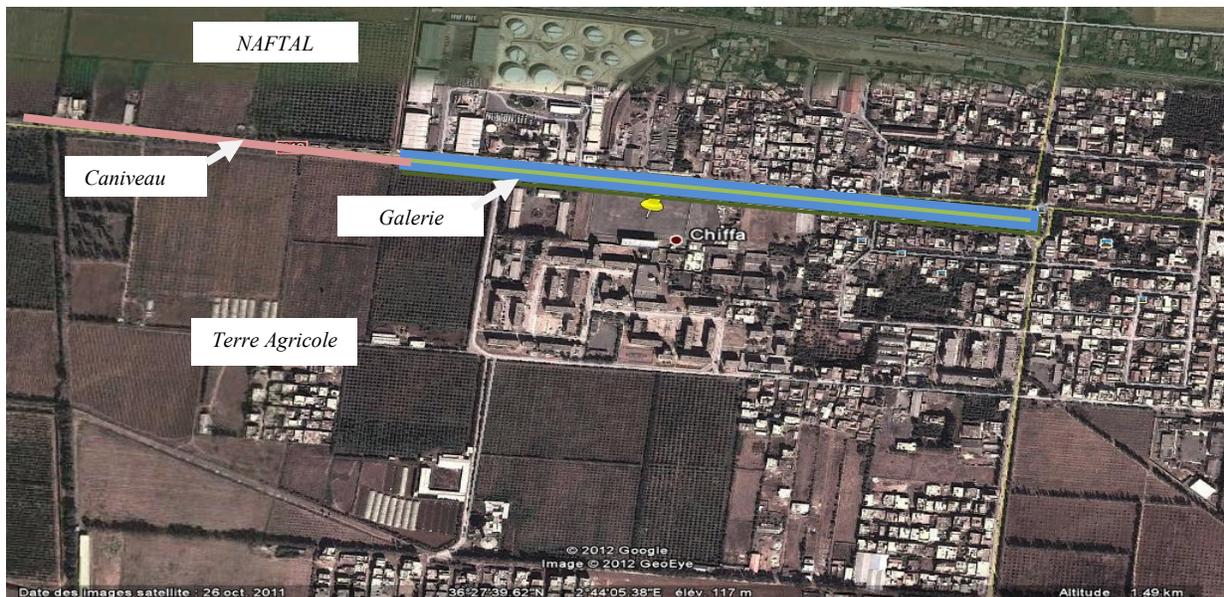


Fig.IV.3. Photo satellite localise la zone ouest de la ville.

L'ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

A l'état initial

Type de canal : **galerie rectangulaire en béton armé.**

Longueur : **480m.**

Largeur intérieure : **0.80m.**

Hauteur des parois au-dessus du radier : **0.60m.**

Pente : **variable.**

Epaisseur des voiles : **0.10m.**

Epaisseur du radier : **0.15m.**

IV.2.4. Cité 24 logements :

La cité des 24 logements est caractérisée par des caniveaux encerclant le quartier, mais malheureusement ces caniveaux sont en état très dégradé, mal entretenu et caractérisé par le cumul des ordures et déchets avec une section déformée.

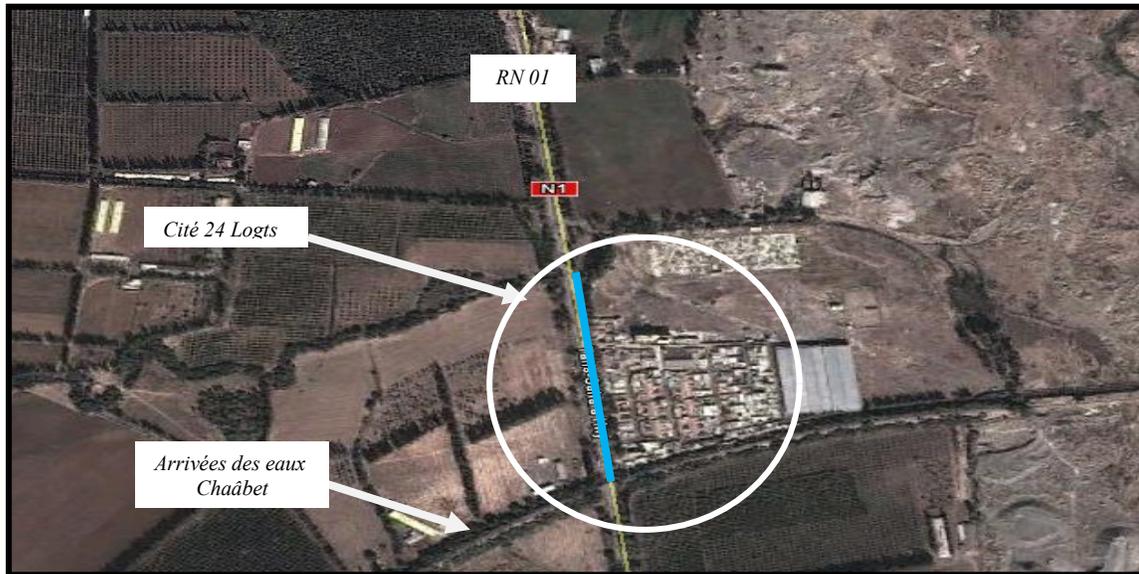


Fig.IV.4. Photo satellite localise la zone citée 24 logements.

- Caniveau en terre en état dégradé
- Etat dégradé
- Section déformé
- Cumul des ordures et la terre végétale

IV.2.5. Côté Nord de la ville :

Le changement brusque du collecteur principal Ø900 avec 90° qui achemine toutes les eaux pluviales et usées de la ville vers oued Chiffa provoque parfois des débordements et submersion de la route.

Dans ce point, le regard de changement de direction a été réalisé avec des dimensions standards (1,50 mx1,50 m) mais sans prendre en considération la quantité et la vitesse des eaux arrivant avec une pente de 3%.



Fig IV.5. Photo satellite Localisation de la zone de débordement du réseau d'évacuation,

Arrivée des eaux à partir du collecteur Ø900 sens d'écoulement du centre-ville de Chiffa vers le Nord, qui crée le débordement.

IV.3. Solutions proposées :

L'étude de protection contre les inondations de la ville de Chiffa a fait ressortir les zones sensibles du chef-lieu de la commune et les zones éparses. La partie Nord étant la plus exposée a suscité surtout la cité Nadjah et Cité Oued Kerrouch.

A partir des reconnaissances sur terrain, il a été constaté que les ouvrages destinés à protéger la ville de Chiffa et ses fractions contre les crues exceptionnelles, sont généralement en mauvais état et incapables d'évacuer les crues exceptionnelles.

Pour une meilleure protection de la ville de Chiffa contre les inondations, seront projetés des aménagements adéquats. Ces aménagements auront à prendre en considération :

1. Le maintien autant que possible des aménagements d'évacuation des eaux pluviales déjà en place (canal ONID), de leur apporter les améliorations nécessaires, dans la mesure où ils répondent aux exigences de protection contre les crues.
2. De projeter un système de protection contre les inondations qui puisse protéger efficacement la ville, les biens et les personnes contre les inondations pouvant provenir des eaux drainées par les bassins versants en contact du périmètre urbain.
3. Procéder au calibrage de l'oued Kerrouch par aménagement, élargissement et/ou approfondissement pour améliorer les conditions d'écoulement et de stabilisation des sections et du sens d'écoulement des eaux.
4. De prévoir des ouvrages de têtes (de réception), de raccordements, de rejets et des dispositifs d'entretiens tels que les fosses de captage et les grilles d'entretien.

5. Dans cette partie, la solution consiste à changer ce regard par un autre plus grand avec amortissement de la vitesse, ou bien, par la réalisation d'un déversoir d'orage dans ce point, pour minimiser la quantité des pluviales qui changent la direction.

Les travaux avant le projet mis en chantier :

Parallèlement et en attendant que les actions de ce projet puissent être mis en chantier, il est urgent de procéder à d'autres opérations préliminaire d'entretien, de nettoyage et de débroussaillage des fosses existants (Chaabas et oueds) ainsi que des collecteurs (Avaloirs).

En effet, il est utile de rappeler que sur le passage naturel des eaux de pluies, il est inutile d'édifier ou d'ignorer des obstacles, sans avoir au préalable effectué une déviation qui réponde aux normes en vigueur.

IV.4. Techniques pouvant être utilisés dans l'aménagement des canaux :

VI.4.1. Utilisations du gabion :

Les gabions servent à la construction d'ouvrages efficaces et relativement peu coûteux pour la descente et la retenue des eaux. En agriculture, ils servent notamment à aménager :

- 1) des chutes le long de cours d'eau et près de ponceaux pour adoucir des pentes abruptes et protéger contre l'érosion
- 2) des chutes pour déverser des voies d'eau dans des fossés collecteurs.

Parmi les autres utilisations toutefois moins courantes en agriculture, notons la protection des berges de cours d'eau et l'édification de murs de soutènement pour protéger contre l'érosion des flancs de coteaux

a. Avantages du gabion :

On peut se procurer des gabions de tailles différentes pour qu'ils conviennent parfaitement à la dénivellation quelles que soient les dimensions de la chute.

Les gabions coûtent peu surtout si des pierres de champs sont disponibles.

Ils sont moins coûteux que les déversoirs en roche, surtout si les pierres doivent être apportées par camion.

Ils sont faciles à transporter, à assembler et à installer.

Les gabions ont pour effet de réduire la dénivellation du canal, ce qui favorise le dépôt du sol et la croissance d'un couvert végétal.

Ils sont flexibles et permettent donc à l'ouvrage de se contracter et de se détendre avec le gel et le dégel sans pour autant s'endommager.

Ils nécessitent peu d'entretien et peuvent demeurer en place comme n'importe quel ouvrage permanent.

IV.4.2. utilisation de béton armée :**Avantage :**

- Une rugosité plus faible sur tout si nous utilisons un bon béton.
- Un ouvrage plus dur avec une durée de vie plus important.
- Le temps de réalisation est plus réduire avec les techniques modernes.

Inconvénients :

- Cout plus chaire sûr tout si il y a des aciers.
- Transport un débit constant c'est-à-dire une perméabilité presque nulle.

IV.4.3. utilisation des variantes plus économiques :

- Une technique de stockage est de crée des champs d'épandage pour amortir les effets de la crue.
- Ou d'acheminer les eaux vers des réservoirs naturels (cuvettes inondables, lacs, etc.)
- Ou constituent ainsi des « plaines à casiers ». cela permet également d'apporter de l'eau aux cultures et souvent d'enrichir le sol.
- Une autre solution logique est celle des enrochements (destinés à la protection des rives concaves) et celle de **l'édification d'endiguements latéraux** comme pour les levées de **Bougazoul**.

Conclusion :

Dans ce chapitre on présente et donne les détails de chaque site concerné par la protection contre les inondations, et on fin on donne les solutions possibles pour la lutte contre les inondations, et on choisir l'utilisation du béton armée qui est la plus courant en Algérie.

CHAPITRE : V

Calcul hydraulique

CHAPITRE.V : Calcul hydraulique.**V.1. Introduction :**

L'écoulement de l'eau à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge parce que la présence d'une surface libre entraîne les variations des sections liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants. Il exige l'étude des processus de formation des ondes .et parfois nécessite la prise en considération de l'influence des forces tensioactive ...etc. Les courants a surface libre peuvent être permanent, non permanent .uniforme ou non uniforme.

Dans ce manuel on n'examine que les courants permanents

V.2) - calcul hydraulique des variantes choisie :

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

V.2.1. Les conditions de l'écoulement uniforme :

Le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.

Le canal est prismatique.

La profondeur h du courant est constante en sa longueur.

La pente de chaque section est constante.

La rugosité des parois est constante.

Les résistances locales sont absentes.

V.2.2. Les formules principales de calcul :

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est la formule de Chézy :

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \times I} \quad \dots\dots\dots (V -1)$$

On utilisant le rapport suivant : $V = Q/S$, on obtient :

$$Q = CS \cdot \sqrt{R \times I} \quad \dots\dots\dots (V -2)$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)

S : section mouille (m^2)

R_h : rayon hydraulique $R_h = S/P$ (m)

I : pente de fond du canal.

V.2.3.Détermination de coefficient de Chézy :

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

a- formule de PAVLOVSKI :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/y} \quad \dots\dots\dots (V -3)$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)

n : la rugosité

R_h : rayon hydraulique $R_h = S/P$ (m)

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

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0.10) \quad \dots\dots\dots (V -4)$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1.5\sqrt{n} \quad \text{à} \quad R < 1\text{m} \quad \dots\dots\dots (V -5)$$

$$y = 1.3\sqrt{n} \quad \text{à} \quad R > 1\text{m} \quad \dots\dots\dots (V -6)$$

b- formule d'AGROSKINE :

$$C = \frac{1}{n} + 17,72 \log(R) \quad \dots\dots\dots (V -7)$$

Avec :

C : coefficient de Chézy (0.5 m/s)

R_h: rayon hydraulique R_h = S/P

n : la rugosité

c- La formule de MANING-STRICKLER :

$$C = \frac{1}{n} . R^{\frac{1}{6}} \quad \dots\dots\dots (V -8)$$

Avec :

C : coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

R_h: rayon hydraulique R_h = S/P (m)

n : la rugosité

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

$$V = K_s . R_h^{2/3} . I^{1/2} \quad \dots\dots\dots (V -9)$$

Où :

K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER.

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radier.

Remarque :

Dans notre étude on choisi la formule de MANING-STRICKLER :

V.2.4. Les paramètres géométriques :

V.2.4.1. 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, dont les paramètres géométriques sont les suivantes :

- Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{min}.
- Le périmètre soit min pour dP=0.

V.2.4.2. Détermination de la section la plus avantageuse :

La section la plus avantageuse ou la plus économique est la section qui véhicule le maximum de débit avec des dimensions minimales.

Section Trapézoïdale :

La section trapézoïdale est la section la plus utilisée dans les canaux de protection contre les crues grâce aux plusieurs avantages techniques qu'elle présente.

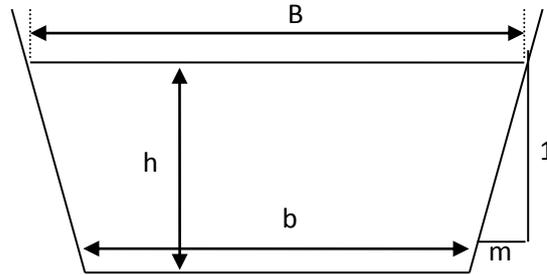


Fig .V.1. Canal Trapézoïdale

Soit le canal trapézoïdale de la figure précédente, de largeur (L) est de fruit de talus (m) ayant un tirant d'eau de Y. On dit que c'est une section plus avantageuse si :

$$B = 2h\sqrt{1+m^2} \dots\dots\dots (V -10)$$

Ou ; si la largeur au miroir est égale à la somme des longueurs des deux talus.

Dans ce cas le fruit de talus le plus avantageux est de $\frac{1}{\sqrt{3}}$ ou un angle des talus de 60°, cela bien sûr pour les canaux en dure, pour ceux en terre le fruit des talus est fonction du type de sol.

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

Désignation	Expression
b (m)	$2h*((\sqrt{m^2 + 1}))$
S (m²)	$h*(b + m.h)$
P (m)	$b + 2h*(\sqrt{m^2+1})$
R_h	$\frac{S}{P} = \frac{h}{2}$

V.2.5. Calcul de la profondeur normal h_n:

La détermination de h_n la méthode itérative.

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

$$Q = S.C.\sqrt{R}.\sqrt{I} \dots\dots\dots (V -11)$$

Avec :

- S : Section mouillée
- C : coefficient de CHEZY
- R : Rayon hydraulique
- I : pente du canal

Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs à (b) et on détermine Q Jusqu'à une valeur de débit très proche ou égale à Q_n
Par suite on trace la courbe $Q = f(b)$, et on détermine la valeur de b (m) correspondante à Q_n
C'est à- dire on cherche b (m) pour le débit Q_{max}

V.2.6. Calcul de la profondeur critique h_{cr} :

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

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

V.2.6.1.Méthode graphique :

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h.

Et puisque la valeur de h_{cr} est la valeur qui corresponde une énergie spécifique et minimale. Donc on construit le graphe de

$H_s = f(h)$ sachant que $H_s = E_p + E_c$

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

E_c : Energie cinétique et égale à ; ($E_c = V^2/2g$) ;

V.2.6.2. Méthode analytique d'AGROSKINE :

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times b_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1 \quad \dots\dots\dots (V -12)$$

La condition de criticité est :

Avec :

b : largeur du plan d'eau en fond

g : l'accélération gravitaire prise égale 9.81

Pour un canal trapézoïdal :

$$h_{cr(R)} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g \cdot b^3}} \quad \dots\dots\dots (V -13)$$

V.2.7. Calcul de la pente critique :

La pente critique correspondant à la profondeur critique.

La pente critique donne par la formule suivante :

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

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \quad \dots\dots\dots (V -15)$$

V.2.8. Calcul de la ligne d'eau :

V.2.8.1. Equation de la surface libre de la ligne d'eau :

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

S'en basons sur l'équation d'énergie :

$$H = z + V^2 / 2g + h \dots\dots\dots (V -16)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V * S \dots\dots\dots (V -17)$$

Dérivant l'équation (V-20) par rapport à dx, on trouve:

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \dots\dots\dots (V -18)$$

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

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \dots\dots\dots (V -19)$$

V.2.8.2. Calcul de la surface d'eau :

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation N° (V -19)

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

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

IV.2.9. Calcul des paramètres de courbure du canal :

Contenue de la topographie du terrain naturel, le canal d'évacuation d'eaux pluviales présente des courbures aux plusieurs points. Une courbe qui se trouve dans un canal rectiligne provoque un changement de direction de l'écoulement.

Le débit Q, la vitesse moyenne V et la surface S restent constants à travers la courbe. La répartition de la profondeur h (y) donne toutefois une pente transversale, et la force centrifuge qui s'exerce sur l'écoulement en courbe provoque une surélévation ΔH, sur le bord extérieur.

L'expression de ΔH est donnée par :

$$\Delta H = \frac{V^2}{g} \cdot \text{Log} \left(1 + \frac{L}{R} \right) \dots\dots\dots (V -20)$$

L = B : Largeur, m

V : vitesse d'écoulement, m/s

R : Rayon de courbure, m

Hauteur d'eau au niveau du coude :

$$H_f = H + \frac{\Delta H}{2}$$

V.2.10. Raccordement des canaux :

La différence des largeurs entre deux tronçons différents nécessite la réalisation d'un Ouvrage de raccordement (selon la section) pour maintenir les conditions de bon écoulement.

Estimation est donnée par la relation :

$$L = \frac{b_2 - b_1}{2 \text{tg} \beta} \dots\dots\dots (V -21)$$

L : Longueur de raccordement, m

b_2, b_1 : Largeur du premier et deuxième tronçon, m

β : Angle du divergent, en degrés.

L'outil informatique utilisé dans cette partie :

Remarque 01 :

Pour notre étude, on va utiliser le logiciel " **HEC-RAS** " dont le principe de calcul est basé sur la simulation de l'écoulement numériquement après avoir calculé la section la plus avantageuse par les itérations successives.

Remarque 02 :

Pour la détermination des pentes projet on a basé sur le lève topographique de la ville de Chiffa, qui nous a permet de tracer les profils en long de chaque tronçon ;

Carte de définition de HEC-RAS :

- A. Ce logiciel est créé et développé par le centre de génie hydraulique **U.S Army Corps of engineers**, et est un logiciel de simulation et test numérique de plusieurs phénomène environnement pour différents domaine et parmi ces domaine, l'hydraulique. Et maître en disposition une gamme très important de phénomènes et leur solutions, avec un mode d'utilisation facile et disponible pour tout le monde.
- B. Pour notre domaine il peut simuler l'écoulement dans les fleuves, rives, et canal de différent rugosité et a traversé tous les ouvrages de passage comme les pontes et les traversés routières.
- C. Les données qui peuvent utiliser pour la simulation par ce logiciel dans notre domaine sont les suivants :
 - ❖ La topographique de site et la forme géométrique ;
 - ❖ Les caractéristiques de site à savoir la longueur, le largeur, les cotes, coefficient de Manning et leur localisation dans les sections ;
 - ❖ Le débit et les conditions de l'écoulement de départ (initial) ;
- D. Les résultats qui peuvent tirer après la simulation :
 - ❖ Le passage des eaux dans l'ouvrage dimensionné
 - ❖ Comparaisant entre les différents états ;
 - ❖ Les parties ou il y a un problème comme le débordement ;
 - ❖ Vérifier l'efficacité de la variante projetée ...

Tableau. V.2. coefficient de Strickler selon le type de lit du canal.

Nature des parois	Valeur de K en $m^{1/3} / s$
Béton lisse	75-90
Canal en terre, non enherbé	60
Canal en terre, enherbé	50
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	35-40
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	10-15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en vigne ou taillis	10-15
Lit majeur urbanisé	10-15
Lit majeur en forêt	<10

V.3. Simulation de l'écoulement dans les différents cours d'eau :

V.3.1. Première site : Oued Kerrouch :

La simulation de ce cours d'eau par l'HEC-RAS donne un débordement de certaines sections à travers des profils en travers le long du cours d'eau (les profils de ces sections menu sur les annexes).

Les résultats de la simulation sur le terrain naturel de l'oued à travers **48 sections** ci-dessous :

Tableau .V.3. Les caractéristiques de l'écoulement à l'état initial d'oued Kerrouch.

début	station	Profile	Qt	Elévation min de lit	Elévation de surface	Côté critique	Côté ligne de charge	penne	vitesse	surface	Largueur du fond	Froude
	N°		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
929.088	930	PF 1	7.06	233.31	234.16	234.16	234.37	0.04996	2.07	3.41	8.06	1.02
929.088	920	PF 1	7.06	231.08	231.97	232.16	232.56	0.202476	3.41	2.07	6.31	1.9
929.088	900	PF 1	7.06	230.75	231.75	231.39	231.79	0.003717	0.84	9.19	16.91	0.31
929.088	880	PF 1	7.06	231.25	231.48	231.48	231.59	0.058213	1.48	4.79	21.68	1
929.088	860	PF 1	7.06	230	230.89	230.41	230.9	0.001034	0.44	17.1	28.77	0.16
929.088	840	PF 1	7.06	230.43	230.82		230.85	0.009708	0.87	8.22	22.16	0.45
929.088	820	PF 1	7.06	229.79	230.34	230.34	230.49	0.042979	1.76	4.26	14.72	0.93
929.088	800	PF 1	7.06	229.32	229.85	229.76	229.92	0.015484	1.2	6.34	19.98	0.57
929.088	780	PF 1	7.06	228.12	229.21	229.21	229.47	0.030999	2.46	3.26	6.27	0.87
929.088	760	PF 1	7.06	227.16	228.22	228.29	228.59	0.068763	2.68	2.64	5.02	1.18
929.088	740	PF 1	7.06	226.45	228.12	227.52	228.17	0.003841	0.99	7.32	8.52	0.31
929.088	720	PF 1	7.06	225.77	227.84		227.86	0.008855	0.78	9.76	9.36	0.22
929.088	700	PF 1	7.06	225.92	227.05		227.13	0.008278	1.28	5.77	9.02	0.46
929.088	680	PF 1	7.06	224.91	227.09		227.09	0.000159	0.34	27.31	26.09	0.08
929.088	660	PF 1	7.06	225.08	227.09		227.09	0.00007	0.2	38.59	32.15	0.05
929.088	640	PF 1	7.06	225	226.92		227.07	0.019376	1.8	4.09	5.65	0.53
929.088	620	PF 1	7.06	224.9	226.52		226.68	0.020158	1.78	3.96	4.89	0.63
929.088	600	PF 1	7.06	225	226.26		226.35	0.012496	1.3	5.44	8.63	0.52
929.088	580	PF 1	7.06	224.8	226.07		226.13	0.008645	1.13	6.27	9.56	0.44
929.088	560	PF 1	7.06	224.7	225.91		225.97	0.007889	1.08	6.62	10.58	0.43
929.088	540	PF 1	7.06	224.5	225.47	225.47	225.63	0.053372	1.64	4.11	14.15	0.98
929.088	520	PF 1	7.06	225	224.7	224.05	224.74	0.004162		8.03	9.43	0

929.088	500	PF 1	7.06	223.9	224.56		224.62	0.00947	1.06	6.94	15.45	0.46
929.088	480	PF 1	7.06	223.52	224.13	224.13	224.25	0.046119	1.69	4.66	20.77	0.94
929.088	460	PF 1	7.06	222.08	222.56	222.65	222.86	0.109148	2.47	2.87	9.71	1.44

Tableau .V.3. Les caractéristiques de l'écoulement à l'état initial d'oued Kerrouch (suite).

929.088	440	PF 1	7.06	220.21	221.94	221.1	221.95	0.001329	0.55	12.33	14	0.19
929.088	420	PF 1	7.06	220.3	221.55	221.55	221.87	0.047142	2.53	2.81	4.5	1.02
929.088	400	PF 1	7.06	219.76	221.05	220.67	221.11	0.005809	0.92	7	10.96	0.37
929.088	380	PF 1	7.06	219.32	221		221.03	0.002471	0.76	9.05	10.29	0.25
929.088	360	PF 1	7.06	219.91	220.68	220.68	220.89	0.038832	1.71	3.58	9	0.88
929.088	340	PF 1	7.06	218.95	219.95	219.69	220.02	0.007427	0.9	6.35	11.19	0.4
929.088	320	PF 1	7.06	218.52	219.63		219.77	0.022992	1.56	4.32	9.24	0.7
929.088	300	PF 1	7.06	218.43	219.38		219.45	0.01021	1.19	5.84	10.02	0.49
929.088	280	PF 1	7.06	218.12	219.07	218.94	219.18	0.018847	1.47	4.78	10.43	0.64
929.088	260	PF 1	7.06	217.94	218.43	218.43	218.58	0.049522	1.73	4.12	13.61	0.98
929.088	240	PF 1	7.06	216.75	218.43	217.68	218.44	0.000764	0.4	16.94	20.9	0.14
929.088	220	PF 1	7.06	216.29	218.38		218.4	0.004568	0.57	11.17	29.41	0.3
929.088	200	PF 1	7.06	216.8	217.96	217.96	218.18	0.046656	1.93	3.39	8.32	0.95
929.088	180	PF 1	7.06	216.14	217.36	217.19	217.48	0.015921	1.37	4.68	8.94	0.56
929.088	160	PF 1	7.06	215.68	216.8	216.8	216.98	0.045744	1.67	3.8	11.29	0.92
929.088	140	PF 1	7.06	215.3	215.8	215.6	215.83	0.005008	0.38	9.15	21.8	0.24
929.088	120	PF 1	7.06	214.58	215.76		215.77	0.001749	0.41	12.63	22.01	0.19
929.088	100	PF 1	7.06	214.06	215.75		215.75	0.000539	0.38	18.6	23.1	0.12
929.088	80	PF 1	7.06	214.27	215.57	215.36	215.71	0.017772	1.63	4.29	6.59	0.65
929.088	60	PF 1	7.06	214	214.88	214.88	215.15	0.045187	2.3	3.09	6.1	0.99
929.088	40	PF 1	7.06	213.55	214.33	214.17	214.41	0.015672	1.25	5.4	12.17	0.58
929.088	20	PF 1	7.06	213.17	213.82	213.82	213.93	0.039961	1.53	4.76	20.11	0.86

Observation :

- Une pente très variable entre une valeur nulle et d'autre assez grands
- La hauteur d'eau est variable arbitrairement ;
- Le lit de l'oued est non uniforme (sections en terre déformées).
- Le type de courbe de Remous est instable et inconnu.

La ligne d'eau avec le relief de cours d'eau sont présentées dans la figure suivante :

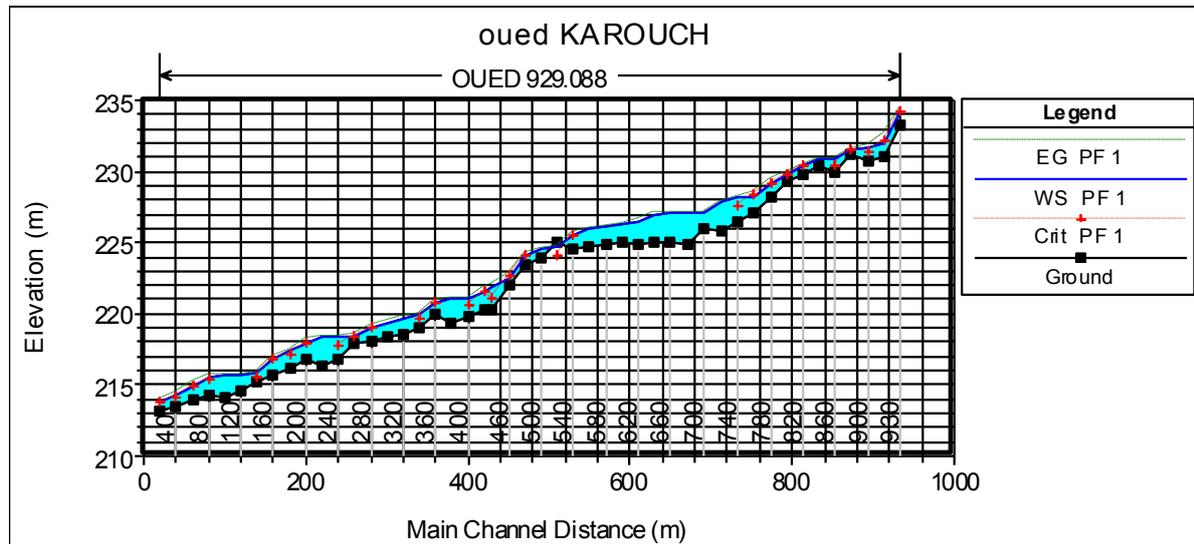


Fig .V.2. profil en long d'oued Kerrouch d'eau avant l'aménagement d'oued Kerrouch.

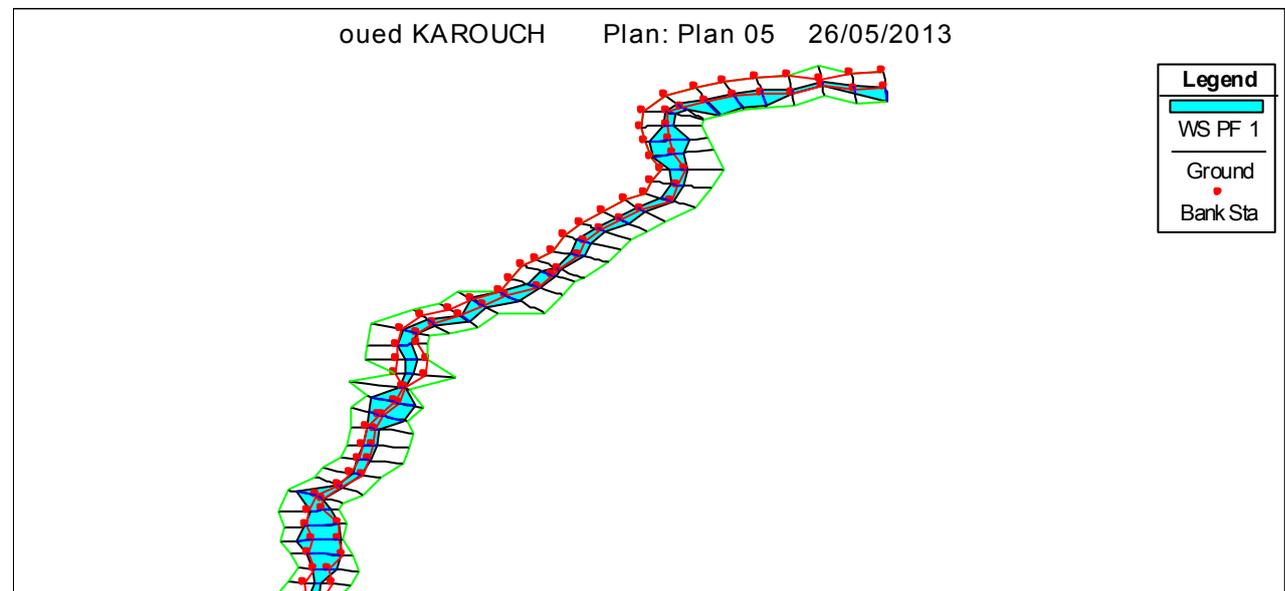


Fig .V.3. La vue en 2D du canal avant l'aménagement d'oued Kerrouch.

Etude de variants:**1. Canal trapezoidal :**

La section avantageuse de ce type est minimale par rapport à celle rectangulaire de même surface, avec des talus plus stables et un largeur de fond plus faible pour véhiculer les petits débits.

2. Canal rectangulaire :

Le problème majeur de ce type de section c'est la stabilité des talus avec un fruit du talus égale 0, et même un largeur de fonde constante pour les différents débits

Dimension de la section projetée :

On utilise la méthode par **approximation successive** pour trouvé les dimensions avec un fruit de talus $m = 0,75$, Dépond de la nature du sol. La forme de la section est donnée ci-dessous :

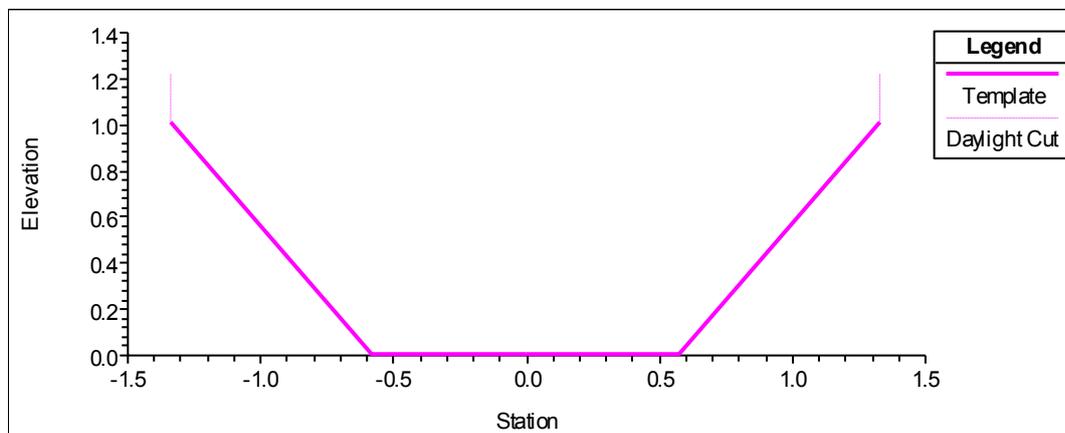


Fig. V.4. La forme du canal projeté sur l'oued Kerrouch.

❖ **Caractéristiques de la section du canal :**

Débit de projet : **7.06 m³/s**

Largueur au fond : **1m**

Hauteur du canal : **1m**

Fruit du talus : **0.75** selon la nature du sol

Type de matière de construction : **Béton armée** avec une rugosité de 0.0133

Longueur concernée par l'aménagement : **929 m**

Remarque :

La section est constante le long de l'oued, avec une uniformité partielle de la pente.

- La simulation par l'HEC-RAS on trouve les résultats suivants :

Tableau .V.4. Caractéristiques de l'écoulement après la simulation d'oued Kerrouch.

début	station	Profile	Qt	Élévation min de lit	Élévation de surface	Côté critique	Côté ligne de charge	pente	vitesse	surface	Largueur du fond	Froude
	N°		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
929.088	930	PF 1	7.06	231	232.17	232.17	232.62	0.003158	2.98	2.37	2.67	1.01
929.088	920	PF 1	7.06	230.5	231.35	231.72	232.45	0.010716	4.66	1.52	2.43	1.88
929.088	900	PF 1	7.06	229.9	230.66	231.17	232.15	0.01611	5.42	1.3	2.29	2.29
929.088	880	PF 1	7.06	229.8	230.64	230.97	231.78	0.011169	4.73	1.49	2.41	1.92
929.088	860	PF 1	7.06	229	229.72	230.23	231.43	0.019435	5.8	1.22	2.23	2.41
929.088	840	PF 1	7.06	228.9	229.7	230.07	230.98	0.013117	5.02	1.41	2.36	2.08
929.088	820	PF 1	7.06	228.7	229.52	230.01	230.71	0.011786	4.83	1.46	2.39	1.97
929.088	800	PF 1	7.06	228.4	229.21	229.69	230.46	0.012608	4.95	1.43	2.37	2.04
929.088	780	PF 1	7.06	227.5	228.19	228.69	230.07	0.021965	6.07	1.16	2.2	2.66
929.088	760	PF 1	7.06	226.5	227.13	227.68	229.52	0.030402	6.84	1.03	2.11	2.12
929.088	740	PF 1	7.06	225.9	226.53	227.12	228.9	0.030026	6.81	1.04	2.11	2.1
929.088	720	PF 1	7.06	225	225.61	226.19	228.23	0.034603	7.17	0.98	2.07	2.32
929.088	700	PF 1	7.06	224.8	225.49	225.99	227.38	0.022177	6.09	1.16	2.2	2.38
929.088	680	PF 1	7.06	224	224.65	225.19	226.86	0.027402	6.58	1.07	2.14	2.97
929.088	660	PF 1	7.06	223.85	224.57	225.03	226.25	0.018834	5.74	1.23	2.24	2.47
929.088	640	PF 1	7.06	223.65	224.42	224.82	225.84	0.01501	5.28	1.34	2.32	2.22
929.088	620	PF 1	7.06	223.35	224.12	224.53	225.54	0.015012	5.28	1.34	2.31	2.22
929.088	600	PF 1	7.06	223.05	223.82	224.22	225.24	0.015016	5.28	1.34	2.31	2.22
929.088	580	PF 1	7.06	222.85	223.65	224.02	224.92	0.012792	4.97	1.42	2.37	2.05
929.088	560	PF 1	7.06	222.65	223.48	223.82	224.64	0.011389	4.77	1.48	2.41	1.94
929.088	540	PF 1	7.06	222.3	223.1	223.47	224.39	0.013191	5.03	1.4	2.36	2.08
929.088	520	PF 1	7.06	222.1	222.93	223.28	224.1	0.011613	4.8	1.47	2.4	1.96
929.088	500	PF 1	7.06	221.9	222.74	223.07	223.87	0.011002	4.7	1.5	2.42	1.91
929.088	480	PF 1	7.06	221.7	222.54	222.87	223.65	0.010736	4.66	1.51	2.43	1.88

929.088	460	PF 1	7.06	220.8	221.51	221.98	223.29	0.020547	5.92	1.19	2.22	2.58
---------	-----	------	------	-------	--------	--------	--------	----------	------	------	------	------

Tableau .V.4. Caractéristiques de l'écoulement après la simulation d'oued Kerrouch (suite).

929.088	440	PF 1	7.06	219.5	220.11	220.75	222.7	0.034018	7.13	0.99	2.08	2.29
929.088	420	PF 1	7.06	219.3	219.93	220.47	222.31	0.030376	6.84	1.03	2.11	2.12
929.088	400	PF 1	7.06	218.9	219.56	220.07	221.67	0.025757	6.44	1.1	2.15	2.88
929.088	380	PF 1	7.06	218.5	219.18	219.7	221.14	0.023204	6.2	1.14	2.18	2.74
929.088	360	PF 1	7.06	218.3	219.04	219.48	220.63	0.01752	5.59	1.26	2.27	2.39
929.088	340	PF 1	7.06	218	218.75	219.18	220.27	0.016422	5.46	1.29	2.29	2.31
929.088	320	PF 1	7.06	217.8	218.59	218.98	219.91	0.013606	5.09	1.39	2.35	2.11
929.088	300	PF 1	7.06	217.6	218.42	218.84	219.62	0.011921	4.85	1.46	2.39	1.98
929.088	280	PF 1	7.06	217.4	218.24	218.67	219.38	0.011198	4.74	1.49	2.41	1.92
929.088	260	PF 1	7.06	217	217.79	218.22	219.11	0.013539	5.08	1.39	2.35	2.11
929.088	240	PF 1	7.06	216.1	216.79	217.45	218.7	0.02255	6.13	1.15	2.19	2.7
929.088	220	PF 1	7.06	215.8	216.56	216.97	218.03	0.032557	5.38	1.31	2.29	2.27
929.088	200	PF 1	7.06	215.6	216.44	216.77	217.57	0.011135	4.73	1.49	2.41	1.92
929.088	180	PF 1	7.06	215.4	216.24	216.57	217.36	0.010837	4.68	1.51	2.42	1.89
929.088	160	PF 1	7.06	215.2	216.05	216.4	217.15	0.010614	4.64	1.52	2.43	1.87
929.088	140	PF 1	7.06	214	214.71	215.17	216.48	0.287577	5.9	1.2	2.22	2.57
929.088	120	PF 1	7.06	213.8	214.66	214.97	215.71	0.009899	4.52	1.56	2.45	1.81
929.088	100	PF 1	7.06	213.4	214.21	214.66	215.46	0.01268	4.96	1.42	2.37	2.04
929.088	80	PF 1	7.06	213.2	214.03	214.38	215.18	0.011325	4.76	1.48	2.41	1.93
929.088	60	PF 1	7.06	213	213.84	214.21	214.96	0.010813	4.67	1.51	2.42	1.89
929.088	40	PF 1	7.06	212.6	213.4	213.87	214.7	0.013384	5.06	1.4	2.35	2.1
929.088	20	PF 1	7.06	212.2	212.97	213.37	214.4	0.015182	5.3	1.33	2.31	2.23

Observations :

- La largeur maximal est inférieure à la (B) largeur en crête dans plusieurs tronçons.
- La courbe de Remous **M-3** car la côte critique supérieurs à celle de surface d'eau et aussi on remarque que nombre de Froude supérieur à 1.

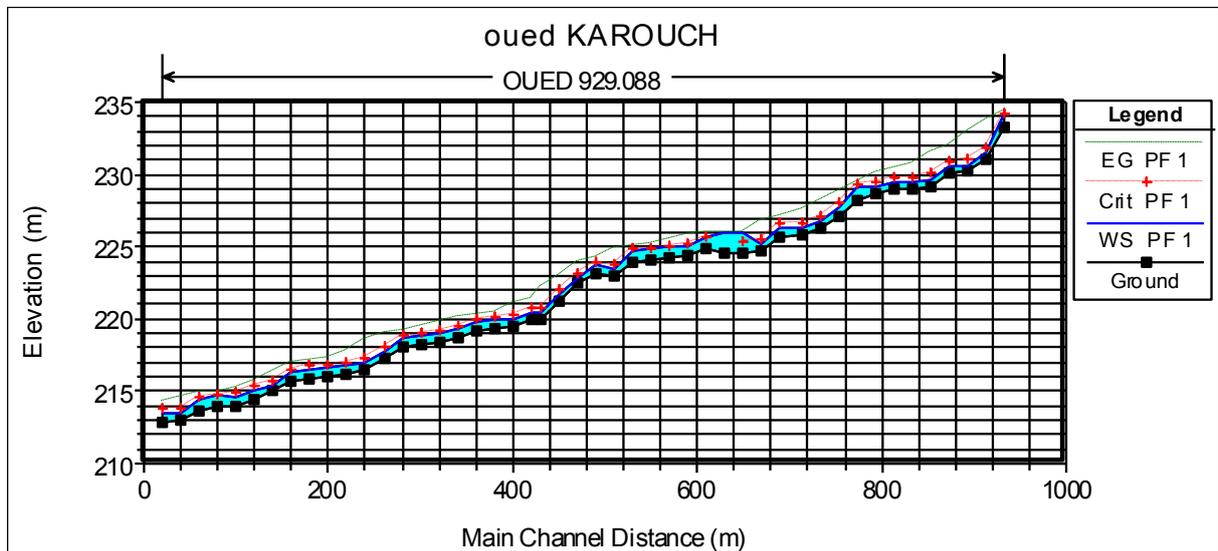


Fig .V.5. La ligne d'eau après l'aménagement d'oued Kerrouch.

La forme du canal (vue de dessus) :

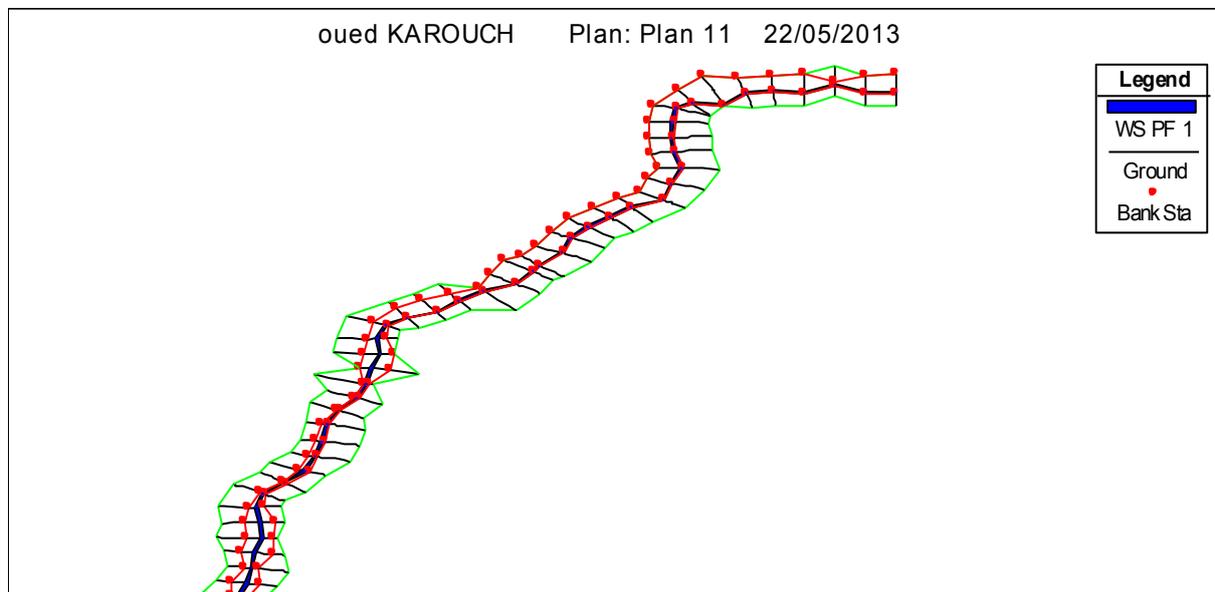


Fig . V.6. La vue en 3D du canal après l'aménagement d'oued Kerrouch.

V.3.2. Deuxième site (cité Nadjah) :

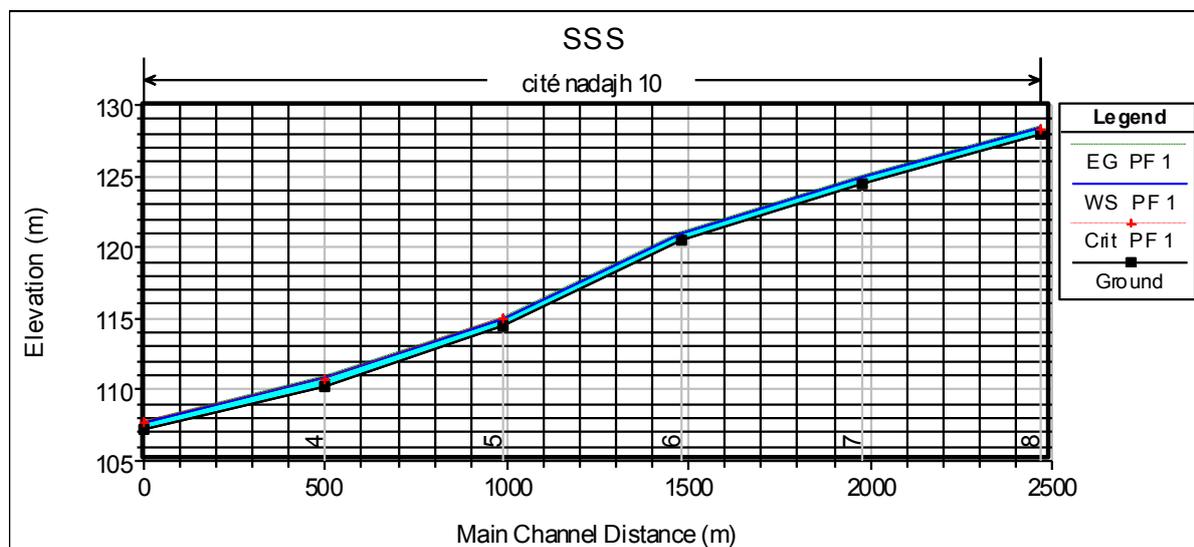
Les résultats de la simulation sur le terrain naturel de l'oued à travers **6 sections** ci-dessous :

Tableau .V.5. Les caractéristiques de l'écoulement à l'état initial de cité Nadjah 1 et 2.

début	station	Profile	Qt	Elévation min de lit	Elévation de surface	Côté critique	Côté ligne de charge	pente	vitesse	surface	Largueur du fond	Froude
	N°		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
10	8	PF 1	1.5	128	128.47	128.34	128.49	0.005413	0.83	2.85	12.7	0.41
10	7	PF 1	1.5	124.41	124.94		124.98	0.009803	1.07	1.99	8.98	0.53
10	6	PF 1	1.5	120.48	120.93		120.95	0.006879	0.85	3.01	17.55	0.45
10	5	PF 1	1.5	114.51	114.89	114.89	114.96	0.026953	1.44	1.67	12.59	0.85
10	4	PF 1	1.5	110.26	110.84	110.63	110.86	0.002679	0.67	3.54	12.93	0.29
10	3	PF 1	1.5	107.27	107.64	107.64	107.72	0.029691	1.55	1.4	8.52	0.9

Observation :

- Une pente très variable entre une valeur nulle et d'autre assez grande
- La hauteur d'eau est variable arbitrairement ;
- Le lit de l'oued est non uniforme (sections en terre déformées).
- La largeur maximale est supérieure à la (B) largeur en crête.
- La courbe de Remous **S-1** car la côte critique inférieure a celle de surface d'eau et aussi on remarque que nombre de Froude inférieur à 1.

**Fig .V.7.** La ligne d'eau avant l'aménagement de cité Nadjah 1 et 2.

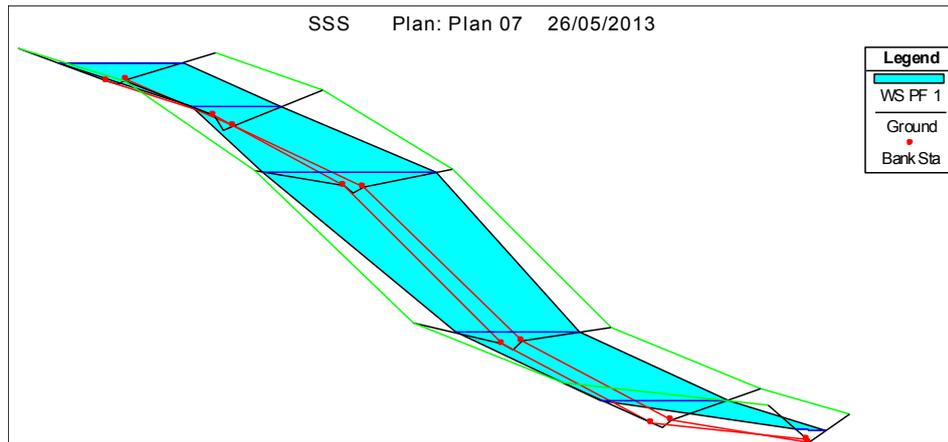


Fig . V.8. La vue en 3D du canal avant l'aménagement de cité Nadjah 1 et 2.

Dimension de la section projetée :

On utilise la méthode par approximation successive pour trouver les dimensions avec un fruit de talus $m = 0,75$, Dépend de la nature du sol. La forme de la section est donnée ci-dessous :

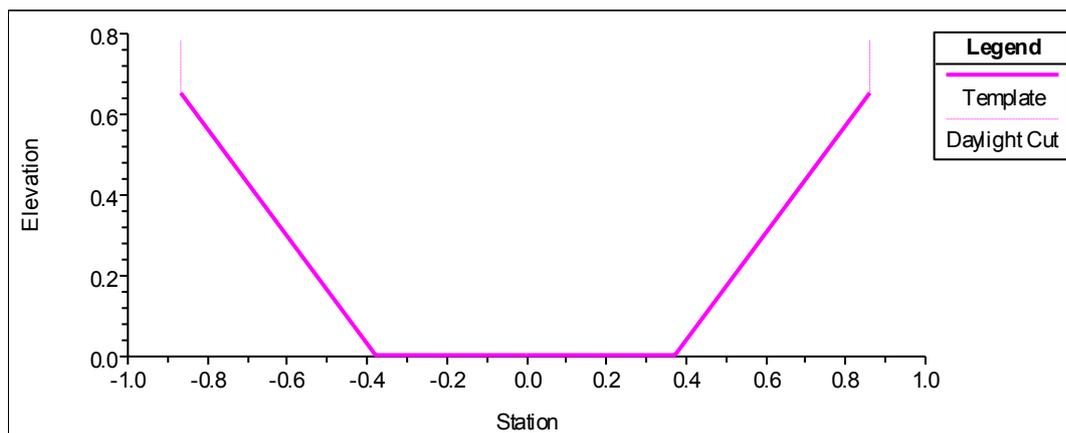


Fig .V.9. La forme du canal projeté sur la cité Nadjah 1 et 2.

❖ Caractéristiques de la section du canal :

Intensité : **286.36 l/s/ha** (pour une période de retour 50 ans).

Surface d'influence : **15.406 ha** ($Cr = 0.34$)

Débit de projet : **1.5 m³/s**

Largueur au fond : **0.75 m**

Hauteur du canal : **0.75 m**

Fruit du talus : **0.75** selon la nature du sol

Type de matière de construction : **Béton armée** avec une rugosité de 0.0133

Longueur concernée par l'aménagement : **2465 m**

Remarque :

La section est constante le long de l'oued, avec une uniformité partielle de la pente.

- La simulation par l'HEC-RAS on donne les résultats suivants :

Tableau .V.6. Caractéristiques de l'écoulement après la simulation de cité Nadjah 1 et 2.

début	station	Profile	Qt	Elévati on min de lit	Elévati on de surface	Côté critiqu e	Côté ligne de charge	pente	vitesse	surface	Largue ur du fond	Froude
	N°		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
10	8	PF 1	1.5	127.4	128.02	128.02	128.26	0.003895	2.17	0.69	1.49	1.02
10	7	PF 1	1.5	123.9	124.33	124.54	124.94	0.013824	3.48	0.43	1.26	1.9
10	6	PF 1	1.5	119.9	120.46	120.52	120.77	0.005511	2.47	0.61	1.42	1.21
10	5	PF 1	1.5	113.9	114.24	114.52	115.34	0.030588	4.64	0.32	1.16	2.8
10	4	PF 1	1.5	109.7	110.3	110.34	110.56	0.004356	2.27	0.66	1.47	1.08
10	3	PF 1	1.5	106.7	107.19	107.32	107.62	0.008506	2.91	0.52	1.34	1.5

Observations :

- La larguer maximal est inférieure à la (B) largeur en crête.
- La courbe de Remous **M-3** car la côte critique supérieurs a celle de surface d'eau et aussi on remarque que nombre de Froude supérieur à 1.

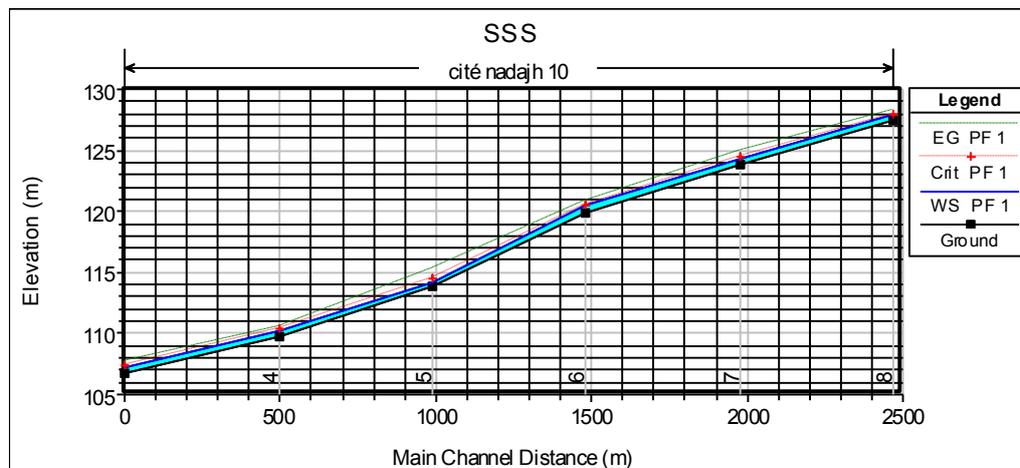


Fig .V.10. La ligne d'eau après l'aménagement de cité Nadjah 1 et 2.

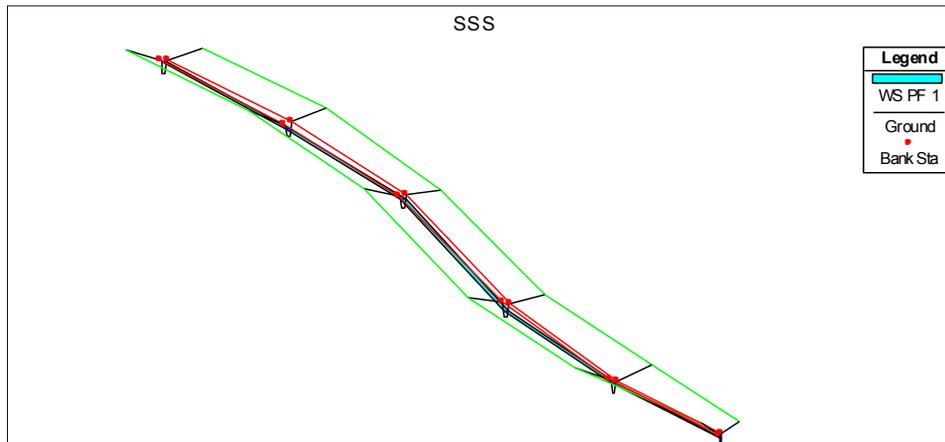


Fig .V.11. La vue en 3D du canal après l'aménagement de cité Nadjah 1 et 2.

V.3.3. Troisième site Côté ouest de la ville (NAFTAL) :

Les résultats de la simulation sur le terrain naturel de l'oued à travers 7 sections ci-dessous :

Tableau .V.7. Les caractéristiques de l'écoulement à l'état initial d'ouest de la ville.

début	station	Profil	Qt	Élévation min de lit	Élévation de surface	Côté critique	Côté ligne de charge	pente	vitesse	surface	Largueur du fond	Froude
	N°		m ³ /s	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
8	7	PF 1	1.3	120.79	121.43	121.31	121.44	0.00191	0.49	4.4	20	0.23
8	6	PF 1	1.3	119.62	120.04	120.04	120.1	0.03162	1.4	1.4	10.46	0.88
8	5	PF 1	1.3	115.19	115.79	115.62	115.79	0.00227	0.53	4.09	20	0.26
8	4	PF 1	1.3	113.96	114.27	114.27	114.31	0.02684	1.24	1.88	19.53	0.82
8	3	PF 1	1.3	110.65	111.18	110.85	111.18	0.00027	0.21	8.31	20	0.1
8	2	PF 1	1.3	110.58	110.97	110.88	110.98	0.00506	0.67	3.28	20	0.37
8	1	PF 1	1.3	107.89	108.14	108.14	108.17	0.03222	1.21	1.86	20	0.87

Observation :

- Une pente très variable entre une valeur nulle et d'autre assez grande.
- La hauteur d'eau est variable arbitrairement.
- Le lit de l'oued est non uniforme (sections en terre déformées).
- La largeur maximale est supérieure à la (B) largeur en crête.
- La courbe de Remous S-1 car la côte critique inférieure à celle de surface d'eau et aussi on remarque que nombre de Froude inférieur à 1.

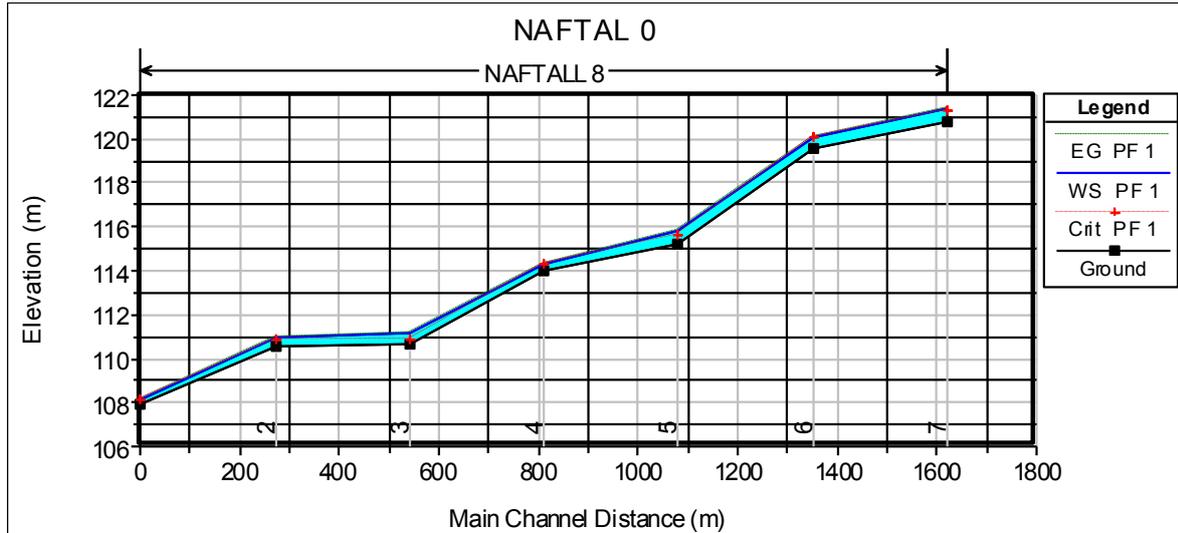


Fig .V.12. La ligne d’eau avant l’aménagement d’ouest de la ville.

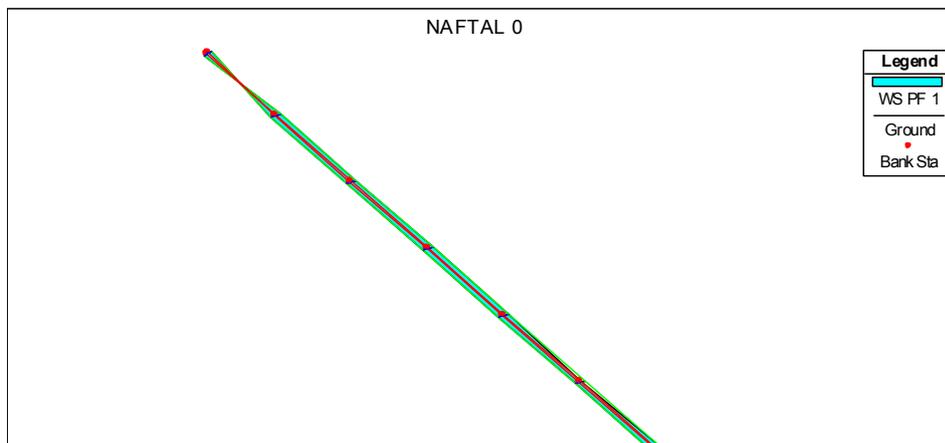


Fig .V.13. La vue en 3D du canal avant l’aménagement d’ouest de la ville.

Dimension de la section projetée :

On utilise la méthode par approximation successive pour trouver les dimensions avec un fruit de talus $m = 0.75$, Dépend de la nature du sol. La forme de la section est située ci-dessous :

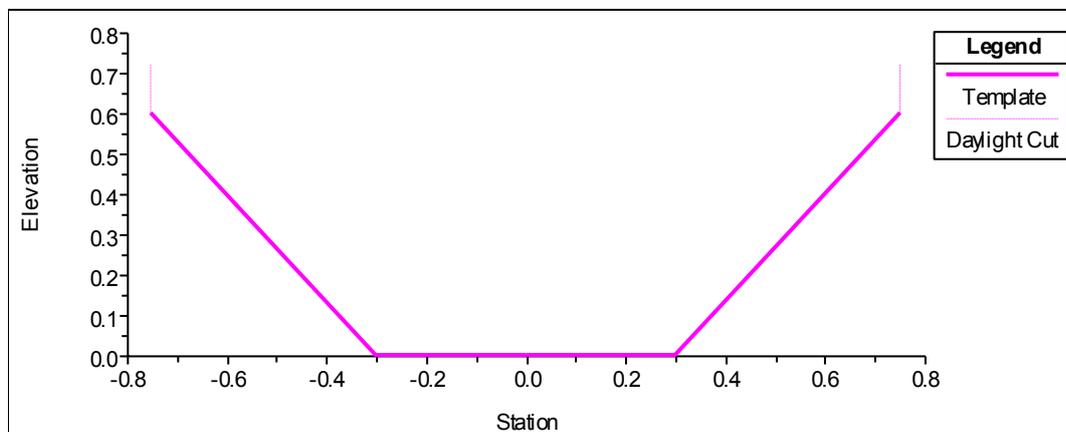


Fig .V.14. La forme du canal projeté sur l'ouest de la ville.

❖ **Caractéristiques de la section du canal :**

Intensité : **286.36 l/s/ha** (pour une période de retour 50 ans).

Surface d'influence : **15.132 ha** ($Cr = 0.30$)

Débit de projet : **1.3 m³/s**

Largueur au fond : **0.60m**

Hauteur du canal : **0.60m**

Fruit du talus : **0.75** selon la nature du sol ;

Type de matière de construction : **Béton armé** avec une rugosité de 0.0133

Longueur concernée par l'aménagement : **1635.40 m**

Remarque :

La section est constante le long de l'oued, avec une uniformité partielle de la pente par tronçon.

- La simulation par l'HEC-RAS on trouve les résultats suivants :

Tableau .V.8. Caractéristiques de l'écoulement après la simulation d'ouest de la ville.

début	station	Profile	Qt	Elévation min de lit	Elévation de surface	Côté critique	Côté ligne de charge	pente	vitesse	surface	Largueur du fond	Froude
	N°		m ³ /s	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
8	7	PF 1	1.3	120.4	121.0	121.0	121.2	0.0037	2.06	0.63	1.5	1.01
8	6	PF 1	1.3	119.1	119.6	119.7	119.9	0.0061	2.47	0.53	1.39	1.28
8	5	PF 1	1.3	114.8	115.1	115.4	116.4	0.0428	5.08	0.26	1.06	3.3
8	4	PF 1	1.3	113.4	114.0	114.0	114.2	0.0037	2.06	0.63	1.5	1.01
8	3	PF 1	1.3	110.0	110.3	110.6	111.7	0.0453	5.19	0.25	1.05	3.4
8	2	PF 1	1.3	109.5	110.1	110.1	110.3	0.0037	2.06	0.63	1.5	1.01
8	1	PF 1	1.3	107.4	107.8	108.0	108.4	0.0169	3.61	0.36	1.2	2.11

Observations :

- La largeur maximale est inférieure à la (B) largeur en crête.
- La courbe de Remous **M-3** car la côte critique supérieurs a celle de surface d'eau et aussi on remarque que nombre de Froude supérieur à 1.

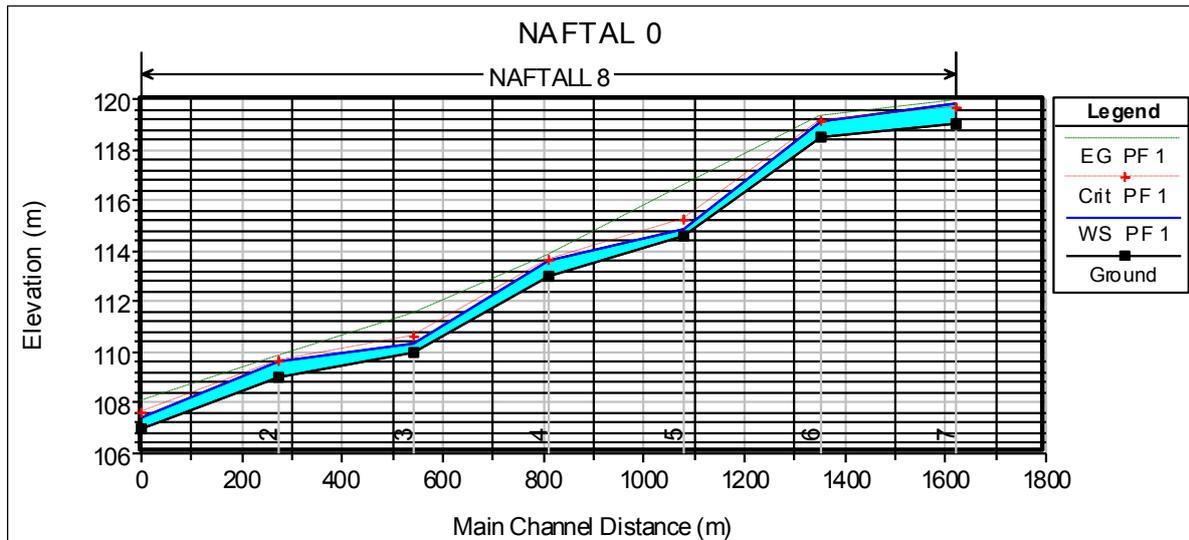


Fig .V.15. La ligne d’eau après l’aménagement d’ouest de la ville.

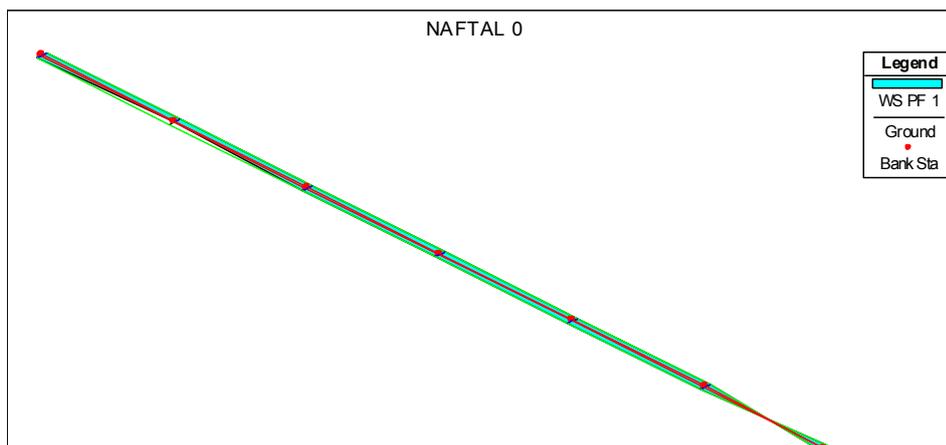


Fig .V.16. La vue en 3D du canal après l’aménagement d’ouest de la ville.

V.3.4. Quatrième site (24 logement) :

Les résultats de la simulation sur le terrain naturel de l’oued à travers **3sections** ci-dessous :

Tableau .V.9. Les caractéristiques de l’écoulement à l’état initial de cité 24 logements.

début	station	Profil	Qt	Elévati on min de lit	Elévati on de surfac e	Côté critiqu e	Côté ligne de charg e	pen te	vitess e	surface	Largue ur du fond	Froude
	N°		m3/s	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
4	3	PF 1	0.26	116.5	116.8	116.8	116.8	0.0349	0.94	0.32	5.04	0.84
4	2	PF 1	0.26	114.9	115.1	115.1	115.1	0.0039	0.38	1.2	17.74	0.3
4	1	PF 1	0.26	113.2	113.4	113.4	113.4	0.0310	0.87	0.4	7.6	0.79

Observation :

- Le lit de l'oued est non uniforme (sections en terre déformées).
- La largeur maximal est supérieur à la (B) largeur en crête.
- La courbe de Remous C-1 car la côte critique égale a celle de surface d'eau et aussi on remarque que nombre de Froude inférieur à 1.

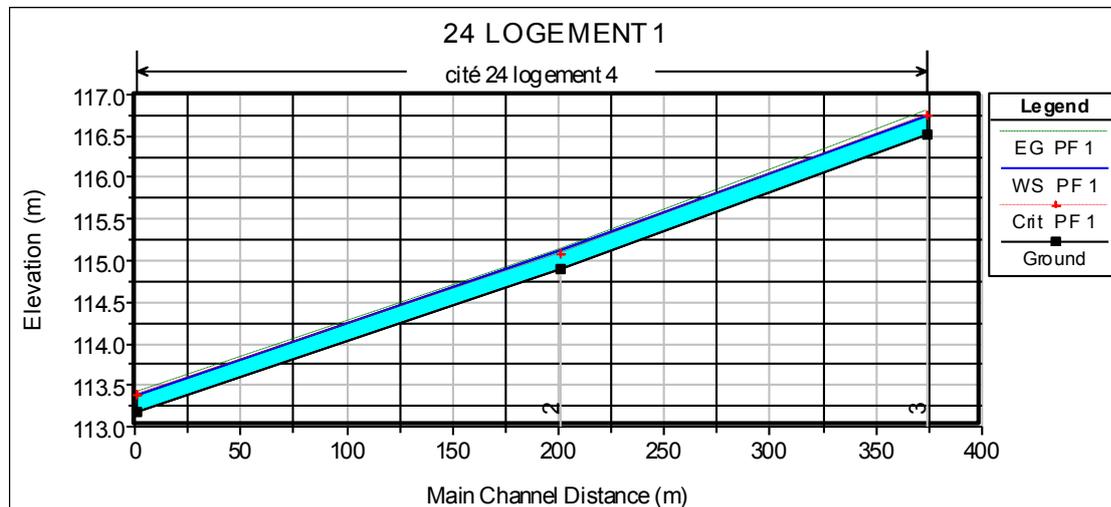


Fig .V.17. La ligne d'eau avant l'aménagement de cité 24 logements.

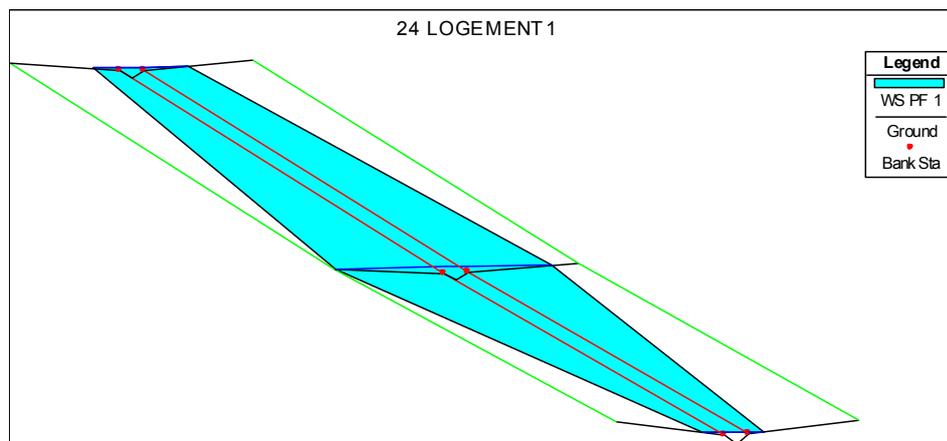


Fig . V.18. La vue en 3D du canal avant l'aménagement de cité 24 logements.

❖ **Caractéristiques de la section du canal est :**

Intensité : **286.36 l/s/ha** (pour une période de retour 50 ans).

Surface d'influence : **1.651 ha** (Cr = 0.55)

Débit de projet : **0.26 m³/s**

Largueur au fond : **0.30 m**

Hauteur du canal : **0.30 m**

Fruit du talus : **0.75** selon la nature du sol ;

Longueur concernée par l'aménagement : **372 m**

Type de matière de construction : **Béton armé** avec une rugosité de 0.0133

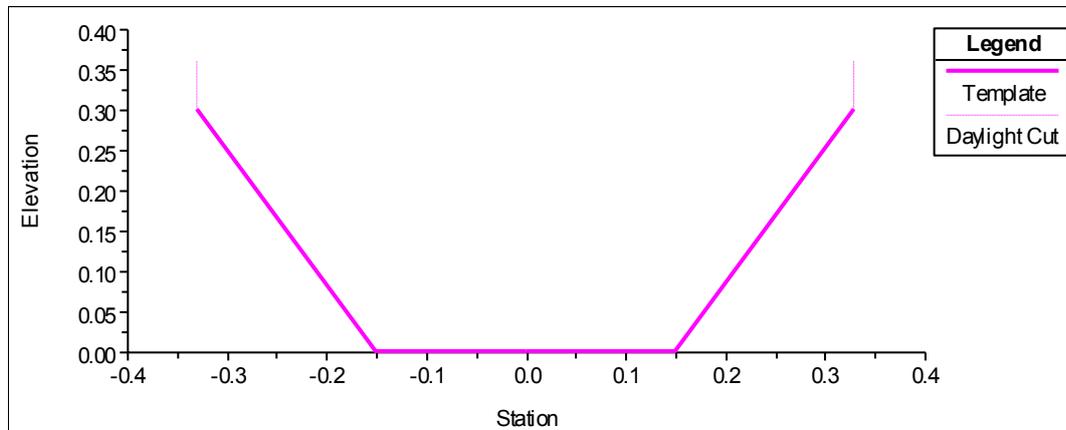


Fig. V.19. La forme du canal projeté sur le cité 24 logements.

Remarque :

La section est constante le long de l'oued, avec une uniformité partielle de la pente.

- La simulation par l'HEC-RAS on donne les résultats suivants :

Tableau .V.10. Caractéristiques de l'écoulement après la simulation de cité 24 logements.

débit	station	Profil	Qt	Élévation min de lit	Élévation de surface	Côte critique	Côte ligne de charge	pente	vitesse	surface	Largueur du fond	Froude
	N°		m ³ /s	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
4	3	PF 1	0.26	116.2	116.5	116.5	116.7	0.005	1.58	0.16	0.66	1.01
4	2	PF 1	0.26	114.6	114.8	115.0	115.1	0.0165	2.41	0.11	0.59	1.8
4	1	PF 1	0.26	112.9	113.2	113.2	113.3	0.0066	1.72	0.15	0.66	1.14

Observation :

- Le lit de l'oued est non uniforme (sections en terre déformées).
- La largeur maximal est inférieur à la (B) largeur en crête.
- La courbe de Remous **C-3** car la côte critique égale à celle de surface d'eau et aussi on remarque que nombre de Froude supérieur à 1.

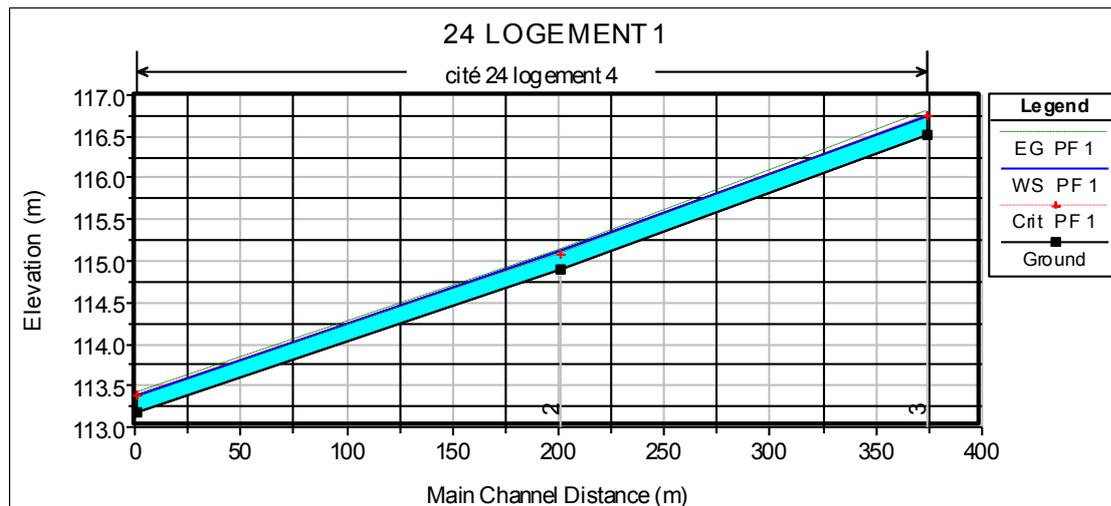


Fig .V.20. La ligne d'eau après l'aménagement de cité 24 logements.

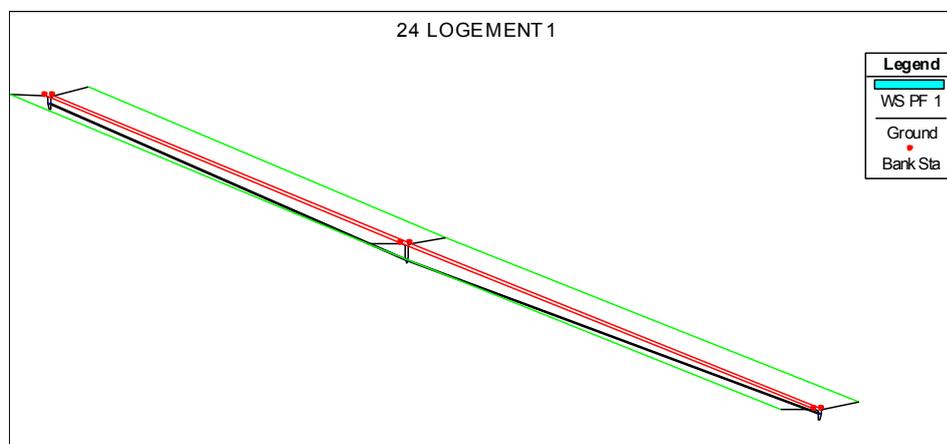


Fig . V.20. La vue en 3D du canal après l'aménagement de cité 24 logements.

V.3.5. Cinquième site : côté nord de la ville (débordement du regard) :

En système unitaire, où les régimes sont variables et où le réseau fonctionne le plus souvent à faible débit, il semble préférable d'assurer la continuité de niveaux au radier. C'est également la façon de tirer la meilleure partie de la pente disponible, quand le terrain est peu pentu.

En revanche, pour les réseaux d'eaux pluviales calculés pour assurer dans les meilleures conditions l'écoulement des débits maxima, on serait tenté de rechercher la continuité de la ligne piézométrique. Avec l'avantage dans le cas de pentes de terrains importantes, d'avoir des chutes réductrices de la vitesse d'écoulement.

Dans tous les cas, il est difficile de faire des recommandations d'ordre général. Cependant, il y a quelques règles à observer ; citons rapidement :

- le tracé en plan des collecteurs primaires où l'on doit envisager des dispositions particulières évitant les changements de direction brusques, (figure V.22), et on

peut prévoir pour les collecteurs visitables des tracés constitués de raccordements circulaires ;

- les jonctions ; elles doivent être à angle aigu inférieur à 70° ; dans le cas contraire, on aménage le raccordement (figure V.23) pour éviter, comme nous le verrons ci-après, des pertes de charge singulières trop importantes ;
- la jonction de plusieurs branches de sections importantes à des niveaux différents nécessite pour la conception des ouvrages de raccordements à des Réseaux projetés ou existants, des calculs, plans et coupes. Ces dessins dans le cas d'ouvrages complexes sont souvent insuffisants pour appréhender les vues d'ensemble d'un projet. Aussi, les vues axonométriques et les perspectives sont l'un des moyens d'avoir une meilleure perception des volumes.

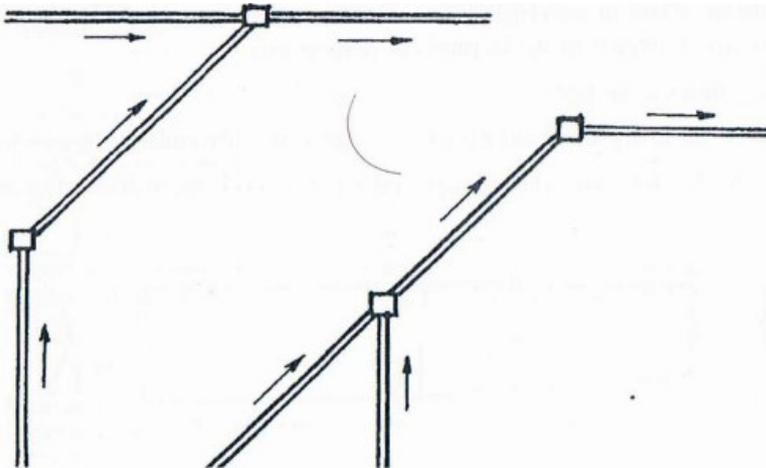


Fig .V.22. Principes de branchements.

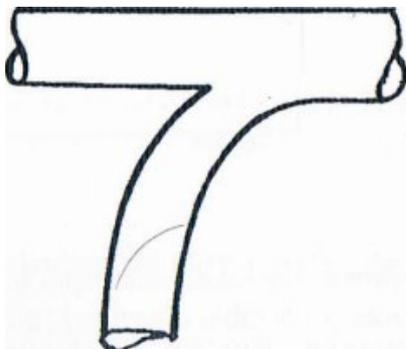


Fig .V.23. Principe de raccordement.

Les vues, figure.V.24, illustrent ce type d'ouvrage ;

- les branchements sur les collecteurs doivent être raccordés suffisamment haut, de manière que si le niveau monte, il n'en résulte pas une mise en charge dans la canalisation d'évacuation d'immeuble, (figure V.25);
- le franchissement d'obstacle ne présente généralement pas de difficultés dans la conception de nouveaux réseaux dans les zones à urbaniser. Il en est différemment pour les extensions ou renforcements de collecteurs dans les

centres villes, où le sous-sol est encombré. Cependant, il faut dire qu'il existe toujours une solution hydraulique et technique judicieuse.

Pour conclure sur ces points, ajoutons qu'il est utile d'entreprendre une fois terminée la conception de toutes les branches, un dernier calcul global de vérification, de simuler les conditions d'écoulement pour les débits moyens ou de pointe considérés, d'examiner quelles seraient les conséquences de débits supérieurs à une fréquence donnée et de déterminer la valeur des débits critiques ou de crues.

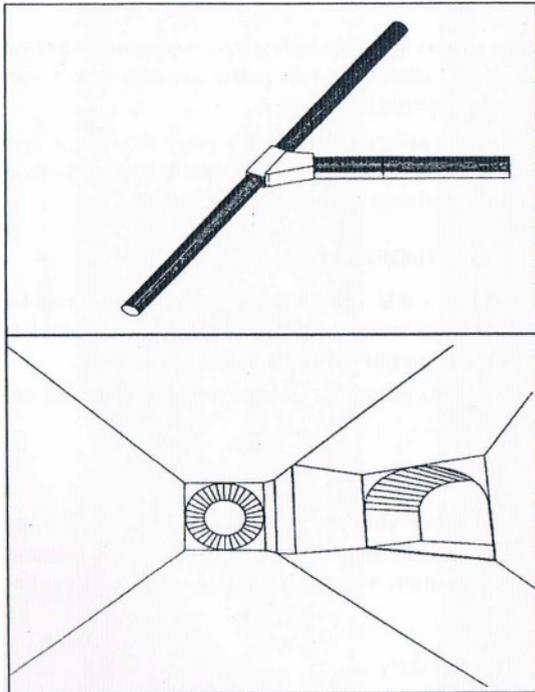


Fig .V.24. Vue axonométrique et perspective intérieure d'égout.

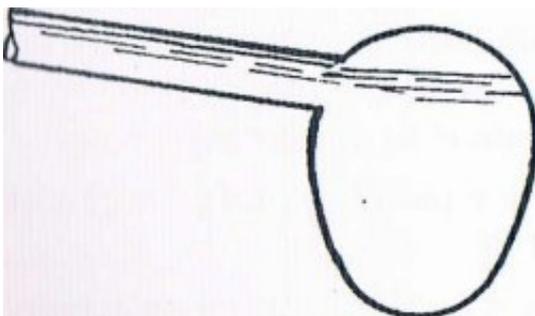


Fig .V.25. Branchement.

Calcul la hauteur d'eau usée dans le regard :

On suppose que le débit passe à plain section avec une pression de crête égale à la pression atmosphérique, alors $H = \varnothing = 900 \text{ mm}$ (diamètre de la conduite).

$$Z_A + \frac{V_A^2}{2g} + \frac{P_{atm}}{\rho g} = Z_{AV} + \frac{V_{AV}^2}{2g} + \frac{P_{atm}}{\rho g} + \Delta H_{AV} \dots\dots\dots (V -22)$$

V_{av} : vitesse aval de canalisation.

V_a : vitesse amont de canalisation.

On a $V_A = V_{AV}$ alors on trouve que : $Z_A = Z_{AV} + \Delta H_{AV}$ (V -23)

Et aussi $\Delta H_{AV} = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing}$ (V -24)

La conception des réseaux d'assainissement s'appuie sur la loi suivante :

$$Q = V \cdot S$$

Dans laquelle : **Q** : est le débit connu en m^3/s ,
S : est la section recherchée en m^2
V : est la vitesse moyenne en m/s

$$V_{AV} = K \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{0.5} \quad \text{..... (V -25)}$$

pour une conduite en écoulement gravitaire avec

$V_{min} < V_{AV} < V_{max}$ c'est-à-dire : **0.4 m/s < V_{AV} < 4m/s ;**

$$V_{AV} = K \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{0.5} = 75 \cdot 0.1125^{\frac{2}{3}} \cdot 0.03^{0.5} = 3.027 \text{ m/s}$$

K : coefficient de stickler

$$\Delta H_{sing} = K' \cdot \frac{V_{AV}^2}{2g} = 1.5 \cdot \frac{3.027^2}{19.62} = 0.7 \text{ m} \quad \text{..... (V -26)}$$

K' : coefficient de frottement dans un coude de 90°

Alors la hauteur de l'eau au-dessus de la crête de collecteur est **$h = 0.70m$**

Solution mise en place :

Installer un **regard de chute** au niveau de coude avec un décalage de profondeur entre les deux collecteurs (collecteur d'amené et celui d'évacuation) **égale au minimum 70 cm** alors en mise en place décalage de **90 cm**.

Remarque important :

Le classement de la courbe de remous se fait pour la majorité des tançons.

Pour le raison d'assurer la protection, nous majorons les dimensions des canaux :

Site oued Kerrouh : $B=100 \cdot H=120$, avec $m = 75\%$

Site Nadjah 1 et 2 : $B=75 \cdot H=90$, avec $m = 75\%$

Côte ouest de la ville : $B=60 \cdot H=70$, avec $m = 75\%$

Site Cité 24 logements : $B=30 \cdot H=40$, avec $m = 75\%$

V.4. Conclusion :

L'utilisation et maîtrise des pentes et des sections avantageuses pour dimensionner les canaux par logiciel HEC-RAS, est la clé d'un bon choix de section mise en place et d'évaluation des caractéristiques de l'écoulement ; à la fin de ce chapitre on redimensionne le regard de telle façon à éliminer le débordement.

CHAPITRE : VI

Organisation de chantier

CHAPITRE.IV : Organisation de chantier

VI.1. Introduction :

L'organisation de chantier est une science technique-économique indépendante, très important dans la gestion des projets de construction des ouvrages techniques donc c'est de management plus, et consiste à ordonné les différents types d'installations, les outils et les tâches le long de la durée du projet ; dans ce chapitre on se propose d'organiser notre projet de début jusqu'à la fin.

Le but de l'organisation de chantier :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient ;
- Répartir et coordonner les tâches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

VI.2. Installations du chantier :

VI.2.1. Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (Baraquements, hangars...).

VI.2.3. Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.2.4. Installations pour la préfabrication :

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

VI.3. Succession des opérations du chantier :

a- Travaux préparatoires :

Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction ;

b- Exécution de l'ouvrage :

- Nettoyage de différents sites de chantier (matière de construction, les ordures).
- Excavation des canaux, et nivellements de lit mineur.
- Construction des canaux en béton armé, et les différents traversés.

VI.4. Technologie des principaux travaux :

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont :

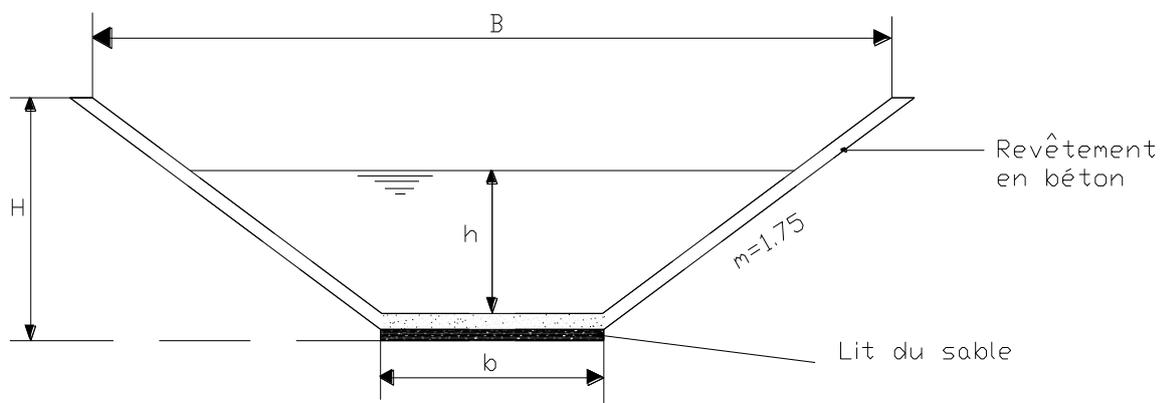
- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers ;

- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro ;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne ;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons Des niveleuses et des compacteurs à pneus.

Pour cela, on doit définir :

- Les volumes des travaux à réaliser (excavation et bétonnage).
- Pour chaque partie du projet les engins adaptés aux usages envisagés.
- Le coût des travaux à réaliser.
- Tracer les profils en long du terrain naturel et du canal d'évacuation.
- Elaborer le réseau selon la méthode CPM.

Les canaux d'évacuation qui sont projetés ont des sections trapézoïdale, dont leurs dimensions se différent d'un canal à un autre. Alors ; pour chaque canal, on doit déduire son volume d'excavation et de bétonnage.



VI.5. Le volume des travaux :

VI.5.1. Le volume des déblais :

On détermine le volume de déblais par les formules suivantes :

$$V_d (i, i + 1) = \frac{(S_i + S_{i+1})}{2} . L$$

Avec :

S_i : La surface de la section i. m^2

S_{i+1} : La surface de la section i+1. m^2

L : Longueur de tranchée (i,i+1). m

V_d : Volume des terres comprises entre deux sections S_i et S_{i+1} en m^3

La surface de la tranche :

La forme des tranchées est trapézoïdale, et la section de cette forme sera calculée par la formule suivante :

$$S_i = H_i (b + m \cdot H_i)$$

Avec :

b : largeur inférieure du trapèze.

h : Hauteur du trapèze.

m : Fruit du talus $m=0.75 \Rightarrow \alpha = 37^\circ$.

S : Volume des déblais dans une tranchée i m^3

VI.5.2. Le volume du lit de sable :

Le volume du lit de sable est donné par la relation suivante :

$$V_{Si} = S_s \cdot L = b_i \cdot 0,1 \cdot L_i$$

VI.5.3. Le volume du béton :

Le volume du béton est égal au volume de la base plus le volume des deux parois.

$$V_B = V_{Bb} + 2 \cdot V_{Bp}$$

On détermine le volume du béton des parois par les formules suivantes :

$$V_{Bp} (i, i + 1) = \frac{(H_i + H_{i+1})}{2 \cdot \sin \alpha} \cdot e \cdot L$$

Avec :

Hi : La profondeur à la section i. m

Hi+1 : La profondeur à la section i+1.

L : Longueur de tranchée (i,i+1). M

e : l'épaisseur du revêtement, e=10cm.

VB : Volume du béton compris entre deux sections Si et Si+1 en m3

On détermine le volume du béton de la base par la formule suivante :

$$V_{Bb} (i,i+1) = b \cdot 0,2 \cdot L$$

Alors :

$$V_B (i, i + 1) = 0,2 \cdot L (b + H_i + H_{i+1})$$

VI.5.4. Le volume du remblai :

Suivant le terrain naturel, un dissipateur de type cascade est projeté lors d'une chute. Pour cela on est obligé de mettre un remblai pour leur réalisation. Le calcul du volume de remblai et de déblai est faite par l'HEC-RAS.

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivants :

- **Calcul le volume de remblais-déblais par l'HEC-RAS :**
- a) **Première site (oued Kerrouch) :**

Tableau.VI.1. calcul le volume de remblai-déblai de site oued Kerrouch ;

	River	Reach	RS Range	Net Volume Total	Net Volume LOB	Net Volume Channel	Net Volume ROB	Cut Volume Total	Cut Volume LOB	Cut Volume Channel	Cut Volume ROB
1	OUED	929.088	930 to 920	36	0	36	0	36	0	36	0
2	OUED	929.088	920 to 900	35	0	35	0	35	0	35	0
3	OUED	929.088	900 to 880	48	0	48	0	48	0	48	0
4	OUED	929.088	880 to 860	51	0	51	0	51	0	51	0

Tableau.VI.1.Calcul le volume de remblai-déblai de site oued Kerrouch (Suite).

37	OUED	929.088	220 to 200	62	0	53	9	62	0	53	9
38	OUED	929.088	200 to 180	54	0	34	20	54	0	34	20
39	OUED	929.088	180 to 160	35	0	20	15	35	0	20	15
40	OUED	929.088	160 to 140	41	0	11	30	41	0	11	30
41	OUED	929.088	140 to 120	46	0	9	37	46	0	9	37
42	OUED	929.088	120 to 100	39	0	19	20	39	0	19	20
43	OUED	929.088	100 to 80	45	0	41	4	45	0	41	4
44	OUED	929.088	80 to 60	55	0	55	0	55	0	55	0
45	OUED	929.088	60 to 40	43	0	40	3	43	0	40	3
46	OUED	929.088	40 to 20	39	0	21	17	39	0	21	17
48			Totals	2477	76	1945	451	2477	76	1945	451

b) Deuxième site (cité Nadjah) :

Tableau.VI.2. calcul le volume de remblai-déblai de cité Nadjah ;

	River	Reach	RS Range	Net Volume Total	Net Volume LOB	Net Volume Channel	Net Volume ROB	Cut Volume Total	Cut Volume LOB	Cut Volume Channel	Cut Volume ROB
1	cité Nadjah	10	8 to 7	226	0	226	0	226	0	226	0
2	cité Nadjah	10	7 to 6	137	0	137	0	137	0	137	0
3	cité Nadjah	10	6 to 5	327	0	88	239	327	0	88	239
4	cité Nadjah	10	5 to 4	306	0	68	239	306	0	68	239
5	cité Nadjah	10	4 to 3	117	0	117	0	117	0	117	0
7			Totals	1113		636	478	1113		636	478

c) Troisième site (ouest de la ville) :

Tableau.VI.3. calcul le volume de remblai-déblai de l'ouest de la ville ;

	River	Reach	RS Range	Net Volume Total	Net Volume LOB	Net Volume Channel	Net Volume ROB	Cut Volume Total	Cut Volume LOB	Cut Volume Channel
1	ville ouest	8	7 to 6	164	0	164	0	164	0	164
2	ville ouest	8	6 to 5	168	0	168	0	168	0	168
3	ville ouest	8	5 to 4	163	0	163	0	163	0	163
4	ville ouest	8	4 to 3	187	0	187	0	187	0	187
5	ville ouest	8	3 to 2	291	0	291	0	291	0	291
6	ville ouest	8	2 to 1	272	0	272	0	272	0	272
8			Totals	1245		1245		1245		1245

d) Quatrième site (24 logements) :

Tableau.VI.4- calcul le volume de remblai-déblai de cité de 24 logements ;

	River	Reach	RS Range	Net Volume Total	Net Volume LOB	Net Volume Channel	Net Volume ROB	Cut Volume Total	Cut Volume LOB	Cut Volume Channel
1	24 logements	4	3 to 2	1	0	1	0	1	0	1
2	24 logements	4	2 to 1	1	0	1	0	1	0	1
4			Totals	2		2		2		2

VI.6. Calcul le coût de projet :

Pour calculé le coût de projet il faut savoir le volume des travaux et même le prix unitaire pour chaque tâche. Les prix unitaires dans le tableau suivant :

Tableau.VI.5. Le prix unitaire des tâches :

Tache	DA
Sable	7000
Remblai-déblai	8000
Béton	27000

Remarque :

Ces prix unitaires contiennent tous les frais possibles

VI.6.1. Calcul le coût de remblai-déblai :

Tableau.VI.6. les volumes et les coûts de remblai-déblai

	SITE	m ³	DA
1	oued Kerrouch	2477	19816000
2	cité Nadjah	1113	8904000
3	ouest de la ville	1245	9960000
4	24 logements	2	16000
	Total	4837	38696000

VI.6.2. Calcul le coût de lit du sable :

Tableau.VI.7. les volumes et les coûts de lit du sable

	SITE	m ³	DA
1	oued Kerrouch	588	4116000
2	cité Nadjah	1109	7764750
3	ouest de la ville	608	4258582
4	24 logements	73	507780
	Total	2378	16647112

VI.6.3. Calcul le coût de béton armé :**Tableau.VI.8.** les volumes et les coûts de béton armé

	SITE	m ³	DA
1	oued Kerrouch	603	16272900
2	cité Nadjah	1146	30948075
3	ouest de la ville	422	11392196
4	24 logements	78	2109240
	Total	2249	60722411

Donc on peut calculer le coût total de projet ;

Tableau.VI.9. Le coût global de projet :

Tache	DA
Sable	16647112
Remblai-déblai	38696000
Béton	60722411
total	116065523

Remarque :

Ce total **11.606** milliards centimes c'est le coût total qui peut nous permettre de réaliser le projet.

VI.7. Planification :**VI.7.1. 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 ;
- Le chronométrage ;
- La définition des objectifs et des attributions ;
- La simplification des méthodes ;
- La stabilisation des postes de travail.

VI.7.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

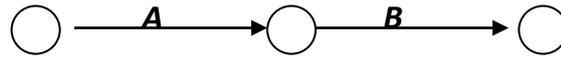
- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

1) méthodes basées sur le réseau :**A. 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 :

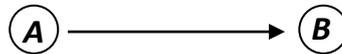
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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

B. 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 dressés la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- 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.

C. Différentes méthodes basées sur le réseau :

1) méthode analytique :

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 :

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

- 2) méthodes basées sur le graphique :**
a) méthode linéaire (ligne of balance technic) :

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

- b) méthode à barres :**

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

VI.7.3. Les étapes de la planification :

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

- a) 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.

- b) 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.

- c) 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.7.3. Choix de la méthode de calcul :

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

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : temps de réalisation ;
- DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- DFP** : date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : date de finition au plus tard ;
- MT** : marge totale.

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

VI.7.4.2. Chemin critique (C.C)

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

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

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

➤ Les taches (opérations) de chantier :

P : piquetage et installation de chantier.

V : extraction des végétations.

R : déblai et creuser les canaux.

S : lit de sable.

B : bétonnage et construction des canaux.

T : transport des déblais.

1 : oued Kerrouch.

2 : cité Nadjah.

3 : côté ouest de la ville.

4 : cité 24 logements.

➤ La représentation de cours des opérations sur le schéma suivent :

Conclusion :

Le savoir de travaux de chantier très important avant n'importe quel projet surtout les projets de travaux publique; tell que nous calculons la durée total minimal (une réalisation accélérée) pour éviter la période de pluie qui aller de septembre à mai de chaque année de projet qui égale **85 jours** et les volumes des travaux et même le coût de projet qui est **11.606 milliards de centimes**.

CONCLUSION GENERALE :

La lutte contre le risque des inondations dans les zones d'urbanisation sur tout où il y a une forte densité de pluie et une densité de population assai forte, est une nécessité indispensable pour la protection de la vie humaine, animale, et tout les investissements et les activités économiques .

En Algérie, si on perte une victime où une centaine c'est la même, alors que le payé est touché à chaque année par des inondations sur différents points de territoire nationale.

C'est pour ces multiples raisons que nous sommes occupés, tant que chercheurs ou techniciens, pour minimisé les risques de ce phénomène et maitriser plus ces effets, car on ne peut pas l'évité carrément.

Dans cette étude on traiter un sujet touche ce phénomène dans la ville de **CHIFFA (w.BLIDA)**, et on arrive à localiser **5 points noirs** ou essentiels qui nécessite un aménagement chaque site a paire.

Nous avons dans ce travail trois étapes essentielles. La première a concernée l'analyse des données topographiques et hydrographiques. Nous sortons de résultats suivants : quantile d'une période de retour de **50 ans** est **201mm**, une intensité de courte durée **103.09 mm/h**, et par la formule des formules empiriques, un débit de crue maximal **7.06 m³/s** pour le première site (oued Kerrouch), avec une temps de base égale **7.66 h**.

Par la suite, dans la deuxième partie, nous avons élaboré le diagnostic de l'état des lieux à savoir oued Kerrouch, site Nadjah 1 & 2, site ouest de la ville, et site 24 logements, Ce même diagnostic a été consolidé par l'expertise du point du réseau d'évacuation d'eau pluviale. Nous proposons les solutions adaptées tell que canaux en béton armé pour les cours d'eau et un redimensionnement de regard de raccordement.

En fin dans la troisième partie, nous faisons les calculs hydrauliques et de dimensionnement des canaux et le regard ; et dans le dernier chapitre on estime le volume des travaux et le coût total de projet.

Tout ce travail est correspond par des planches de situation, d'aménagement, de profils topographiques, et ouvrages annexes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1]. **A.AMMARI**. Cours et travaux dirigés de 4^{ème} .ENSH Blida.
- [2]. **B.BENLAOUKLI**. Cours magistrales Organisation de chantier 5^{iem} année; ENSH Blida .
Algérie 2007-2008.
- [3] **B. TOUAIBIA**, manuel pratique d'hydrologie, presse Madani frères 2004.
Guerrouaou.Blida. 166 pages.
- [4] **J.SALOMON**, L'homme face aux crues et aux inondations, presse universitaires de
Bordeaux : 1997. 135pages.
- [5] **KREMENETSKI, D.SHTERENLIHT** .HYDRAULIQUE, Editions MIR.MOSCOU
- [6] **LENCASTRE.A**, hydraulique générale (Edition eyrolles).
- [7] **M. HASSANE**, cours d'hydraulique 4^{ème} année ENSH 2006/2007.
- [8] **RICHARDO.SINNGER-WILI H. HAGER**, **Construction hydrauliques**.
Ecoulement stationnaire ; Volume 15 .L'Ecole polytechnique fédéral de Lausanne.
- [9] **R.Bourrier**, les réseaux d'assainissement, 5^{ème} édition TEC&DOC ;Paris
2005.1011 pages.
- [10] **WALTER H.GRAF** en collaboration avec **M.S ALTINAKAR**, HYDRAULIQUE
FLUVIALE (1993).

ANNEXES

Annexes

Chapitre IV : Diagnostique et expertise de l'état de lieux et aménagement proposé

Photographie sur les lieux à aménager en état initial :

A.1. Cité Nadjah :

	
<p>Le reste du canal de la Traversée du CW reliant Chiffa et Oued Kerrouch vers l'autoroute Section déformée remplie par les ordures, la terre végétale et la vase Présence d'une forte quantité des eaux usées</p>	<p>Le reste du canal de la Traversée du CW reliant Chiffa et Oued Kerrouch vers l'autoroute</p>
	
<p>Traversée Circulaire (CW reliant Chiffa et Oued Kerrouch) de Diamètre Ø1000. ouverture rempli par les ordures et la vase Présence d'une forte quantité des eaux usées</p>	<p>Sortie circulaire (Vue de la Partie Ouest-Aval)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Diamètre Ø1000 • ouverture rempli par les ordures et la vase <p>Présence des eaux usées</p>

Figure. A.1. photos sur l'état d'oued Kerrouch.

Annexes

Oued Kerrouch :

	
<p>La traversée d'oued Kerrouch de la route reliant Chiffa et Sidi Madani Section réduite remplie par les ordures, la terre végétale et la vase Rejet à ciel ouvert et Présence des eaux usées</p>	<p>Décharge, ordures, branches d'arbres....etc.</p>
	
<p>Etat naturel de l'oued et bassin versant d'oued Kerrouch</p>	<p>Mur de soutènement en pierre du pont coté gauche</p>

Figure. A.2. photos sur l'état d'oued Kerrouch.

Observation :

- Ce site demande un nettoyage de cours par les ordures et les dépôts après la période de pluie chaque printemps.
- il nécessite aussi un aménagement de cours d'eau par l'une des techniques proposés dans la chapitre IV.
- Redimensionner les traversés par les routes de ce oued.

Annexes

Coté ouest de la ville (NAFTAL) :



Figure. A.3. photos sur le site de Nadjah 1&2.

Observation :

- Ce site demande un nettoyage de cours par les ordures et les dépôts après la période de pluie chaque printemps.
- il nécessite aussi un aménagement de cours d'eau par l'une des techniques proposés dans la chapitre IV.
- Reconstruire le canal rectangulaire dallé par le béton armée.

Annexes

Cité 24 logements :

	
Piste d'entrée (Coté Mosquée)	Caniveau en terre Etat dégradé Section déformé Cumul des ordures
	
Caniveau en terre Etat dégradé Section déformé Cumul des ordures	Conduite circulaire bouchée à l'entrée de la cité Se que redirige les eaux de ruissèlement vers les habitations

Figure. A.4. photos sur le site 24 logements.

Observation :

- Ce site demande un nettoyage de cours par les ordures et les dépôts après la période de pluie chaque printemps.
- il nécessite aussi un aménagement de cours d'eau par l'une des techniques proposés dans la chapitre IV.

Annexes

Coté nord de la ville :

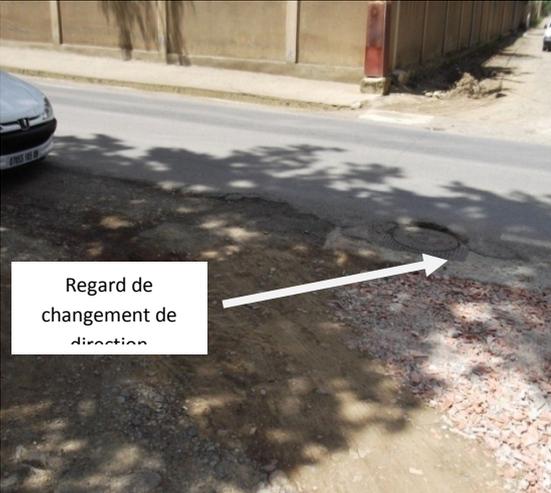
 <p>Collecteur Ø900</p>	 <p>Regard de changement de direction</p>
<p>Arrivée des eaux à partir du collecteur Ø900 Sens d'écoulement du centre ville de Chiffa vers le Nord</p>	<p>Lieu de débordement et zone inondée</p>
 <p>Zone inondée</p>	
<p>Zone inondée et la trace des eaux usées</p>	<p>Lieu de débordement et zone inondée</p>

Figure. A.5. site 24 logements.

Observation :

- Ce site demande un nettoyage de canalisation de cours par les ordures et les dépôts après la période de pluie chaque printemps.
- il nécessite aussi un aménagement de regard à débordé par l'une des techniques proposés dans la chapitre IV.

Annexes

Chapitre III : Etude hydrologique.

Tableau. A.1. le variable réduite

Tableau A. — VALEURS DE L'INTEGRALE DE GAUSS POUR $u \geq 0$
(Probabilités pour que u soit supérieur ou égal à ...)

u		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	0,	50000	49601	49202	48803	48405	48006	47608	47210	46812	46414
0,1		46017	45620	45224	44828	44433	44038	43644	43251	42858	42465
0,2		42074	41683	41294	40905	40517	40129	39743	39358	38974	38591
0,3		38209	37828	37448	37070	36693	36317	35942	35569	35197	34827
0,4		34458	34090	33724	33360	32997	32636	32276	31918	31561	31207
0,5		30854	30503	30153	29806	29460	29116	28774	28434	28096	27760
0,6		27425	27093	26763	26435	26109	25785	25463	25143	24825	24510
0,7		24196	23885	23576	23270	22965	22663	22363	22065	21770	21476
0,8		21186	20897	20611	20327	20045	19766	19489	19215	18943	18673
0,9		18406	18141	17879	17619	17361	17106	16853	16602	16354	16109
1,0		15866	15625	15386	15151	14917	14686	14457	14231	14007	13786
1,1		13567	13350	13136	12924	12714	12507	12302	12100	11900	11702
1,2		11507	11314	11123	10935	10749	10565	10383	10204	10027	98525
1,3	0,0	96500	95096	93418	91759	90123	88508	86915	85343	83793	82264
1,4		80757	79270	77804	76359	74934	73529	72145	70781	69437	68112
1,5		66807	65522	64255	63008	61780	60571	59380	58208	57053	55917
1,6		54799	53699	52616	51551	50503	49471	48457	47460	46479	45514
1,7		44565	43633	42716	41815	40930	40059	39204	38364	37538	36727
1,8		35930	35148	34380	33625	32884	32157	31443	30742	30054	29379
1,9		28717	28067	27429	26803	26190	25588	24998	24419	23852	23295
2,0		22750	22216	21692	21178	20675	20182	19699	19226	18763	18309
2,1		17864	17429	17003	16586	16177	15778	15386	15003	14629	14262
2,2		13903	13553	13209	12874	12545	12224	11911	11604	11304	11011
2,3		10724	10444	10170	99031	96419	93867	91375	88940	86563	84242
2,4	0,0 ²	81975	79763	77603	75494	73436	71428	69469	67557	65691	63872
2,5		62097	60366	58677	57031	55426	53861	52336	50849	49400	47988
2,6		46612	45271	43965	42692	41453	40246	39070	37926	36811	35726
2,7		34670	33642	32641	31667	30720	29798	28901	28029	27179	26354
2,8		25551	24771	24012	23274	22557	21860	21182	20524	19884	19262
2,9		18658	18071	17502	16948	16411	15889	15382	14890	14412	13949
3,0		13499	13062	12639	12228	11829	11442	11067	10703	10350	10008
3,1	0,0 ³	96760	95544	94226	92903	91574	89240	87885	86519	85143	83756
3,2		68714	66367	64095	61895	59763	57703	55706	53774	51904	50094
3,3		48342	46048	43809	41623	41889	40406	38971	37584	36243	34946
3,4		33693	32481	31311	30179	29086	28029	27009	26023	25071	24151
3,5		23263	22405	21577	20778	20006	19262	18543	17849	17180	16534
3,6		15911	15310	14730	14171	13632	13112	12611	12128	11662	11213
3,7		10780	10363	99611	95740	92010	88417	84957	81624	78414	75324
3,8	0,0 ⁴	72348	69483	66726	64072	61517	59059	56694	54418	52228	50122
3,9		48096	46148	44274	42473	40741	39076	37475	35936	34458	33037
4,0		31671	30359	29099	27888	26726	25609	24536	23507	22518	21569
4,1		20658	19783	18944	18138	17365	16624	15912	15230	14575	13948
4,2		13346	12769	12215	11683	11176	10689	10221	97736	93447	89337
4,3	0,0 ⁵	85399	81627	78015	74555	71241	68069	65031	62123	59340	56675
4,4		54125	51685	49380	47117	44979	42955	40950	39110	37322	35612
4,5		33977	32414	30920	29492	28127	26823	25577	24386	23249	22162
4,6		21125	20133	19187	18283	17420	16597	15810	15060	14344	13660
4,7		13008	12386	11792	11226	10686	10171	96796	92113	87648	83391
4,8	0,0 ⁶	79333	75463	71779	68267	64920	61731	58693	55799	53043	50410
4,9		47918	45538	43272	41115	39061	37107	35247	33476	31792	30190

Pour $u < 0$, il suffit de prendre le complément à 1 des valeurs contenues dans le tableau, les nombres de la première colonne désignant alors les valeurs absolues de u .

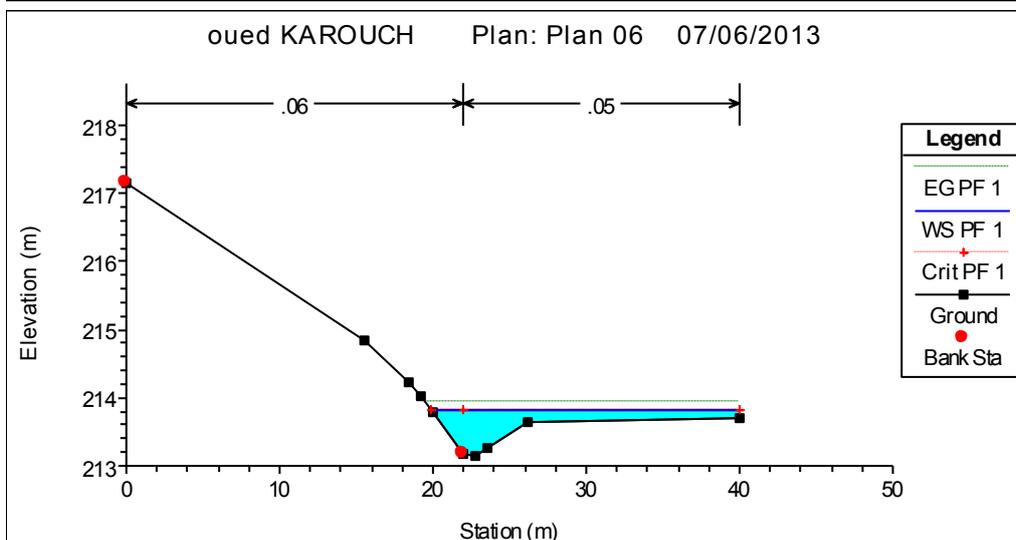
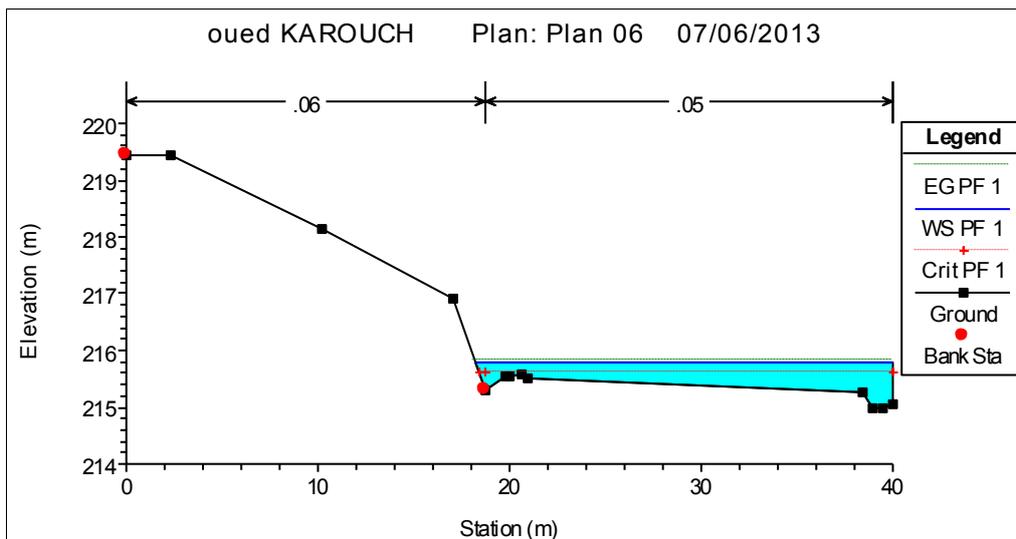
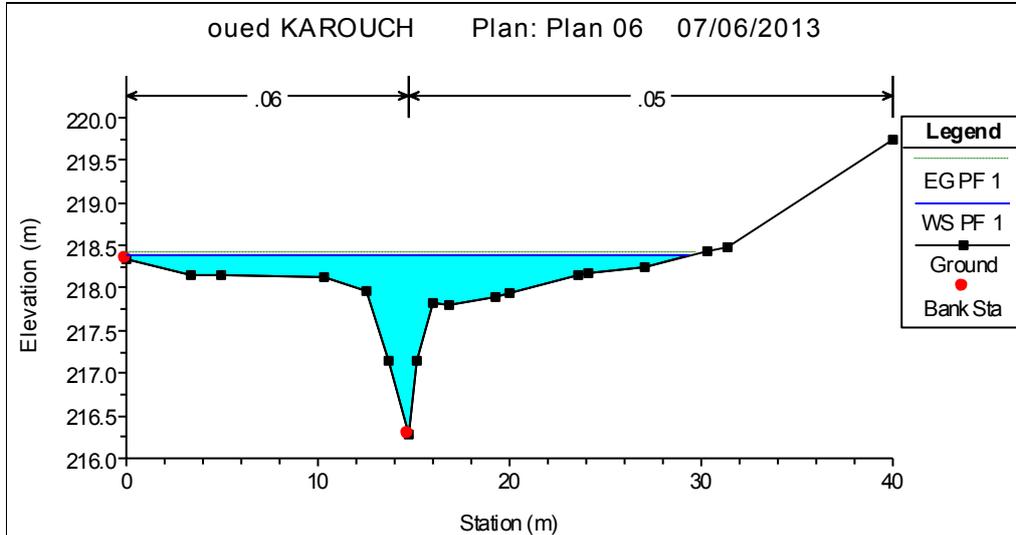
Annexes

CHAPITRE V : Calcul hydraulique.

V.1. Etat initial :

V.1.1. Site oued Kerrouch :

Il y a plusieurs tançons débordants et aussi d'autre ont un largeur tend vers 20m.



Annexes

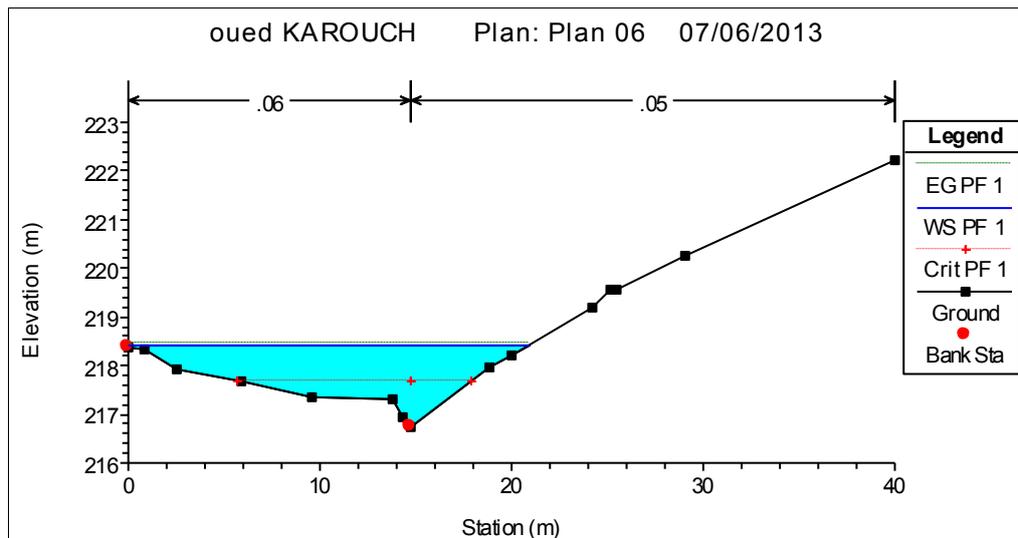


Figure. A.6. tronçons inondables d'oued Kerrouch à l'état initial.

V.1.2. Site Nadjah 1&2 :

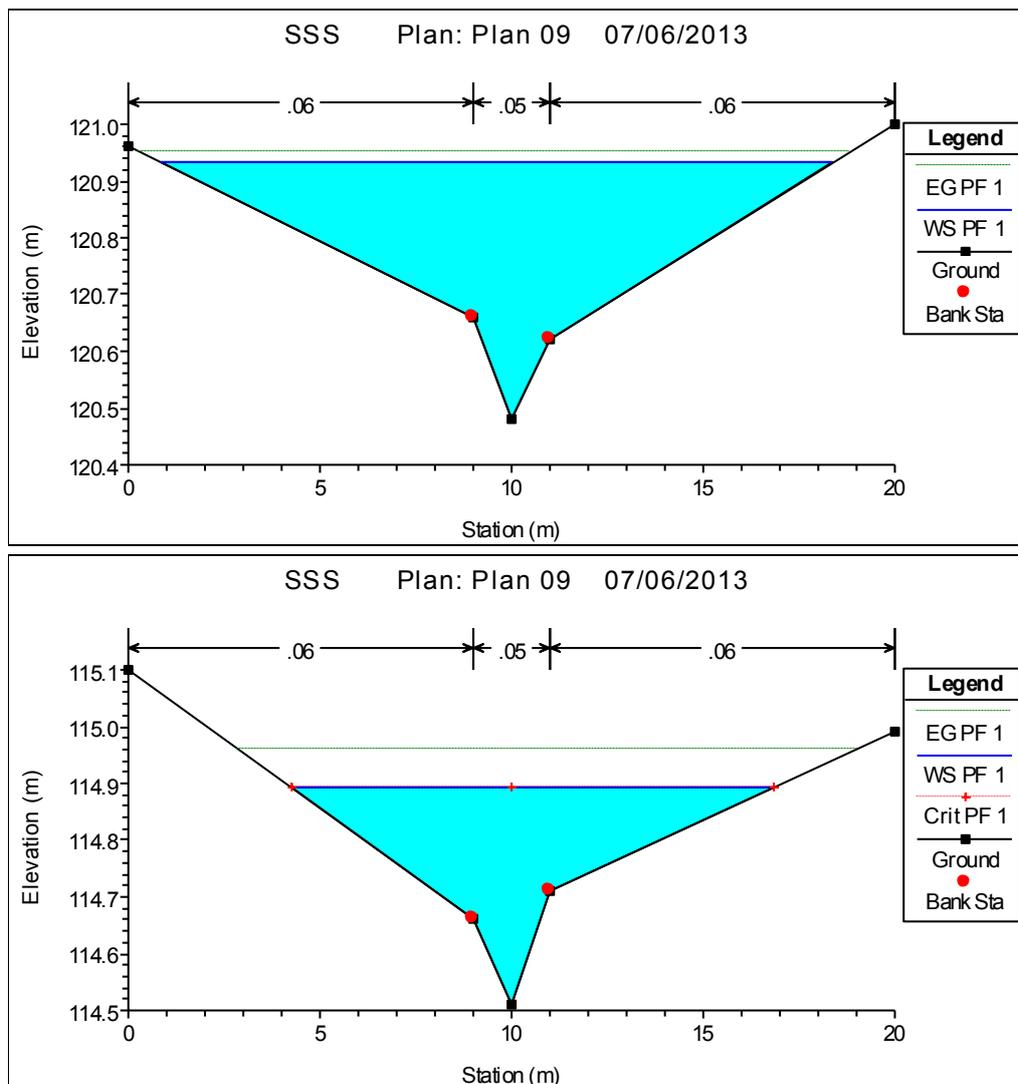


Figure. A.7. tronçons plains de site Nadjah 1&2 inondé plus de 10m.

Annexes

V.1.3. Site ouest de la ville :

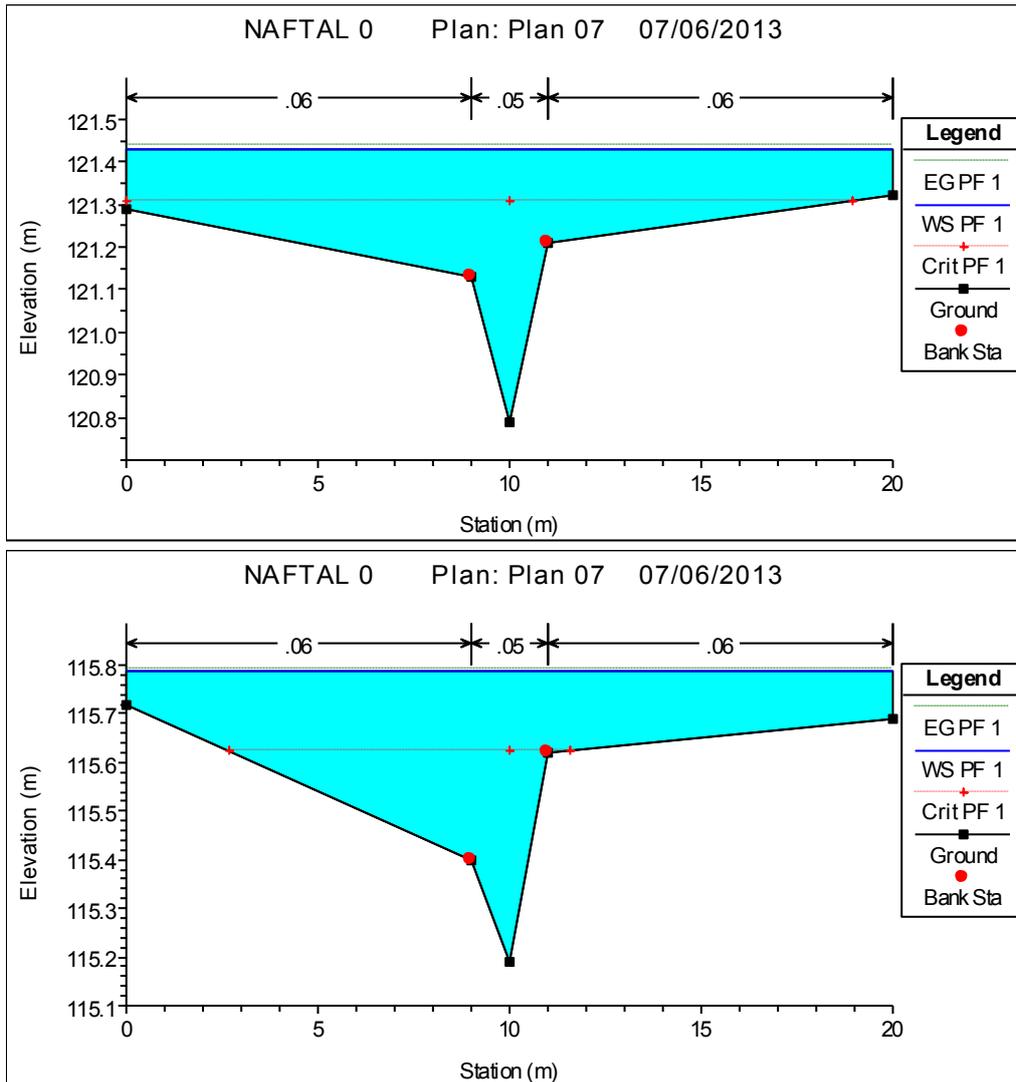


Figure. A.8. tronçons inondables sur le site ouest de la ville.

V.1.4. Site 24 logements :

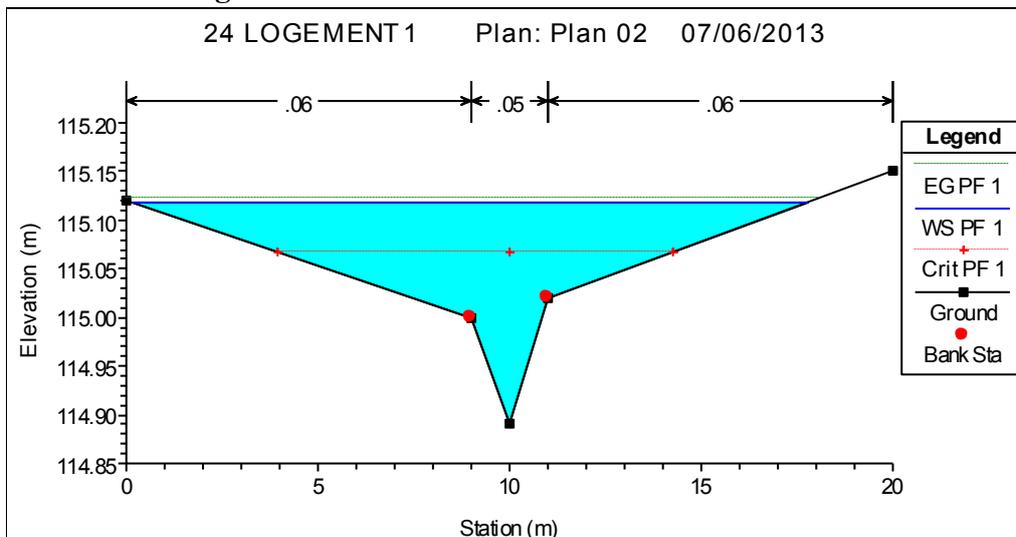
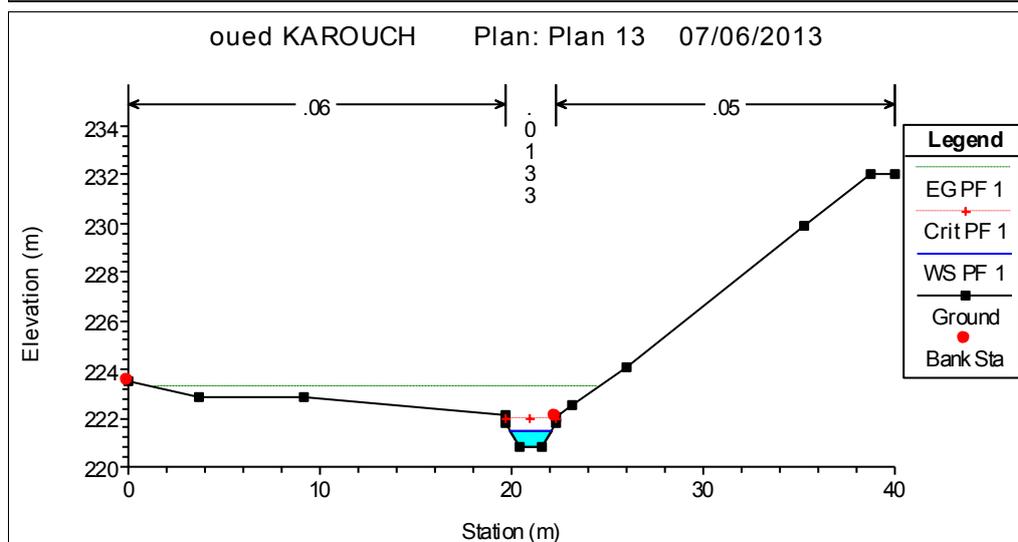
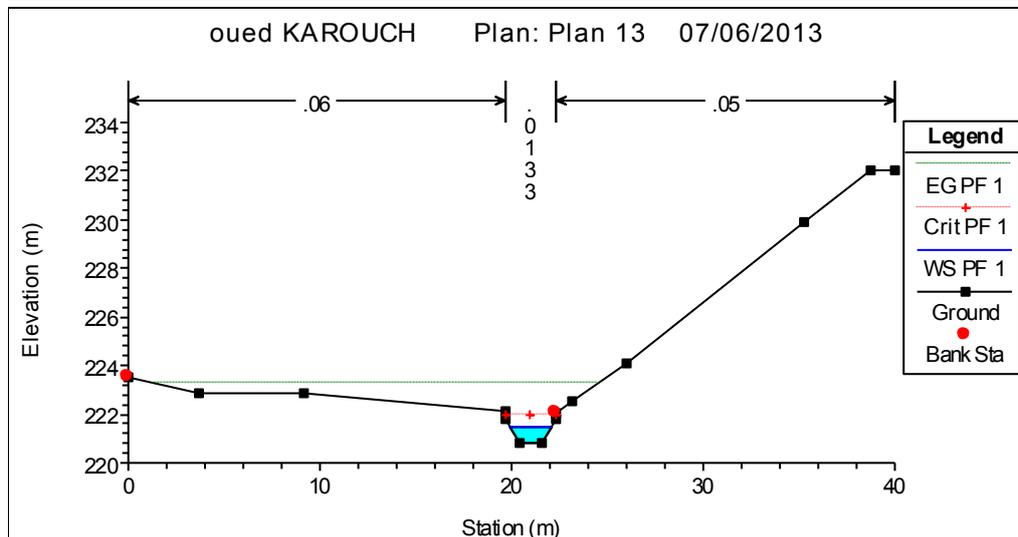
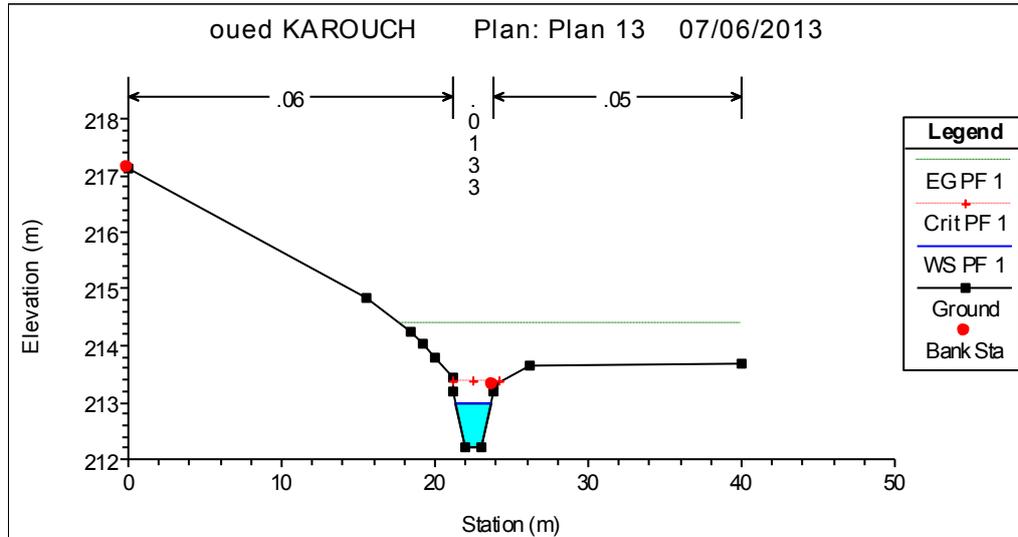


Figure. A.9. tronçons inondables sur le site ouest de la ville.

Annexes

V.2. Après l'aménagement :

V.2.1. Site oued Kerrouch :



Annexes

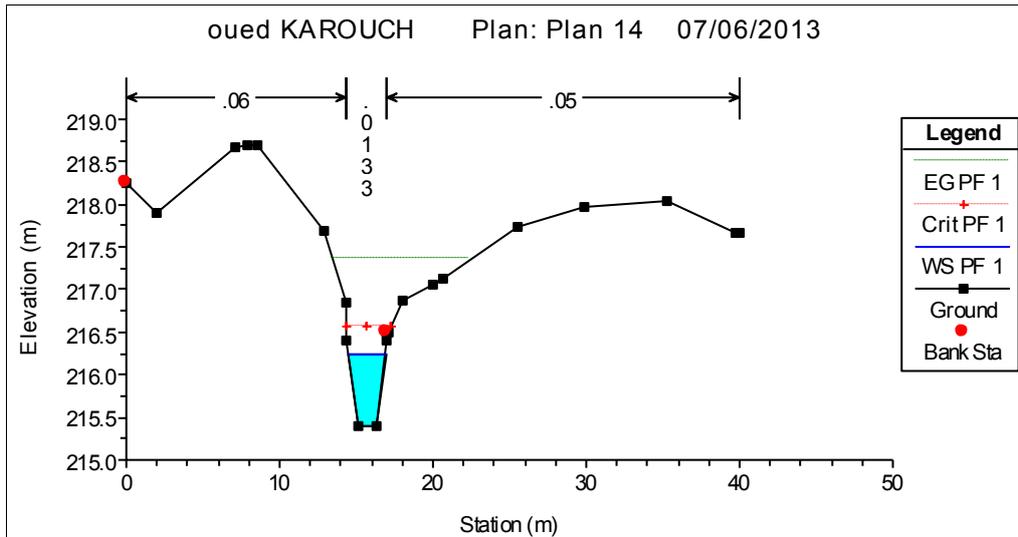


Figure.A.10. tronçons aménagé de site oued Kerrouch.

V.2.2. Site Nadjah :

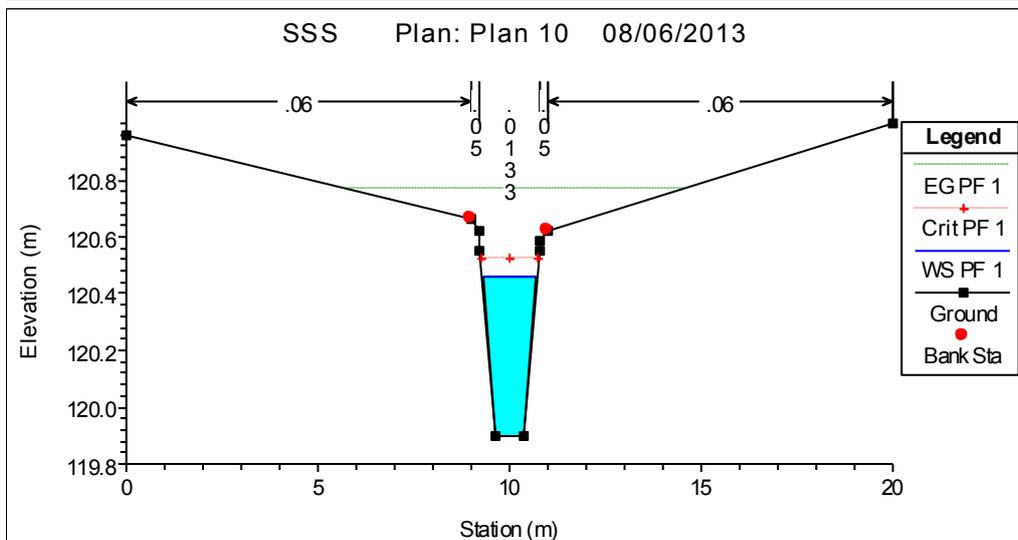
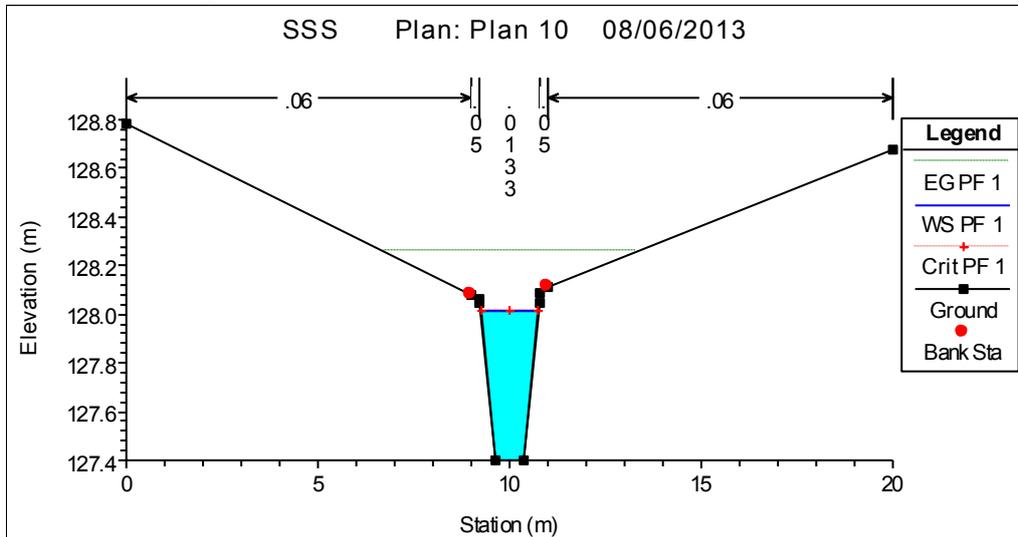


Figure.A.11. tronçons aménagé de site Nadjah 1&2.

Annexes

V.2.3. Site ouest de la ville :

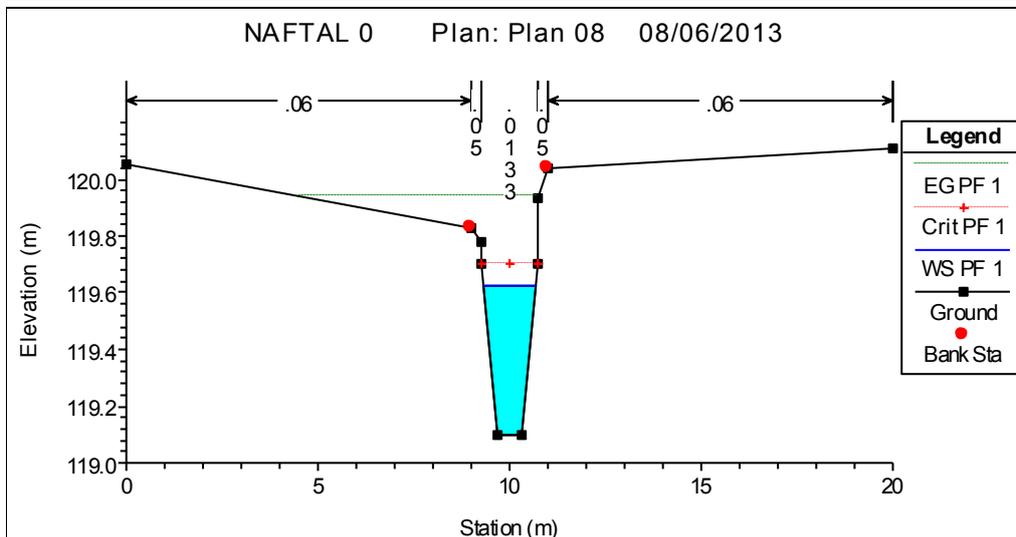
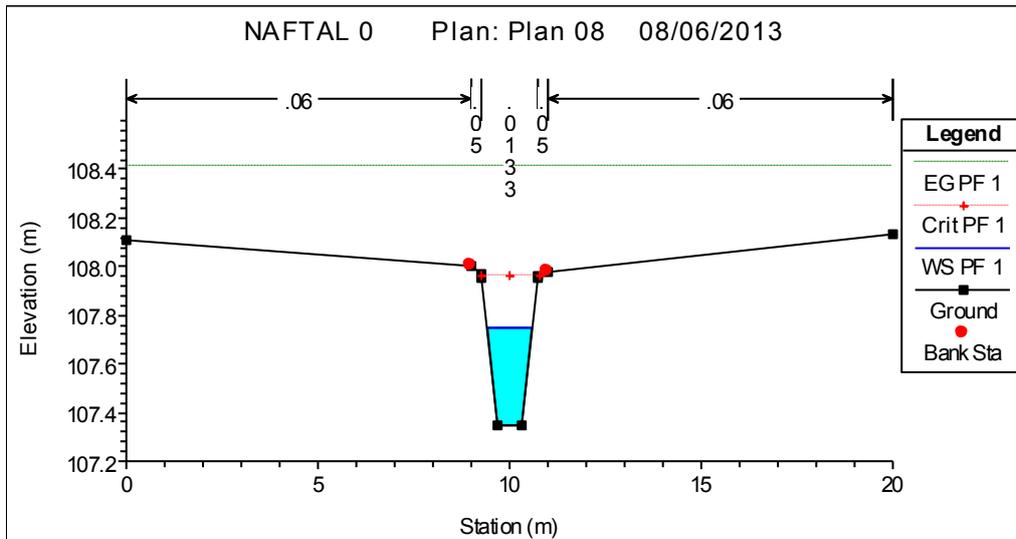
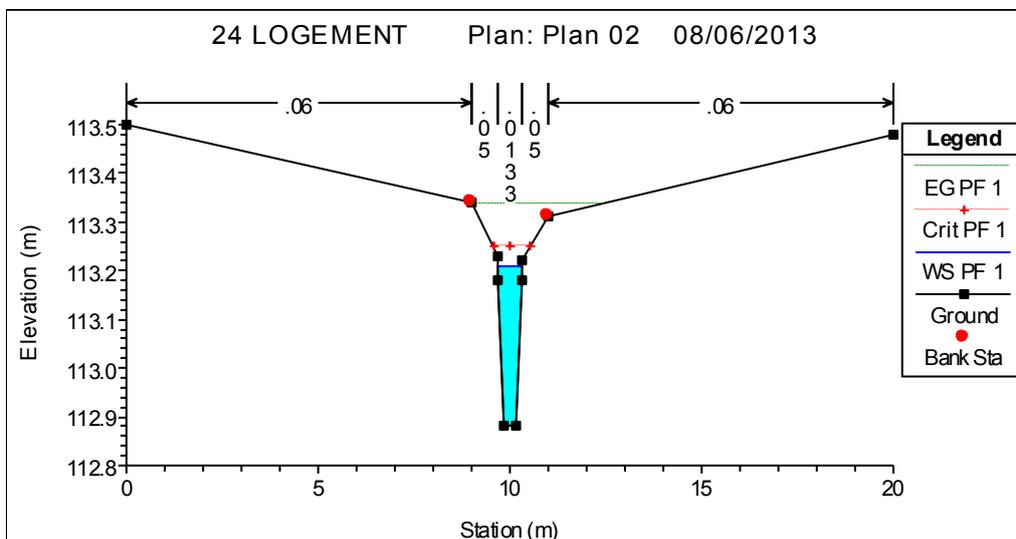


Figure.A.12. tronçons aménagés de coté ouest de la ville.

V.2.4. Site 24 logements :



Annexes

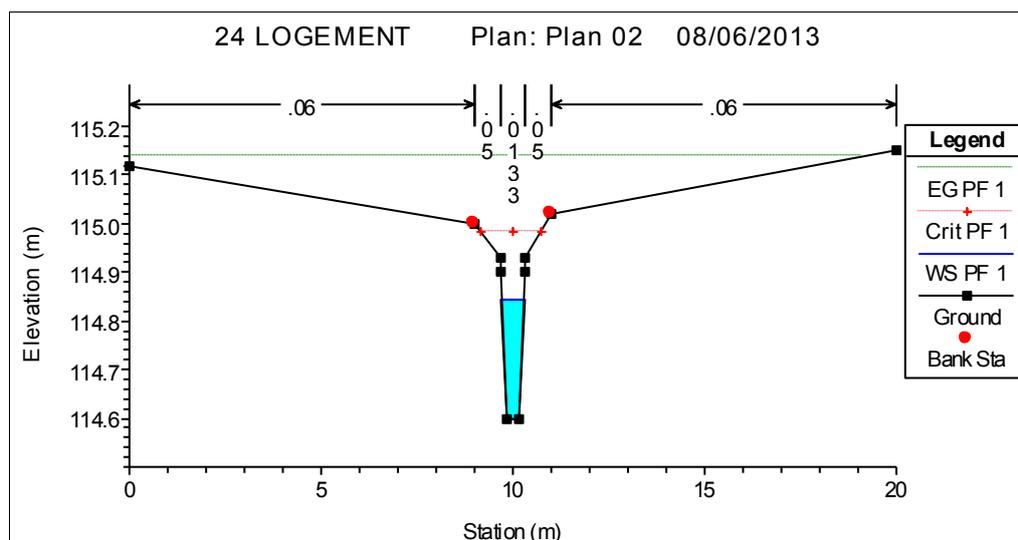


Figure. A.13. tronçons aménagés de site 24 logements.

V.3. Caractéristiques des tronçons :

Tableaux. A.1. caractéristiques des tronçons à l'état initial d'oued Kerrouch.

Plan: Plan 02 OUED 929.088 RS: 930 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	234.37	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.22	Wt. n-Val.		0.06	
W.S. Elev (m)	234.16	Reach Len. (m)	20	20	20
Crit W.S. (m)	234.16	Flow Area (m ²)		3.41	
E.G. Slope (m/m)	0.04996	Area (m ²)		3.41	
Q Total (m ³ /s)	7.06	Flow (m ³ /s)		7.06	
Top Width (m)	8.06	Top Width (m)		8.06	
Vel Total (m/s)	2.07	Avg. Vel. (m/s)		2.07	
Max Chl Dpth (m)	0.85	Hydr. Depth (m)		0.42	
Conv. Total (m ³ /s)	31.6	Conv. (m ³ /s)		31.6	
Length Wtd. (m)	20	Wetted Per. (m)		8.25	
Min Ch El (m)	233.31	Shear (N/m ²)		202.77	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)	1915.12	0	0
Frctn Loss (m)	1.02	Cum Volume (1000 m ³)	0.8	3.77	2.55
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m ²)	1.25	6.45	4.77

Plan: Plan 02 OUED 929.088 RS: 780 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	229.47	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.27	Wt. n-Val.	0.05	0.06	0.05
W.S. Elev (m)	229.21	Reach Len. (m)	20	20	20
Crit W.S. (m)	229.21	Flow Area (m ²)	0.59	2.28	0.39
E.G. Slope (m/m)	0.030999	Area (m ²)	0.59	2.28	0.39
Q Total (m ³ /s)	7.06	Flow (m ³ /s)	0.95	5.59	0.51
Top Width (m)	6.27	Top Width (m)	1.8	2.78	1.69
Vel Total (m/s)	2.16	Avg. Vel. (m/s)	1.61	2.46	1.3
Max Chl Dpth (m)	1.09	Hydr. Depth (m)	0.33	0.82	0.23
Conv. Total (m ³ /s)	40.1	Conv. (m ³ /s)	5.4	31.8	2.9
Length Wtd. (m)	20	Wetted Per. (m)	1.92	2.97	1.75
Min Ch El (m)	228.12	Shear (N/m ²)	93.83	232.81	68.44
Alpha	1.12	Stream Power (N/m s)	1915.59	0	0
Frctn Loss (m)	0.77	Cum Volume (1000 m ³)	0.63	2.91	2.47
C & E Loss (m)	0	Cum SA (1000 m ²)	0.69	4.58	4.46

Annexes

Plan: Plan 02 OUED 929.088 RS: 660 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	227.09	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0	Wt. n-Val.	0.05	0.06	0.05
W.S. Elev (m)	227.09	Reach Len. (m)	20	20	20
Crit W.S. (m)		Flow Area (m ²)	19.51	5.74	13.34
E.G. Slope (m/m)	0.00007	Area (m ²)	19.51	5.74	13.34
Q Total (m ³ /s)	7.06	Flow (m ³ /s)	3.37	1.17	2.52
Top Width (m)	32.15	Top Width (m)	18.21	3.15	10.79
Vel Total (m/s)	0.18	Avg. Vel. (m/s)	0.17	0.2	0.19
Max Chl Dpth (m)	2.01	Hydr. Depth (m)	1.07	1.82	1.24
Conv. Total (m ³ /s)	845.8	Conv. (m ³ /s)	404.3	139.8	301.6
Length Wtd. (m)	20	Wetted Per. (m)	18.51	3.24	11.09
Min Ch El (m)	225.08	Shear (N/m ²)	0.72	1.21	0.82
Alpha	1.01	Stream Power (N/m s)	1915.59	0	0
Frctn Loss (m)	0	Cum Volume (1000 m ³)	0.23	2.28	2.01
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m ²)	0.29	3.99	3.88

Plan: Plan 02 OUED 929.088 RS: 80 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	215.71	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.14	Wt. n-Val.		0.06	0.05
W.S. Elev (m)	215.57	Reach Len. (m)	20	20	20
Crit W.S. (m)	215.36	Flow Area (m ²)		3.24	1.05
E.G. Slope (m/m)	0.017772	Area (m ²)		3.24	1.05
Q Total (m ³ /s)	7.06	Flow (m ³ /s)		5.29	1.77
Top Width (m)	6.59	Top Width (m)		4.98	1.61
Vel Total (m/s)	1.65	Avg. Vel. (m/s)		1.63	1.69
Max Chl Dpth (m)	1.3	Hydr. Depth (m)		0.65	0.65
Conv. Total (m ³ /s)	53	Conv. (m ³ /s)		39.7	13.3
Length Wtd. (m)	20	Wetted Per. (m)		5.14	2.07
Min Ch El (m)	214.27	Shear (N/m ²)		109.77	88.12
Alpha	1	Stream Power (N/m s)	1915.12	0	0
Frctn Loss (m)	0.54	Cum Volume (1000 m ³)		0.16	0.1
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m ²)		0.31	0.32

Tableaux. A.2. caractéristiques des tronçons après l'aménagement d'oued Kerrouch.

Plan: Plan 04 OUED 929.088 RS: 930 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	234.09	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.32	Wt. n-Val.		0.031	
W.S. Elev (m)	233.76	Reach Len. (m)	20	20	20
Crit W.S. (m)	233.76	Flow Area (m ²)		2.8	
E.G. Slope (m/m)	0.015476	Area (m ²)		2.8	
Q Total (m ³ /s)	7.06	Flow (m ³ /s)		7.06	
Top Width (m)	4.32	Top Width (m)		4.32	
Vel Total (m/s)	2.52	Avg. Vel. (m/s)		2.52	
Max Chl Dpth (m)	1.26	Hydr. Depth (m)		0.65	
Conv. Total (m ³ /s)	56.8	Conv. (m ³ /s)		56.8	
Length Wtd. (m)	20	Wetted Per. (m)		5.56	
Min Ch El (m)	232.5	Shear (N/m ²)		76.32	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)	1915.12	0	0
Frctn Loss (m)	0.29	Cum Volume (1000 m ³)	0.02	1.14	0.04
C & E Loss (m)	0	Cum SA (1000 m ²)	0.03	2.01	0.07

Annexes

Plan: Plan 04 OUED 929.088 RS: 780 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	230.12	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.93	Wt. n-Val.		0.013	
W.S. Elev (m)	228.18	Reach Len. (m)	20	20	20
Crit W.S. (m)	228.69	Flow Area (m ²)		1.15	
E.G. Slope (m/m)	0.022832	Area (m ²)		1.15	
Q Total (m ³ /s)	7.06	Flow (m ³ /s)		7.06	
Top Width (m)	2.19	Top Width (m)		2.19	
Vel Total (m/s)	6.16	Avg. Vel. (m/s)		6.16	
Max Chl Dpth (m)	0.68	Hydr. Depth (m)		0.52	
Conv. Total (m ³ /s)	46.7	Conv. (m ³ /s)		46.7	
Length Wtd. (m)	20	Wetted Per. (m)		2.87	
Min Ch El (m)	227.5	Shear (N/m ²)		89.36	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)	1915.59	0	0
Frctn Loss (m)	0.35	Cum Volume (1000 m ³)	0.02	0.93	0.04
C & E Loss (m)	0.06	Cum SA (1000 m ²)	0.03	1.63	0.07

Plan: Plan 04 OUED 929.088 RS: 660 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	226.34	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.78	Wt. n-Val.		0.013	
W.S. Elev (m)	224.56	Reach Len. (m)	20	20	20
Crit W.S. (m)	225.02	Flow Area (m ²)		1.19	
E.G. Slope (m/m)	0.020491	Area (m ²)		1.19	
Q Total (m ³ /s)	7.06	Flow (m ³ /s)		7.06	
Top Width (m)	2.22	Top Width (m)		2.22	
Vel Total (m/s)	5.92	Avg. Vel. (m/s)		5.92	
Max Chl Dpth (m)	0.71	Hydr. Depth (m)		0.54	
Conv. Total (m ³ /s)	49.3	Conv. (m ³ /s)		49.3	
Length Wtd. (m)	20	Wetted Per. (m)		2.92	
Min Ch El (m)	223.85	Shear (N/m ²)		81.95	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)	1915.59	0	0
Frctn Loss (m)	0.43	Cum Volume (1000 m ³)		0.82	0.04
C & E Loss (m)	0.14	Cum SA (1000 m ²)		1.4	0.07

Plan: Plan 04 OUED 929.088 RS: 80 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	215.28	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.28	Wt. n-Val.		0.013	
W.S. Elev (m)	214	Reach Len. (m)	20	20	20
Crit W.S. (m)	214.38	Flow Area (m ²)		1.41	
E.G. Slope (m/m)	0.013125	Area (m ²)		1.41	
Q Total (m ³ /s)	7.06	Flow (m ³ /s)		7.06	
Top Width (m)	2.36	Top Width (m)		2.36	
Vel Total (m/s)	5.02	Avg. Vel. (m/s)		5.02	
Max Chl Dpth (m)	0.8	Hydr. Depth (m)		0.6	
Conv. Total (m ³ /s)	61.6	Conv. (m ³ /s)		61.6	
Length Wtd. (m)	20	Wetted Per. (m)		3.16	
Min Ch El (m)	213.2	Shear (N/m ²)		57.3	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)	1915.12	0	0
Frctn Loss (m)	0.23	Cum Volume (1000 m ³)		0.08	
C & E Loss (m)	0	Cum SA (1000 m ²)		0.14	

Annexes

Tableaux. A.3. caractéristiques des tronçons à l'état initial de site Nadjah 1&2.

Plan: Plan 01 cité nadajh 10 RS: 3 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	107.72	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.09	Wt. n-Val.	0.06	0.05	0.06
W.S. Elev (m)	107.64	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	107.64	Flow Area (m ²)	0.33	0.61	0.46
E.G. Slope (m/m)	0.029691	Area (m ²)	0.33	0.61	0.46
Q Total (m ³ /s)	1.5	Flow (m ³ /s)	0.22	0.94	0.34
Top Width (m)	8.52	Top Width (m)	2.91	2	3.61
Vel Total (m/s)	1.07	Avg. Vel. (m/s)	0.67	1.55	0.73
Max Chl Dpth (m)	0.37	Hydr. Depth (m)	0.11	0.3	0.13
Conv. Total (m ³ /s)	8.7	Conv. (m ³ /s)	1.3	5.5	2
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)	2.92	2.02	3.62
Min Ch El (m)	107.27	Shear (N/m ²)	32.87	87.8	37.23
Alpha	1.47	Stream Power (N/m s)	957.56	0	0
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m ³)			
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m ²)			

Plan: Plan 01 cité nadajh 10 RS: 8 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	128.49	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.02	Wt. n-Val.	0.06	0.05	0.06
W.S. Elev (m)	128.47	Reach Len. (m)	493	493	493
Crit W.S. (m)	128.34	Flow Area (m ²)	0.98	0.84	1.02
E.G. Slope (m/m)	0.005413	Area (m ²)	0.98	0.84	1.02
Q Total (m ³ /s)	1.5	Flow (m ³ /s)	0.4	0.7	0.4
Top Width (m)	12.7	Top Width (m)	5.01	2	5.69
Vel Total (m/s)	0.53	Avg. Vel. (m/s)	0.41	0.83	0.39
Max Chl Dpth (m)	0.47	Hydr. Depth (m)	0.2	0.42	0.18
Conv. Total (m ³ /s)	20.4	Conv. (m ³ /s)	5.5	9.5	5.4
Length Wtd. (m)	493	Wetted Per. (m)	5.03	2.01	5.7
Min Ch El (m)	128	Shear (N/m ²)	10.32	22.32	9.54
Alpha	1.45	Stream Power (N/m s)	957.56	0	0
Frctn Loss (m)	3.51	Cum Volume (1000 m ³)	1.89	1.93	2.26
C & E Loss (m)	0	Cum SA (1000 m ²)	11.99	4.93	13.98

Tableaux. A.4. caractéristiques des tronçons après l'aménagement de site Nadjah 1&2.

Plan: Plan 01 cité Nadjah 10 RS: 8 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	128.26	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.24	Wt. n-Val.		0.013	
W.S. Elev (m)	128.02	Reach Len. (m)	493	493	493
Crit W.S. (m)	128.02	Flow Area (m ²)		0.69	
E.G. Slope (m/m)	0.003895	Area (m ²)		0.69	
Q Total (m ³ /s)	1.5	Flow (m ³ /s)		1.5	
Top Width (m)	1.49	Top Width (m)		1.49	
Vel Total (m/s)	2.17	Avg. Vel. (m/s)		2.17	
Max Chl Dpth (m)	0.62	Hydr. Depth (m)		0.46	
Conv. Total (m ³ /s)	24	Conv. (m ³ /s)		24	
Length Wtd. (m)	493	Wetted Per. (m)		2.19	
Min Ch El (m)	127.4	Shear (N/m ²)		12.05	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)	957.56	0	0
Frctn Loss (m)	2.58	Cum Volume (1000 m ³)		1.29	
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m ²)		3.31	

Annexes

Plan: Plan 01 cité nadajh 10 RS: 3 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	107.62	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.43	Wt. n-Val.		0.013	
W.S. Elev (m)	107.19	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	107.32	Flow Area (m2)		0.52	
E.G. Slope (m/m)	0.008506	Area (m2)		0.52	
Q Total (m3/s)	1.5	Flow (m3/s)		1.5	
Top Width (m)	1.34	Top Width (m)		1.34	
Vel Total (m/s)	2.91	Avg. Vel. (m/s)		2.91	
Max Chl Dpth (m)	0.49	Hydr. Depth (m)		0.38	
Conv. Total (m3/s)	16.3	Conv. (m3/s)		16.3	
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)		1.9	
Min Ch El (m)	106.7	Shear (N/m2)		22.64	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)	957.56	0	0
Frctn Loss (m)	2.92	Cum Volume (1000 m3)			
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)			

Tableaux. A.5. caractéristiques des tronçons à l'état initial de site ouest de la ville.

Plan: Plan 02 NAFTAALL 8 RS: 7 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	121.44	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.01	Wt. n-Val.	0.06	0.05	0.06
W.S. Elev (m)	121.43	Reach Len. (m)	270	270	270
Crit W.S. (m)	121.31	Flow Area (m2)	2	0.9	1.5
E.G. Slope (m/m)	0.001913	Area (m2)	2	0.9	1.5
Q Total (m3/s)	1.3	Flow (m3/s)	0.53	0.44	0.33
Top Width (m)	20	Top Width (m)	9	2	9
Vel Total (m/s)	0.3	Avg. Vel. (m/s)	0.26	0.49	0.22
Max Chl Dpth (m)	0.64	Hydr. Depth (m)	0.22	0.45	0.17
Conv. Total (m3/s)	29.7	Conv. (m3/s)	12.1	10.2	7.5
Length Wtd. (m)	270	Wetted Per. (m)	9.14	2.14	9.11
Min Ch El (m)	120.79	Shear (N/m2)	4.09	7.92	3.09
Alpha	1.41	Stream Power (N/m s)	957.56	0	0
Frctn Loss (m)	1.33	Cum Volume (1000 m3)	2.73	1.13	2.11
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	14.31	3.24	12.15

Plan: Plan 02 NAFTAALL 8 RS: 1 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	108.17	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.04	Wt. n-Val.	0.06	0.05	0.06
W.S. Elev (m)	108.14	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	108.14	Flow Area (m2)	0.73	0.39	0.73
E.G. Slope (m/m)	0.032229	Area (m2)	0.73	0.39	0.73
Q Total (m3/s)	1.3	Flow (m3/s)	0.41	0.48	0.41
Top Width (m)	20	Top Width (m)	9	2	9
Vel Total (m/s)	0.7	Avg. Vel. (m/s)	0.56	1.21	0.56
Max Chl Dpth (m)	0.25	Hydr. Depth (m)	0.08	0.2	0.08
Conv. Total (m3/s)	7.2	Conv. (m3/s)	2.3	2.6	2.3
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)	9.03	2.01	9.01
Min Ch El (m)	107.89	Shear (N/m2)	25.67	61.8	25.77
Alpha	1.51	Stream Power (N/m s)	957.56	0	0
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m3)			
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m2)			

Annexes

Tableaux. A.4. caractéristiques des tronçons après l'aménagement de site ouest de ville.

Plan: Plan 02 NAFTALL 8 RS: 7 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	121.22	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.22	Wt. n-Val.		0.013	
W.S. Elev (m)	121	Reach Len. (m)	270	270	270
Crit W.S. (m)	121	Flow Area (m ²)		0.63	
E.G. Slope (m/m)	0.00373	Area (m ²)		0.63	
Q Total (m ³ /s)	1.3	Flow (m ³ /s)		1.3	
Top Width (m)	1.5	Top Width (m)		1.5	
Vel Total (m/s)	2.06	Avg. Vel. (m/s)		2.06	
Max Chl Dpth (m)	0.6	Hydr. Depth (m)		0.42	
Conv. Total (m ³ /s)	21.3	Conv. (m ³ /s)		21.3	
Length Wtd. (m)	270	Wetted Per. (m)		2.1	
Min Ch El (m)	120.4	Shear (N/m ²)		10.99	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)	957.56	0	0
Frctn Loss (m)	1.01	Cum Volume (1000 m ³)		0.75	
C & E Loss (m)	0	Cum SA (1000 m ²)		2.12	

Plan: Plan 02 NAFTALL 8 RS: 1 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	108.41	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.66	Wt. n-Val.		0.013	
W.S. Elev (m)	107.75	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	107.96	Flow Area (m ²)		0.36	
E.G. Slope (m/m)	0.016867	Area (m ²)		0.36	
Q Total (m ³ /s)	1.3	Flow (m ³ /s)		1.3	
Top Width (m)	1.2	Top Width (m)		1.2	
Vel Total (m/s)	3.61	Avg. Vel. (m/s)		3.61	
Max Chl Dpth (m)	0.4	Hydr. Depth (m)		0.3	
Conv. Total (m ³ /s)	10	Conv. (m ³ /s)		10	
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)		1.6	
Min Ch El (m)	107.35	Shear (N/m ²)		37.21	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)	957.56	0	0
Frctn Loss (m)	1.86	Cum Volume (1000 m ³)			
C & E Loss (m)	0.04	Cum SA (1000 m ²)			

Tableaux. A.5. caractéristiques des tronçons à l'état initial de site 24 logement.

Plan: Plan 01 cité 24 logement 4 RS: 1 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	113.36	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.14	Wt. n-Val.		0.013	
W.S. Elev (m)	113.22	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	113.27	Flow Area (m ²)		0.17	
E.G. Slope (m/m)	0.0055	Area (m ²)		0.17	
Q Total (m ³ /s)	0.28	Flow (m ³ /s)		0.28	
Top Width (m)	0.67	Top Width (m)		0.67	
Vel Total (m/s)	1.63	Avg. Vel. (m/s)		1.63	
Max Chl Dpth (m)	0.34	Hydr. Depth (m)		0.26	
Conv. Total (m ³ /s)	3.8	Conv. (m ³ /s)		3.8	
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)		1.09	
Min Ch El (m)	112.88	Shear (N/m ²)		8.47	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)	957.56	0	0
Frctn Loss (m)	1.75	Cum Volume (1000 m ³)			
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m ²)			

Annexes

Tableaux. A.4. caractéristiques des tronçons après l'aménagement de site 24logements.

Plan: Plan 02 cité 24 logement 4 RS: 3 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	116.79	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.04	Wt. n-Val.	0.06	0.05	0.06
W.S. Elev (m)	116.75	Reach Len. (m)	173	173	173
Crit W.S. (m)	116.75	Flow Area (m2)	0.05	0.26	0.02
E.G. Slope (m/m)	0.034888	Area (m2)	0.05	0.26	0.02
Q Total (m3/s)	0.26	Flow (m3/s)	0.02	0.24	0
Top Width (m)	5.04	Top Width (m)	1.87	2	1.17
Vel Total (m/s)	0.8	Avg. Vel. (m/s)	0.29	0.94	0.17
Max Chl Dpth (m)	0.22	Hydr. Depth (m)	0.03	0.13	0.01
Conv. Total (m3/s)	1.4	Conv. (m3/s)	0.1	1.3	0
Length Wtd. (m)	173	Wetted Per. (m)	1.87	2.03	1.17
Min Ch El (m)	116.53	Shear (N/m2)	9.6	43.33	4.44
Alpha	1.3	Stream Power (N/m s)	957.56	0	0
Frctn Loss (m)	1.55	Cum Volume (1000 m3)	0.11	0.11	0.08
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	2.03	0.75	1.73

- ❖ L'abaque de coefficient de frottement "K" utilisé pour calculer la charge remontée dans le regard de système d'évacuation (le point noir du nord), est la suivant :

$$\text{(Avec } j = k \frac{V^2}{2g} = \frac{Q^2}{S^2 2g} \text{)};$$

