

République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عين تموشنت
Université Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent
Faculté des sciences et de Technologie
Département del'hydrauliquet



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en Hydraulique

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ETUDE DU SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT ET STATION D'EPURATION DE LA VILLE DE MECHERIA

Encadré par : Mm Benchekor
Mr Benaicha

Présenté par :

Mr Guerine Azzeddine
Mr Otmani Boubekour

Membres du jury d'entretien :

Président : Dr Guemou
Membre : Mr Benmia

Année Universitaire 2021/ 2022

DEDICACES

À mon père, A ma mère, ma raison de vivre,
pour leurs amours et attention, leur soutien moral, leurs prières.

À mon Frère LAKHDAR ma source de motivation, qui n'a cessé
de me soutenir et de m'encourager tout au long de mon cursus.

À tous mes frères et sœur que j'aime tant et qui me le rendent bien.

Toute la famille que prend le nom Guerine
À mes collègues de travail et A tous mes amis
Je dédie ce mémoire.

DEDICACES

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes sincères sentiments à : Mon père et ma mère pour leurs sacrifices et leur conseils, sans lesquelles je ne serais Jamais arrivé à ce niveau que dieu les gardent. Mes sœurs et mes frères Toute la famille que prend le nom

OTMANI

Pour mes collègues de travail Et A tous mes amis.

Remerciements

Tout d'abord, Nous remercions le bon Dieu tout puissant ALLAH qui nous réunit dans le chemin de la science et qui nous a porté la foi, la force et le courage pour accomplir ce travail.

Au terme de cette étude, qu'il nous permit d'exprimer notre profonde gratitude à Mm : BENCHEKOR, Mr : BENAICHA, qui ont bien voulu suivre et diriger ce travail avec haute compétence ; leurs conseils précieux et leurs justes critiques ont été pour nous un encouragement permanent.

Nous tiendrons aussi à exprimer nos sincères remerciements à Monsieur GUEMOU qui nous a fait l'honneur de présider le jury.

Nos remerciements également à Monsieur BENMIA, d'avoir accepté de juger notre travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à tout le corps enseignant, qui a contribué à notre formation durant notre cycle. Ainsi que tout le corps administratif de l'Université de Ain Témouchent

Que tous les Amis soit assurés de notre gratitude pour l'aide et leurs encouragements durant la réalisation de ce travail.

ملخص

كل المدن تتوسع في العمران نتيجة النمو الديمغرافي. الذي ينجر عنه توسع في النشاطات الإنسانية من تجارة وصناعة وغيرها. ونظرا لقلّة الأراضي المهيّئة والقابلة للتعمير (السكن). فإنه يتوجب علينا البحث عن مناطق للتوسع قابلة للبناء و تهيتها و ربطها بشبكات الصرف و من ثم معالجة مياه الصرف الصحي قبل طرحها في الوسط البيئي.

من هنا جاءت هذه الدراسة التي تهدف الى اقتراح حلول تفك هذه المشاكل المذكورة سابقا عن مدينة المشرية التي استوفت كل الأراضي المبرمجة في مخطط شغل الأراضي. وذلك باقتراح منطقتين بالشمال والجنوب بالقرب من جبل عنتر مع تسطير مخطط شبكة صرف مياه التطهير و مياه الأمطار مع حمايتها من الفيضانات. وكذلك توسيع محطة تصفية المياه.

الكلمات المفتاحية : التطهير، ، المياه المستعملة، توسع شبكة. حماية من الفيضانات ومحطة التصفية

Résumé :

Toutes les villes se développent en raison de la croissance démographique. Ce qui se traduit par une expansion des activités humanitaires du commerce, de l'industrie et autres. En raison du manque de terrain préparé et reconstructible (à urbaniser). Nous devons rechercher des zones extensibles qui peuvent être construites, aménagées, connectées aux systèmes d'égouts, puis traitées ces eaux usées avant qu'elles ne soient introduites dans l'environnement.

D'où cette étude, qui vise à proposer des solutions pour résoudre ces problèmes mentionnés précédemment à propos de la ville de MECHERIA, qui a épuisées tous les terrains programmés dans le programme d'occupation des terres (PDAU). C'est en proposant deux zones au Nord et au Sud près du Mont Antar avec le tracer du système d'assainissement et de drainage des eaux de pluie ; souligné tout en le protégeant des inondations. Ainsi que l'extension de la station d'épuration.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
PROBLEMATIQUE :	3
Chapitre :I PRÉSENTATION DU SITE.....	4
1.1 SITUATION GÉOGRAPHIQUE :	5
1.1.1 MILIEU PHYSIQUE :.....	6
1.2 SITUATION CLIMATIQUE :	6
1.3 APERÇU GÉOLOGIQUE DE LA ZONE D'ETUDE :	10
1.4 OCCUPATION DU SOL :.....	10
1.4.1 Les parcours steppiques :.....	10
1.4.2 Les emblavures :	10
1.4.3 Les mises en valeur des terres agricoles :	10
1.5 LES INFRASTRUCTURES :	11
1.5.1 Infrastructure routière :	11
1.5.2 Infrastructure ferroviaire :	12
1.5.3 Infrastructure électrique :	12
1.5.4 Infrastructure hydraulique :	12
1.5.5 Infrastructure téléphonique :	13
1.6 ACTIVITÉS PRINCIPALES DE LA RÉGION :	13
1.6.1 Le secteur du bâtiment et travaux publics :.....	13
1.6.2 Le secteur de l'agriculture :	13
1.6.3 L'élevage :	13
1.6.4 Les commerces :	14
1.6.5 Les transports :.....	14
1.7 PROBLÈMES DE L'ENVIRONNEMENT :.....	15
1.8 VISITE DES LIEUX ET RECONNAISSANCE :.....	16
1.8.1 DESCRIPTION DU RÉSEAU :	16
1.8.2 Collecteur sud « 6 » :.....	18
1.9 STATION D'EPURATION DE MÉCHERIA :	19
1.10 DESCRIPTION DU PROCÉDÉ D'EPURATION DE LA STEP DE MÉCHERIA :.....	21
1.11 CONCLUSION :	25
Chapitre :II PROTECTION DE LA ZONE À URBANISER	26
II.1 INONDATION :.....	27
II.1.1 Principaux paramètres caractérisant l'inondation : [18].....	27
II.2 PROTECTION DES ZONES À URBANISER :	28
II.2.1 Paramètres géométriques :.....	28
II.2.2 Evaluation des débits des eaux pluviales :	32
II.2.3 Détermination des débits d'apport :[19]	32
II.2.4 Temps de concentration : [19].....	36
II.2.5 Estimation Des Eaux Pluviaux De Djebel ANTAR :	38
II.2.6 Modélisation des courbes IDF :.....	39
II.2.7 Etablissement des courbes IDF :.....	40
II.2.8 Ajustement des pluies maximales journalières :	41
II.2.9 Estimation des ddébits par zone :	48
II.3 DIMENSIONNEMENT DES FOSSES DE DRAINAGES :	51
II.3.1 Drainage de la zone nord :.....	53
II.3.2 Drainage de la zone sud :	56

II.4	CONCLUSION :	58
Chapitre :III	CONCEPTION DES RÉSEAUX DE LA ZONE A URBANISER	59
III.1	CALCUL DES DÉBITS DES EAUX USÉES ET PLUVIALES :	60
III.1.1	Calcul des débits des eaux usées :	60
III.1.2	Situation démographique :	61
III.1.3	Evolution de la population :	61
III.1.4	Estimation du débit des eaux usées :	63
III.1.5	Estimation du débit des eaux pluviales :	64
III.1.6	- Dimensionnement des canalisations: [25]	65
III.1.7	Contrainte de calage des réseaux : [25]	68
III.1.8	Canalisation d'eaux pluviales ou unitaires :	69
III.1.9	Pentes minimales requises [26]	70
III.1.10	Méthode de travail :	71
III.2	DIMENSIONNEMENT DES RÉSEAUX D'EAUX USÉES ET PLUVIALES :...	78
III.2.1	Zone Nord :	78
III.2.2	Zone sud :	83
III.3	CONCLUSION :	88
Chapitre :IV	DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'ÉPURATION (STEP)	89
IV.1	OBJECTIF DE TRAITEMENT ET QUALITÉ DE L'EAU ÉPURÉE :[17]	90
IV.1.1	- Le domaine d'Application :	90
IV.1.2	- choix du procédé d'Épuration biologique :	91
IV.2	CALCUL DES DÉBITS ET DES CHARGES POLLUANTES :	91
IV.2.1	Estimation De La Capacité De La Future STEP (Equivalent Habitant)	91
IV.2.2	Estimation et Calcul des Débit des Eaux Usées :	92
IV.2.3	Estimation et Calcul des Charge polluantes :	93
IV.3	DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE RÉCEPTION (DÉVERSOIR D'ORAGE) : [27]	94
IV.4	DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE TRAITEMENT :	95
IV.4.1	Les prétraitemnt : [28]	95
IV.5	DIMENSIONNEMENT DU BASSIN D'AÉRATION : [28]	110
IV.5.1	Le Volume et la Surface du Bassin d'aération :	111
IV.5.2	Age des boues :	112
IV.5.3	La Recirculation des boues :	113
IV.5.4	La zone de contact :	113
IV.5.5	Besoin en O2 :	114
IV.5.6	la Puissance des aérateurs :	115
IV.5.7	Puissance théorique absorbée (PT) en KW :	115
IV.5.8	Le Dégazeur :	116
IV.6	DIMENSIONNEMENT DU CLARIFICATEUR : [28]	117
IV.6.1	Bilan Des Boues :	119
IV.6.2	Les boues en excès :	119
IV.7	DIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSISSEUR : [28]	120
IV.8	DIMENSIONNEMENT DES LITS DE SECHAGE : [28]	121
IV.9	CONCLUSION :	122
	CONCLUSION GENERALE :	123
	Annexe	124
	Figure 0-1 : configuration Global Mapper	126
	Figure 0-2 : Mise à jour de la projection (Global mapper)	126
	Figure 0-3 : Vaisseaux topographique de la zone d'étude	127
	Figure 0-4 : régénération des contours	128
	Figure 0-5 : Drainage network on utilisant Global Mapper	128

Figure 0-6 : découpage des deux zones d'études	129
Figure 0-7 : zones D'étude nord et sud.....	129
Figure 0-8 : Procédure pour avoir les caractéristiques des sous bassins versants.....	130
Figure 0-9 : Exporte le tracer sur Auto - Cad.....	130
Figure 0-10 : importer les dessins et tracer sur Google Earth par CAD –EARHT	131
Figure 0-11 : Zone d'étude nord on utilisant Global Mapper	132
Figure 0-12 : sous bassins et chaabats drainantes de la zone nord on utilisant Global Mapper	132
Figure 0-13 : Bassins versants de la zone Nord.....	133
Figure 0-14 : Bassins versants de la zone Sud	133
Figure 0-15 : Utilisation de logiciel CANAL 21	134
Figure 0-16 : Résultats obtenue par logiciel CANAL 21	134
Figure 0-17 : Graphe obtenue par logiciel CANAL 21	135
Figure 0-18 : Résultats Global obtenue par logiciel CANAL 21	135
Figure 0-19 : Bassins versants de la zone à urbaniser Nord.....	136
Figure 0-20 : Bassins versants de la zone à urbaniser Sud.....	136
Tableau 0-1 : série de pluies de 1981 – 2020 [29].....	137
Figure 0-21 : Profil en long réseau branchement lotissement SNOUCI.....	138
Figure 0-22 : Projection future pour la STEP	140
Bibliographie.....	141

Liste des figures

Figure I-1:situation de la ville de Mecheria	6
Figure I-2 : Variations interannuelles des précipitations, à la station de Mécheria (1987-2016) [2].....	9
Figure I-3 : Variation des températures moyennes annuelles, à la station de Mécheria [2].....	9
Figure I-4 : Histogramme de distribution de la vitesse moyenne mensuelle du vent [2]	9
Figure I-5 : Principaux collecteur de la ville de Mécheria	18
Figure I-6 : Station d'épuration de Mécheria	19
Figure I-7 : Photo - Déversoir D'Orage	23
Figure I-8 : Photo – Prétraitement	24
Figure I-9 : Photo - Bassin Biologique – Décanteur – Epaisseur – Déshydratation	24
Figure I-10 : Photo - Espace Réservez a l'Extension futur	24
Figure II-1 : Bassins versant de la zone nord	29
Figure II-2 : Bassins versant de la zone sud	30
Figure II-3 : Ajustement à la loi de GUMBEL des pluies journalières maximales observé à Mécheria de (1980-2020).....	44
Figure II-4 : Courbe des pluies de courte durée	46
Figure II-5 : Courbe (intensité- durée-fréquence)	48
Figure II-6 : Tracer des canaux a projeter pour la protection	49
Figure II-7 : Graphe $K_s \cdot S \cdot Rh^{2/3} / \text{Hauteur d'eau } h_n \text{ m}$	53
Figure II-8 : résultat obtenues par logiciel Canal 21	54
Figure III-1 : Organigramme explicative de la méthodologie travaille.....	71
Figure III-2 : Abaque réseau d'eau usée en système séparatif [25].....	72
Figure III-3 : Abaque réseau d'eau usée en système unitaire ou séparatif [25]	73
Figure III-4 : Abaque réseau d'eau pluvial en système unitaire ou séparatif [25]	74
Figure III-5 : Variation des débit et vitesse en fonction du remplissage (circulaire) [25]..	75
Figure III-6 : Variation des débits et vitesse en fonction du remplissage (Ovoïde) [25].....	76
Figure III-7 : Schémas réseau usées zone nord	78
Figure III-8 : Schémas réseau Pluvial zone nord.....	80
Figure III-9 : Schémas réseau usées zone sud et découpage des sous bassins.....	83
Figure III-10 : Schémas réseau pluvial zone Sud	85
Figure 0-1 : configuration Global Mapper.....	126

Figure 0-2 : Mise à jour de la projection (Global mapper)	126
Figure 0-3 : Vaisseaux topographique de la zone d'étude	127
Figure 0-4 : régénération des contours	128
Figure 0-5 : Drainage network on utilisant Global Mapper.....	128
Figure 0-6 : découpage des deux zones d'études.....	129
Figure 0-7 : zones D'étude nord et sud	129
Figure 0-8 : Procédure pour avoir les caractéristiques des sous bassins versants	130
Figure 0-9 : Exporte le tracer sur Auto - Cad	130
Figure 0-10 : importer les dessins et tracer sur Google Earth par CAD –EARHT	131
Figure 0-11 : Zone d'étude nord on utilisant Global Mapper	132
Figure 0-12 : sous bassins et chaabats drainantes de la zone nord on utilisant Global Mapper	132
Figure 0-13 : Bassins versants de la zone Nord	133
Figure 0-14 : Bassins versants de la zone Sud	133
Figure 0-15 : Utilisation de logiciel CANAL 21	134
Figure 0-16 : Résultats obtenue par logiciel CANAL 21	134
Figure 0-17 : Graphe obtenue par logiciel CANAL 21	135
Figure 0-18 : Résultats Global obtenue par logiciel CANAL 21	135
Figure 0-19 : Bassins versants de la zone à urbaniser Nord	136
Figure 0-20 : Bassins versants de la zone à urbaniser Sud	136
Figure 0-21 : Profil en long réseau branchement lotissement SNOUCI.....	138
Figure 0-22: Projection future pour la STEP.....	140

Liste des tableaux

Tableau I-1 : surface destiner a des activité agricole DSA [4].....	11
Tableau I-2 : différentes races animalières [4].....	14
Tableau I-3 : Valeurs limites de rejet de la STEP Mecheria . [6].....	19
Tableau I-4 : Les paramètres de dimensionnement de la STEP Mecheria . [6].....	20
Tableau III-1 : caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants zone nord prévue d’être véhiculer par projection Canal N :1	29
Tableau III-2 : caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants zone nord prévue d’être véhiculer par projection Canal N :2	30
Tableau III-3 : caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants zone sud prévue d’être véhiculer par projection Canal S :	31
Tableau III-4 : Domaine d’utilisation des formules [19].....	32
Tableau III-5 : Coefficient K (Formule Mac- Math)	33
Tableau III-6 : Formule régional de Hazan –Lazarevic	34
Tableau III-7 : valeurs du coefficient de ruissellement recommandees par le sol conservation service, usa et le setra (hydrology of handbook page 590).....	35
Tableau III-8 : paramètres de Montana correspondant à la période de retour T=10 ans	36
Tableau III-9 : Pluies maximal annuelle correspondant à la période de retour T=10 ans	36
Tableau III-10 : Temps de concentration des sous bassins zone nord 1	38
Tableau III-11 : Temps de concentration des sous bassins zone nord 2	38
Tableau III-12 : Temps de concentration des sous bassins zone sud	39
Tableau III-13 : Identification de la station Pluviométrique	40
Tableau III-14 : préparation de la série de données des débits.....	42
Tableau III-15 : Les paramètres statiques de l’échantillon	42
Tableau III-16 : variable réduit U	43
Tableau III-17 : pluies maximales journalières fréquentielle.	45
Tableau III-18 : Pluies de courtes durées pour différentes Fréquences	46
Tableau III-19 : Intensité de courte durée	47
Tableau III-20 : Récapitulatif débits décennal des chaabats par méthode est débit adopté zone nord Canal 1	49
Tableau III-21 : Récapitulatif débits décennaux des chaabats par méthode est débit adopté zone nord Canal 2	50
Tableau III-22 : Récapitulatif débits décennaux des chaabats par méthode est débit adopté zone sud Canal	50
Tableau III-23 : débit / hauteur d’eau dans le canal	53

Tableau III-24 : Donner de Base Protection Zone nord N1	55
Tableau III-25 : Résultats Protection Zone nord N1.....	55
Tableau III-26 : Donner de Base Protection Zone nord N 2.....	56
Tableau III-27 : Résultats Protection Zone nord N 2.....	56
Tableau III-28 : Donner de Base Protection Zone Sud	57
Tableau III-29 : Résultats Protection Zone Sud.....	57
Tableau IV-1 : Evolution de la population aux différents horizons	62
Tableau IV-2 : Coefficient de ruissellement “c” en fonction du type d’occupation des sols	65
Tableau IV-3 : Débits des tronçons des réseaux usées zone nord.....	79
Tableau IV-4 : Caractéristiques hydraulique du réseau Zone Nord	79
Tableau IV-5 : Temps de concentration des sous bassin élémentaires zone Nord	81
Tableau IV-6 : Tableau récapitulatif des débits par Méthode est débit adopté	81
Tableau IV-7 : Tableau récapitulatif des débits Pluvial par tronçons de la zone nord.....	82
Tableau IV-8 : Tableau récapitulatif des Caractéristiques du réseau Pluvial par tronçons de la zone nord	82
Tableau IV-9 : Tableau récapitulatif des Caractéristiques du réseau Pluvial par tronçons de la zone nord avec diamètre 1200 mm	83
Tableau IV-10 : Débits des tronçons du réseau usées zone sud.....	84
Tableau IV-11 : Caractéristiques hydraulique du réseau zone sud	84
Tableau IV-12 : Temps de concentration des bassins élémentaires zone sud.....	85
Tableau IV-13 : Tableau récapitulatif des débits par Méthode est débit adopté zone sud.....	86
Tableau IV-14 : Tableau récapitulatif des débits Pluvial cumul des sous bassins zone sud	86
Tableau IV-15 : Caractéristiques hydraulique du réseau pluvial zone sud.....	87
Tableau IV-16 : Caractéristiques hydraulique du réseau pluvial opté zone sud.....	87
Tableau V-1 : Concentrations (Entrée – Sortie) de la STEP.	93
Tableau V-2 : Charge polluantes (Entrée – Sortie) de la STEP	93
Tableau V-3 : dimensions Fosse à Batards	96
Tableau V-4 : dimensions de la Chambre de Réception du Grille Grossier	97
Tableau V-5 : Caractéristique des Grilles.....	98
Tableau V-6 : dimensions des Grilles Grossière (Manuel et Automatique)	100
Tableau V-7 : dimensions du poste de relevage	103
Tableau V-8 : dimensions de la chambre de réception des Grilles Fin	105
Tableau V-9 : dimensions des Grilles Fin (Manuel et Automatique)	108
Tableau V-10 : dimensions Dessableur - Deshuileur	109
Tableau V-11 : Les [ROQUES] qui donne les caractéristiques des différents paramètres de dimensionnement des stations d’épuration par boues activées	111

Tableau V-12 : dimensions Bassin Biologique [zone de contact (anoxique) ; zone d'aération et le dégazage]	117
Tableau V-13 : dimensions du Clarificateur	118
Tableau V-14 : dimensions de l'Épaississeur	121
Tableau V-15 : dimensions des Lit de Séchage	122
Tableau 0-1 : série de pluies de 1981 – 2020 [29].....	137
Tableau 0-2 : récapitule caractéristiques du collecteur lotissement SNOUCI	139

Liste Abréviation

T : La période de retour ,
P : la probabilité d'occurrence de dépassement de ce phénomène ;
QT : Débit décennal en m³/s.
h : Hauteur moyenne annuelle de pluie en m prise égale
A : Superficie du B.V. en Km²
L : Longueur du drain principal en Km
T : Période de retour égale à 10 ans.
K : Coefficient de ruissellement variant
a : Coefficient variant
QT: Débit décennal en m³/s.
A : Superficie du B.V. (en ha)
I : Pente moyenne du B.V en mm/m.
C : Coefficient de ruissellement
Q : Débit à évacuer en l/s.
A :Surface du B.V. en ha.
I :Pente moyenne du B.V. en m/Km ou mm/m.
P : Hauteur de pluie maximale tombée en 24 h sur le B.V
K : Coefficient dépendant de la topographie du B.V .
S : Surface du bassin versant, en Km² ;
Q(t) : débit à évacuer en m³/s de récurrence 1000 ans .
S : surface du B.V en KM²
QT : Débit de pointe en m³/s de récurrence T (T1 = 100 ans , T2 = 1000 ans)
A : Coefficient variant en fonction de la pluviosité
QT : Débit maximal pour la période de retour T, en m³/s ;
S : Surface du bassin versant, en Km² ;
A : Coefficient variant pour le Nord et pour les oueds sahariens ;
N : Coefficient Régional : 80 pour la plaine ;
QT: Débit en m³/s correspondant à la période de retour T.
T :Période de retour pour laquelle le débit est calculé,
Cr :Coefficient de ruissellement,
A :Surface du bassin versant en km².
Tc : temps de concentration en min.
L : distance entre l'exutoire et le point le plus éloigné
P : pente moyenne en m/m
S : surface du bassin versant
S' : ecart type
M : moyenne
Cv : coefficient de variation
r : nombre de rang ,
N : somme de rang
U : c'est la variable de la droite de GUMBEL
a et b représentent les paramètres de Montana

P_{tc} : pluie de courte durée de même fréquence que P_{jmaxT} (mm)
 P_{jmax} : pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm)
 t : le temps (h)
 b : exposant climatique $b = 0.47$
 P_{tc} : pluie de courte durée de même fréquence que P_{jmaxT} (mm)
 C : Coefficient de Chezy
 S : Section mouillée du canal.....(m²)
 R_h : Rayon Hydraulique..... (m)
 Q : Débit(m³/s)
 b : base du trapèze
 I : Pente du canal
 Avec un fruit de 1/1
 m : Fruit
 Y_c : Hauteur critique
 Fr : nombre de froude
 EH : Equivalant habitant (population à l'horizon considéré)
 D : Dotation hydrique (l/j/hab). (200 l/j/hab)
 80% : taux de rejet
 Q_{moydim} : Débit moyen journalier (l/j)
 Q_{pdim} : débit de pointe du temps sec (l/j)
 Q_{pt} : Le débit du temps de pluie (m³/s)
 $[C]$: Concentration (g/l).
 $Ch\ charge$: Charge polluante (kg/j).
 D : Diamètre (mm)
 μ : coefficient expérimentale du déversoir.
 $Q_{conservé}$: Le débit conservé transitant vers la station d'épuration (m³/s).
 Q_{aval} : Le débit aval déverser vers l'oued (m³/s).
 Q_{ps} : Le débit a plein section (m³/s)
 H_1 : La hauteur d'eau dans le collecteur (m)
 H_2 : Niveau du seuil du déversoir (m)
 H : la hauteur d'eau max au-dessus du seuil (La charge) (m)
 H_m : la hauteur d'eau moyenne ; égale $H/2$ (m)
 g : accélération du pesanteur (m/s²)
 $L_{dév}$: la largeur du déversoir (m)
 Ch_{sup} : Charge Superficielle (m³/m²/hr)
 S : La Section (la Surface) de l'ouvrage (m²)
 V : Le volume de l'ouvrage (m³)
 l : La largueur de l'ouvrage (m)
 L : La longueur de l'ouvrage (m)
 H_e : La hauteur d'eau dans l'ouvrage (m)
 T_s : Temps de séjour (sec)
 e : Espacement entre les barreaux (mm)
 d : Diamètres des barreaux (mm)
 V_{max} : La vitesse amont (m/s)
 V : La vitesse de passage à travers la grille (m/s)

α : Angle d'inclinaison par rapport à l'horizontal
 C : Coefficient de colmatage
 O : coefficient de vide de la grille
 Vap : Vitesse d'approche ou vitesse de l'eau devant la grille (m/s)
 ΔH : Perte de charge en mètre d'eau (m)
 β : Coefficient de forme des barreaux
 V_{marnage} : volume de marnage dans la bêche d'eau (m)
 t : durée d'un cycle (cycles "Nombre démarrages et Nombre arrêts chaque heure)
 Re : Nombre de RENOLDS
 ν : Viscosité cinématique ()
 ΔH_{tot} : Perte de charge Totale (m).
 ΔH_l : Perte de charge linéaire (m).
 ΔH_s : Perte de charge Singulier (coude , vanne , Té ,) (m).
 f : Coefficient de frottement
 ε : rugosité relative
 HMT : la Hauteur Manométrique de la pompe (m)
 H_g : Hauteur Géométrique (m)
 P : la puissance de la Pompe (kw)
 ρ : Masse volumique de l'eau (1000 kg/m³)
 η : Rendement de la pompe
 C célérité : Vitesse de célérité des ondes.
 k : Coefficient qui dépend de l'élasticité du matériau de la conduite
 e_p : Epaisseur de la conduite en (mm)
 B_0 : Hauteur maximal du coup de bélier
 P_r : la pression de retour (bar)
 Vasc : la vitesse ascensionnelle ou de chute (m/h)
 Q_{air} : Débit d'air spécifique (m³ air/hr/m³d'eau).
 Q_{dss} : la quantité des sables résidus recueillis (m³/j)
 Flux DBO₅ (L_0) : la charge de la DBO₅ à l'entrée (kg/j)
 C_m : charge massique égale à 0,10 DBO₅ / Kg MVS/j
 $[\text{MES}]_{\text{BA}}$: 4 g/l (Concentration fixe pour ce genre de traitement)
 $[\text{MVS}]_a$: matière volatiles sèche dans le bassin d'aération = 70% \times $[\text{MES}]_{\text{BA}}$;
 V_{BA} : Volume du bassin d'aération ;
 A : Age des boues (jour)
 B_p : Boue Produite
 X_t : Masse de MES du réacteur
 τ % : Le taux de recirculation
 $[\text{MES}]_R$: Concentration des MES à recycler au bassin
 Im: Indice de MOLHMAN
 Q_B : le débit de boues à re-circuler (m³/j)
 $[\text{DCO}]_{\text{s.a}}$: la charge de la DCO brute est soluble et facilement assimilable (kg/j)
 $[\text{DCO}]_{\text{brute}}$: la charge de la DCO brute à l'entrée de la STEP. (kg/j)
 Q_{retour} : le débit de retour à la tete du bassin d'aération (m³/j).
 BO_2 : Besoin en oxygène journalier

BO_{2hr} : Besoin en oxygène horaire
 a' : Quantité d'oxygène nécessaire à l'oxydation de 1 kg DBO5
 b' : Quantité d'oxygène nécessaire au métabolisme endogène de 1 kg de MVS des boues, par jour
 c' : Fraction de l'oxygène des nitrates récupéré par dénitrification
 L_f : la charge de la DBO5 à la sortie (kg/j)
 L_e : la charge de la DBO5 éliminé (kg/j)
 N : Quantité d'azote à nitrifier pendant la période considérée
 PT : Puissance théorique absorbée (KW)
 Ps : Puissance spécifique absorbée (KW)
 $R\%$: rendement épuratoire
 V_c : la vitesse limite de chute (La charge superficielle) en (m/h)
 a_m : rendement cellulaire
 X_{min} : Quantité de matières minérales non éliminées par le traitement (Kg/j)
 X_{dur} : Quantité de matière sèches non biodégradables (Kg/j)
 X_{eff} : est généralement négligeable
 Q_e : le débit des boues en excès

INTRODUCTION GENERALE

Il est communément connu que l'eau symbolise la vie là où elle existe. Elle est très convoitée par l'homme grâce à ses divers usages. Au fil du temps, la dépendance à l'eau ne fait que s'accroître. Cependant, après chaque utilisation, l'eau devient un effluent liquide indésirable, dangereux pour la santé humaine et son environnement vital. Un élément qu'il faut à tout prix s'en débarrasser et rejeter loin de l'espace habitable. L'assainissement des eaux usées vient alors répondre à ce besoin par la collecte, le transport, le traitement et le rejet vers des exutoires préalablement choisis. La mise en œuvre d'un système capable de fournir ces fonctions nécessite une succession d'études et de visites sur le site.

La collectivité locale est responsable de l'urbanisation de son territoire, de toutes les études et décisions des opérations d'intérêt général qui s'attachent à son développement. Il faut que la commune ne soit plus la seule instance de décision en matière d'occupation des sols et d'aménagement, en raison de l'importance de plus en plus grande des synergies au niveau des intercommunalités. Ainsi la construction d'un réseau d'assainissement est-elle d'abord une affaire communale, étant bien entendu que cet équipement public s'intègre dans les orientations et les prescriptions du plan d'aménagement de la commune.

L'assainissement est devenu par une définition classique, une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation, les eaux de toutes natures ne doivent pas être laissées ruisseler naturellement. Elles doivent être guidées, canalisées pour être dirigées vers des émissaires ou artificiels et parfois être épurées et traitées avant leur rejet définitif.

L'assainissement est l'ensemble des techniques qui permettent l'évacuation par voies hydrauliques des eaux usées et pluviales. On distingue trois catégories d'eaux usées, les eaux de précipitation, les eaux usées d'origine domestique, les eaux industrielles.

D'où l'objectif de notre projet est la mise en place d'une orientation à moyen et à long terme pour améliorer la qualité, la fiabilité et la capacité du réseau d'assainissement. Et réduction des eaux claires parasites en entrée de station d'épuration et l'élimination des déversements d'eaux usées non traitées directement vers le milieu naturel.

L'étude comportera cinq chapitres à savoir :

- Chapitre I : introduction sur la ville de Mécheria et historique.
- Chapitre II : généralités sur l'assainissement.

- Chapitre III : Protection de la zone à urbaniser contre l'inondation
- Chapitre IV : dimensionnement du réseau d'assainissement
- Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Ce travail comportera :

- Diagnostic du terrain susceptible à être urbanisé et réseau d'assainissement existant préconiser à évacuer les eaux en provenance de ces terrains (diagnostique et état de fait et collecte de documentation.

- le détail et orientation afin d'assainir le maximum de surfaces et d'être prises en charge vers la STEP et évaluation des débits et dimensionnement du réseau.

- Exécution des calculs hydrauliques. , Détermination des débits des eaux usées et pluviales.
- Dimensionnement des collecteurs principaux. Unification des rejets.
- Dimensionnement de la station d'épuration et exécution des calculs hydrauliques.

Dans ce travail, nous avons élaboré un exemple d'étude de dimensionnement du réseau d'assainissement. Cette problématique représente un cas réel de dimensionnement d'un réseau hydraulique et une occasion d'améliorer nos connaissances et d'avoir un bon paramétrage d'un système d'évacuation des eaux usées et leur épuration.

PROBLEMATIQUE :

Dans le cadre du développement de la ville de Mécheria, il est donc nécessaire de prévoir de nouvelles surfaces urbanisables. A cet effet, la ville doit s'engager dans une démarche résolue à se doter d'infrastructures collectives de collecte et de traitement des eaux usées domestiques.

De nos jours, l'accroissement de la population et l'exode rural vers la ville de Mecheria, le développement des activités humaines s'accompagne d'une occupation importante des terrains et consommation d'eau de plus en plus importante. Par conséquent, La ville connaît, pour ainsi dire, une situation critique dans le domaine de manque de terrains urbanisables dotés d'assainissement. Ce qui nous a poussé à décider à la réalisation d'une étude consacrée à la conception d'un réseau d'assainissement d'eau usées en prenant en charge le maximum de terrains susceptibles à être urbanisés. Afin d'éradiquer les fosses septiques existantes dans les zones d'extension de la ville ainsi de prendre en charge les lotissements non branchés au réseau d'une part, et d'autre part, prévoir la protection de ces terrains situés au pied de la montagne contre les inondations causées par les eaux de ruissellement.

A la fin nous proposons la réhabilitation et extension de la station d'épuration existante pour assurer un développement durable à pour but d'améliorer la qualité des milieux naturel et la santé de la population.

Chapitre :I **PRÉSENTATION DU SITE**

I.1 SITUATION GÉOGRAPHIQUE :

La ville de Mecheria est rattachée administrativement à la daïra de Mecheria et par voie hiérarchique à la wilaya de Naama.

Elle est distante du chef-lieu de wilaya de 30 km et elle s'étend sur une superficie de 1000 ha

La ville de Mecheria est limitée par :

- La commune d'EL BIODH au Nord et au Nord-Ouest.
- La commune de NAAMA au Sud et au Sud-ouest.
- La commune de TOUSMOULINE et MEHARA à l'Est.
- La chaîne de montagne DJEBEL ANTAR à l'Ouest.

En effet Ses limites sont très rapprochées de la ville avec des distances moyennes de :

7 km au Nord

- 8,5 km à l'Ouest
- 4 km à l'Ouest
- 32 km à l'Est

Le territoire communal est plat et se situé entre 1080 à 1200 m d'altitude, il Constitue un bon support à un couvert végétal de type steppique et même un à support à l'agriculture lorsque en eau existant.

L'altitude de Djebel Antar est comprise en 1647 et 1652 et elle culmine à 1721m tandis que la petite crête de Antar (Anitar) culminé à 1465m. [1]

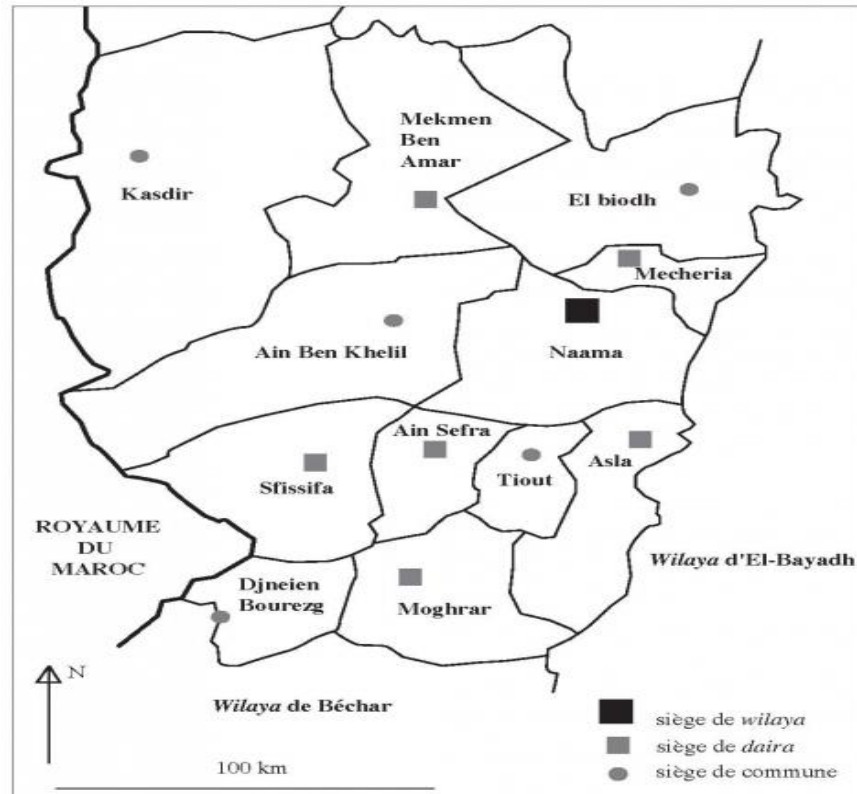


Figure I-1:situation de la ville de Mecheria

I.1.1 MILIEU PHYSIQUE :

a) Relief :

La commune est entièrement composée de hautes plaines plates dans l'ensemble ayant une altitude moyenne varie de 1050 à 1200 m d'altitude, avec des pentes de faibles à très faibles.

L'exception à ce type de relief est constituée de Djebel Antar, surtout son flanc est qui représente la seule protubérance physique d'orientation Sud-Ouest Nord-Est. Il a une altitude moyenne de 1650 m et il culmine à 1721 m. Ses pentes sont fortes et dirigées vers l'Est des valeurs respectives. [3]

- 36 % sur le flanc haut
- 8 % sur le flanc bas

I.2 SITUATION CLIMATIQUE :

a) Climat :

Le climat de la commune est de type semi-aride, aux aspects de continentalité :

- **Pluviométrie :**

La pluviométrie moyenne se situe entre 250 et 300 mm/an avec de fortes irrégularités d'une année à l'autre et dans la même année.

Elle tombe sous forme d'averses orageuses pendant la période fraîche de Novembre à Avril. Elle peut avoir des valeurs très hétérogènes selon les années, avec des périodes de sécheresses ou cycles qui peuvent aller jusqu'à la décennie. [3]

- **Température :**

Les températures de la région sont de types continentaux c'est à dire très fraîches en hiver et chaudes en été. Ce qui nous fait dire qu'il y a presque seulement deux saisons distinctes. Pendant l'hiver, et pendant les bonnes saisons on constate des chutes de neige qui peuvent plus ou moins être réparties du mois de Décembre au mois d'Avril.

On observe surtout des gelées qui sont caractéristiques de la zone steppique avec parfois des gelées tardives qui peuvent aller jusqu'à Avril-Mai. [3]

- **Les vents :**

Les vents sont un élément déterminant dans la définition du climat de la région, ils peuvent apporter les pluies et la fraîcheur, comme ils peuvent ramener la chaleur (Sirocco), qui assèchent le sol et la végétation, est enlèvent les constituants du sol (érosion éolienne).

Ils sont dominants en hiver dans la direction Nord-Ouest Sud-Est et changent en été pour dominer dans la direction Sud-Ouest Nord-Est.

Pendant la période hivernale la montagne constitue un bouclier protecteur de la ville contre les effets du vent. [3]

- **Evaporation :**

Pendant la période de l'été les effets de la chaleur et des vents chauds se font sentir sur le milieu physique par une intense évaporation et un dessèchement du sol et de la végétation lesquels mettent en péril la région et son économie pastorale. [3]

b) Réseau hydrographique.

Il est à signaler qu'une bonne partie de la commune, surtout celle de l'Ouest, se trouve sur une zone d'évacuation des eaux de pluies venant à grande vitesse du flanc sud de Djebel Antar.

Chapitre :I **Présentation Du Site**

Ce qui entraîne l'eau de ruissellement en une multitude de ravinements allant vers l'Est, vers les points bas où se stagnent les eaux sous forme de daïet, de sebkhat

La commune de Mecheria est traversée par plusieurs oueds qui déversent leurs eaux dans la même zone du centre Sud et du Sud-Est qui deviennent presque marécageuse. [3]

Se sont :

- Oued Khabaza, d'orientation Nord-Ouest Sud-Est qui se prolonge par son bras nommé Moih tiour d'orientation Nord-Sud.
- Oued El-Karima d'orientation Nord-Ouest Sud-Est.

Ces effluents viennent se perdent dans la Sebkhet En-Nedajouia, Daïet El Baroud et sebkhet Oum Ledjam qui est la continuité de Sebkhet Naama. Cette zone des Sebkhat et Daïet peut-être riche en eaux souterraines.

En plus de cela nous avons les innombrables ravines qui descendent de Djebel Antar directement sur la vallée de Mechéria en plusieurs endroits et qui on provoquée par le biais des ruissellements des inondations dangereuses et dévastatrices ou ces dernières été prises en charge, par réalisation des canaux au pied de djebel Antar sur la base d'étude étable par CTH,

En manque Apparemment la commune de Mecheria est accuse en eau souterraine puisque quelques puits seulement existent et sont destinés en grande partie à l'irrigation es terres agricoles, ainsi que deux forages venant l'un de raoudassa et l'autre de Draa Laoud. Le reste et le plus important des ressources destinées à l'AEP viennent de Naâma.

On signale que la partie Nord de cette commune, et surtout entre Mecheria et El-Biodh, dispose de grande potentialité en eau. [3]

Chapitre :I Présentation Du Site

Graphique des précipitations :

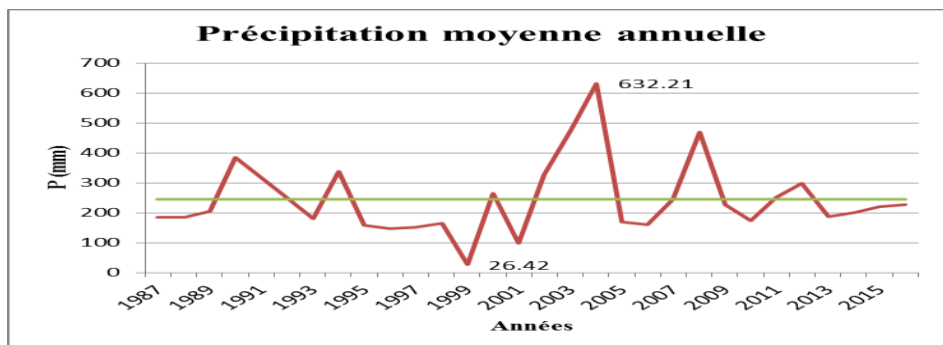


Figure I-2 : Variations interannuelles des précipitations, à la station de Mécheria(1987-2016) [2]

Graphique des températures :

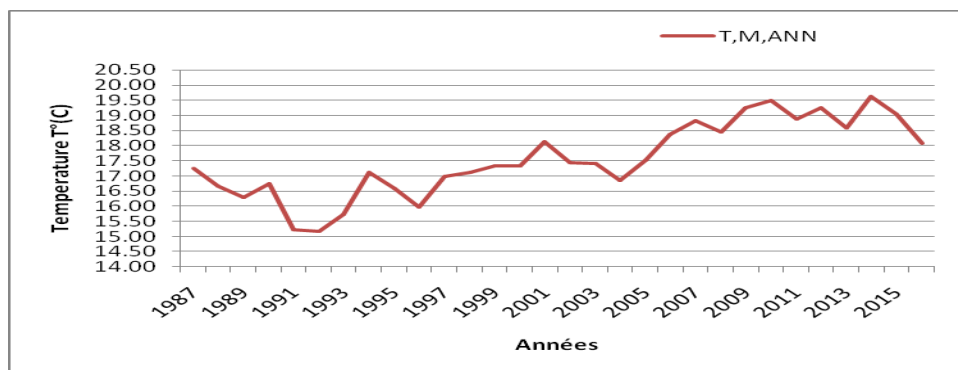


Figure I-3 : Variation des températures moyennes annuelles, à la station de Mécheria [2]

Graphique des vents :

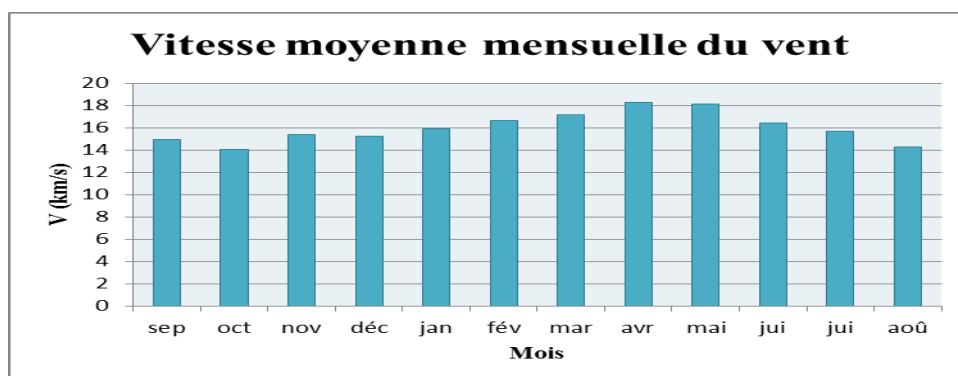


Figure I-4 : Histogramme de distribution de la vitesse moyenne mensuelle du vent [2]

I.3 APERÇU GÉOLOGIQUE DE LA ZONE D'ETUDE :

La ville de Mecheria est caractérisée par une géologie de terrain constituée d'une carapace de calcaire qui couvre une couche importante de matériaux sableux.

Les couches supérieures sont composées de matériaux grossiers et fins provenant des éboulis des zones montagneuses de DJEBEL ANTAR avec présence de quelques matériaux marneux, gréseux et conglomératiques.

I.4 OCCUPATION DU SOL :

La commune de Mecheria est presque entièrement constituée de parcours steppiques sur lesquelles viennent se greffer d'autres occupations, à savoir les emblavures, les mises en valeur agricole, les forêts et la zone des sebkhat, ainsi que la ville. La surface totale est de 746 km² soit 74600 ha. [3]

La commune de Mecheria est en grande partie recouverte de parcours steppiques, le reste est occupé par les emblavures, les mises en valeur des terres agricoles, les forêts et la zone des sebkhas.

1.4.1 Les parcours steppiques :

C'est un couvert végétal issu des conditions climatiques particulières de la région avec le facteur eau qui est limité.

Ce couvert végétal est en grande partie dégradé en raison de la longue période de sécheresse qu'a connue le pays ainsi que la grande charge animale. [1]

1.4.2 Les emblavures :

Ce sont les cultures de céréales dans des endroits plus ou moins humides tels que les dayet...etc éparpillées un peu partout. Cependant ces cultures pratiquées n'importent comment et n'importe où engendrent une dégradation rapide de la steppe.

La surface totale emblavée est aux alentours de 1800 à 2000 ha. [1]

1.4.3 Les mises en valeur des terres agricoles :

Un bon sol destiné à l'agriculture et la présence d'eau constituent les éléments essentiels pour le développement des mises en valeur, mais cette activité connaît un début timide dans la

Chapitre :I **Présentation Du Site**

région du fait du manque du savoir-faire de la population qui excelle beaucoup plus dans l'élevage d'une part et des effets néfastes des vents d'une autre part. Cependant cette activité peut mieux se répandre en développant les techniques agricoles. . [1]

Sur cette base on peut dénombrer les sites suivants des mises en valeur :

Tableau I-1 : surface destiner a des activité agricole DSA [4]

Périmètre agricole	Surface (ha)
Raoudassa	210
Mechetet	150
Oued Sakhra	120
Ouglat Sedel	30
Fretis	25
Terre Djakoub Nord et terre Kharafi	50
Zone agricole Sud.	15
Zone agricole Touifsa	20+17
Apiculture	
Total	163

I.5 LES INFRASTRUCTURES :

La ville de Mecheria dispose d'un certain nombre d'édifices dont on cite les principaux :

1.5.1 Infrastructure routière :

La ville Mecheria dispose d'un réseau routier assez important qui lui permet de joindre les différents quartiers de la ville sans trop de problèmes ainsi que les régions importantes de la wilaya de Naama.

Mecheria dispose notamment de deux routes nationales et un chemin wilayatique :

La RN6 qui traverse la ville dans le sens Nord-Sud sur un linéaire de 18 km environs avec un état bon à assez bon.

La RN22 qui passe à l'Ouest de la ville sur un linéaire de 12 km environs raccordant la ville de Mecheria à la wilaya de Tlemcen avec un état bon à moyen.

Le CW s'étale sur 37 km allant vers l'Est en direction de la wilaya d'El Bayadh en passant par Tousmouline et présentant un état routier bon à moyen.

Les régions ne disposant pas de réseau routier ou non revêtu sont liées par un réseau de pistes assez dense qui peuvent aller jusqu'à 120 km. [1]

1.5.2 Infrastructure ferroviaire :

Le chemin de fer reliant Mohammadia à Bechar traverse Mecheria sur 18 km environs avec une gare principale dans la ville et deux petites gares à Tiet Leghnem et Toufza.

Ce passage de la voie ferrée n'est pas sans problèmes car du fait qu'il passe en plein ville cette dernière est coupée en deux et créant ainsi des dangers a la population et aussi des points de confluence avec les réseaux de voirie.

L'ensablement de la voie crée aussi des problèmes à son tour car il cause des déraillements, chose qui fait diminuer l'utilisation et donc le rendement de la voie ferrée. [1]

1.5.3 Infrastructure électrique :

La commune de Mecheria est traversée par des lignes électriques de moyennes et hautes tensions.

On distingue deux lignes principales une à haute tension de 60 kv et l'autre à moyenne tension de 30 kv arrivant toutes les deux de Saïda sur environs 9km et 10,5 km respectivement pour sortir avec trois lignes de moyenne tension 30 kv, deux pour Aïn Sefra et une pour Naama [1]

1.5.4 Infrastructure hydraulique :

La ville de Mecheria est alimentée en eau potable par plusieurs réservoirs de différentes capacités desservant les différents quartiers de la ville :

➤ Deux conduites en gravitaire venant de Harchaïa et de la batterie de forages de Naama alimentes le réservoir BOUDOU 1000 m³, le réservoir haut 1000 m³, les réservoirs jumelés 2x1000 m³ et un château d'eau de 200 m³.

➤ Une conduite de refoulement J17 venant de Raoudassa et une autre venant de Draâ El Aoud alimentes le réservoir Belkhadem bas 1000 m³.

➤ Le réservoir haut 1000 m³ reçoit une partie de ces eaux des réservoirs jumelés 2x1000 m³ et alimente à son tour le réservoir Belkhadem haut 1000 m³.

➤ Une conduite venant de Madjar alimente un château d'eau de 500 m³.

➤ Une conduite F5 alimente un autre château d'eau de 500 m³.

Notons aussi que deux réservoirs de 5000 m³ chacun sont en cours de réalisation viendrons appuyer les ouvrages actuels en fonctionnement pour pallier aux besoins en eau croissants de la ville de Mecheria. [1]

1.5.5 Infrastructure téléphonique :

La commune est traversée par deux lignes téléphoniques dans le sens Nord-Est sur une longueur de 17 km environs dont une enterrée et l'autre aérienne.

Ces lignes permettent le raccordement de la ville de Mecheria au réseau téléphonique automatique national et international. [1]

I.6 ACTIVITÉS PRINCIPALES DE LA RÉGION :

Parmi les activités de la commune de Mecheria on dénombre les principales :

1.6.1 Le secteur du bâtiment et travaux publics :

Il est concentré en milieu urbain et partagé entre les secteurs public et privé. Le développement de ce secteur est une des conséquences du grand développement que connaît la ville de Mecheria surtout ces dernières années avec le programme de relance économique.

Le secteur du bâtiment et travaux publics est un des secteurs les plus générateurs d'emploi surtout en matière de main d'œuvre non qualifiée. [1]

1.6.2 Le secteur de l'agriculture :

Frileux et jeune le secteur de l'agriculture est composé essentiellement des emblavures et des mises en valeur des terres agricoles comme cité précédemment, mais il est surtout dominé par l'activité pastorale. [1]

1.6.3 L'élevage :

C'est l'activité dominante de la région des hautes plaines, elle connaît un développement en milieu urbain (quartiers périphériques de la ville) du fait du manque de végétation en milieu rural qui est à caractère désertique.

On peut voir l'évolution de cette activité pour différentes races animalières à travers le tableau suivant :

Tableau I-2 : différentes races animalières [4]

animaux année	Espèce bovine	Espèce ovine	Espèce caprine	Espèce chevaline	Espèce mulassière
2001 /2002	1007	31957	2000	108	65
2008 / 2009	2050	42600	1800	103	50
2013/2012	2560	3750	1700	95	45

On note que l'élevage ovin est le plus répandu du fait qu'il génère des gains importants aux éleveurs, vu la réputation au niveau national du marché à bestiaux de la ville de Mecheria. . [1]

1.6.4 Les commerces :

Le commerce entièrement localisé en ville, représente la seule alternative pour l'occupation de la tranche de population en age de travailler composée essentiellement de jeunes, chercheurs d'emploi stables.

Ce secteur connaît un développement anarchique vu le ralentissement de l'agriculture et l'absence de l'industrie. [1]

1.6.5 Les transports :

Vu la situation géographique de la ville de Mecheria qui se trouve au Nord de la wilaya de Naama et communicante avec les wilayas de Tlemcen, Oran, Sidi Bellabes et Mascara via Saïda, les transports jouent un rôle prépondérant dans le développement de la région tant au niveau local qu'au niveau national.

En effet la route nationale n°6 qui traverse la ville de Mecheria fait de cette dernière une zone incontournable permettant la liaison entre le Nord-Ouest et le Sud-Ouest du pays en passant par le chef - lieu de wilaya.

Cette route nationale n°6 connaît un grand flux de circulation en matière de transport de voyageurs inter wilayas et inter urbain.

Le transport des marchandises est lui aussi assuré par route pour les échanges commerciaux, mais pour supplier aux besoins des wilayas du grand Sud la voie ferrée est toujours d'activité en ce qui concerne les marchandises et à un degré minime pour les voyageurs. [1]

I.7 PROBLÈMES DE L'ENVIRONNEMENT :

La commune de Méchéria, comme par ailleurs la partie Nord de la wilaya, est confrontée à des problèmes d'environnement, de différents types :

a) Préservation des parcours steppiques :

Pour préserver la steppe contre l'effet de l'homme et des animaux il faut :

- Préserver et reconstituer les parcours par des programmes pratiques et urgents.
- Eviter au mieux la circulation anarchique des camions dans la steppe.
- Eviter les labours n'importe où et n'importe comment. Dans ce cas toutes emblavures ou cultures doit se faire ne rapport avec la disponibilité de l'eau et de l'humidité du sol.
- Eviter les concentrations des troupeaux en zriba dans les alentours des établissements humains. [3]

b) Ensablement et désertification :

Lutter contre la désertification et l'ensablement par :

- La fixation des nouveaux dépôts dunaires
- L'entretien de la ligne de chemin de fer
- L'entretien des grands axes routiers (RN 6 et RN 22).

Cela peut se ce faire par un système étudié et adapté de mise en défend, par un équilibre entre la capacité des parcours et le nombre de têtes du cheptel, par l'introduction de nouvelles plantes fourragères rustiques et même par un système de fore station nouvelle. [3]

c) Problèmes d'hygiène et de Salubrité :

Prendre en charge tous les problèmes d'assainissement des eaux usées de la ville par une station de traitement et un entretien des rejets.

- Entretien des canaux à ciel ouvert et l'entretien des quartiers périphériques.
- La désaffectation des locaux, enclos ou clôtures qui servent d'écuries à l'intérieur de la ville, mais surtout dans les quartiers périphériques. Ce qui se traduit par des odeurs mauvaises et persistantes.
- Le déplacement de la décharge publique, un peu plus au Nord-Est, pour éviter les mauvaises odeurs et les fumées.
- Le réaménagement du souk à bestiaux.

Interdire les décharges clandestines aux voisinages de la ville (toujours les quartiers périphériques). [3]

d) Problèmes de ruissellement des eaux pluviales :

Au par avant la ville de Méchéria été confrontée à un problème de ruissellement des eaux pluviales venant de la montagne. Ces eaux de ruissellement ont de grandes vitesses puisqu'elles sont issues de forte pente sur des zones peu poreuses et peu absorbantes.

Ces eaux sont prises en charge en partie par des canaux et sont évacuées vers l'Est, et les eau en provenance de Djebel Antar en été pris en charge est orienter par une ceinture de canaux hors tissu urbain

Et les aux de ruissèlement sont prise par le réseau d'assainissement qui a pris les directive du schéma directeur de l'assainissement. [3]

I.8 VISITE DES LIEUX ET RECONNAISSANCE :

1.8.1 DESCRIPTION DU RÉSEAU :

La ville de MECHERIA est exposée à un problème de ruissellement des eaux pluviales venant des hauteurs de Djebel Antar avec une grande vitesse en raison de l'assiette topographique qui présente une forte pente à partir de la limite de Djebel Antar situé à l'Ouest vers l'Est.

A cet effet, quatre canaux qui servent à véhiculer les eaux pluviales dont deux forment une ceinture de sécurité de la ville contre les eaux de ruissellement provenant des hauteurs de Djebel Antar. Les deux autres canaux traversent le centre-ville.

La reconnaissance et le diagnostic du réseau ont fait ressortir que la ville de MECHERIA est dotée de trois réseaux à savoir :

- Réseau unitaire
- Réseau d'égout
- Réseau pluvial

Le réseau unitaire a été posé pour assainir les différents quartiers de la ville, mais malheureusement il ne véhicule que les eaux usées, car la majorité des avaloirs sont défectueux et complètement bouchés, mis à part quelques ruelles situées en centre-ville qui sont équipées d'avaloirs, ces derniers connaissent le même problème par manque d'entretien, d'où l'entretien périodique s'avère plus que nécessaire en raison de la présence du sable qui forme des dépôts. [5]

Chapitre :I **Présentation Du Site**

I.8..1.1 Collecteur Bghadid « 1 » :

Ce collecteur démarre du quartier Bghadid il est parallèle au canal ouvert des eau pluvial , il traverse la RN 06 puis il passe par les 2400 logts ensuite il traverse le chemin de fer et l'évitement en cour de réalisation , il se trouve raccorder au canal principal des eau usée de la ville

Nous signalons que ce réseau est récemment réalisé. [5]

I.8..1.2 Collecteur nord « 2 » :

Ce collecteur démarre du quartier BOUDOU, il traverse ce quartier en dallo 2 x 2 m dallé. Il passe au milieu du quartier BELKHADEM, ensuite il se trouve à l'intérieur de la cité HAI NASR. Il traverse la route nationale et continue parallèlement à la route TOUSMOULINE puis il traverse le chemin de fer et l'évitement de la RN 06 vers la STEP ; durant son chemin il collecte les eaux de différents diamètres de différents quartiers il sert à assainir aussi, lotissement NORD, cité AIDAOUI,

Nous signalons que ce réseau est entièrement renouvelé. [5]

I.8..1.3 Collecteur principal « 3 » :

Le collecteur « 3 », il démarre près de la cité police en diamètre Ø 2000 . Il passe près du bureau CTH, là où il collecte les eaux du collecteur qui démarre du SAA en diamètre Ø 2000 et continue en même diamètre toute en traversant la RN06. Il change l'allure en dallo 2 x2 m récemment réalise, il traverse la cité 542, ou il se branche sur un collecteur 2 x 2 m. Il continue en parallèle à l'évitement en se raccordent au « 2 » près du pénitencier il prend en charge les eaux du : quartier BENKADDOUR, quartier KHEMISTI, la CITE AMEL, la cité CNEP. 5ème lotissement, le quartier des 126 logements évolutifs situé à l'Est de la ville, Les 75 logements sociaux. [5]

I.8..1.4 Collecteur « 4 » :

Le collecteur « 4 » démarre près des 11 coopératif en passant par le quartier neuf il traverse la ville en dallo 2 x 2 m il passe près de l'ACTEL il traverse le quartier HAI ESSALEM ensuite la coopérative EL CHOUHADA il traverse la voie ferré et l'évitement de la ville, il se dirige vers le collecteur « 3 » durant sa route il collecte les eaux usées des déférentes quartiers traversés et une partie du quartier BEN BADIS. [5]

I.8.1.5 Collecteur « 5 » :

Le collecteur « 5 » est un collecteur principal, il prend naissance près de l'ancien tracer du chemin de fer en diamètre \varnothing 1500 il traverse la RN 06 en traversant le quatrième Lotissement change en dallo en 2 x2 m puis il rejoint le collecteur « 4 » en passant par quartier SALEM, à l'aide des collecteurs secondaires et tertiaires. Il assainit : lotissement SUD, la coopérative TECHNICUM, quartier EL HOURIA, quartier SIDI MERBOUH, la coopérative HANDASSA, et une partie du quartier BEN BADIS et quartier SALHI. [5]

I.8.2 Collecteur sud « 6 » :

Récemment réalisé, il prend naissance près de la GLOBITON en diamètre \varnothing 1000 prend en charge les eaux usées du quartier FORSSEN, il est projeté pour prendre en charge les eaux usées de la zone sud, il traverse le chemin de fer et l'évitement d'où ces eaux seront relevées par la station de relevage ainsi refoulées à un point haut puis gravitairement elles continuent son écoulement vers le collecteur « 5 ». [5]

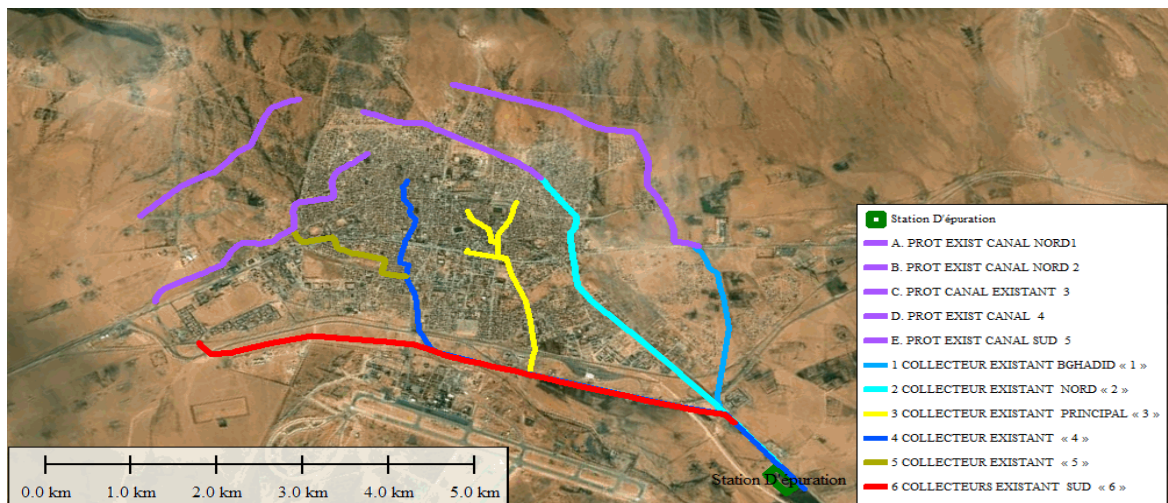


Figure I-5 : Principaux collecteur de la ville de Mécheria

I.9 STATION D'EPURATION DE MÉCHERIA :

La ville de MECHERIA est dotée par une station d'épuration (STEP) à boue activée à faible charge qui traite les eaux usées de la ville ; la base de dimensionnement de cette STEP a été fixée pour l'horizon 2025. Elle est étalée sur une surface globale de 06 (six) hectares ; elle est située sur l'axe routier Mécheria centre vers Tousse mouline au nord (W. El Bayadh)



Figure I-6 : Station d'épuration de Mécheria

On cite les valeurs limites du rejet de la STEP Mecheria

Tableau I-3 : Valeurs limites de rejet de la STEP Mecheria . [6]

<i>Valeurs limites de rejet</i>		
<i>Qualité de l'effluent rejeté : En moyenne annuelle les concentrations des eaux épurées devront tendre pour les différents paramètres vers les valeurs limites suivantes :</i>		
Paramètre	Valeur	Unité
Matières en suspension	30	mg/l
Rendement minimum d'élimination MES	≥90	%
DBO ₅	25	mg/l
Rendement minimum d'élimination DBO ₅	≥90	%
DCO	90	mg/l
Rendement minimum d'élimination DCO	≥80	%
NTK	10	mg/l
NO ₃	15	mg/l
Les boues à la sortie du clarificateur sont déjà stabilisées		

Chapitre :I **Présentation Du Site**

Les paramètres de dimensionnement sont cités dans le tableau ci-dessous ;

Tableau I-4 : Les paramètres de dimensionnement de la STEP Mecheria . [6]

<i>SITUATION 2025</i>	
Type de réseau	: Unitaire
Nombre d'habitants	: 92.000 EH
Débit moyen journalier (Qm)	: 12.880 m ³ /j
Débit moyen horaire (Qm)	: 536,67 m ³ /h
Débit pointe temps pluie	: 1,7 x Qm = 914,89 m ³ /h
Dotation DBO5	: 55 g/EH/j
Charge journalière DBO5	: 5060 kg/j
Concentration DBO5	: 393 mg/l
Dotation DCO	: 100 g/EH/j
Charge journalière DCO	: 9200 kg/j
Concentration DCO	: 714 mg/l
Dotation MES	: 70 g/EH/j
Charge journalière MES	: 6440 kg/j
Concentration MES	: 500 mg/l
Dotation NTK	: 8,7 g/EH/j
Charge journalière NTK	: 800,4 kg/j
Concentration NTK	: 62 mg/l

Chapitre :I **Présentation Du Site**

A ce jour, la STEP fonctionne à un taux qui varie entre 70% à 80% du débit journalier ; en plus, le développement urbain qui s'accroît jour après jour, nous a conduit à penser à la réhabilitation et l'extension de cette infrastructure afin d'implanter une nouvelle STEP.

I.10 DESCRIPTION DU PROCÉDÉ D'EPURATION DE LA STEP DE MÉCHERIA :

Les eaux usées de la ville sont acheminées vers la STEP par un collecteur à ciel ouvert, ils arrivent gravitairement jusqu'à le déversoir d'orage. Une partie de ces eaux sont dirigées vers le prétraitement.

Pour un nettoyage mécanique. Cet Aménagement comprend :

- Déversoir d'Orage
- Une Fosse à Batards ;
- Grilles pour Traitement grossier ;
- Une station de pompage ;
- Grilles pour Traitement fin ;
- Désableur – Déshuileur.

Le déversoir d'orage est placé à la tête de la STEP dans le but de la séparation des eaux des pluies des eaux usées. En effet, lors des pluies et en débit de pointe, les eaux excédentaires sont déviées latéralement vers l'oued Khebaza par le biais d'un canal. La longueur du déversoir est de 12 mètres. À partir de ce déversoir, les eaux usées diluées à traiter, sont véhiculées gravitairement vers la STEP à une fosse à Batards au moyen d'une conduite de diamètre 800 mm en béton, sur une longueur de 70 mètres avec une pente de 15% . [7]

Dans la Fosse à Batards de 17,7m³ de volume, se réalise une précipitation des impuretés insolubles ; Ensuite l'eau arrive dans les canaux, où sont installées des grilles avec de grands espacements - une grille automatique avec des espacements de 40 mm, une deuxième grille manuelle de réserve avec des espacements de 50 mm. La tâche des grilles est la protection des pompes. Puis, par le biais d'une la pompe immergée, les écoulements sont pompés vers les Grilles automatiques du traitement fin avec des espacements de 12 mm. Il y a une grille de réserve avec des espacements 20 mm. Les déchets des grilles sont rassemblés dans des cantionnaires de 4 m³ de volume et sont transférés vers la décharge. . [7]

L'extraction du sable et les substances flottantes se font dans le Déssableur - Déshuileur. Le Déssableur - Déshuileur représente un aménagement comprenant deux sections de dimensions de 10 m de longueur et 3 m de largeur. L'ouvrage est équipé d'aérateurs immergés de deux unités sur chaque ligne. Les aérateurs assurent la flottation des graisses se trouvant dans l'eau. Par le système des racleurs, les graisses se dirigent vers le concentrateur pour condensation et ensuite vers une benne de 4 m³ de volume. Le sable affaissé est pompé vers le classificateur puis vers des bennes de 4m³ de volume. [7]

Le Traitement biologique est prévu dans deux sections du réacteur biologique. Chaque section comprend trois zones

- La zone anoxique ; .
- La zone d'aération ; .
- La zone du dégazage

Dans la zone anoxique arrive l'eau après le nettoyage mécanique. Ici même il y'a une recirculation des boues. Le mélange de l'eau et de la boue permet d'éviter l'accroissement des bactéries dans la zone d'aération

Dans la zone d'aération, il y a une décomposition des pollutions diluées se trouvant dans les eaux usées au moyen de l'oxydation biologique. L'activité vitale des microorganismes est assurée par l'approvisionnement en l'oxygène. Pour cela, sont installés des aérateurs (mono vitesse et double vitesse) au nombre de 12 unités par 06 dans chaque section.

La longueur du réacteur est de 63 m, la largeur de la section est de 33 m et la profondeur utile est de 4,5m

Pour améliorer le traitement, on prévoit une circulation interne des boues. Le mélange de boue et d'eau, par la pompe immergée installée en amont de la zone du dégazage, est pompé vers le canal de Venturi - Le canal est disposé le long du mur divisant le réacteur biologique. Avant son admission dans les Décanteurs secondaires l'Eau passe dans les zones du dégazage pour éliminer les bulles d'air en vue de l'amélioration de la décantation de la boue. [7]

Dans les Décanteurs secondaires se fait la décantation de la boue. A cet effet sont prévu deux Décanteurs secondaires de diamètre 27m et de 3.5m de profondeur.

La purification de l'Eau se fait par l'hypochlorite du sodium dans le canal de chloration de 410 m³ de volume.

Chapitre :I **Présentation Du Site**

L'Eau purifiée, via le canal Venturi et le canal de vidange de 800 mm de diamètre, est rejetée vers l'Oued. [7]

Dans les Décanteurs secondaires, la boue décantée se réunit dans le puisard ; Du puisard, une partie de la boue, par les pompes installées dans la station de recirculation des boues, est pompée dans le canal de distribution du réacteur biologique (recirculation des boues), l'autre partie, par d'autres groupes de pompes, est pompée dans l'Épaississeur de 16m de diamètre et 03.5m de profondeur.

La boue affaissée dans l'Épaississeur est pompée vers la déshydratation et l'eau clarifiée vers la tête des installations d'épuration. [7]

La déshydratation de la boue condensée est prévue par des filtres à bandes au nombre de 2 unités jusqu'à 80 % de l'humidité et ensuite est transportée vers la décharge

Pour l'amélioration du procès de la déshydratation de la boue condensée on ajoute du coagulant.

Par temps d'arrêt des ateliers de déshydratation mécanique on prévoit le transfert de la Boue directement vers les Lits de séchage au nombre de 07 lits et ensuite aussi transportée vers la décharge. Le volume des Lits de séchage a été dimensionné pour une conservation de sept jours. Sur les Lits de séchage l'humidité du dépôt atteint 70 % . [7]

L'eau de drainage se formant pendant le traitement des Lits de séchage, les canaux dans le Bâtiment de la Déshydratation est dirigée à la tête des installations d'épuration



Figure I-7 : Photo - Déversoir D'Orage



Figure I-8 : Photo – Prétraitement



Figure I-9 : Photo - Bassin Biologique – Décanteur – Epaisseur – Déshydratation



Figure I-10 : Photo - Espace Réservez a l'Extension futur

I.11 CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons donné un aperçu sur la ville de Mecheria ainsi que les infrastructures existantes,

Nous avons défini le procédé de traitement par boue activée et l'enchaînement des différentes étapes ainsi les paramètres à laquelle il se base le dimensionnement de la STEP.

.

Chapitre :II **PROTECTION DE LA ZONE À
URBANISER**

Dans cette partie de notre étude, on a fait une première estimation et approche sur les terrains qui peuvent être assainis gravitairement. Les besoins en assainissement du projet seront déterminés grâce à l'identification sur la carte topographique au 1/50 000 de la région, qui nous a donné un premier aperçu sur l'allure du terrain global.

Vu la position de ces terrains au pied de la montagne d'où la nécessité de projeter une protection contre les eaux en provenance du djebel ANTAR. Cette projection sera à environ 70 m de la limite externe des voies de la zone à urbaniser. Pour cela, une étude hydrologique est indispensable afin de déterminer les apports des chaabats au pied de djebel ANTAR,

II.1 INONDATION :

II.1.1 Principaux paramètres caractérisant l'inondation : [18]

L'inondation se caractérise par :

- La période de retour « T » n'est qu'une autre façon de caractériser la fréquence d'apparition d'un phénomène a un moment donné. Statistiquement, on la définit comme l'inverse de la probabilité d'occurrence de dépassement « P » de ce phénomène ;

$$T = \left(\frac{1}{P} \right)$$

- La hauteur et la durée de submersion : elle peut avoir un impact important sur le bâti, notamment lorsqu'elle dépasse la côte de référence. Lorsque la durée de submersion est importante, des problèmes sanitaires peuvent survenir, Pour l'homme, on considère généralement que des hauteurs d'eau supérieure à 50 cm sont dangereuses, une voiture commence à flotter à partir de 30 cm d'eau.

- La vitesse d'écoulement elle est conditionnée par la pente du lit et sa rugosité, le danger de la vitesse l'écoulement dépend du couple hauteur/vitesse. A titre d'exemple, à partir de 0.5 m/s, la vitesse du courant devient dangereuse pour l'homme, avec un risque d'être emporté par le cours d'eau et blessé par des objets charriés à vivre allure.

- La torrencialité du cours d'eau à la crue torrentielle est un phénomène brusque et violent résultant d'épisode pluvieux intenses et localisés, du type d'orage convectifs.

On distingue cinq critères pour définir la torrencialité du cours d'eau :

- La rapidité de la réponse du cours d'eau ;
- La pente ;
- Le nombre de Froude ;
- Le transport solide.

Afin de réaliser une étude hydrologique, il paraît qu'il serait nécessaire de définir les caractéristiques du bassin versant et de comprendre son comportement hydrologique, pour mieux estimer les précautions à prendre afin d'éviter l'aggravation des crues, conséquence des inondations, et les mesures compensatoires à envisager dans certains cas vus que les deux sites du terrain sont au pied de la montagne de ANTAR.

II.2 PROTECTION DES ZONES À URBANISER :

II.2.1 Paramètres géométriques :

Les sous bassins versants étant les aires de réceptions des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits d'écoulement sont en partie reliés à ces surfaces. La détermination des surfaces des bassins versants ainsi que leurs périmètres ont été déterminé par moyen du logiciel Global Mapper , Google Earth

. Ces outils nous ont permis de déterminer avec précision les surfaces, les périmètres et les longueurs du talweg principal (Chaabats drainantes) de chaque sous bassin comme suit :

II.2..1.1 La Zone nord :

Dans cette zone on propose la réalisation de deux canaux au pied de djebel ANTAR afin de contourner les eaux de ruissellement qui traversent l'assiette étudié. Toute en préservant la destination finale des eaux de ruissellement afin de ne pas perturber les ouvrages de passage au niveau de la ligne ferroviaire et la route national RN 06

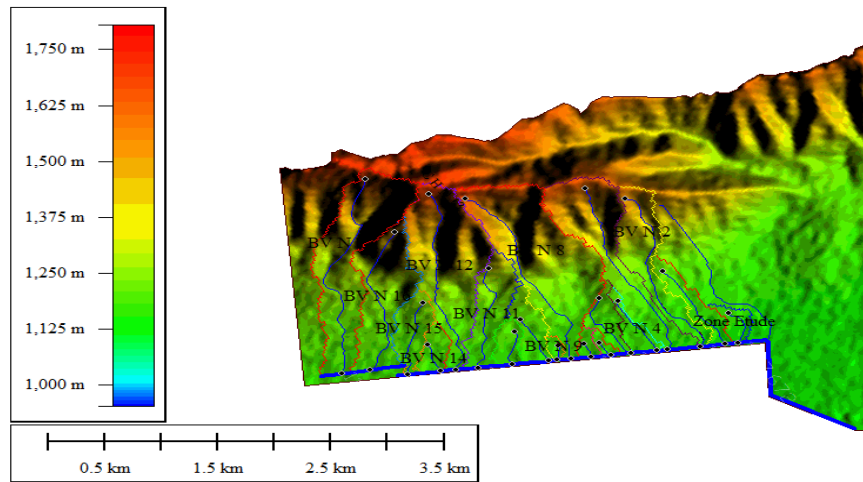


Figure II-1 : Bassins versant de la zone nord

Pour plus de détail voir figure en annexe

II.2..1.2 Caractéristiques Des Sous Bassins Versants Zone Nord :

Tableau II-1 : caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants zone nord prévue d’être véhiculer par projection Canal N :1

Région	N bassin	Surface (Km2)	Périmètre (Km)	Chaaba drainante	Longueur (Km)	H Max (m)	H Min (m)	DH (m)
CANAL NORD 1	BV N 1	0,0863	1,782	"Ch N1	0,41983	1164,246	1147,672	16,574
	BV N 2	0,1907	3,538	"Ch N 2	1,002	1222,08	1149,101	72,979
	BV N 3	0,463	5,927	"Ch N 3	1,987	1515,435	1153,478	361,957
	BV N 4	0,724	6,919	"Ch N 4	2,041	1576,854	1159,118	417,736
	BV N 5	0,1149	2,272	"Ch N 5	0,66089	1213,809	1161,652	52,157
	BV N 6	0,1425	2,533	"Ch N 6	0,80414	1216,705	1165,409	51,296
	BV N 7	0,03487	1,084	"Ch N 7	0,17049	1180,295	1166,887	13,408
	BV N 8	0,04643	1,199	"C h N 8	0,15776	1180,319	1169,956	10,363
	BV N 9	1,136	7,482	"C h N 9	2,209	1636,394	1169,454	466,94
	BV N 10	0,03134	0,8711	"C h N 10	0,15899	1180,707	1168,614	12,093
	BV N 11	0,1885	2,955	"C h N 11	0,52864	1216,569	1171,899	44,67
	BV N 12	0,1061	1,777	"C h N 12	0,39488	1199,047	1177,464	21,583
	BV n 13	0,3485	4,408	"C H N 13	1,239	1328,032	1181,503	146,529
	BV N 14	0,922	6,778	"C h N 14	2,182	1665,097	1182,641	482,456
	BV N 15	0,1113	1,862	"C h N 15	0,32365	1203,173	1183,472	19,701
	BV N 16	0,2205	3,053	"C h N 16	0,86387	1251,557	1187,947	63,61

Tableau II-2 : caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants zone nord prévue d'être véhiculer par projection Canal N :2

Région	N bassin	Surface (Km2)	Périmètre (Km)	Chaaba drainante	Longueur (Km)	H Max (m)	H Min (m)	DH (m)
CANAL NORD 2	BV N 17	0,607	5,97	"C h N 17	1,706	1499,658	1187,625	312,033
	BV N 18	0,939	7,715	"C h N 18	2,465	1655,132	1190,724	464,408

II.2..1.3 La Zone sud :

Dans cette zone on propose la réalisation d'un canal au pied de djebel ANTAR à fin de contourner les eaux de ruissellement qui traversent l'assiette étudiée. Et à ne pas perturber le passage au niveau des ouvrages de la route national RN 06 et la ligne ferroviaire.

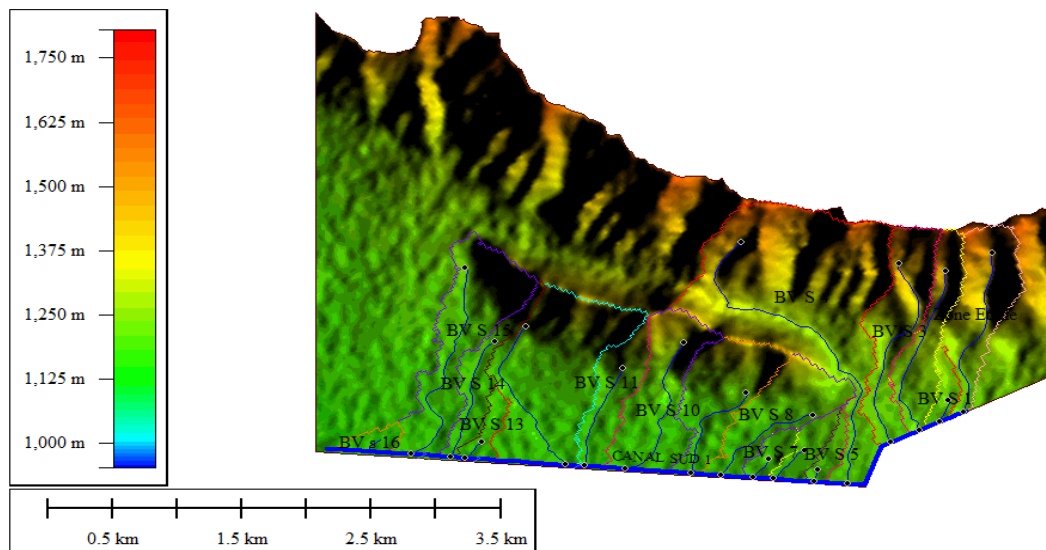


Figure II-2 : Bassins versant de la zone sud

Pour plus de détail voir figure en annexe

II.2.1.4 Caractéristiques des sous bassins versants zone sud :

Tableau II-3 : caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants zone sud prévue d'être véhiculer par projection Canal S :

Région	N bassin	Surface (Km2)	Périmètre (Km)	Chaaba drainante	Longueur (Km)	H Max (m)	H Min (m)	DH (m)
CANAL SUD 1	BV S 1	0,536	5,216	"Ch S 1	1,481	1490,123	1227,182	262,941
	BV S 2	0,0951	2,161	"Ch S 2	0,20417	1236,676	1224,88	11,796
	BV S 3	0,4164	5,476	"Ch S 3	1,514	1453,861	1218,409	235,452
	BV S 4	0,558	6,311	"Ch S 4	1,736	1454,396	1219,961	234,435
	BV S 5	1,906	10,117	"Ch S 5	2,904	1463,604	1205,97	257,634
	BV S 6	0,0855	2,143	"C h S 6	0,10771	1209,117	1203,231	5,886
	BV S 7	0,1397	2,34	"C h S 7	0,34437	1212,944	1197,566	15,378
	BV S 8	0,0988	1,722	"Ch S 8	0,20274	1199,978	1192,801	7,177
	BV S 9	0,4779	4,657	"C h S 9	0,94501	1226,144	1190,234	35,91
	BV S 10	0,534	4,774	"C h S 10	0,93481	1234,147	1186,769	47,378
	BV S 11	0,611	5,368	"C h S 11	1,311	1310,156	1178,705	131,451
	BV S 12	0,3401	4,248	"C h S 12	0,91059	1244,74	1179,202	65,538
	BV S 13	1,073	6,233	"C h S 13	1,439	1246,106	1176	70,106
	BV S 14	0,1007	2,184	"C h S 14	0,19568	1184,006	1176,01	7,996
	BV S 15	0,2705	5,305	"C h S 15	1,081	1215,102	1176,265	38,837
	BV s 16	0,756	7,09	"C h S 16	1,9	1234,27	1175,452	58,818
	BV S 17	0,0748	1,467	"C h S 17	0,14527	1177	1174	3

Le Global Mapper nous a permis d'analyser et de mieux comprendre les données du terrain pour déduire les différentes caractéristiques géométriques et morphologiques qui nous seront utiles pour notre étude pour la projection des solutions et le calcul des débits.

II.2.2 Evaluation des débits des eaux pluviales :

Le calcul des débits et dimensionnement des ouvrages va être effectué selon les méthodes suivantes dressées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-4 : Domaine d'utilisation des formules [19]

Formule	A < 1km²	1km² <A< 10km²	A >10 km²
Mac Math	oui		
Burkli Ziegler	oui	oui	
Rationnelle	oui	oui	
Mallet Gauthier			oui
Fuller II			oui
Hazan Lazaravic			oui
Débit adopté	Max	Max	Moyenne

II.2.3 Détermination des débits d'apport :[19]

Les formules utilisées dans notre cas sont justifiées par les caractéristiques des bassins de Djbel ANTAR déduit par Global Mapper à savoir :

➤ **Formule de Mallet Gauthier :**

$$Q_T = 2.K.I \log (1+ a. h). \frac{A}{\sqrt{I}} \sqrt{1+ 4. \log T - \log A}$$

Q_T : Débit décennal en m³/s.

h : Hauteur moyenne annuelle de pluie en m prise égale

A : Superficie du B.V. en Km²

L : Longueur du drain principal en Km

T : Période de retour égale à 10 ans.

K : Coefficient de ruissellement variant de 0,5 à 5 (K=2)

a : Coefficient variant de 20 à 30 (a =20)

➤ **Formule de Burkli Ziegler :**

$$Q_T = 0,0039.C.H_{1H}.A^{0.75}.I^{0.25}$$

QT: Débit décennal en m³/s.

H_{1H} : Précipitation maximale (en mm) en 1H , H_{1H} = a_{60-b}

A : Superficie du B.V. (en ha)

I : Pente moyenne du B.V en mm/m.

C : Coefficient de ruissellement

➤ **Formule de Mac-Math :**

$$Q = K. P A^{0.58}.i^{0.42}$$

Q = Débit à évacuer en l/s.

A= Surface du B.V. en ha.

I = Pente moyenne du B.V. en m/Km ou mm/m.

P= Hauteur de pluie maximale tombée en 24 h sur le B.V

K= Coefficient dépendant de la topographie du B.V .

COEFFICIENT K (Formule de Mac - Math) :

Tableau II-5 : Coefficient K (Formule Mac- Math)

NATURE DE LA SURFACE	VALEURS DE K
B.V. de grandes dimensions	0,11
Superficies cultivées et terrains vagues des zones suburbaines	0,22
Terrains non aménagés, non rocheux, de pente moyenne, zone peu peuplée.	0,32
Petites citées Terrains non aménagés rocheux à forte pente	0,43

➤ **Formule Hazan Lazarevic :**

$$Q_{1000} = a \times S^b \quad \text{ou} \quad Q_{(t)} = k1 \times S^{k2}$$

S : Surface du bassin versant, en Km² ;

Les débits de crues quinquennales, décennales et centennales sont déduits de la formule de

FULLER I :

$$Q_{T1} = \frac{1 + a \times \log(T1)}{1 + a \times \log(T2)} \times Q_{T2}$$

a : varie entre 0,8 et 1,2 pour les oueds du nord ou centre

Q(t) = débit à évacuer en m³/s de récurrence 1000 ans .

S = surface du B.V en KM²

QT = Débit de pointe en m³/s de récurrence T (T1 = 100 ans , T2 = 1000 ans)

A = Coefficient variant de 0.8 a 3.5 en fonction de la pluviosité

Tableau II-6 : Formule régional de Hazan –Lazarevic

RÉGIONS	FORMULES (T=1000 ans) Q en m ³ /s	PLUVIOMÉTRIE (mm/an)
Provinces du nord		
Rif central	Q = 15,55*S ^{0,776}	1000-1300
Rif occidental	Q = 9,78*S ^{0,793}	800-1000
Rif oriental	Q = 7,58*S ^{0,808}	600-800
Moyen Atlas		
Moyen Atlas	Q = 19,94*S ^{0,636}	700-900
Moyen Atlas Karst	Q = 13,47*S ^{0,587}	400-700
Haut Atlas saharien		
	Q = 9,38*S ^{0,742}	200-400

Formules régionales de Hazan-Lazarevic

➤ **Formule de Fuller II :**

$$Q_T = (1 + a \cdot \log_{10} T) \cdot (S^{0.8} + 8/3 S^{0.5}) \cdot 4/3 \cdot N/100$$

Q_T : Débit maximal pour la période de retour T, en m³/s ;

S : Surface du bassin versant, en Km² ;

Chapitre :II Protection de la zone à urbaniser

A : Coefficient variant de 0.8 à 1.2 pour le Nord et de 0.7 ou 3 à 3.5 pour les oueds sahariens ;

N : Coefficient Régional : 80 pour la plaine ;

85 pour les régions accidentées ;

100 en montagne.

➤ Formule Rationnelle :

La méthode rationnelle est simple d'application et permet une bonne approche des débits pour les petits bassins versants (inférieurs à 25 km²). Elle calcule le débit d'apport d'un bassin versant en tenant compte de la couverture végétale, la forme, la pente et de la nature du terrain.

$$Q_T = \frac{C_r \times I_T \times A}{3.6}$$

QT = Débit en m³/s correspondant à la période de retour T.

Avec :

T = Période de retour pour laquelle le débit est calculé,

Cr = Coefficient de ruissellement,

i (tc,T) = Intensité de pluie correspondant à la période de retour T (en mm/h), est fonction des paramètres de Montana (a et b) ($i = a \text{ tc}^{-b}$), I en mm / h et tc en min

A = Surface du bassin versant en km².

Tc = temps de concentration en min.

$$i(Tc)=a \times Tc^{-b}$$

Tableau II-7 : valeurs du coefficient de ruissellement recommandées par le sol conservation service, usa et le setra (hydrology of handbook page 590)

ODE	Nature de la couverture végétale	Sols Grossiers			Sols moyennement grossiers à fin			Sols Fins à très fins		
		Moins de 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30%	Moins de 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30%	Moins de 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30%
1	Forêts	0.10	0.25	0.36	0.30	0.35	0.50	0.40	0.50	0.60
2	Pâturages	0.10	0.16	0.22	0.30	0.36	0.42	0.40	0.55	0.60
3	Zones cultivées	0.30	0.40	0.52	0.50	0.60	0.72	0.60	0.70	0.82
4	Zones Urbaines	0.40	0.50		0.55	0.65		0.65	0.80	

i (tc, T) : Intensité de pluie en mm/h et fonction des paramètres de Montana

a (T) et b (T) : $i = a tc^{-b}$, i en mm/h et tc en min

- Estimation des paramètres de Montana a et b

Pour la région MECHERIA on utilisera les paramètres de Montana suivant correspondant à la période de retour T=10 ans :

Tableau II-8 : paramètres de Montana correspondant à la période de retour T=10 ans

T	a	b
10	4.27	0.47

Le tableau suivant résume les différentes quantités, de la pluie journalière maximale annuelle

Tableau II-9 : Pluies maximal annuelle correspondant à la période de retour T=10 ans

T	PJMAX	P24h
10	84.74	97.45

II.2.4 Temps de concentration : [19]

C'est le temps que mettra la première goutte d'eau tombée au point hydrologiquement le plus éloigné du bassin versant pour arriver à l'exutoire. Nous avons plusieurs formules pour son calcul : [C1]

Le temps de concentration peut être calculé par les formules suivantes et on optera la moyenne du résultat :

➤ **Formule de Kirpich** :
$$Tc = \frac{1}{52} \times \frac{L^{0.77}}{I^{0.38}}$$

Tc : temps de concentration en minute

L : distance en m entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin

P : pente moyenne en m/m

➤ **Formule de Turazza :** $T_c = 0,108 \times (S \cdot L)^{1/3} \times 60 / \sqrt{p}$

Tc : temps de concentration en minute

S : surface du bassin versant en Km²

L : distance en m entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin

P : pente moyenne en m/m

➤ **Formule Espagnole :** $T_c = 0,3 \times (K)^{0,77} \times 60$; $K = L / p^{1/4}$

Tc : temps de concentration en minute

L : distance en m entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin

P : pente moyenne en m/m

➤ **Formule Californienne :** $T_c = 0,1452 \times (K)^{0,77} \times 60$; $K = L / \sqrt{p}$

Tc : temps de concentration en minute

L : distance en m entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin

P : pente moyenne en m/m

➤ **Formule de Ventura :** $T_c = 76.32 \times (A \div (100 \times I))^{0,5}$

Tc : temps de concentration en minute

S : surface du bassin versant en Km²

P : pente moyenne en %

II.2.5 Estimation Des Eaux Pluviaux De Djebel ANTAR :**II.2.5.1 Temps de concentrations des sous bassins :****II.2.5.1.1 Zone nord 1 :**

Le tableau suivant récapitule les diverses valeurs du temps de concentration obtenues par ces formules

Tableau II-10 : Temps de concentration des sous bassins zone nord 1

CALCUL DU TEMPS DE CONCENTRATION										
BV	Surface	L	DH	P	Tc (min)					
	km ²	Km	m	%	Kirpich	Californ- ienne	Espagnole	Turazza	Ventura	Adopté
BV N 1	0,0863	0,41983	16,574	3,948	7,08	15,50	17,19	10,80	11,28	12,37
BV N 2	0,1907	1,002	72,979	7,283	10,93	23,92	29,85	13,84	12,35	18,18
BV N 3	0,463	1,987	361,957	18,216	13,01	28,47	42,39	14,77	12,17	22,16
BV N 4	0,724	2,041	417,736	20,467	12,70	27,79	42,31	16,31	14,35	22,69
BV N 5	0,1149	0,66089	52,157	7,892	7,69	16,83	21,33	9,78	9,21	12,97
BV N 6	0,1425	0,80414	51,296	6,379	9,71	21,25	25,85	12,47	11,41	16,14
BV N 7	0,03487	0,17049	13,408	7,864	2,71	5,94	7,52	4,19	5,08	5,09
BV N 8	0,04643	0,15776	10,363	6,569	2,74	6,00	7,33	4,92	6,42	5,48
BV N 9	1,136	2,209	466,94	21,138	13,33	29,17	44,69	19,15	17,69	24,81
BV N 10	0,03134	0,15899	12,093	7,606	2,61	5,70	7,17	4,02	4,90	4,88
BV N 11	0,1885	0,52864	44,67	8,450	6,31	13,81	17,73	10,34	11,40	11,92
BV N 12	0,1061	0,39488	21,583	5,466	5,96	13,04	15,40	9,64	10,63	10,94
BV n 13	0,3485	1,239	146,529	11,826	10,68	23,37	32,02	14,25	13,10	18,68
BV N 14	0,922	2,182	482,456	22,111	12,98	28,40	43,89	17,39	15,58	23,65
BV N 15	0,1113	0,32365	19,701	6,087	4,91	10,74	12,94	8,68	10,32	9,52
BV N 16	0,2205	0,86387	63,61	7,363	9,71	21,25	26,57	13,75	13,21	16,90

II.2.5.1.2 Zone nord 2 :**Tableau II-11 : Temps de concentration des sous bassins zone nord 2**

CALCUL DU TEMPS DE CONCENTRATION										
BV	Surface	L	DH	P	Tc (min)					
	km ²	Km	m	%	Kirpich	Californ- ienne	Espagnole	Turazza	Ventura	Adopté
BV N 17	0,607	1,706	312,033	18,290	11,55	25,28	37,66	15,33	13,90	20,75
BV N 18	0,939	2,465	464,408	18,840	15,16	33,18	49,72	19,74	17,04	26,97

II.2.5.1.3 Zone sud :**Tableau II-12 : Temps de concentration des sous bassins zone sud**

CALCUL DU TEMPS DE CONCENTRATION										
BV	Surface	L	DH	P	Tc (min)					
	km²	Km	m	%	Kirpich	Californ- ienne	Espagnole	Turazza	Ventura	Adopté
BV S 1	0,536	1,481	262,941	17,754	10,48	22,93	33,97	14,24	13,26	18,98
BV S 2	0,0951	0,20417	11,796	5,778	3,51	7,68	9,17	7,26	9,79	7,48
BV S 3	0,4164	1,514	235,452	15,552	11,22	24,55	35,44	14,09	12,49	19,56
BV S 4	0,558	1,736	234,435	13,504	13,16	28,80	40,47	17,45	15,51	23,08
BV S 5	1,906	2,904	257,634	8,872	22,99	50,31	65,21	38,46	35,38	42,47
BV S 6	0,0855	0,10771	5,886	5,465	2,19	4,80	5,66	5,82	9,55	5,60
BV S 7	0,1397	0,34437	15,378	4,466	5,80	12,69	14,41	11,16	13,50	11,51
BV S 8	0,0988	0,20274	7,177	3,540	4,22	9,23	10,02	9,37	12,75	9,12
BV S 9	0,4779	0,94501	35,91	3,800	13,42	29,38	32,34	25,51	27,07	25,54
BV S 10	0,534	0,93481	47,378	5,068	11,92	26,07	30,34	22,84	24,77	23,19
BV S 11	0,611	1,311	131,451	10,027	11,89	26,02	34,52	19,01	18,84	22,05
BV S 12	0,3401	0,91059	65,538	7,197	10,20	22,32	27,79	16,35	16,59	18,65
BV S 13	1,073	1,439	70,106	4,872	16,86	36,90	42,62	33,93	35,82	33,23
BV S 14	0,1007	0,19568	7,996	4,086	3,88	8,50	9,49	8,67	11,98	8,50
BV S 15	0,2705	1,081	38,837	3,593	15,21	33,29	36,26	22,70	20,94	25,68
BV s 16	0,756	1,9	58,818	3,096	24,87	54,43	57,60	41,55	37,72	43,23
BV S 17	0,0748	0,14527	3	2,065	4,01	8,78	8,60	10,00	14,53	9,19

II.2.6 Modélisation des courbes IDF :

Les courbes IDF employé de nos jours pour mieux comprendre le comportement hydrologique d'un bassin versant. Dans ce présent chapitre nous allons présenter les séries de mesures hydrométriques de 40 ans de la région de Mécheria en les ajustant par la loi de GUMBEL afin d'estimer les périodes de retour T des événements pluvieux observés a partir de leur durée et de leur intensité pour réaliser les courbes IDF.

II.2..6.1 Pluies moyennes annuelles :

La station de Mécheria est une station pluviométrique se situait au sud de la ville de Mécheria et récemment elle se trouve au sein de la base aérienne.

Les caractéristiques de cette station ainsi que les pluies moyennes annuelles sont enregistrées dans le tableau suivant :

Tableau II-13 : Identification de la station Pluviométrique

Nom	Mécheria
code de la station	81401
Source	ANRH
Coordonnées	
Latitude	33° 33' N
Longitude	0° 16' W
Altitude	1170 m

II.2.7 Etablissement des courbes IDF :

II.2..7.1 Analyse analytique des pluies : [18]

L'intensité, la durée et la fréquence sont les caractéristiques essentielles d'une pluie.

- Durée : c'est l'intervalle de temps " Δt " qui s'écoule entre le début et la fin d'une pluie, elle est souvent mesurée en minute.

- Fréquence : soit une averse (pluie) de durée " t " et de hauteur " h " si au cours d'une période de " n " années on a enregistré " N " fois cette averse, on dira que la fréquence de cette averse est :

$$F = \left(\frac{n}{N + 1} \right)$$

Ou

N : nombre d'enregistrement

n : nombre d'année d'observation

• on appelle aussi période de retour " T " ou intervalle de récurrence d'une pluie l'inverse de la fréquence.

$$T = \left(\frac{1}{F} \right) = \frac{n}{N}$$

C'est à dire la période de retour est le nombre d'années au cours duquel, en moyenne l'averse considérée surviendra seulement une fois

- Intensité : c'est la hauteur de pluie tombée dans l'unité de temps, comme l'intensité d'une pluie n'est pas constante pendant toute sa durée, on peut ainsi définir l'intensité instantanées, l'intensité maximale et l'intensité moyenne.

En réalité l'intensité varie à chaque instant, on représente cette variation en pratique par deux courbes que l'on déduit des informations données par les pluviographes

$$I = \left(\frac{h}{t} \right)$$

II.2.8 Ajustement des pluies maximales journalières :

La loi de GUMBEL est souvent utilisée pour ajuster les séries de pluies maximales de la région de Mécheria . Dont elle dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. [18]

L'ajustement par la loi de GUMBEL sera effectué à l'aide d'EXCEL selon les étapes suivantes ;

- Première étape : préparation de la série de données des débits
 - Trier les valeurs dans l'ordre croissant.
 - Attribuer un rang à chaque valeur.

Tableau II-14 : préparation de la série de données des débits

Rang	Pjmax	Rang	Pjmax
1	10,55	21	42,19
2	15,82	22	42,19
3	21,09	23	42,19
4	26,37	24	47,46
5	26,37	25	47,46
6	26,37	26	47,46
7	31,64	27	47,46
8	31,64	28	47,46
9	31,64	29	47,46
10	31,64	30	47,46
11	31,64	31	47,46
12	36,91	32	52,73
13	36,91	33	58,01
14	36,91	34	58,01
15	42,19	35	63,28
16	42,19	36	73,83
17	42,19	37	73,83
18	42,19	38	121,29
19	42,19	39	126,56
20	42,19	40	163,48

Tableau II-15 : Les paramètres statiques de l'échantillon

Nombre del'échantillon	N	40
écart type	S	29,2
moyenne	M	48,6
Coefficient de variation	Cv	0,60
Minimal	min	10,55
Maximal	max	163,5

Chapitre :II Protection de la zone à urbaniser

- Deuxième étape : Calcul de la fréquence empirique pour chaque rang des simulations ont montré que pour la loi de GUMBEL, il faut utiliser la fréquence empirique de HAZEN. [18]

$$F(x) = \left(\frac{r - 0.5}{N} \right)$$

- r : nombre de rang , N : somme de rang

- Troisième étape : calcul la variable de la droite de GUMBEL (variable réduit U) S'écrit de la manière suivante : [C1]

$$U = -\ln(-\ln(F(x)))$$

- F(x) : fréquence empirique de la fréquence empirique (F) et la variable réduite (U)
Les résultats de calcul des deux parties sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-16 : variable réduit U

Rang	Fexp	T	u	Pjmax	Rang	Fexp	T	u	Pjmax
1	0,01250	1,01	-1,478	10,55	21	0,51250	2,05	0,403	42,19
2	0,03750	1,04	-1,189	15,82	22	0,53750	2,16	0,477	42,19
3	0,06250	1,07	-1,020	21,09	23	0,56250	2,29	0,553	42,19
4	0,08750	1,10	-0,890	26,37	24	0,58750	2,42	0,631	47,46
5	0,11250	1,13	-0,782	26,37	25	0,61250	2,58	0,713	47,46
6	0,13750	1,16	-0,685	26,37	26	0,63750	2,76	0,798	47,46
7	0,16250	1,19	-0,597	31,64	27	0,66250	2,96	0,887	47,46
8	0,18750	1,23	-0,515	31,64	28	0,68750	3,20	0,982	47,46
9	0,21250	1,27	-0,437	31,64	29	0,71250	3,48	1,082	47,46
10	0,23750	1,31	-0,363	31,64	30	0,73750	3,81	1,189	47,46
11	0,26250	1,36	-0,291	31,64	31	0,76250	4,21	1,305	47,46
12	0,28750	1,40	-0,220	36,91	32	0,78750	4,71	1,432	52,73
13	0,31250	1,45	-0,151	36,91	33	0,81250	5,33	1,572	58,01
14	0,33750	1,51	-0,083	36,91	34	0,83750	6,15	1,730	58,01
15	0,36250	1,57	-0,015	42,19	35	0,86250	7,27	1,911	63,28
16	0,38750	1,63	0,053	42,19	36	0,88750	8,89	2,126	73,83
17	0,41250	1,70	0,122	42,19	37	0,91250	11,43	2,391	73,83
18	0,43750	1,78	0,190	42,19	38	0,93750	16,00	2,740	121,29
19	0,46250	1,86	0,260	42,19	39	0,96250	26,67	3,264	126,56
20	0,48750	1,95	0,331	42,19	40	0,98750	80,00	4,376	163,48

- quatrième étape : Représentation graphique des couples (U,Qmax) de la série à ajuster L'équation de la droite de GUMBEL s'écrit comme suit :

$$Y = a + b * U$$

- U : c'est la variable de la droite de GUMBEL

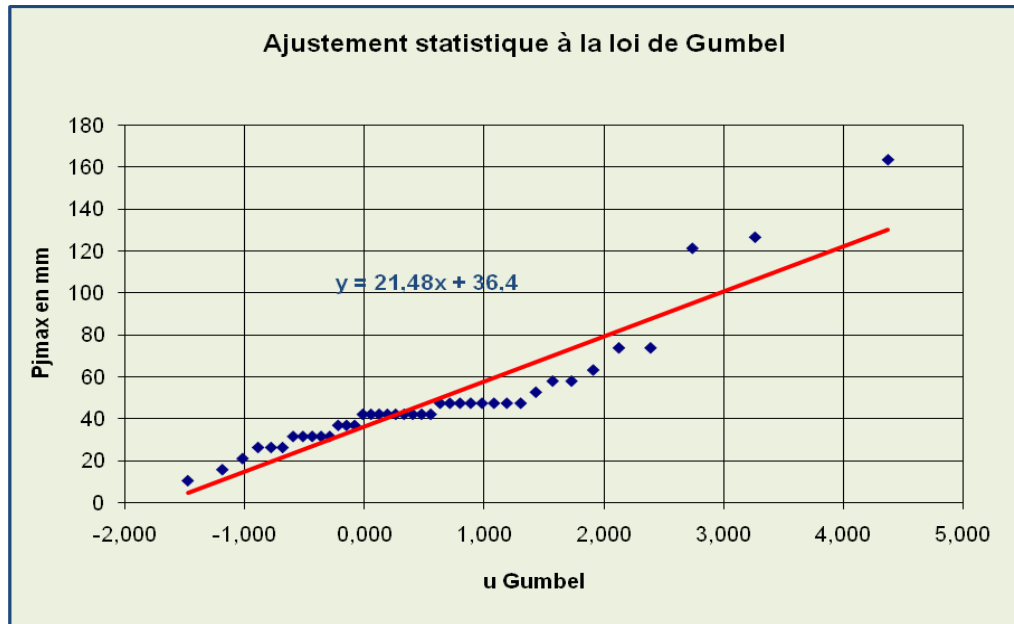


Figure II-3 : Ajustement à la loi de GUMBEL des pluies journalières maximales observé à Mécheria de (1980-2020).

II.2..8.1 Estimation des précipitations périodiques :

Pluie maximale journalière pour une période de retour s'exprime avec la manière suivante :

$$Pjmax = U * a + b \quad \text{Avec : } a = 21.48 \quad \text{et } b = 36.4$$

a et b représentent les paramètres de Montana déduit graphiquement à partir de la droite de Gumbel

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-17 : pluies maximales journalières fréquentielle.

période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100	1000
Probabilité non F	0,5	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99	1
U variable réduite	0,37	1,50	2,25	2,97	3,90	4,60	6,91
Pjmax pour une période de retour (T) mm	44,27	68,62	84,74	100,20	120,21	135,21	184,77
P(24h,T)mm	50,91	78,91	97,45	115,23	138,25	155,49	212,48

Avec : $P(24h,T) = 1.15 \times P_{jmax}(T)$

II.2..8.2 Pluies de courte durée:

Les Pluies de courte durée sont utilisées pour l'estimation des crues, le calcul de pluies de courte durée pour différentes fréquences s'effectue par la formule de K.Body :

$$P_{tc} = P_{jMax} \cdot \left(\frac{T}{24} \right)^b \quad [18]$$

Ptc : pluie de courte durée de même fréquence que P jmaxT (mm)

Pjmax : pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm)

t : le temps (h)

b : exposant climatique b = 0.47 (extraire étude protection)

Tableau II-18 : Pluies de courtes durées pour différentes Fréquences

Période de retour T(ans)		2	5	10	20	50	100	1000
temps(h)	Ptc	44,27	68,62	84,74	100,20	120,21	135,21	184,77
0,02		1,45	2,25	2,78	3,28	3,94	4,43	6,06
0,25		5,18	8,03	9,92	11,73	14,07	15,83	21,63
0,50		7,18	11,12	13,74	16,24	19,49	21,92	29,95
1		9,94	15,41	19,03	22,50	26,99	30,36	41,49
2,00		13,77	21,34	26,35	31,16	37,39	42,05	57,47
3		16,66	25,82	31,89	37,71	45,24	50,88	69,53
3,21		17,20	26,66	32,92	38,92	46,70	52,53	71,78
4		19,07	29,56	36,50	43,17	51,79	58,25	79,60
7,00		24,81	38,45	47,49	56,15	67,37	75,77	103,54
10		29,34	45,47	56,15	66,40	79,66	89,60	122,44
15,00		35,50	55,02	67,94	80,34	96,39	108,41	148,15
18		38,67	59,94	74,02	87,53	105,01	118,11	161,40
22,00		42,50	65,87	81,34	96,18	115,40	129,79	177,36
24		44,27	68,62	84,74	100,20	120,21	135,21	184,77

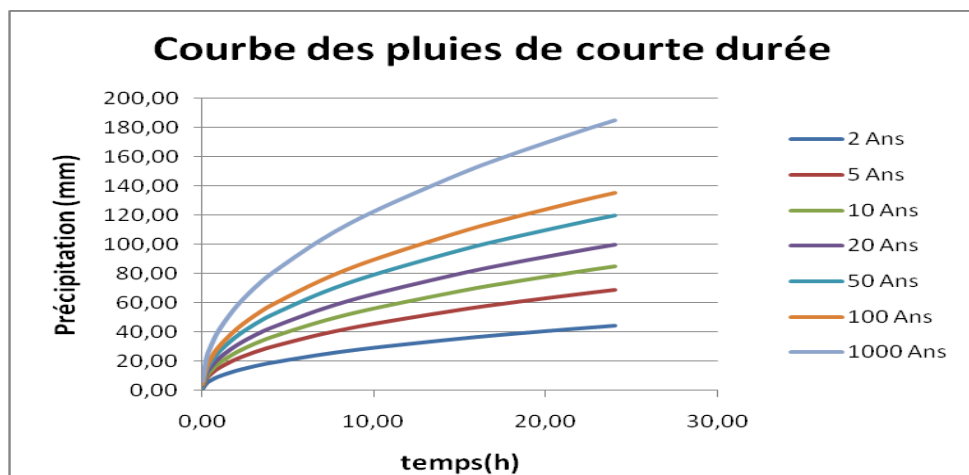


Figure II-4 : Courbe des pluies de courte durée

II.2..8.3 Présentation des courbes IDF :

On appellera $i(t)$, intensité de la pluie à instant t , le terme :

$$i_t = \left(\frac{P_{tc}}{t} \right) \quad [18]$$

P_{tc} : pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max T}$ (mm)

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau Suivant

Tableau II-19 : Intensité de courte durée

Durée (h)	Intensité (mm/h)	période de retour						
		2ans	5ans	10ans	20ans	50ans	100ans	1000ans
0,02		87,07	134,95	166,65	197,06	236,41	265,91	363,37
0,25		20,73	32,12	39,67	46,91	56,28	63,30	86,50
0,5		14,35	22,25	27,47	32,49	38,98	43,84	59,91
1		9,94	15,41	19,03	22,50	26,99	30,36	41,49
2		6,88	10,67	13,18	15,58	18,69	21,03	28,73
3		5,55	8,61	10,63	12,57	15,08	16,96	23,18
3,21		5,36	8,30	10,25	12,13	14,55	16,36	22,36
4		4,77	7,39	9,13	10,79	12,95	14,56	19,90
7		3,54	5,49	6,78	8,02	9,62	10,82	14,79
10		2,93	4,55	5,62	6,64	7,97	8,96	12,24
15		2,37	3,67	4,53	5,36	6,43	7,23	9,88
18		2,15	3,33	4,11	4,86	5,83	6,56	8,97
22		1,93	2,99	3,70	4,37	5,25	5,90	8,06
24		1,84	2,86	3,53	4,17	5,01	5,63	7,70

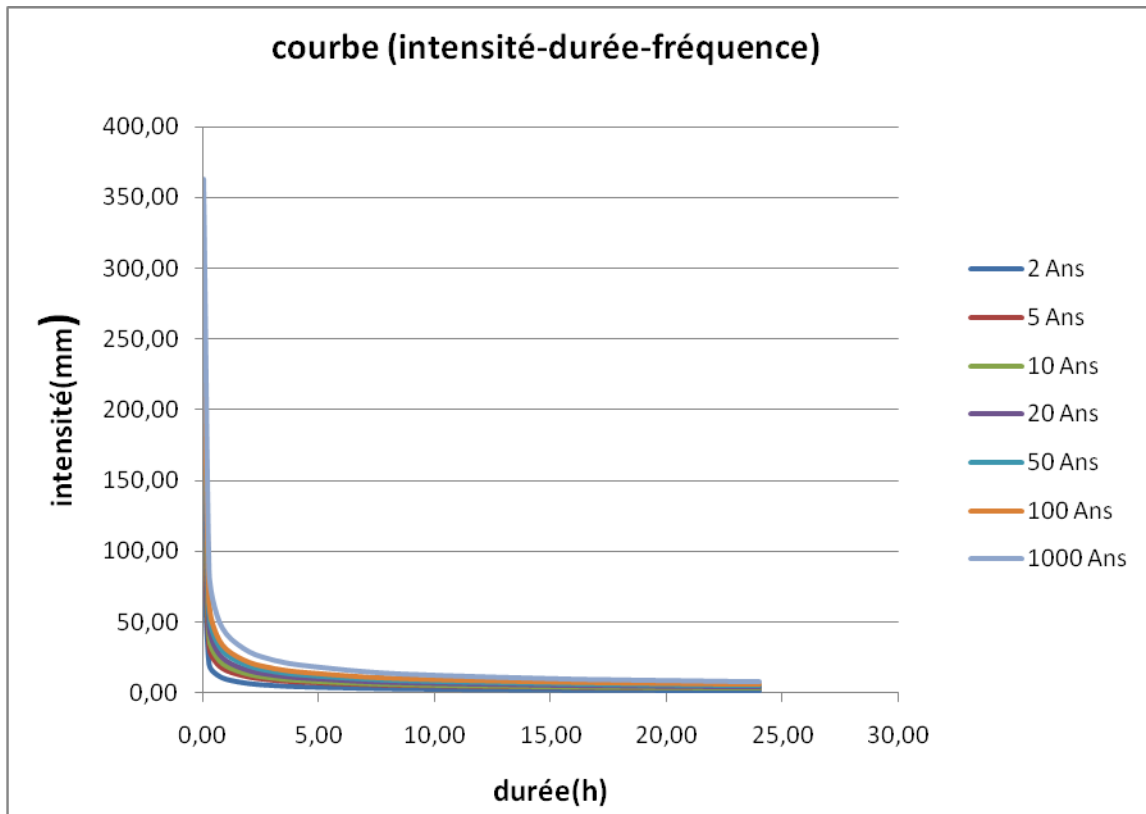


Figure II-5 : Courbe (intensité- durée-fréquence)

En fonction des différentes fréquences,

- ✓ Plus l'intensité est forte, la durée est petite ainsi sa probabilité de retour est faible
- ✓ Plus l'intensité est faible, la durée est longue, l'intensité devient plus fréquente sa probabilité de retour est forte.

Le tableau suivant récapitule le calcul des débits des chaabats afin de dimensionner les canaux d'évacuation par Zone

II.2.9 Estimation des débits par zone :

Après avoir déterminé les chaabats qui menacent la zone d'étude on projette les canaux (Voir figure suivante):



Figure II-6 : Tracer des canaux a projeter pour la protection

II.2..9.1 Zone Nord 1 (canal 1) :

Tableau II-20 : Récapitulatif débits décennal des chaabats par méthode est débit adopté zone nord Canal 1

TABLEAU RECAPITULATIF					
BV	S	Rationnelle	Mac Math	Burklier Ziegler	Adopté
	km2	m3/S	m3/S	m3/S	m3/S
BV N 1	0,09	0,84	0,67	0,75	0,84
BV N 2	0,19	1,52	1,37	1,58	1,58
BV N 3	0,46	3,32	3,37	3,87	3,87
BV N 4	0,72	5,13	4,58	5,57	5,57
BV N 5	0,11	1,09	1,06	1,10	1,10
BV N 6	0,14	1,21	1,09	1,23	1,23
BV N 7	0,03	0,55	0,53	0,45	0,55
BV N 8	0,05	0,70	0,58	0,53	0,70
BV N 9	1,14	7,67	-	7,88	7,88
BV N 10	0,03	0,50	0,49	0,41	0,50
BV N 11	0,19	1,88	1,45	1,63	1,88
BV N 12	0,11	1,11	0,86	0,95	1,11
BV n 13	0,35	2,73	2,38	2,81	2,81
BV N 14	0,92	6,39	5,45	6,81	6,81
BV N 15	0,11	1,25	0,93	1,01	1,25
BV N 16	0,22	1,82	1,50	1,77	1,82

II.2..9.2 Zone nord 2 (canal 2) :

Tableau II-21 : Récapitulatif débits décennaux des chaabats par méthode est débit adopté zone nord Canal 2

TABLEAU RECAPITULATIF					
BV	S	Rationnelle	Mac Math	Burklier Ziegler	Adopté
	km2	m3/S	m3/S	m3/S	m3/S
BV N 17	0,61	4,51	3,95	4,75	4,75
BV N 18	0,94	6,07	5,15	6,63	6,63

II.2..9.3 Zone sud :

Tableau II-22 : Récapitulatif débits décennaux des chaabats par méthode est débit adopté zone sud Canal

TABLEAU RECAPITULATIF					
BV	S	Rationnelle	Mac Math	Burklier Ziegler	Adopté
	km2	m3/S	m3/S	m3/S	m3/S
BV S 1	0,54	4,17	3,63	4,29	4,29
BV S 2	0,10	1,21	0,83	0,89	1,21
BV S 3	0,42	3,19	2,96	3,44	3,44
BV S 4	0,56	3,92	3,31	4,13	4,13
BV S 5	1,91	9,68	-	9,35	9,68
BV S 6	0,09	1,27	0,76	0,81	1,27
BV S 7	0,14	1,42	0,93	1,11	1,42
BV S 8	0,10	1,13	0,69	0,81	1,13
BV S 9	0,48	3,18	1,78	2,68	3,18
BV S 10	0,53	3,74	2,14	3,13	3,74
BV S 11	0,61	4,39	3,08	4,11	4,39
BV S 12	0,34	2,67	1,91	2,44	2,67
BV S 13	1,07	6,21	-	5,23	6,21
BV S 14	0,10	1,20	0,74	0,85	1,20
BV S 15	0,27	1,79	1,25	1,72	1,79
BV s 16	0,76	3,80	2,13	3,59	3,80
BV S 17	0,07	0,86	0,47	0,57	0,86

II.3 DIMENSIONNEMENT DES FOSSES DE DRAINAGES :

Le dimensionnement des fosses de drainages sera basé sur la formule de Chezy

$$Q = C.S.\sqrt{Rhxi}$$

Avec :

C : Coefficient de Chezy

S : Section mouillée du canal.....(m²)

Rh : Rayon Hydraulique..... (m)

I : Pente du Canal

Q : Débit(m³/s)

Le rayon Hydraulique est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé

$$R_H = \frac{S_{mouillé}}{P_{Mouillé}}$$

Le calcul de la section de passage sera basé suivant une pente moyenne et une largeur constante

$$S_{mouillé} = b.h + .m.h^2$$

$$P_{mouillé} = b + .2.h.\sqrt{1 + m^2} .$$

Donnée de base :

b : base du trapèze (pour chaque cas en choisi la base adéquat)

I : Pente du canal

Avec un fruite de 1/1

$$C = \frac{1}{n} . R_H^{\frac{1}{6}}$$

Les valeurs de K sont tabulées en fonction du type de cours d'eau :

•canal en b'eton lisse : $K = 55 - 80 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$; [20]

Dans notre cas en prend un cas défavorable pour le béton K = 40

- **Effets de la gravité** . : [21]

L'effet de la gravité est représenté par le nombre de Froude. Ce nombre donne l'ordre de grandeur du rapport force d'inertie sur force de gravité :

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

Pour section trapèze :

$$h_m : \text{Profondeur hydraulique} = h_m = \frac{b \cdot h + m \cdot h^2}{b + 2m \cdot h} \quad [22]$$

$$\text{Hauteur critique } h_c^3 = \frac{Q^2}{g} \frac{(b + 2m \cdot h_c)}{(b + m \cdot h_c)^3} \quad [23]$$

On remarque que cette équation ne peut pas être résolue d'une manière simple et pour la résoudre, on va procéder par itération.

Nous allons introduire une valeur de h_c dans le second membre de l'équation et on calcule celle du premier membre qu'on va réintroduire dans le second membre jusqu'à ce que la valeur de h_c devient constant

$\sqrt{g \cdot h_m}$ Représente la vitesse de perturbations des petites ondes.

Si $Fr = 1$, on dit que l'écoulement est critique

Si $Fr < 1$, l'écoulement est subcritique ou écoulement fluvial

Si $Fr > 1$, l'écoulement est supercritique ou écoulement torrentiel.

La profondeur normale est celle qui correspond à un écoulement uniforme. Pour son calcul, on utilise l'une des méthodes ci-après :

- Méthode graphique : elle consiste à tracer point par point la débitance du canal en fonction de y . On porte en ordonnée la valeur connue de Q/\sqrt{I} et on lit la valeur recherchée de y_n ;
- Des méthodes numériques de résolution de fonction implicite de y ou tout simplement utiliser un logiciel

II.3.1 Drainage de la zone nord :

II.3..1.1 Canal N 1 :

Il sera divisé en 3 partie

- 1^{er} partie :

Il véhicule les eaux des chaabats : CH N12, CH N13 ,CHN14, CH N15, CH N16, .

Soit débit de : 13.80 m³/s , I= 0.80 cm/m , b = 2 m , fruit m =1

Le calcul se fait par deux Méthode :

II.3.1.1.1 Méthode graphique :

Donner valeur a h et on calcul le débit transité par la section après on trace le graphe qui donne le débit on relation avec la hauteur

Tableau II-23 : débit / hauteur d'eau dans le canal

h	Sm	Pm	Rh	c	Q (m ³ /s)	hm	FR	Ks. S . Rh ^{2/3}	vitesse	hcritique
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0,30000	0,69000	2,84853	0,24223	31,58140	0,95927	0,26538	0,86163	10,72494	1,39024	0,27296
0,50000	1,25000	3,41421	0,36612	33,83217	2,28873	0,41667	0,90564	25,58878	1,83098	0,47049
0,60000	1,56000	3,69706	0,42196	34,64214	3,13985	0,48750	0,92037	35,10457	2,01272	0,57066
0,80000	2,24000	4,26274	0,52548	35,93242	5,21866	0,62222	0,94298	58,34639	2,32976	0,77291
0,90000	2,61000	4,54558	0,57418	36,46715	6,45079	0,68684	0,95216	72,12199	2,47157	0,87481
1,00000	3,00000	4,82843	0,62132	36,94984	7,81514	0,75000	0,96040	87,37589	2,60505	0,97717
1,35630	4,55214	5,83619	0,77999	38,37730	13,79999	0,96595	0,98481	154,28855	3,03154	1,34492
1,40000	4,76000	5,95980	0,79868	38,52913	14,65983	0,99167	0,98743	163,90186	3,07980	1,39033

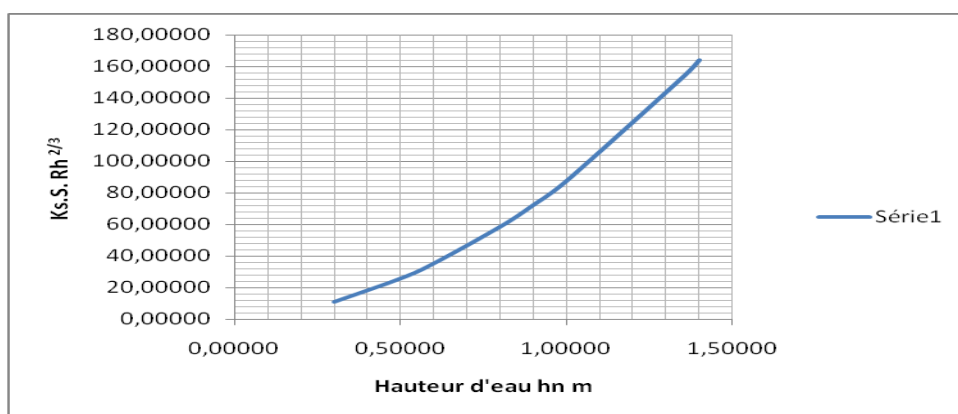


Figure II-7 : Graphe Ks. S . Rh^{2/3} / Hauteur d'eau hn m

On a $Q/\sqrt{I} = 13.8/\sqrt{0.008} = 154.28869$

- Tracer point par point en fonction de h la débitance : Ks.S. Rh^{2/3}

Chapitre :II Protection de la zone à urbaniser

- Placer sur l'ordonnée la valeur 154.28869 et lire sur la courbe la valeur de h_n recherchée dans le
- graphe on trouve $h_n = 1,356299$ m

II.3.1.1.2 Méthode par logiciel canal 21 :

Les résultats suivant :

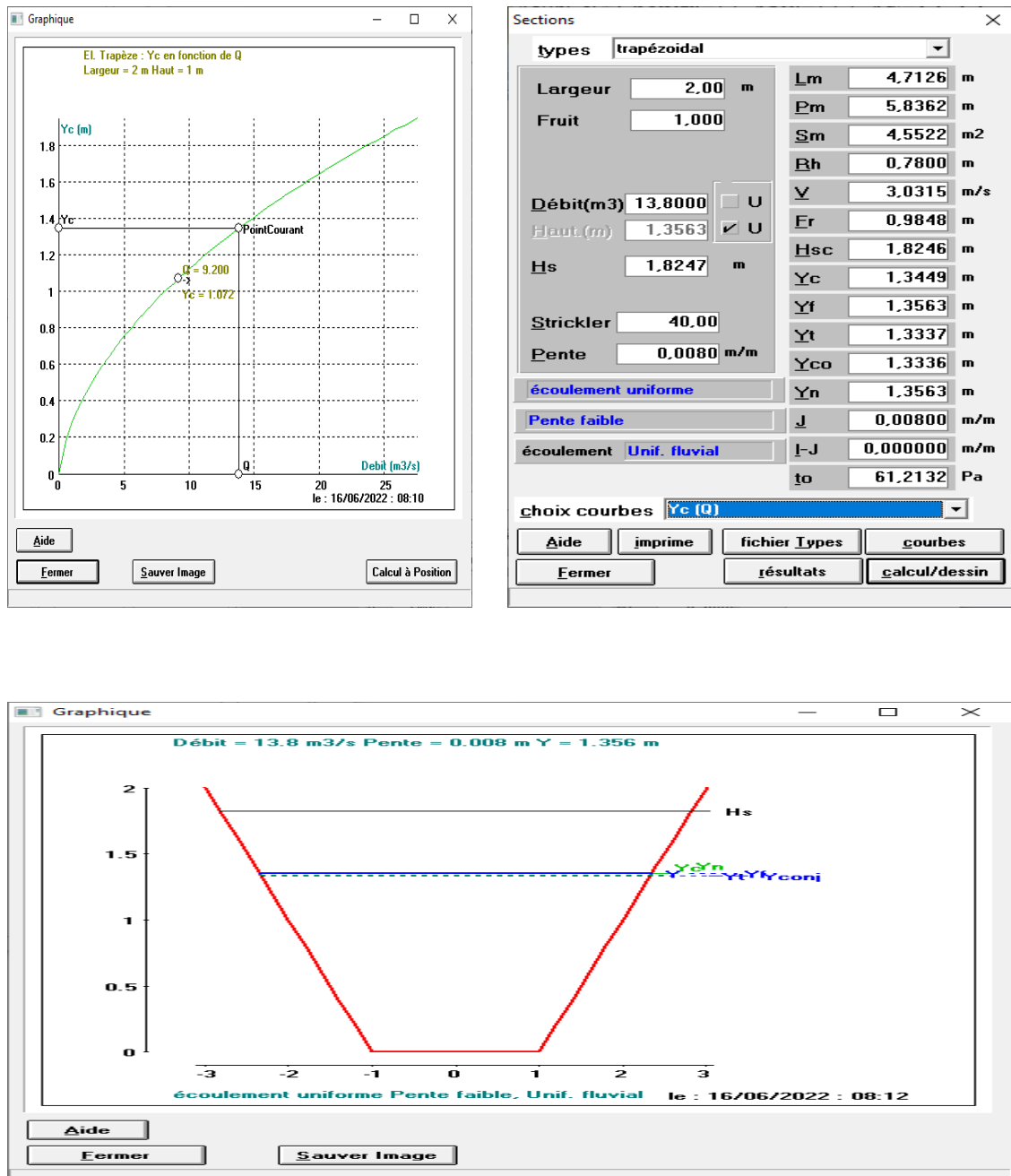


Figure II-8 : résultat obtenues par logiciel Canal 21

NB :

On obtiens $h_n = 1.3563$ m c'est la même valeur obtenue par la Méthode graphique

On adopte une hauteur de $h = 2$ m

- 2^{em} partie :

Deuxième partie draine les eaux de la 1^{er} Partie et des chaabats suivante : CH N11, CH N10 ,CHN9, CH N 8,

- 3^{em} partie :

Troisième partie draine les eaux de la 2^{em} Partie et des chaabats suivante : CH N 7, a CH N 1 ,

De la même façon on calcul pour les autres parties

Tableau II-24 : Donner de Base Protection Zone nord N1

Parties	Données de Base					
	type	Base b (m)	Fruit m (m/m)	Rugosité K	Pente I (m/m)	Q (m3/s)
1	Tra	2	1	40	+0.0080	13.8
2	Tra	2.5	1	40	+0.0075	24.75
3	Tra	2.5	1	40	+0.0060	39.5

Les résultats par canal 21 :

Tableau II-25 : Résultats Protection Zone nord N1

Parties	Résultats Hydrauliques										
	Y(m)	hn	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Hsc(m)	hc(m)	Ynn(m)	Type découlement
1	1.8247	1.3563	5.8362	4.5522	+0.7800	3.0315	+0.9848	1.8246	1.3449	1.3336	uniforme Fluvial
2	2.3125	1.7145	7.3494	7.2259	+0.9832	3.4252	+0.9906	2.3125	1.7056	1.6968	uniforme Fluvial
3	2.954	2.3094	9.032	11.1068	1.2297	3.5564	+0.9090	2.9439	2.1957	2.0853	uniforme Fluvial

On opte :

- pour la 2^{em} partie $b = 2.5$ m et $h = 2.0$ m
- pour la 3^{em} partie $b = 2.5$ m et $h = 2.5$ m

II.3..1.2 Canal N 2 :

Une seule partie :

- partie :

Il véhicule les eaux des chaabats : BV N 17 , BV N 18

Soit débit de : 11.38 m³/s , I= 0.008 cm/m , b = 2 m

Tableau II-26 : Donner de Base Protection Zone nord N 2

ZONE NORD N 2		Données de Base				
Partie	type	Base b (m)	Fruit m (m/m)	Rugosité K	Pente I (m/m)	Q (m ³ /s)
1	Tra	2	1	40	+0.0080	11.38

Les résultats par canal 21 :

Tableau II-27 : Résultats Protection Zone nord N 2

ZONE NORD N 2		Résultats Hydrauliques									
Partie	Y	hn	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Hsc(m)	hc(m)	Ynn(m)	Type découlement
1	1.6479	1.2247	5.464	3.9494	+0.7228	2.8815	+0.9765	1.6476	1.2086	1.1926	Uniforme Fluvial

On opte :

- pour cette partie b = 2 m et h= 1.5 m

II.3.2 Drainage de la zone sud :**II.3..2.1 Canal S :**

Il sera divisé en 4 partie

- 1^{er} partie :

Première partie draine les eaux des chaabats suivante: BV S 1, BV S 2, BV S 3

Soit débit de : 8.95 m³/s , I= 0.6 cm/m , b = 2 m

- 2^{em} partie :

Deuxième partie draine 1 er Partie et les eaux des chaabats : du BV S 4, à BV S 11

Soit débit de : 37.92 m³/s , I= 0.6 cm/m , b = 4 m

Chapitre :II Protection de la zone à urbaniser

- 3^{em} partie :

Troisième partie draine 2 em Partie et les eaux des chaabats : BV S 12, BV S 13

Soit débit de : 46.80 m³/s , I= 0.36 cm/m , b = 4 m

- 4^{em} partie :

draine les eaux des toute les chaabats : du BV S 1 , à BV S 17

Soit débit de : 54.46 m³/s , I= 0.43 cm/m , b = 4 m

Donnée de base

Tableau II-28 : Donner de Base Protection Zone Sud

Partie	Données de Base					
	type	b	Fruit m (m/m)	Rugosité K	Pente I (m/m)	Q (m ³ /s)
1	Tra	2	1	40	+0.0060	8.94
2	Tra	4	1	40	+0.0060	37.88
3	Tra	4	1	40	+0.0036	46.76
4	Tra	4	1	40	+0.0043	54.41

Les résultats obtenus par logiciel canal 21

Tableau II-29 : Résultats Protection Zone Sud

Partie	Résultats Hydrauliques										Type découlement
	Y(m)	hn	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Hsc(m)	hc(m)	Ynn(m)	
1	1.4639	1.1625	5.2882	3.6766	+0.6952	2.4316	+0.8420	1.4472	1.055	+0.9535	Uniforme Fluvial
2	2.4764	1.8664	9.2788	10.9487	1.18	3.4598	+0.9283	2.471	1.7879	1.7113	Uniforme Fluvial
3	2.8737	2.4029	10.7964	15.3854	1.4251	3.0392	+0.7341	2.7737	2.018	1.6711	Uniforme Fluvial
4	3.0658	2.4845	11.0273	16.1108	1.461	3.3772	+0.8045	3.0111	2.1993	1.9338	Uniforme Fluvial

On opte :

- pour la 1^{er} partie b = 2 m et h= 1.5 m
- pour la 2^{em} partie b = 4 m et h= 2.0 m
- pour la 3^{em} partie b = 4 m et h= 2.5 m
- pour la 4^{em} partie b = 4 m et h= 2.5 m

II.4 CONCLUSION :

Pour la protection de la surface à urbaniser on réalise les drains (canaux) surface de passage de forme trapèze avec un béton légèrement armé trié soudé avec un enrochement, sans oublier des actions à entreprendre comme la correction torrentielle au niveau des chaabats.

Chapitre :III **CONCEPTION DES RÉSEAUX
DE LA ZONE A URBANISER**

Notre but est de valoriser les terrains en projetant des collecteurs d'assainissement et proposer les techniques à fin d'évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant de ces zones à valoriser ; de telle façon que les produits évacués ne puissent souiller l'environnement. Tout en cherchant la possibilité de raccordement du lotissement SNOUCI et Lotissement 3500 au réseau existant.

Dans ce contexte, un dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on est contraint de passer par certaines phases préliminaires, parmi les quelles on trouve, l'évaluation des débits.

III.1 CALCUL DES DÉBITS DES EAUX USÉES ET PLUVIALES :

III.1.1 Calcul des débits des eaux usées :

Les débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement à :

- Aux pointes d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des canalisations et ouvrages en système séparatif et dans une certaine mesure celles des émissaires en système unitaire dans le cas où le débit d'eau usée est appréciable par rapport au débit des eaux pluviales.
- Aux débits minimaux actuels qui permettent d'apprécier les conditions de fonctionnement des réseaux et ouvrages, L'objectif est d'assurer des conditions minimales d'écoulement permettant de prévenir les réseaux contre les dépôts qui peuvent se produire dans le cas où le débit est faible.

L'évaluation des quantités des eaux usées à évacuer dans un réseau d'assainissement doit donc se baser sur étude de l'état actuel de l'agglomération qui sert de référence pour les projections prospectives nécessaires à l'élaboration du projet pour l'horizon défini. C'est ainsi qu'on doit procéder à la collecte d'informations concernant :

- la population antérieure et actuelle ;
- l'importance et le mode d'occupation des sols à différentes périodes ;
- l'état actuel et passé de la consommation des eaux pour les différents usages : domestique, collectif et industriel, touristique, etc. ;
- la modulation saisonnière journalière et horaire de la consommation.

Ces informations doivent permettre de préciser les tendances d'évolution de l'agglomération, de la population, de la consommation, des activités...qui séviront comme base à une projection future.

III.1.2 Situation démographique :

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

On doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe trois types d'estimations des populations : l'estimation à court terme, de 05 à 10 ans, et l'estimation à moyen terme, de 10 à 20 ans, et l'estimation à long terme, de 20 à 50 ans.

III.1.3 Evolution de la population :

Le recensement de l'année 1998 a permis d'estimer la population à 52856 habitants avec un taux d'accroissement annuel de 2.96 % suivant le R.G.P.H de 1998 (schéma directeur d'assainissement de la ville de Mécheria 2004)

III.1.3.1 Données de base :

- Nombre d'habitants : 52856 hab recensement de l'année 1998
- Taux d'accroissement: 2.96% de 1998 à 2020
- Dotation hydrique : 200 l/j/hab
- Horizon d'étude : 2050
- Nombre d'habitants : 106666 hab recensement de l'année 2021
- Taux d'accroissement: 3.21 % de 2021 source DRE

La formule la plus utilisée pour l'estimation de la population d'avenir est la formule de la croissance géométrique basée sur l'équation de Pinterait compose.

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

- T : Taux de croissance de la population considérée.
- P0 : population de référence.

- Pn : population à l'horizon futur.
- n : C'est la différence en années entre l'année de référence (année du dernier recensement) et l'année de l'horizon de calcul.

L'évolution de la ville de Mecheria est présentée dans le tableau et le graphique suivants :

Les calculs de l'évolution de la population aux différents horizons sont représentés dans le tableau n IV-1.

Tableau III-1 : Evolution de la population aux différents horizons

Année	1998	2004	2010	2020	2021	2022	2030	2040	2050
Population	52866	62978	75024	100435	106666	110090	141750	194419	266660
Taux d'accroissement	2,96 %				3,20 %				
surface urbanisable Ha		776	895,92	1240,89					
Habitants / ha		81	84	81					
Moyen Nbr Habitant /Ha		82							
surface utile Ha					1301,68	1343,47	1729,82	2372,57	3254,14
Dotation L/s/j	200	200	200	200	200	200	200	200	200
Débit M3/j	10573,20	12595,56	15004,75	20086,96	21333,20	22018,00	28349,93	38883,90	53331,96
Q Equipement 20 %	2114,64	2519,11	3000,95	4017,39	4266,64	4403,60	5669,99	7776,78	10666,39
Débit Global M3/j	12687,84	15114,68	18005,70	24104,35	25599,84	26421,59	34019,92	46660,68	63998,36
Débit rejeter M3/j	10150,27	12091,74	14404,56	19283,48	20479,87	21137,28	27215,93	37328,54	51198,68
Débit rejeter L/s	117,48	139,95	166,72	223,19	237,04	244,64	315,00	432,04	592,58
Coefficient de pointe	1,73	1,71	1,69	1,67	1,66	1,66	1,64	1,62	1,60
Débit de point L/s	203,32	239,50	282,36	372,13	394,04	406,07	516,87	700,03	949,72
Débit spécifique l/s/Ha		0,3086	0,3152	0,2999					
Débit Spécifique Moyen L/Ha/s		0,3079							

Avec :

- Densité (Habitants / ha) : C'est le rapport entre le nombre d'habitant et la surface urbanisé
- Surface utile (Ha) : C'est la surface utile pour le nombre d'habitant donnée

III.1.4 Estimation du débit des eaux usées :

III.1.4.1 Débit cconsommé domestique :

La base de calcul de ce débit est la consommation en eau potable

$$Q_{jmoy} = N_{hab} \cdot D$$

Avec,

- D : Dotation journalière en eau potable (l/j/hab)..
- N : Nombre d'habitants à l'horizon considéré.

III.1.4.2 Débit des équipements :

Le débit des équipements est pris égal à 20% du débit consommé domestique.

$$Q_{Equi} = 0.20 \cdot Q_{jmoy}$$

III.1.4.3 Débit total consommé :

Le débit total consommé est égal a la somme du débit consommé domestique et du débit des équipements.

$$Q_{total} = Q_{jmoy} + Q_{Equi}$$

III.1.4.4 Débit Des Eaux Usées :

Le volume journalier des eaux usées est fixé à 80% du volume d'eaux potables consommées.

$$Q_{Usée} = 0.80 \cdot Q_{total}$$

III.1.4.5 Débit des eaux usées de pointe : [24]

Le régime du rejet est conditionné par le train de vie des citadins, ce qui nous donne des heures où on à un pic et des heures creuses où le débit est presque nul (la nuit). Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{Pointe} = K_p \cdot Q_{Usée}$$

Avec, K_p : coefficient de pointe.

Pour estimer le coefficient de pointe on utilise la formule suivante :

Ou :

$$K_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad \text{si } Q_{moy} \geq 2.8l/s \quad \text{avec } a = 1.5 \text{ et } b = 2.5$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moy} < 2.8l/s$$

$$\text{Donc :} \quad K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{E.U}}}$$

III.1.4.6 Débit spécifique des eaux usées :

$$Q_{Spusée} = \frac{Q_{Pointe}}{S_{total}}$$

S_{total} : Surface total des sous Bassin

III.1.4.7 Débit élémentaire :

$$Q_{élémentaire} = Q_{Spusée} \cdot S_i$$

S_i : Surface élémentaire du sous Bassins

III.1.5 Estimation du débit des eaux pluviales :

Les mêmes méthodes et formule que pour le calcul du débit pluvial des bassins versants de Djbel ANTAR seront utiliser pour obtenir le débit des eaux pluvial du tissu urbanisable. On note que La ville de MECHERIA est caractérisée par un climat continental avec des précipitations irrégulières.

Pour évaluer les débits des eaux pluviales il faut choisir et évaluer les paramètres suivants :

1. Choix de la période de retour (le degré de protection est d'autant plus élevé que la période de retour est longue)
2. Le coefficient de ruissellement : est fonction principalement du type d'occupation du terrain mais aussi de la nature des sols, de leur degré de saturation en eau, de la pente du terrain.

Chapitre :III Conception Des Réseaux De La Zone A Urbaniser

3. La pente moyenne du bassin versant : elle correspond au rapport entre la dénivelée du plus long parcours de l'eau et la longueur de ce dernier.

Ou le débit des eaux pluviales est déterminé par les Méthodes précédentes

Avec :

Tableau III-2 : Coefficient de ruissellement "c" en fonction du type d'occupation des sols

<i>Mode d'occupation des sols</i>	<i>C</i>
Zones urbaines très denses (250 habitants à l'hectare)	0,80 à 0,90
Zones urbaines denses (150 habitants à l'hectare)	0,60 à 0,70
Zones urbaines moyennement denses (50 habitants à l'hectare)	0,40 à 0,50
Zones résidentielles (20 habitants à l'hectare)	0,20 à 0,30
Lotissements	0,30 à 0,40
Zones tertiaires (selon la surface viabilisée)	0,30 à 0,60
Zones commerciales	0,70 à 0,90
Zones industrielles	0,70 à 0,90
Squares, jardins publics	0,05 à 0,25
Terrains de sport	0,10 à 0,30
Zones agricoles	0,05 à 0,10
Zones boisés	0,05
<i>Nature du revêtement de sol</i>	<i>C</i>
Surfaces totalement imperméabilisés (chaussé, parking)	0,90
Pavages à larges joints	0,60
Surfaces stabilisés (selon la pente)	0,40 à 0,70
Allés en gravier	0,20
Zones engazonnés sur sol imperméable (selon la pente)	0,15 à 0,35
Zones engazonnés sur sol perméable (selon la pente)	0,05 à 0,20
<i>Type de toiture</i>	<i>C</i>
Toitures plates de faible superficie (S <100.m)	1,00
Toitures plates de superficie moyenne (< 10 000)	0,80 à 1,00
Toitures de grande superficie (> 10.000.m)	0,50 à 0,80

III.1.6 - Dimensionnement des canalisations: [25]

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections sera déduit de la formule d'écoulement adoptée. Les dimensions des canalisations varient compte tenu des diamètres courants de fabrication, ce qui apporte de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement.

- FORMULE DE CHEZY (Ecoulement uniforme) : [25]

Dans l'instruction technique de 1977, les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY

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

V : Vitesse d'écoulement en m/s

R : Rayon hydraulique avec $R_H = \frac{S_{\text{Mouillé}}}{P_{\text{Mouillé}}}$

$S_{\text{Mouillé}}$: Section mouillée (m²)

$P_{\text{Mouillé}}$: Périmètre Mouillé (m)

I : Pente de l'ouvrage en m/m

C : Coefficient pour lequel on adopte celui donné par la formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_H}}}$$

γ est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées

III.1.6.1 Canalisation d'eaux usées : [25]

Il se forme une pellicule grasse dans les ouvrages qui améliore les conditions d'écoulement. Aussi, le coefficient de Bazin, peut être pris égal à 0,25 en tenant compte des inégalités dans le réseau et d'éventuelles intrusions de sable ou de terre. C peut donc être représenté approximativement par l'expression $C=70.R_H^{1/6}$.

$$C = 70.R_H^{1/6}$$

On obtient donc :

$$V = 70.R_H^{1/3}.I^{1/2}$$

$$Q_{\text{Usée}} = V.S = 70.R_H^{1/3}.I^{1/2}.S$$

Ou le débit de l'ouvrage :

$Q_{Usée}$: Débit Usée m³/s

V : Vitesse d'écoulement en m/s

S : Surface en m²

III.1.6.2 Canalisation d'eaux pluviales ou unitaires : [25]

Il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses.

Le coefficient de Bazin , peut être pris à 0,46. C peut donc être représenté approximativement par l'expression $C=60.R^{1/4}$. On obtient donc :

$$V = 60.R_H^{\frac{3}{4}}.I^{\frac{1}{2}}.$$

et le débit capable de l'ouvrage Q_c :

$$Q_{Usée} = V.S = 60.R_H^{\frac{3}{4}}.I^{\frac{1}{2}}.S$$

- Q_c en m³/s
- V en m/s
- S en m²

- FORMULE DE MANNING-STRICKLER

$$C = K.R_H^{\frac{1}{6}}$$

$$V = K.R_H^{\frac{2}{3}}.I^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_c = V.S = K.R_H^{\frac{2}{3}}.I^{\frac{1}{2}}.S$$

Avec :

K = Coefficient de Manning - Strickler

S = Section mouillée de l'ouvrage au m²

P = Périmètre mouillé de l'ouvrage en m

R = Rayon hydraulique de l'ouvrage S /P en m

I = Pente longitudinale de l'ouvrage en m/m

V = Vitesse de l'eau dans l'ouvrage en m/s

Qc = Débit capable de l'ouvrage en m³/s

- **Valeurs courantes de K utilisées pour les études :**

- Ouvrages en fonte, béton, grés, PVC, PEHD,... : K = 70 à 80
- Ouvrages métalliques en tôle ondulée : K = 40 à 45
- Fossés profonds engazonnés : K = 25 à 30

Il faut distinguer les coefficients annoncés par les fabricants (coefficients allant jusqu'à 110 calculés en laboratoire sur une canalisation neuve sans dépôt) et les coefficients réels qui tiennent compte de la fixation de matières en suspension dans le fond des ouvrages (ce bio film se substitue alors au coefficient de Manning – Strickler du matériau de l'ouvrage).

III.1.7 *Contrainte de calage des réseaux* : [25]

III.1.7.1 *Canalisation d'eaux usées* :

Les canalisations eaux usées sont généralement circulaires. Les contraintes de calage des canalisations d'eaux usées sont :

- diamètre minimum de 200 mm pour éviter les risques d'obstruction
- pente minimum : 0,002 m/m

Le relèvement des eaux par pompage ne pourra dans certains cas être évité

- couverture minimale de la canalisation : 80 cm

En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition en béton pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.

- regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydrocurage des réseaux ou une visite par caméra. Distance standard : 50m
- regard à chaque changement de pente ou de direction

- vitesse maximum : 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

III.1.7.2 Condition d'auto curage :

L'auto curage des canalisations d'eaux usées est considérée comme assuré si les trois conditions ci-après sont remplies :

1. A pleine ou à demi-section : $V \geq 0,70$ m/s ou à l'extrême rigueur 0,50 m/s (dans ce cas, le rapport des vitesses est égal à 1 donc on vérifiera que la vitesse pleine section est supérieure à 0,70 m/s)

2. Pour une hauteur d'eau égale au 2/10 du \varnothing : $V \geq 0,30$ m/s
(le rapport des vitesses étant égal à 0,6 , on vérifiera que $0,6 V_{PS} \geq 0,3$ m/s)

3. La hauteur d'eau doit être égale aux 2/10 du \varnothing , assuré par le débit moyen actuel.
(le rapport des débits étant égal à 0,12 , on vérifiera que $Q_{moyen} \geq 0,12 Q_{PS}$)

En pratique, on pourra considérer que l'auto curage est respecté si $V \geq 0,30$ m/s pour le débit journalier moyen actuel.

III.1.8 Canalisation d'eaux pluviales ou unitaires :

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont :

- diamètre minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- pente minimum : 0,003 m/m

Le relèvement des eaux par pompage sera si possible évité car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.

- couverture minimale de la canalisation : 80 cm

En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.

- regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydro curage des réseaux ou une visite par caméra.

- regard à chaque changement de pente ou de direction.

-

- vitesse maximum : 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Il est donc important de vérifier la vitesse de l'eau dans les canalisations pour le débit de pointe à évacuer.

III.1.8.1 Condition d'autocurage :

1. Pour 1/10 du débit à pleine section : $V \geq 0,60 \text{ m/s}$
(quand $r_Q = Q/Q_{PS} = 0,1$; $r_V = V/V_{PS} = 0,55$ donc on vérifiera que $V_{PS} \geq 1 \text{ m/s}$)
2. Pour 1/100 du débit à pleine section : $V \geq 0,30 \text{ m/s}$

Ces limites sont respectées avec des vitesses à pleine section de 1 m/s dans les canalisations circulaires et 0,90 m/s dans les ovoïdes.

III.1.9 Pentés minimales requises [26]

On trouve dans la littérature des publications permettant de calculer les pentes minimale inférieures à cette valeur et permettant d'assurer l'auto curage :

Selon :

- Schütz (1985) recommande la formule empirique suivante :

$$I_{om} (m/m) = \frac{1}{D_{mm}}$$

- Sander (1994) observe que pour les canalisations plus petites que $D=1000\text{mm}$, la pente minimum recommandée pour éviter la sédimentation est :

$$I_{om} (m/m) = \frac{1.2}{D_{mm}}$$

Avec :

$$I_{om} (m/m) = \frac{CFE_{Départ} - CFE_{Arrivée}}{L}$$

- $CFE_{Départ}$: Cote Fil D'eau départ
- $CFE_{Arrivée}$: Cote Fil D'eau Arrivée .

III.1.10 Méthode de travail :

Donc pour l'établissement de n'importe quel projet d'assainissement la démarche à suivre pour le dimensionnement des réseaux et la collecte des eaux usées et pluviales se présente dans l'organigramme suivant :

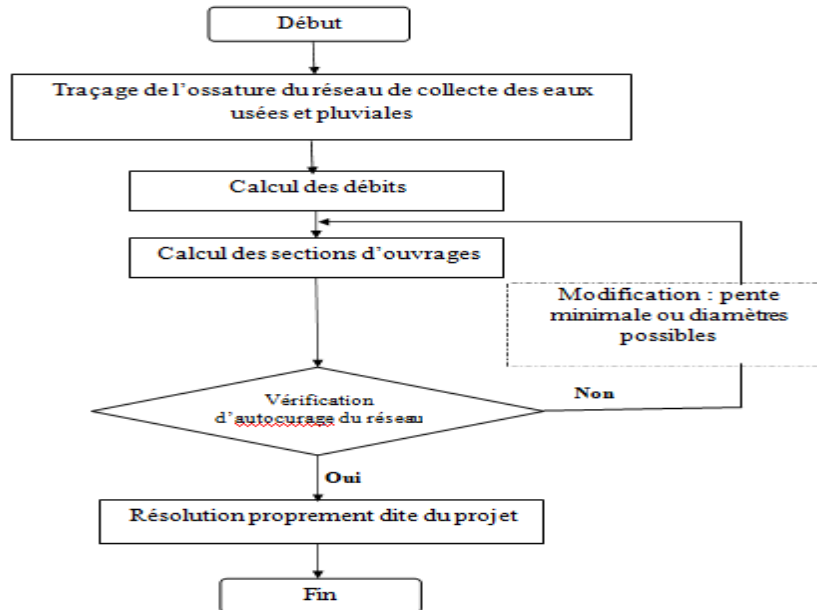


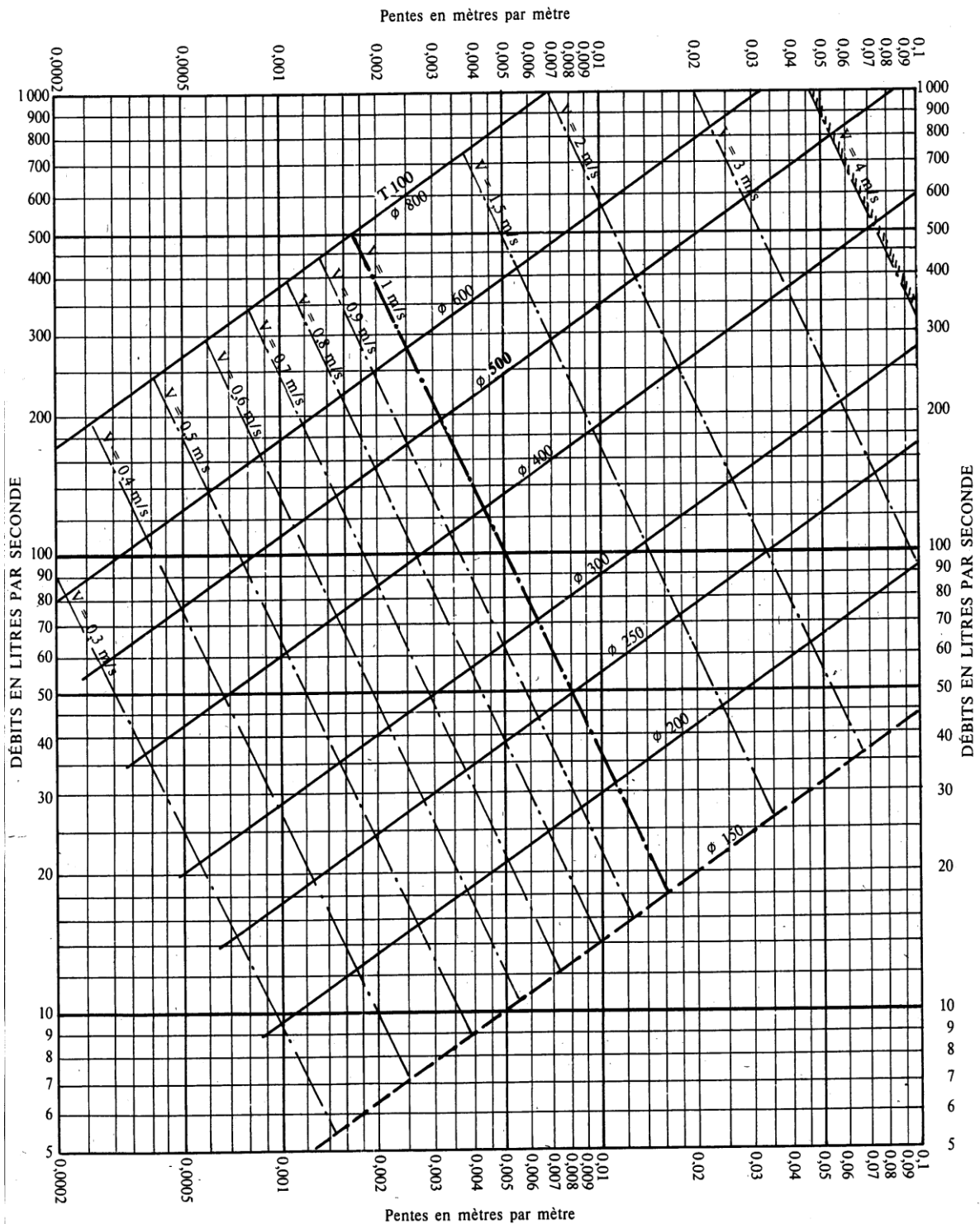
Figure III-1 : Organigramme explicative de la méthodologie de travail

Et L'utilisation des abaques suivant ou par logiciel nous facilite la tâche de dimensionnement des réseaux

ABAUQUE Ab. 3

Ab. 3

RÉSEaux D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



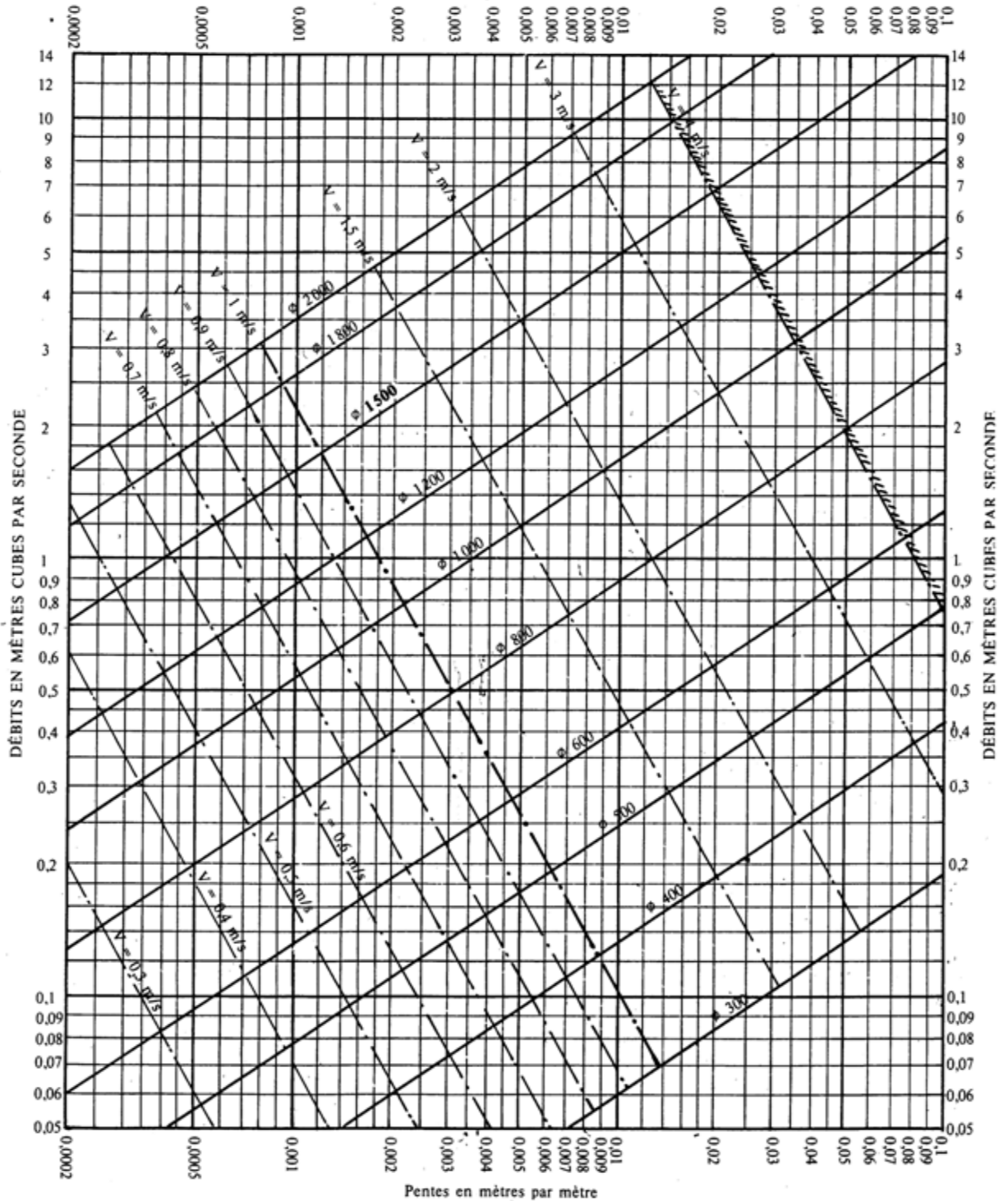
Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Figure III-2 : Abaque réseau d'eau usée en système séparatif [25]

ABaque Ab. 4 a

Ab. 4a

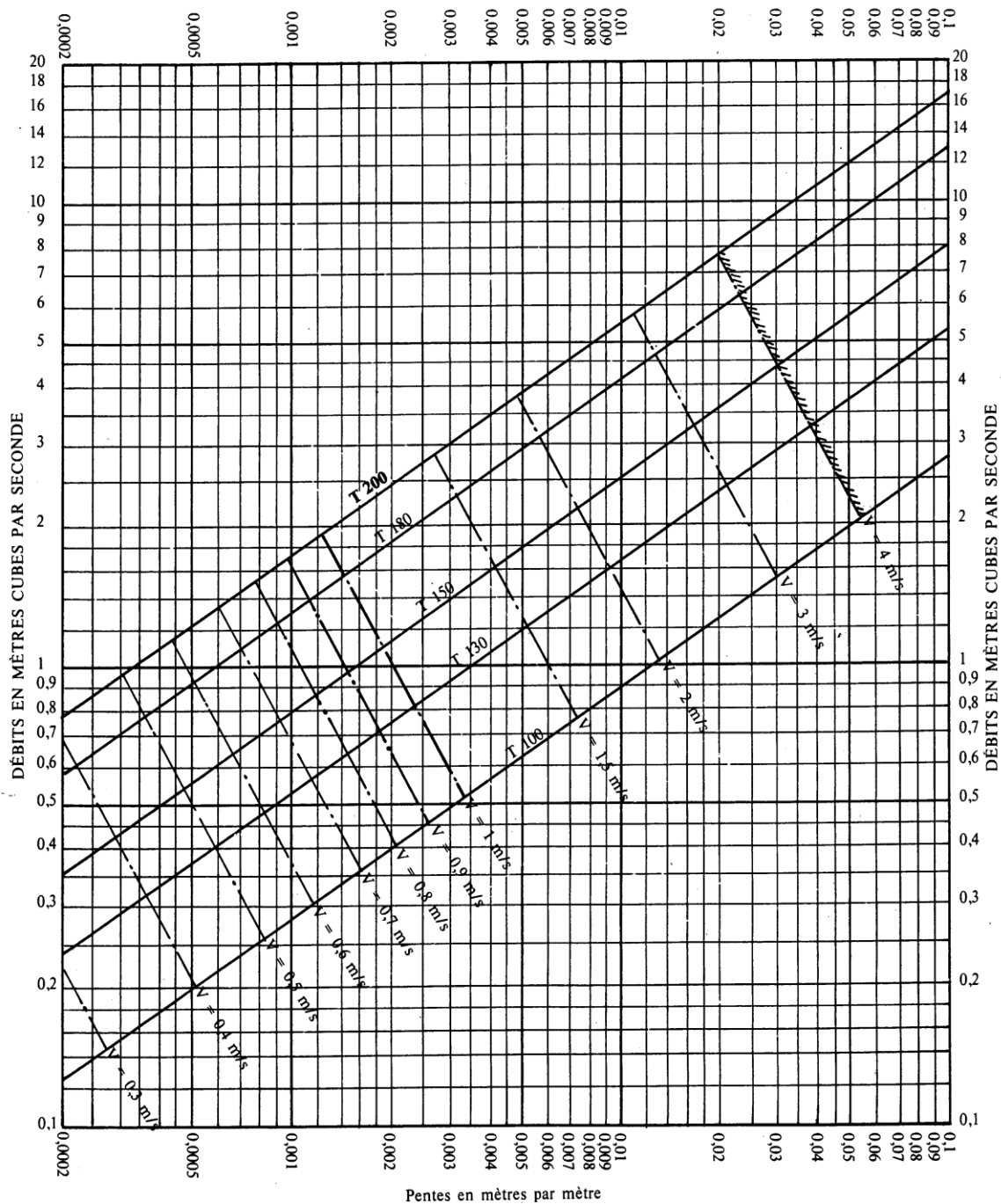
RÉSEaux PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Figure III-3 : Abaque réseau d'eau usée en système unitaire ou séparatif [25]

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations ovoïdes)

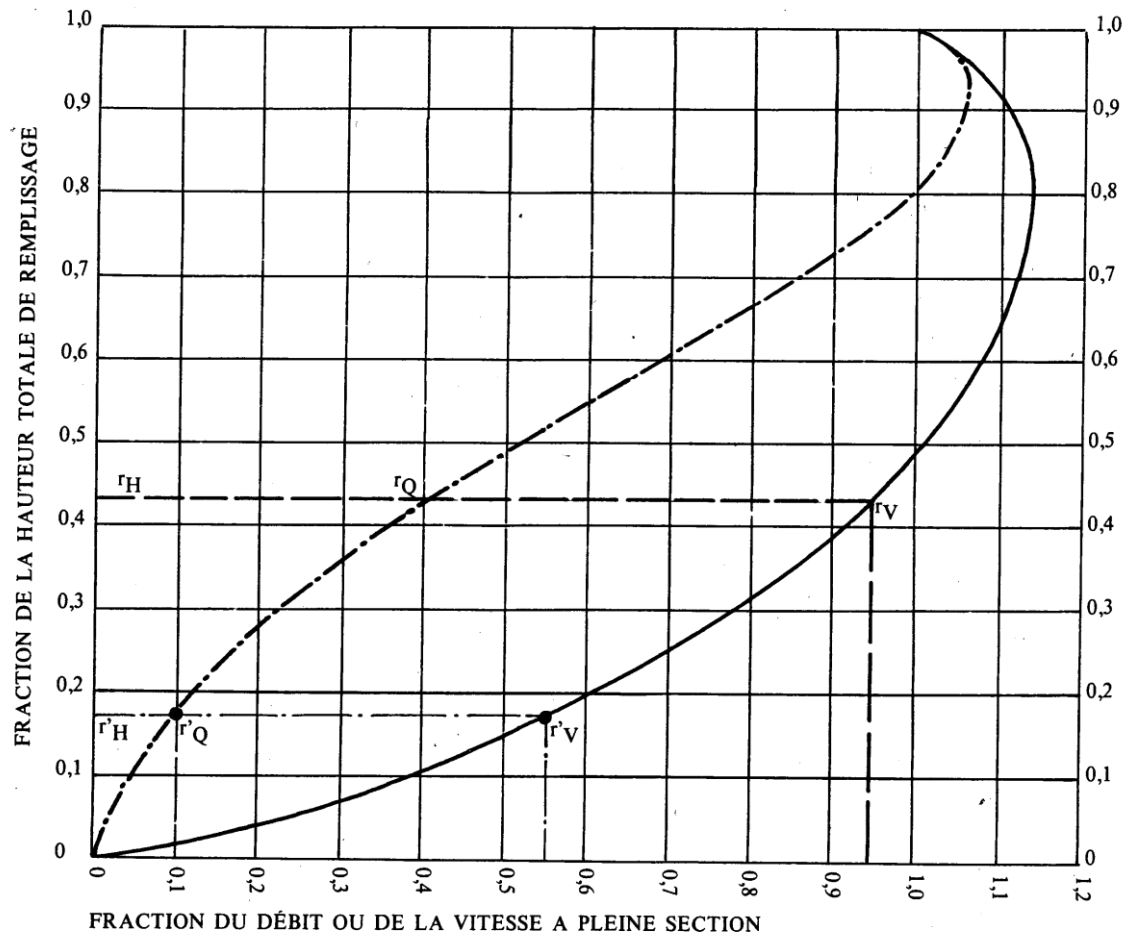


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Figure III-4 : Abaque réseau d'eau pluvial en système unitaire ou séparatif [25]

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

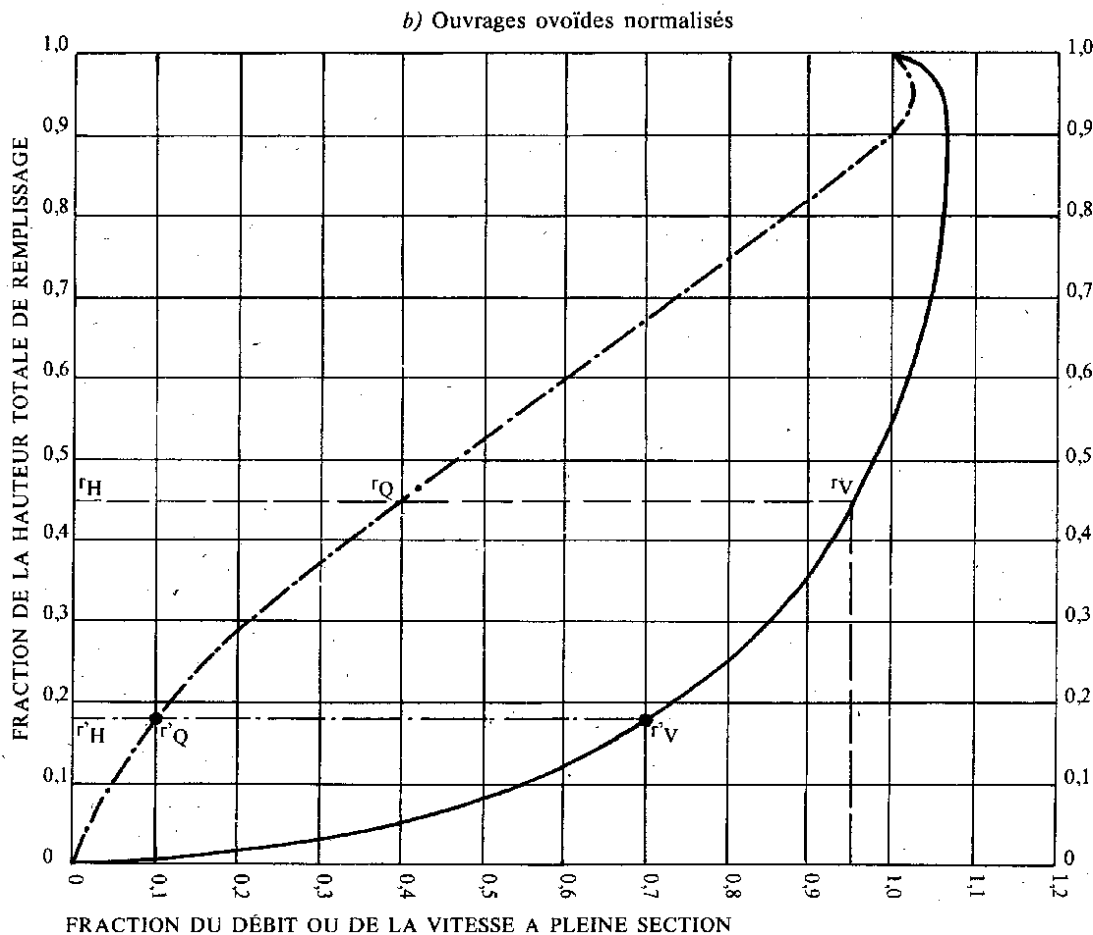
Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Figure III-5 : Variation des débit et vitesse en fonction du remplissage (circulaire) [25]

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0.40$, on obtient $r_V = 0.95$ et $r_H = 0.45$.

Pour $Q_{ps}/10$, on obtient $r'_V = 0.70$ et $r'_H = 0.18$ (autocurage).

Nota. - Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,90$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,03$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,07$) est obtenue avec $r_H = 0,90$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Figure III-6 : Variation des débits et vitesse en fonction du remplissage (Ovoïde) [25]

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires

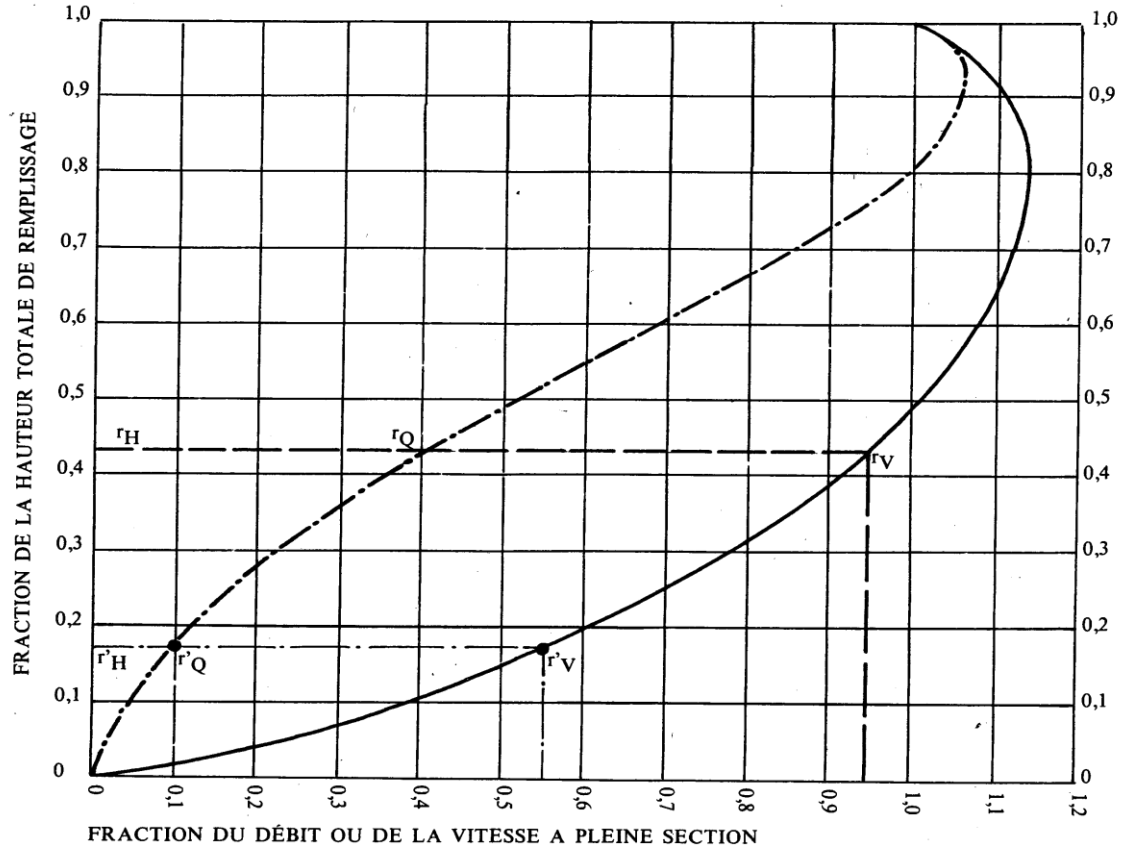


Figure III-7 : Variation des débits et vitesse en fonction du remplissage (circulaire) [25]

III.2 DIMENSIONNEMENT DES RÉSEAUX D'EAUX USÉES ET PLUVIALES :

Les résultats de dimensionnement sont groupés par zone et par type de réseau :

III.2.1 Zone Nord :**III.2.1.1 Calcul des eaux usées tissu urbain zone nord :**

La projection du réseau usées est découpage des sous bassin on donner la figure suivante :

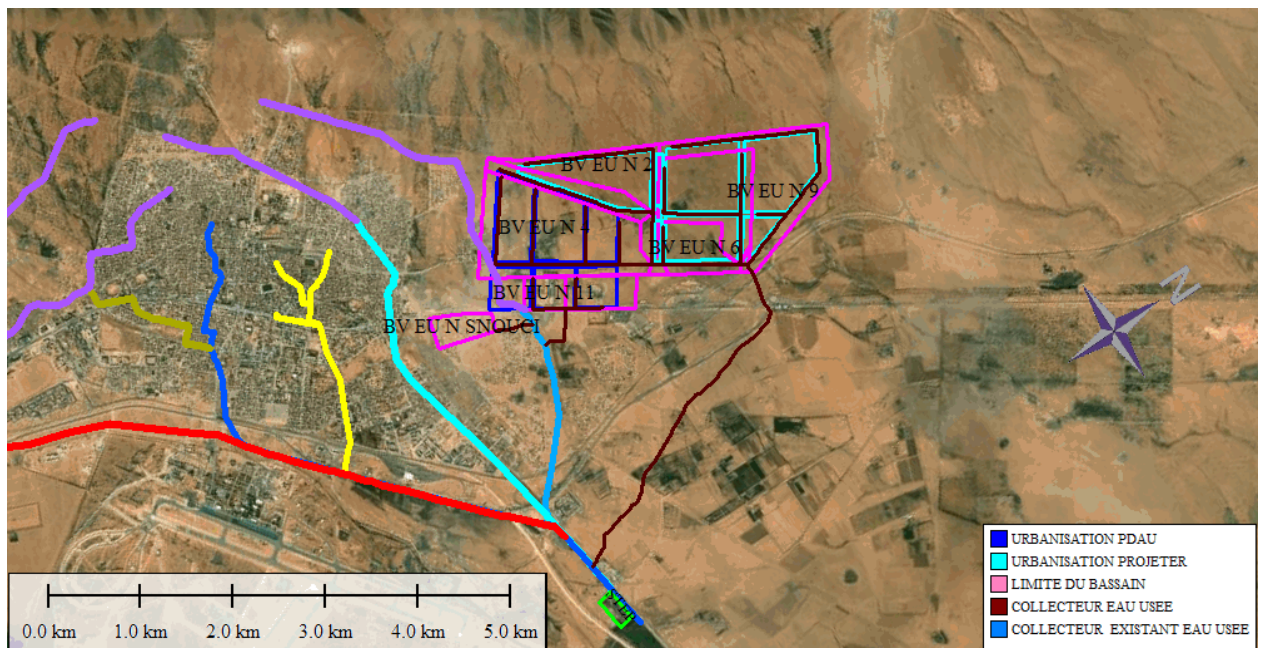


Figure III-7 : Schémas réseau usées zone nord

Pour plus de détail voir figure en annexe

Dans le tableau qui suit récapitule les débits d'eau usée du réseau zone nord

Tableau III-3 : Débits des tronçons des réseaux usées zone nord

Bassin versant	N Regard départ	N Regard Arrivé	Surfaces Bassins élémentaires m ²	Longueur collecteur m	CFE Départ	CFE Arrivé	Pente cm/m	Débits élémentaires Usée l/s	Débit eau usée cumule l/s
BV UN 1	UN 319	UN 361	341418,0755	1741,9364	1183,432	1143,41	2,2976	10,5121207	10,51212072
BV UN 2	UN 374	UN 361	555815,0235	2091,0823	1184,357	1144,411	1,9103	17,1133137	17,11331369
BV UN 3	UN 361	UN 248	85477,7901	556,2555	1143,41	1133,159	1,8429	2,63182565	30,25726006
BV UN 4	UN 184	UN 248	1515411,103	2639,1402	1179,034	1132,537	1,7618	46,6588784	46,65887835
BV UN 5	UN 248	UN 251	25500,3252	357,5479	1133,159	1131,517	0,4592	0,78514442	77,70128283
BV UN 6	UN 251	UN 272	401247,4437	834,3128	1132,117	1122,846	1,1112	12,3542421	90,05552494
BV UN 7	UN 274	UN 272	855676,5947	1870,2217	1157,1	1122,846	1,8315	26,3459269	26,3459269
BV UN 8	UN 272	UN 81	17119,3715	88,6774	1122,846	1121,047	2,0287	0,52709834	116,9285502
BV UN 9	UN 1	UN 81	1078542,804	3292,7426	1167,374	1121,026	1,4076	33,2078849	33,20788489
	UN 81	UN 183	/	4049,801	1121,047	1104,541	0,4076	/	150,1364351
BV UN 10	Un 504	UN 514	273281,122	404,688	1134,73	1131,773	0,7307	8,41421223	8,414212225
BV UN 11	UN 529	UN 514	158962,476	684,29	1142,008	1132,516	1,3871	4,8943886	4,894388603
	UN 514	UN 528	/	565,577	1131,773	1130,25	0,2693	/	13,30860083
BV UN SNOUCI	UN554	UN564	185525,7492	409,3	1139,766	1132,557	1,7613	5,71226075	5,71226075

Caractéristiques hydraulique du réseau :

Tableau III-4 : Caractéristiques hydraulique du réseau Zone Nord

N Regard départ	N Regard Arrivé	Q _{EP} Calcul	Long.	I _{cal}	Sect.calc.	Sect. adopt	Q _{ps}	V _{ps}	R _q	R _v	R _h	V _r	V _(Q/10)	H.r.
		l/s	m	%	φ(mm)	φ / T:(mm)	l/s	m/s				m/s	m/s	(m)
UN 319	UN 361	10,51212	1741,94	2,30	136	φ 300	92,13	1,30	0,11	0,57	0,20	0,74	0,72	0,06
UN 374	UN 361	17,11331	2091,08	1,91	168	φ 300	84,01	1,19	0,20	0,78	0,29	0,92	0,65	0,09
UN 361	UN 248	30,25726	556,26	1,84	208	φ 300	82,51	1,17	0,37	0,93	0,40	1,08	0,64	0,12
UN 184	UN 248	46,65888	2639,14	1,76	246	φ 300	80,68	1,14	0,58	1,03	0,54	1,17	0,63	0,16
UN 248	UN 251	77,70128	357,55	0,46	378	φ 500	167,83	0,85	0,46	0,97	0,47	0,83	0,47	0,23
UN 251	UN 272	90,05552	834,31	1,11	340	φ 500	261,06	1,33	0,34	0,91	0,39	1,22	0,73	0,19
UN 274	UN 272	26,34593	1870,22	1,83	198	φ 300	82,26	1,16	0,32	0,90	0,37	1,05	0,64	0,11
UN 272	UN 81	116,9286	88,68	2,03	335	φ 600	582,37	2,06	0,20	0,77	0,28	1,59	1,13	0,17
UN 1	UN 81	33,20788	3292,74	1,41	226	φ 300	72,11	1,02	0,46	0,97	0,46	0,99	0,56	0,14
UN 81	UN 183	150,1364	4049,80	0,41	491	φ 600	261,03	0,92	0,58	1,02	0,54	0,95	0,51	0,32
UN 504	UN 514	8,414212	404,69	0,73	155	φ 300	51,95	0,74	0,16	0,70	0,25	0,51	0,40	0,08
UN 529	UN 514	4,894389	684,29	1,39	113	φ 300	71,58	1,01	0,07	0,39	0,14	0,40	0,56	0,04
UN 514	Un 528	13,3086	565,58	0,27	219	φ 300	31,54	0,45	0,42	0,95	0,44	0,43	0,25	0,13
UN 554	UN564	5,712261	409,30	1,76	115	φ 300	80,66	1,14	0,07	0,40	0,14	0,46	0,63	0,04

NB :Pour le lotissement de SENOUCI l'évacuation des eaux usées se fait sur le collecteur de Bghadid .par le tronçon UN554 - UN564

III.2..1.2 Calcul des eaux pluviaux du tissu urbain zone nord :

La projection du réseau pluvial est découpage des sous bassin on donner la figure suivante :

Avec $C = 0,6$ (donné par le P.D.A.U).

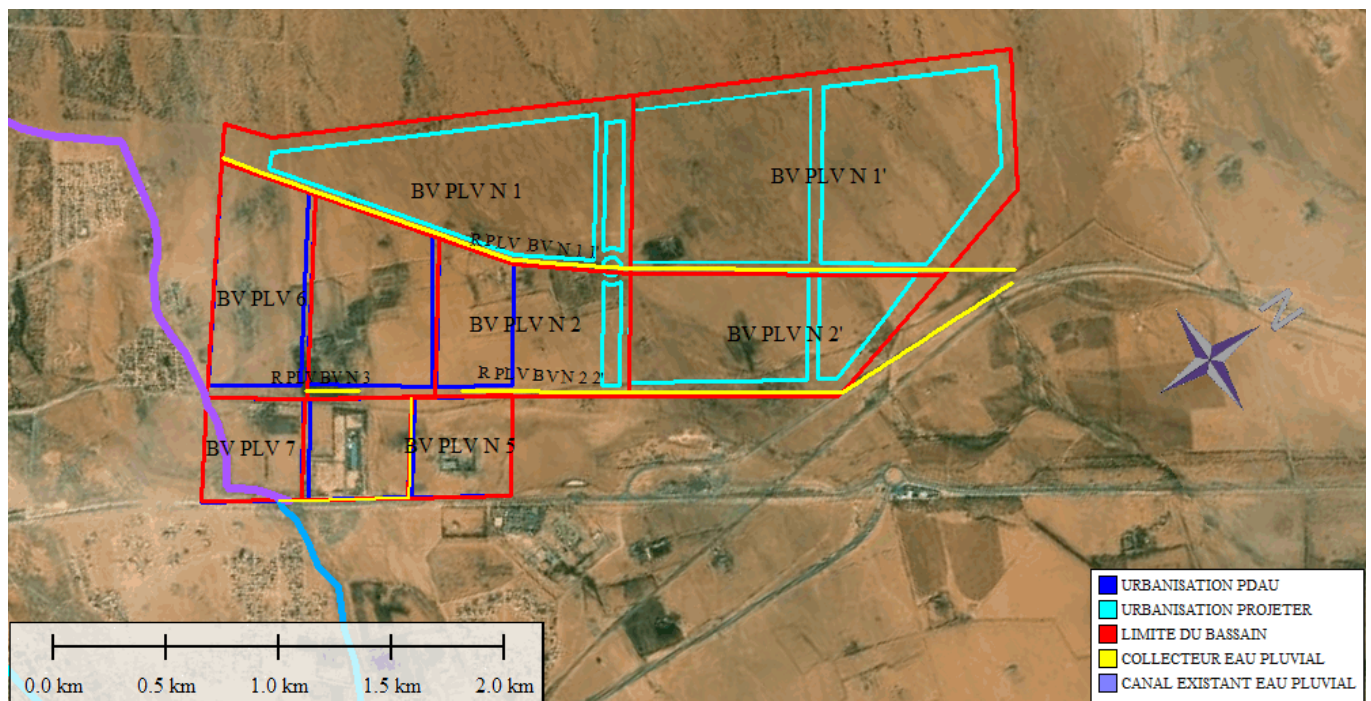


Figure III-8 : Schémas réseau Pluvial zone nord

III.2..1.3 Temps de concentrations :**Tableau III-5 : Temps de concentration des sous bassin élémentaires zone Nord**

CALCUL DU TEMPS DE CONCENTRATION									
BV	Surface	L	P	Tc (min)					
	km ²	Km	%	Kirpich	Californienne	Espagnole	Turazza	Ventura	Adopté
BV PLV N1	0,88855	1,9	2,130	28,72	62,85	61,90	52,86	49,29	51,13
BV PLV N1'	1,4551	1,5179	1,370	28,64	62,67	56,69	72,08	78,65	59,75
BV PLV N2	0,50902	0,75	1,430	16,37	35,82	32,67	39,32	45,53	33,94
BV PLV N2'	0,6294	1,75	0,590	44,20	96,71	74,39	87,12	78,83	76,25
BV PLV N4+ BV PLV N5	0,40934	0,9066	0,970	22,00	48,13	40,74	47,30	49,58	41,55
BV PLV N3+ BV PLV N6	0,4913	0,7107	1,860	14,19	31,06	29,80	33,47	39,22	29,55
BV PLV N7	0,20071	0,11627	0,420	6,24	13,66	9,84	28,61	52,76	22,22

Le calcul des eaux pluvial ce fait de la même façon que dans la première partie concernant la protection les résultats sont regroupé dans les tableau qui suit :

Tableau III-6 : Tableau récapitulatif des débits par Méthode est débit adopté

TABLEAU RECAPITULATIF					
BV	S	Rationnelle	Mac Math	Burklier Ziegler	Adopté
	km ²	m ³ /S	m ³ /S	m ³ /S	m ³ /S
BV PLV N1	0,89	3,07	2,00	1,80	3,07
BV PLV N1'	1,46	0,11	-	2,33	2,33
BV PLV N2	0,51	2,18	1,22	1,07	2,18
BV PLV N2'	0,63	0,04	0,95	1,01	1,01
BV PLV N4+ BV PLV N5	0,41	1,58	0,92	0,83	1,58
BV PLV N3+ BV PLV N6	0,49	2,27	1,34	1,12	2,27
BV PLV N7	0,20	1,08	0,43	0,39	1,08

III.2..1.4 Calcul des collecteurs d' évacuation des débits pluviales :

Dans le tableau qui suit récapitule les débits d'eaux pluviales du réseau zone nord de chaque voie.

Tableau III-7 : Tableau récapitulatif des débits Pluvial par tronçons de la zone nord

Bassin	N Regard départ	N Regard Arrivé	Surfaces Bassins élémentaire m ²	Longueur collecteur m	Pente cm/m	Débits élémentaires (m ³ /s)	Débits cumules (M ³ /s)
BV PLV N1	PLV N 1	PLV N 40	888547,195	1900	2,13	3,07	3,07
BV PLV N1'	PLV N 40	PLV N 66	1455073,39	1517,87	1,37	2,33	5,40
BV PLV N2	PLV N 75	PLV N 90	509021,591	750	1,43	2,18	2,18
BV PLV N2'	PLV N 90	PLV N 125	629390,908	1750	0,59	1,58	3,76
BV PLV N4+	PLV N 127	PLV N 146	210857,449	906,6	0,97	1,58	1,58
BV PLV N5			198485,645				
BV PLV N3+			449467,025				
BV PLV N6	PLV N 150	PLV N 146	417974,315	710,71	1,86	2,27	2,27
BV PLV N7	PLV N 146	PLV N 149	200712,601	116,27	0,42	1,08	4,92
Total						14,08	14,08

III.2..1.5 Résultats des collecteurs d' évacuation dans tissu urbain zone nord :

Les résultats suivant calculé par logiciel

Tableau III-8 : Tableau récapitulatif des Caractéristiques du réseau Pluvial par tronçons de la zone nord

Col. SA	Q _{EPC} calcul	Long.	I _{cat}	Sect.calc.	Sect. adopt		Q _{ps}	V _{ps}	R _q	R _v	R _h	V _r	V _(Q/10)	H.r.	On vérifier pour 2 buse
	l/s	m	%	φ (mm)	φ /	T:(mm)	l/s	m/s				m/s	m/s	(m)	
BV PLV N1	3067,302403	1900,00	2,13	1088	φ	1200	4014,33	3,55	0,76	1,11	0,65	3,94	1,95	0,77	
BV PLV N1'	5400,314797	1517,87	1,37	1448	φ	1500	5946,84	3,37	0,91	1,13	0,72	3,81	1,85	1,09	2 buse 1200
BV PLV N2	1091,602716	750,00	1,43	804	φ	1000	1992,25	2,54	0,55	1,01	0,52	2,56	1,40	0,52	
BV PLV N2'	3760,4929	1750,00	0,59	1480	φ	1500	3902,58	2,21	0,96	1,12	0,77	2,48	1,21	1,16	2 buse 1200
BV PLV N4+ BV PLV N5	1577,287468	906,60	0,97	986	φ	1000	1640,82	2,09	0,96	1,12	0,77	2,35	1,15	0,77	
BV PLV N3+ BV PLV N6	2267,740216	710,71	1,86	999	φ	1000	2272,12	2,89	1,00	1,11	0,81	3,22	1,59	0,81	
BV PLV N7	4922,515827	116,27	0,82	1537	φ	2000	10148,79	3,23	0,49	0,98	0,48	3,17	1,78	0,96	2 buse 1200

Afin d’avoir une hauteur de recouvrement suffisante on Project deux buses de 1200 mm au lieu de 1500 mm on divise le débit par deux collecteur on aura le tableau suivant :

Tableau III-9 : Tableau récapitulatif des Caractéristiques du réseau Pluvial par tronçons de la zone nord avec diamètre 1200 mm

	QEPCalcul	Long.	I _{cal}	Sect.cal.	Sect. adopt		Qps	V _{ps}	R _q	R _v	R _h	V _r	V _(Q/10)	H.r.	On opte
Col. SA	l/s	m	%	φ(mm)	φ /	T:(mm)	l/s	m/s				m/s	m/s	(m)	
BV PLV N1	3067,302403	1900,00	2,13	1088	φ	1200	4014,33	3,55	0,76	1,11	0,65	3,94	1,95	0,77	
BV PLV N1'	2700,157398	1517,87	1,37	1126	φ	1200	3219,46	2,85	0,84	1,13	0,68	3,21	1,57	0,82	2 buse 1200
BV PLV N2	1091,602716	750,00	1,43	804	φ	1000	1992,25	2,54	0,55	1,01	0,52	2,56	1,40	0,52	
BV PLV N2'	1880,24645	1750,00	0,59	1150	φ	1200	2112,76	1,87	0,89	1,13	0,71	2,11	1,03	0,85	2 buse 1200
BV PLV N4+ BV PLV N5	1577,287468	906,60	0,97	986	φ	1000	1640,82	2,09	0,96	1,12	0,77	2,35	1,15	0,77	
BV PLV N3+ BV PLV N6	2267,740216	710,71	1,86	999	φ	1000	2272,12	2,89	1,00	1,11	0,81	3,22	1,59	0,81	
BV PLV N7	2461,257914	116,27	0,82	1195	φ	1200	2490,75	2,20	0,99	1,12	0,80	2,46	1,21	0,96	2 buse 1200

III.2.2 Zone sud :

III.2..2.1 Calcul des eaux usées tissue urbain zone sud :

La projection du réseau usées est découpage des sous bassin on donner la figure suivante :

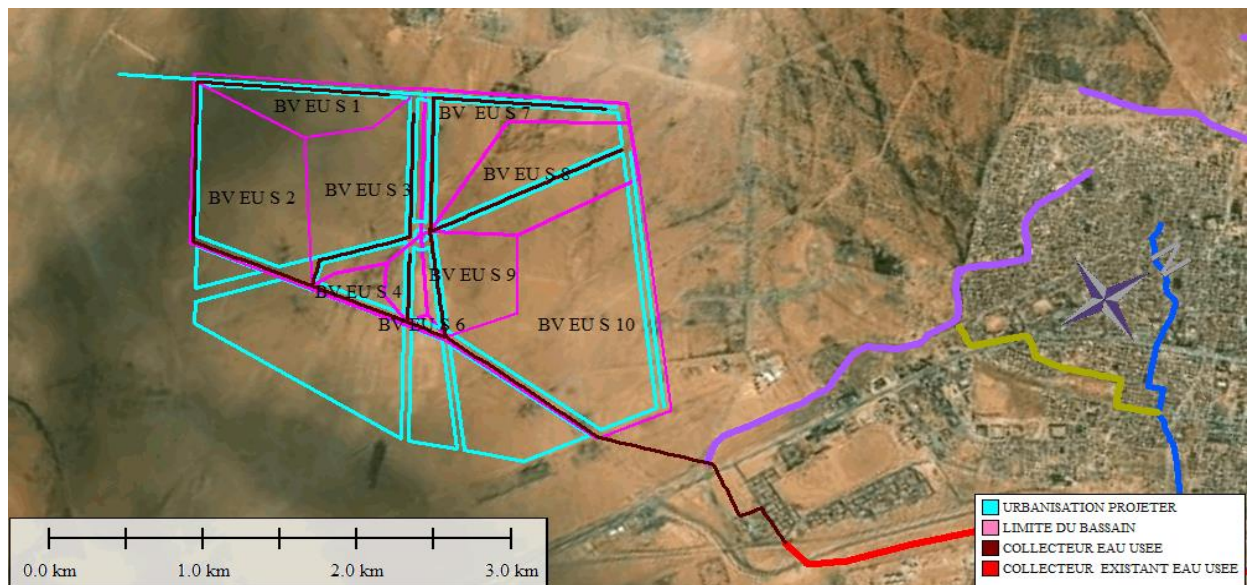


Figure III-9 : Schémas réseau usées zone sud et découpage des sous bassins

Chapitre :III Conception Des Réseaux De La Zone A Urbaniser

Pour plus de détail voir figure en annexe

Le tableau suivant récapitule les débits d'eaux usées du réseau zone sud

Tableau III-10 : Débits des tronçons du réseau usées zone sud

N Regard départ	N Regard Arrivé	Surface élémentaire m ²	Longueur collecteur m	CFE Départ	CFE Arrivé	Pente cm/m	Débit élémentaire Usée l/s	Débit eau usée cumule Cumul l/s
US 1	US 32	358057,46	1245,07	1178,8	1173,9	0,39	11,02444	11,02444
US 32	US 80	834000,11	1962,1	1173,9	1147,7	1,339	25,678517	36,702957
US 173	US 80	755118,88	1669,45	1173,2	1148,2	1,501	23,249797	23,249797
US 80	US 96	117754,4	672,16	1147,7	1145,6	0,303	0,3078958	60,26065
US 214	US 96	114676,28	481,809	1153,8	1148,7	1,065	3,5308349	3,5308349
US 96	US 102	18750,112	263,103	1145,6	1144,7	0,351	0,5773082	64,368793
US226	US276	473292,45	2063,53	1189,5	1156,6	1,592	14,572478	14,572478
US294	US276	711956,63	1369,81	1181,4	1157,4	1,748	21,920849	21,920849
US276	US102	389552,64	746,724	1156,6	1146,5	1,35	11,994164	48,487491
US102	US132	1502519,4	1225,29	1144,7	1140,4	0,356	46,261949	159,11823
US132	US172		1612,55	1140,4	1133	0,455		159,11823
							Total	159,11823

Caractéristiques hydraulique du réseau :

Tableau III-11 : Caractéristiques hydraulique du réseau zone sud

N Regard départ	N Regard Arrivé	Q _{EP} Calcul	Long.	I _{cal}	Sect.calc.	Sect. adopt		Q _{ps}	V _{ps}	R _q	R _v	R _h	V _r	V _(Q/10)	H.r.
		l/s	m	%	φ(mm)	φ /	T:(mm)	l/s	m/s				m/s	m/s	(m)
US 1	US 32	11,0244	1245,07	0,39	191	φ	300	37,96	0,54	0,29	0,88	0,35	0,47	0,30	0,11
US 32	US 80	36,703	1962,10	1,34	237	φ	300	70,32	0,99	0,52	1,00	0,51	0,99	0,55	0,15
US 173	US 80	23,2498	1669,45	1,50	196	φ	300	74,47	1,05	0,31	0,89	0,37	0,94	0,58	0,11
US 80	US 96	60,2606	672,16	0,30	372	φ	500	136,27	0,69	0,44	0,96	0,45	0,67	0,38	0,23
US 214	US 96	3,53083	481,81	1,06	105	φ	300	62,72	0,89	0,06	0,34	0,12	0,30	0,49	0,03
US 96	US 102	64,3688	263,10	0,35	371	φ	500	146,68	0,75	0,44	0,96	0,45	0,72	0,41	0,23
US226	US276	14,5725	2063,53	1,59	164	φ	300	76,69	1,08	0,19	0,75	0,28	0,82	0,60	0,08
US294	US276	21,9208	1369,81	1,75	187	φ	300	80,35	1,14	0,27	0,86	0,34	0,98	0,63	0,10
US276	US102	48,4875	746,72	1,35	262	φ	400	155,76	1,24	0,31	0,89	0,36	1,11	0,68	0,15
US102	US132	159,118	1225,29	0,36	514	φ	600	243,87	0,86	0,65	1,06	0,59	0,92	0,47	0,35
US132	US172	159,118	1612,55	0,45	491	φ	600	275,67	0,97	0,58	1,03	0,54	1,00	0,54	0,33

NB : Pour le lotissement de 3500 lots l'évacuation des eaux usées se fait sur le collecteur US 102 - US 172 et pour cela on a projeté des profondeurs des regards de l'ordre moyen de 2.5 m

III.2..2.2 Calcul des eaux pluviaux du tissu urbain zone sud :

La projection du réseau pluvial est découpage des sous bassin on donner la figure suivante :

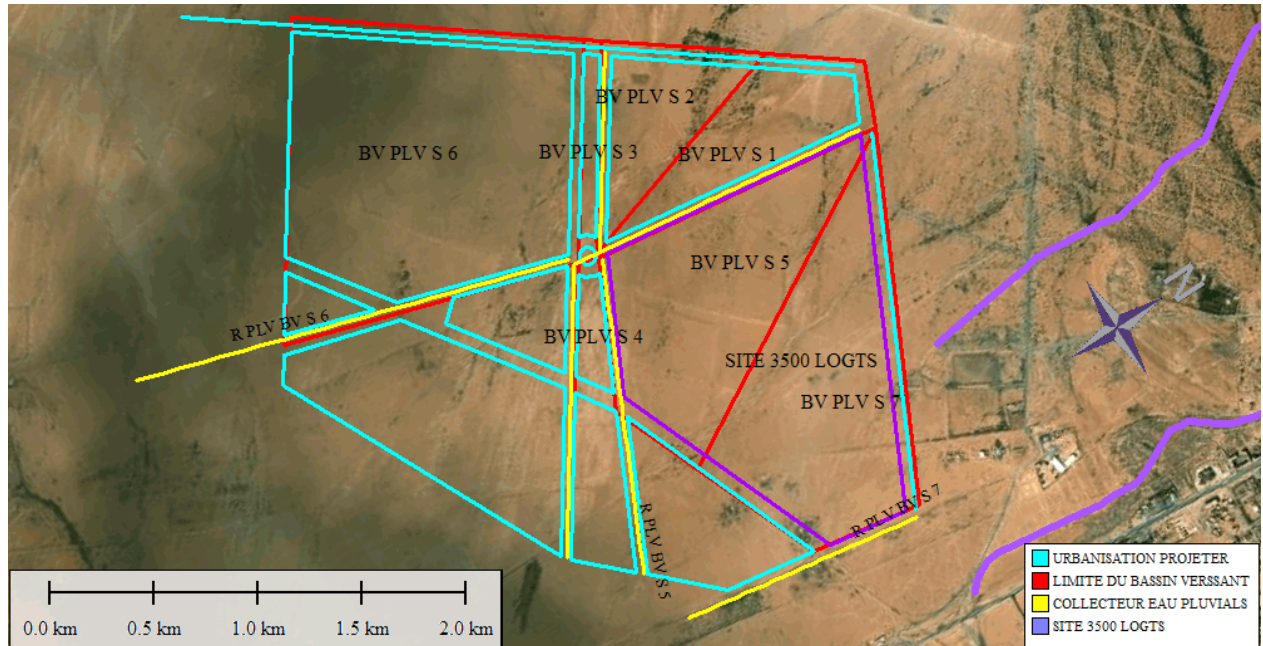


Figure III-10 : Schémas réseau pluvial zone Sud

Le calcul des eaux pluvial ce fait de la même façon que dans la première partie concernant la protection les résultats sont groupé dans les tableau qui suit :

III.2..2.3 Temps de concentration :

Tableau III-12 : Temps de concentration des bassins élémentaires zone sud

CALCUL DU TEMPS DE CONCENTRATION									
BV	Surface	L	P	Tc (min)					
	km ²	Km	%	Kirpich	Californienne	Espagnole	Turazza	Ventura	Adopté
BV PLV S 1	0,488502	1,37458	1,770	24,04	52,61	50,00	42,66	40,09	41,88
BV PLV S 2	0,40716	0,9564	2,270	16,52	36,15	36,04	31,42	32,32	30,49
BV PLV S 3	0,085367	0,13758	0,670	5,94	12,99	10,24	18,02	27,24	14,89
BV PLV S 4	0,09849	1,3	1,350	25,56	55,93	50,46	28,13	20,61	36,14
BV PLV S 5	0,95524	1,3	1,290	26,01	56,92	50,90	61,32	65,67	52,17
BV PLV S 6	1,85661	2,05	0,730	45,99	100,64	80,66	118,36	121,71	93,47
BV PLV S 7	1,105568	1,09999	0,650	29,78	65,17	51,07	85,79	99,53	66,27

Dans le tableau qui suit on trouve les débits pluviales pour chaque sous bassin zone sud

Tableau III-13 : Tableau récapitulatif des débits par Méthode est débit adopté zone sud

TABLEAU RECAPITULATIF					
BV	S	Rationnelle	Mac Math	Burklier Ziegler	Adopté
	km2	m3/S	m3/S	m3/S	m3/S
BV PLV S 1	0,49	1,87	1,31	1,10	1,87
BV PLV S 2	0,41	1,85	1,30	1,02	1,85
BV PLV S 3	0,09	0,57	0,32	0,23	0,57
BV PLV S4	0,10	0,41	0,46	0,31	0,46
BV PLV S5	0,96	3,26	1,69	1,68	3,26
BV PLV S6	1,86	0,09	-	2,39	2,39
BV PLV S7	1,11	0,08	-	1,58	1,58

III.2..2.4 Calcul des des débit pluviales :

Dans le tableau qui suit récapitule les débits d'eaux pluviales du réseau zone sud

Tableau III-14 : Tableau récapitulatif des débits Pluvial cumul des sous bassins zone sud

Bassin	N Regard départ	N Regard Arrivé	Surfaces Bassins élémentaires m2	Longueur collecteur m	Pente cm/m	Débits élémentaires (m3/s)	Débit cumule (m3/s)
BV PLV S 1	PLV S 1	PLV S 29	488502,46	1374,58	1,77	1,87	1,87
BV PLV S 2	PLV S 34	PLV S 29	407164,82	956,38	2,27	1,85	1,85
BV PLV S 3	PLV S 29	PLV S 33	85366,931	137,58	0,67	0,57	4,29
BV PLV S4	PLV S 33	PLV S 79	98486,266	1300	1,35	0,46	4,75
BV PLV S5	PLV S 82	PLV S 109	955240,35	1300	1,29	3,26	3,26
BV PLV S6	PLV S 115	PLV S 156	1856607,7	2049,99	0,73	1,58	1,58
BV PLV S7	PLV S 159	PLV S 182	1105568,4	1099,99	0,65	2,39	2,39

III.2..2.5 Résultat des collecteurs d' évacuation dans tissu urbain zone sud :

Les résultats par logiciel canal 21

Tableau III-15 : Caractéristiques hydraulique du réseau pluvial zone sud

Col. SA	Q _{EP} Calcul	Long.	I _{cal}	Sect.calc.	Sect. adopt		Q _{ps}	V _{ps}	R _q	R _v	R _h	V _r	V _(Q/10)	H.r.	On vérifier pour 2 buse
	l/s	m	%	φ(mm)	φ /	T:(mm)	l/s	m/s				m/s	m/s	(m)	
BV PLV S 1	1874,42	1374,58	1,77	941	φ	1000	2216,47	2,82	0,85	1,13	0,69	3,19	1,55	0,69	
BV PLV S 2	1848,48	956,38	2,27	895	φ	1200	4144,16	3,66	0,45	0,96	0,46	3,53	2,02	0,55	
BV PLV S 3	4289,59	137,58	0,67	1517	φ	1500	4158,76	2,35	1,03	1,10	0,86	2,59	1,29	1,30	2 buse 1200
BV PLV S 4	4749,77	1300,00	1,35	1386	φ	1500	5903,27	3,34	0,80	1,12	0,67	3,75	1,84	1,00	2 buse 1200
BV PLV S 5	3262,54	1300,00	1,29	1219	φ	1500	5770,60	3,27	0,57	1,02	0,53	3,33	1,80	0,80	
BV PLV S 7	1575,76	2049,99	0,73	1038	φ	1200	2350,09	2,08	0,67	1,07	0,60	2,22	1,14	0,72	
BV PLV S 6	2393,01	1099,99	0,65	1234	φ	1500	4096,21	2,32	0,58	1,03	0,55	2,38	1,27	0,82	2 buse 1000

Afin d'avoir une hauteur de recouvrement suffisante on Project deux buses de 1000 ou 1200 mm au lieu de 1500 mm on divise le débit par sur deux collecteur on aura le tableau suivant :

Tableau III-16 : Caractéristiques hydraulique du réseau pluvial opté zone sud

Col. SA	Q _{EP} Calcul	Long.	I _{cal}	Sect.calc.	Sect. adopt		Q _{ps}	V _{ps}	R _q	R _v	R _h	V _r	V _(Q/10)	H.r.	On Opte
	l/s	m	%	φ(mm)	φ /	T:(mm)	l/s	m/s				m/s	m/s	(m)	
BV PLV S 1	1874,42	1374,58	1,77	941	φ	1000	2216,47	2,82	0,85	1,13	0,69	3,19	1,55	0,69	
BV PLV S 2	1848,48	956,38	2,27	895	φ	1200	4144,16	3,66	0,45	0,96	0,46	3,53	2,02	0,55	
BV PLV S 3	2144,79	137,58	0,67	1179	φ	1200	2251,44	1,99	0,95	1,12	0,76	2,24	1,09	0,91	2 buse 1200
BV PLV S 4	2374,88	1300,00	1,35	1077	φ	1200	3195,88	2,83	0,74	1,10	0,64	3,11	1,55	0,76	2 buse 1200
BV PLV S 5	1631,27	1300,00	1,29	947	φ	1000	1892,21	2,41	0,86	1,13	0,70	2,72	1,33	0,70	2 buse 1000
BV PLV S 7	1575,76	2049,99	0,73	1038	φ	1200	2350,09	2,08	0,67	1,07	0,60	2,22	1,14	0,72	
BV PLV S 6	1196,50	1099,99	0,65	959	φ	1000	1343,17	1,71	0,89	1,13	0,71	1,94	0,94	0,71	2 buse 1000

III.3 CONCLUSION :

D'après les tableaux de calcul hydraulique calculé ci-dessus, et qui visent essentiellement à la détermination des diamètres des collecteurs tout en vérifiant les vitesses d'auto curage et les pentes calculées. Etant donné que dans la plupart des cas, la condition d'auto curage est satisfaite ($V > 0,3\text{m/s}$), ainsi avec des vitesses acceptables dans l'ensemble des tronçons ($V < 4\text{m/s}$) donc il n'est pas nécessaire d'en placer des chasses automatiques. Il suffit seulement d'utiliser périodiquement des engins de curage mobile. Finalement on peut conclure que notre réseau séparatif adopté est vérifié vis -à vis des calculs des caractéristiques hydrauliques.

Pour le réseau pluvial nous avons opté deux buses 1000 ou deux 1200 au lieu de la buse de 1500 pour avoir une couverture acceptable. .

**Chapitre :IV DIMENSIONNEMENT DE
LA STATION D'ÉPURATION (STEP)**

Pour pouvoir étudier un projet de réalisation d'une STEP ou proposer un procédé de traitement d'une eau usée, il faut au préalable disposer de certaines données de bases requises pour la conception et le dimensionnement d'une station de traitement des eaux usées :

- Type de réseau : séparatif ou unitaire ;
- Equivalent habitant EH ;
- Rejet spécifique (l/Hab/j);
- Débit total journalier (m^3/j) ;
- Débit moyen horaire (m^3/h) ;
- Débits de pointe par temps sec (m^3/h) ;
- Charge polluante (DBO, DCO, MES...) .

En ce qui concerne les données de bases de la qualité d'eaux usées, il faudrait effectuer des analyses chimiques, physiques bactériologique et biologique de l'effluent, il faut prendre en considération aussi, que des levés topographiques doivent être réalisés pour une implantation adéquate. [17]

IV.1 OBJECTIF DE TRAITEMENT ET QUALITÉ DE L'EAU ÉPURÉE :[17]

Afin de fixer l'objectif et la finalité de traitement assignés à la future station, il y'a lieu de considérer la vulnérabilité du milieu récepteur où se déverseront les eaux épurées et déterminer ainsi, les exigences et contraintes : environnementales, législatives et techniques.

L'eau épurée qui sera rejeté dans le milieu récepteur doit répondre à certains critères normatifs ou réglementaires ou pour une éventuelle valorisation

IV.1.1 - Le domaine d'Application :

Consiste à fixer les limites en concentrations des éléments chimiques de l'eau brutes et les débits pour lesquels le fonctionnement de la station est garanti ceci exige à ce que les effluents qui seront traités dans la nouvelle station doivent satisfaire à certaines conditions, tant qualitatives que quantitatives, à savoir :

- Qualité physicochimique de l'eau brute (T° , pH, concentration moyenne de certains éléments chimiques,
- Proportion du débit journalier qui sera admis à la station par rapport au débit nominal (en %)

- Proportion de la charge polluante en DBO5 qui sera traitée par rapport à la charge nominale.

IV.1.2 - choix du procédé d'Épuration biologique :

Le choix d'un procédé d'épuration tiens compte de plusieurs facteurs. Les critères qui permettent de comparer les coûts et les performances des différents types de stations possibles sont principalement :

- Taille de la population raccordée à la station ;
- Qualité de l'effluent ;
- Régularité du fonctionnement ;
- Rendement épuratoire ;
- Gestion des boues ;
- Coût d'exploitation
- Consommation d'énergie ;
- Coût d'investissement
- Qualification du personnel d'exploitation ;
- Place nécessaire (espace de terrain disponible).

Le dimensionnement de la station d'épuration doit se faire sur la base des besoins actuels majorés d'un certain pourcentage tout en prévoyant l'agrandissement possible afin de satisfaire aux besoins futurs.

Dans notre étude la station d'épuration est déjà existante, leur donnée de bases est projetée à l'horizon 2025. Notre intervention consiste à étudier le redimensionnement à l'horizon future de l'an 2050 ; tous nous garderons les concentrations des paramètre physico-chimique et biologique.

IV.2 CALCUL DES DÉBITS ET DES CHARGES POLLUANTES :

IV.2.1 Estimation De La Capacité De La Future STEP (Equivalent Habitant)

$$EH = Pf * (100\% + 20\%)$$

Avec :

$$EH_{2025} = 92\,000 \text{ EH}$$

$$EH_{2050} = 319\,992 \text{ EH}$$

100% : fraction de la population .

20% : fraction des équipements.

Donc la capacité future de la STEP : $EH_f = EH_{2050} - EH_{2025}$

AN :

$$EH_f = 319\,992 - 92\,000$$

$$EH_f = 227\,990 \text{ EH}$$

IV.2.2 Estimation et Calcul des Débit des Eaux Usées :

A) - Le Débit Moyen Journalier des Eaux Usées : [27]

$$Q_{moy\ dim} = EH * D * 80\%$$

Avec

$Q_{moy\ dim}$: Débit moyen journalier (l/j)

EH : Equivalant habitant (population à l'horizon considéré)

D : Dotation hydrique (l/j/hab). (200 l/j/hab)

80% : taux de rejet

AN : $Q_{moy\ dim} = (227\,990 * 200 * 0,80) / 1000 \text{ (m}^3\text{/j)}$

$$Q_{moy\ dim} = 48\,000 \text{ m}^3\text{/j}$$

$$Q_{moy\ dim} = 2000 \text{ m}^3\text{/hr}$$

$$Q_{moy\ dim} = 556 \text{ l/s}$$

B) - Le Débit de pointe de temps sec :

$$Q_{p\ dim} = C_p * Q_{moy\ dim}$$

$$C_p = .1,5 + \left(\frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy\ dim} \text{ (l / s)}}} \right)$$

Avec

$Q_{p\ dim}$: Débit de pointe (l/s)

C_p : Coefficient de pointe

AN :

$$C_{p2050} = .1,5 + \left(\frac{2,5}{\sqrt{556(l/s)}} \right)$$

$$C_{p 2050} = 1,61$$

$$Q_{p \text{ dim}} = 1,61 * 556(l/s)$$

$$Q_{p \text{ dim}} = 892 \text{ l/s}$$

$$Q_{p \text{ dim}} = 3 \ 212 \text{ m}^3/\text{hr}$$

IV.2.3 Estimation et Calcul des Charge polluantes :**Tableau IV-1 : Concentrations (Entrée – Sortie) de la STEP.**

Les Concentration (mg/l)		
	Entrée (Brute)	Sortie (épuré)
DBO5	393	25
DCO	714	90
MES	500	30
NTK	62	10

Pour calculer les charges polluantes, nous utiliserons la formule suivante :

$$Ch = \left(\frac{Q_{moy \text{ dim}} * [C]}{1000} \right)$$

Avec

Ch : Charge polluante (kg/j)

$[C]$: Concentration (exemple [DBO5] = 393 mg/l)

Les résultats obtenus dans le tableau ci-dessous ;

Tableau IV-2 : Charge polluantes (Entrée – Sortie) de la STEP

	Entrée (Brute)	Sortie (épuré)	Unité
ChDBO5	18864	1200	kg/j
ChDCO	34272	4320	kg/j
ChMES	24000	1440	kg/j
ChNTK	2976	480	kg/j

IV.3 DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE RÉCEPTION (DÉVERSOIR D'ORAGE) : [27]

Cet ouvrage permet de réceptionner l'eau usée à l'entrée de la STEP. Les caractéristiques de dimensionnement sont :

Un débit du temps de pluie $Q_{tp} = 15,360 \text{ m}^3/\text{s}$.

Un débit du temps sec $Q_{p \text{ dim}} = 0,892 \text{ m}^3/\text{s}$.

Diamètre 2500 mm

Pente $I = 0,008$

$\mu = 0,40$

Le débit Total transitant dans le collecteur Q_{total} :

$$Q_{total} = Q_{p \text{ dim}} + Q_{tp}$$

AN :

$$Q_{total} = (15,360 + 0,892) \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{total} = 16,252 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit conservé transitant vers la station d'épuration a une dilution égale à 3 :

$$Q_{conservé} = 0,3 * Q_{p \text{ dim}}$$

AN :

$$Q_{conservé} = 0,3 * 0,892 (\text{m}^3/\text{s})$$

$$Q_{conservé} = 2,676 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit aval déverser vers l'oued :

$$Q_{aval} = Q_{total} - Q_{conservé}$$

$$Q_{aval} = 16,252 - 2,676$$

$$Q_{aval} = 13,576 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit a plein section $Q_{ps} = 22,420 \text{ m}^3/\text{s}$

La hauteur d'eau dans le collecteur $H1$:

$$\left(\frac{Q_{tp}}{Q_{ps}} \right) = \left(\frac{15,360}{22,420} \right) = 0,69 \quad \text{D'où} \quad \left(\frac{H1}{D} \right) = 0,62 \quad \text{Donc} \quad H1 = 155 \text{ cm.}$$

Niveau du seuil du déversoir $H2$:

$$\left(\frac{Q_{conservé}}{Q_{ps}} \right) = \left(\frac{2,676}{22,420} \right) = 0,12 \quad \text{D'où} \quad \left(\frac{H2}{D} \right) = 0,24 \quad \text{Donc} \quad H2 = 60 \text{ cm.}$$

Donc, la charge H (hauteur d'eau max au-dessus du seuil) :

$$H = H1 - H2 = 155 - 60$$

Donc

$$H = 95 \text{ cm.}$$

D'où la hauteur moyenne :

$$Hm = \left(\frac{H}{2}\right) = \left(\frac{95}{2}\right) = 47,5 \quad \boxed{Hm = 47,5 \text{ cm}}$$

Notre Déversoir est de type latéral ; On calcul la largeur L d'après les formules du débit :

$$Q_{aval} = \frac{2}{3} \mu * \sqrt{2g} * Hm^{1.67} * L^{0.83}$$

D'où :

$$L = \left[\frac{3 * Q_{aval}}{2 * \mu * \sqrt{2g} * Hm^{1.67}} \right]^{1.205}$$

$$\text{AN : } L = \left[\frac{3 * 13,576}{2 * 0,40 * \sqrt{2 * 9,81} * 0,475^{1.67}} \right]^{1.205} \quad \boxed{L = 85 \text{ m}}$$

IV.4 DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE TRAITEMENT :

La chaine de traitement se passe en trois étapes ; le prétraitement, le traitement Biologique (Secondaire), et la clarification,

IV.4.1 Les prétraitemnt : [28]

IV.4..1.1 Fosse A Batards : [28]

Une fosse á bâtard prend place en amont de tout équipement afin de protéger ces derniers et toute la ligne de traitement. L'extraction de solides sédimentés ou bien flottants à la fosse à bâtards (le puits de grossiers) seront éliminés à travers d'une cuillère bivalve et d'un palan électrique.

Elle est dimensionnée en fonction du :

$$\text{Charge Superficielle } Ch_{sup} \leq 200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hr} ;$$

$$\text{Soit : } Ch_{sup} = 145 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hr} ;$$

$$\text{Débit de dimensionnement } Q_{pdim} : 3212 \text{ m}^3/\text{hr} ;$$

La Surface (S) sera calculer par la formule suivante :

$$S = \left(\frac{Q_{pdim}}{Ch_{sup}} \right)$$

$$\text{AN } S = \left(\frac{3212}{145} \right) = 22,15$$

$$\boxed{S = 22,15 \text{ m}^2}$$

Nous avons fixer la largeur l :

$$\boxed{l = 6,00 \text{ m}}$$

D'où la longueur L :

$$L = 3,69 \text{ m}$$

Le Volume V

Soit la Hauteur d'eau (He) :

$$He = 2,8 \text{ m}$$

$$V = S * He$$

AN

$$V = S * He = 22,15 * 2,8$$

$$V = 62,03 \text{ m}^3$$

Tableau IV-3 : dimensions Fosse à Batards

La Longueur de la fosse L	3,69	m
La largeur de la fosse l	6,00	m
La Surface de la fosse S	22,15	m ²
Le Volume de la fosse V	62,03	m ³
La Hauteur He :	2,80	m

IV.4.1.2**Chambre De Réception Du Dégrilleur Grossier :****[28]**

La chambre de réception est indispensable dans l'ouvrage de prétraitement. Elle est prévue afin d'orienter la totalité du débit maximum vers le dégrilleur automatique.

Elle est dimensionnée en fonction du :

Temps de séjour T_s : 45 sec ;

Débit de dimensionnement Q_{pdim} : 3 212 m³/hr

Le Volume est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{Q_{pdim} * T_s}{3600}$$

AN

$$V = \frac{3212 * 45}{3600}$$

$$V = 40,15 \text{ m}^3$$

La surface S :

En fixe la Hauteur d'eau He : 1,70 m

$$S = \frac{V}{He}$$

AN

$$S = \frac{40,15}{1,70}$$

$$S = 23,62 \text{ m}^2$$

Nous avons fixez la largeur l :

D'où la longueur L :

$$l = 6,00 \text{ m}$$

$$L = 3,94 \text{ m}$$

Tableau IV-4 : dimensions de la Chambre de Réception du Grille Grossier

La Longueur de chambre réception Lcr gg	3,94	m
La largeur de chambre réception l cr gg	6,00	m
La Surface de chambre réception Scr gg	23,62	m ²
Le Volume de chambre réception Vcr gg	40,15	m ³
La Hauteur He :	1,70	m

IV.4.1.3 Calcul des grilles grossier : [28]

Dans notre étude en prévoit le désigne suivant : deux couloir de dégrilleur Automatique ainsi que un autre de secours manuelle seront construits traitant chacun la Totalité du débit de pointe dont ses caractéristiques sont :

- Nbre d'ouvrage : 03 (2 + 1 de secours) ;
- Nettoyage : automatique ; Manuelle
- Débit maximum à traiter de chaque ouvrage : $Q_{p \text{ dim}/2}$ (1 606 m³/hr) ;
- Espacement entre les barreaux (e) : 40 mm ;
- Diamètres des barreaux (d) : 15 mm ;
- La vitesse amont (Vmax) : 0,8 m/s [0,3 à 0,8 m/s];
- Vitesse de passage à travers la grille : 0,8 m/s [0,5 à 1 m/s] ;
- Angle d'inclinaison par rapport à l'horizontal (α) : 70° ;
- Hauteur du tirant d'eau (He) : 1 m ;
- Coefficient de colmatage (C) : 0,5 (Automatique) et 0,3 (Manuelle) ;

Le calcul de la section de la grille est donné par la formule suivante :

$$S_{grg} = \frac{(Q_{p \text{ dim}/2})}{V_{\text{max}} * O * C}$$

Avec :

S_{grg} : la section de la grille (m²)

($Q_{pdim}/2$) : débit de pointe en temps sec de dimensionnement égale à 1606 (m³/s).

O : coefficient de vide de la grille, avec $O = \frac{e}{e + d}$

d : diamètre des barreaux,

e : espacement entre les barreaux (m)

C : Coefficient de colmatage ;

Tableau IV-5 : Caractéristique des Grilles

Caractéristique de la grille	Grossière	Fin
Espacement entre les barreaux e (mm)	40	8
Diamètre des barreaux d (mm)	15	8
	Manuel	Automatique
C : Coefficient de colmatage	0,3	0,5

Pour Un Grille Manuelle :

AN $O = \frac{15}{15 + 40}$

$O = 0,73$ $C = 0,3$

$S_{grg} = \frac{1606}{3600 * 0,8 * 0,73 * 0,3}$

$S_{grg} = 2,56 \text{ m}^2$

Avec :

La longueur $L_0 = \frac{He}{\sin \alpha} = \frac{1}{\sin 70}$

$L_0 = 1,06 \text{ m}$

La largeur $l = \frac{S_{grg}}{L_0} = \frac{2,56}{1,06}$

$l = 2,40 \text{ m}$

La perte de charge ; elles peuvent être calculées par la formule de KIRSCHME :

$$\Delta H = \beta * \left(\frac{d}{e}\right)^{4/3} * \frac{v^2}{2g} * \sin \alpha$$

Avec :

ΔH : Perte de charge en mètre d'eau

V : Vitesse d'approche ou vitesse de l'eau devant la grille (m/s),

α : Angle d'inclinaison de la grille, par rapport à l'horizontale

β : Coefficient de forme des barreaux (barreaux rectangulaires 2,42 ; barreaux ronds 1,75)

g : Accélération de la pesanteur (m/s).

AN

$$\Delta H = 2,42 * \left(\frac{15}{40}\right)^{4/3} * \frac{(0,8)^2}{2 * 9,81} * \sin 70$$

$$\Delta H = 0,031m$$

La hauteur de la grille H_{gr} :

$$H_{gr} = \Delta H + 2 * H_e$$

AN

$$H_{gr} = 0,031 + 2 * 1 = 2,031$$

Soit

$$H_{gr} = 2m$$

- Pour Un Grille Automatique :

$$O = 0,73$$

$$C = 0,5$$

$$S_{grg} = \frac{1606}{3600 * 0,8 * 0,73 * 0,5}$$

$$S_{grg} = 1,53m$$

Avec :

La longueur $L_0 = \frac{H_e}{\sin \alpha} = \frac{1}{\sin 70}$

$$L_0 = 1,06 m$$

La largeur $l = \frac{S_{grg}}{L_0} = \frac{1,53}{1,06}$

$$l = 1,44 m$$

AN

$$\Delta H = 2,42 * \left(\frac{15}{40}\right)^{4/3} * \frac{(0,8)^2}{2 * 9,81} * \sin 70$$

$$\Delta H = 0,031m$$

La hauteur de la grille H_{gr} :

$$H_{gr} = \Delta H + 2 * H_e$$

AN

$$H_{gr} = 0,031 + 2 * 1 = 2,031$$

$$H_{gr} = 2m$$

Tableau IV-6 : dimensions des Grilles Grossière (Manuel et Automatique)

Caractéristique de la grille	Manuel	Automatique
Nombre de ligne :	1	2
Angle d'Inclinaison	70°	70°
La Hauteur du canal Hc (m)	1,70	1,70
Espacement entre les barreaux e (mm)	40	40
Diamètre des barreaux d (mm)	15	15
La Hauteur de la grille (équipement) Hg (m)	2,00	2,00
La largeur de la grille (équipement) lg (m)	2,40	1,44

Calcul Des Volumes Des Déchets Retenus : [17]

Le volume des déchets retenus par les grilles dépend :

- Du débit de l'effluent,
- De la finesse du dégrillage.

Pour une eau usée urbaine, la quantité de déchets récupérée par les grilles par habitant et par an est estimée à : 2 à 5 l/ hab/an pour une grille grossière.

En prend : $V_{ret} = 3,5l/ \text{hab/an}$

Les volumes des déchets retenus dans notre cas seront ainsi estimés comme suite :

$$V_{déchet} = \frac{EH * V_{ret}}{1000 * 365}$$

AN
$$V_{déchet} = \frac{227990 * 3,5}{1000 * 365}$$

$$V_{déchet} = 2,88m^3/ j$$

IV.4..1.4 Station De Relevage : [28]

Volume utile (dit marnage) de la bache de la station de relevage

Pour estimer le volume utile de la bache d'eau (volume de marnage $V_{marnage}$) de la station de relevage, nous utilisons la formule suivante :

$$V_{marnage} = \frac{Qp \text{ dim}^* t}{N * (N - 1)}$$

Avec :

$V_{marnage}$: volume de marnage dans la bache d'eau entre le niveau haut de démarrage et le niveau bas d'arrêt ;

Q_p : débit de pointe ($Q_{pdim} = 3\,212 \text{ m}^3/\text{hr}$) ;

t : durée d'un cycle ($t = 10 \text{ min}$ donc la pompe subira six (06) cycles "Six (06) démarrages et six (06) arrêts chaque heure);

N : Nbre de pompe Alors $N = 4$ (3 en marche + 1 de secours) ;

A N :

$$V_{marnage} = 44,61 \text{ m}^3$$

En tenant compte les dimensions de la bache : $6,00 \text{ m} \times 6,00 \text{ m}$

Donc la surface $S_{bache} = 6 * 6 = 36$

$$S_{bache} = 36 \text{ m}^2$$

Hauteur de marnage dans la station de relevage H_{utile} (m) :

$$H_{utile} = \frac{V_{marnage}}{S_{bache}}$$

$$H_{utile} = \frac{44,61}{36} = 1,24$$

$$H_{utile} = 1,24 \text{ m}$$

La station de relevage aura :

Une garde en dessous de la conduite d'arrivée : $0,40 \text{ m}$;

Une hauteur en eau non utile et sous aspiration : $0,50 \text{ m}$;

Une hauteur de marnage : $1,24 \text{ m}$ (déjà calculé) ;

Totale hauteur de la bache : $H_{tot} = 2,14 \text{ m}$

Le Volume Totale de la bache de la station de relevage

$$V_{bache} = H_{tot} * S_{bache}$$

$$V_{bache} = 2,14 * 36 = 77,04$$

$$V_{bache} = 77 \text{ m}^3$$

Diamètre de refoulement vers le dégrilleur fin automatique : [27]

Paramètres de dimensionnement :

Débit max à refouler par chaque pompe : ($Q_{pompe} = Q_{pdim}/3$) = $1\,070,71 \text{ m}^3/\text{hr}$;

Nbre de conduite de relevage : 04 ligne

Nbre de pompe pour chaque ligne : 04 (3 en marche + 1 de secours) ;

Vitesse appropriée : entre 1 et 2 m/s : On prend. $V_{it} = 1,50 \text{ m/s}$

$$Q_{pompe} = V_{it} * S_c \quad \text{avec} \quad S_c = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$D'ou : D = \sqrt{\frac{4 * Q_{pompe}}{\pi * Vit}}$$

AN :

$$D = 0,503m$$

Soit 4 conduites de Diamètre de 500 mm en PEHD / PN 10

Régime d'écoulement :

$$Re = \frac{Vit * D}{\nu}$$

Avec ν : Viscosité cinématique (à 15 C°) $\nu = 0,00000114$

$$AN : Re = \frac{1,5 * 0,5}{0,00000114}$$

$$Re = 646697$$

Donc le régime est turbulent

Calcul des pertes de charge

Il est indispensable de calculer les pertes de charge totale de l'installation pour avoir la détermination de la Hauteur Manométrique Totale de la pompe (HMT).

$$\Delta H_{tot} = \Delta Hl + \Delta Hs$$

$$\text{Telle que } \Delta Hl = \frac{f * L * Vit^2}{D * 2 * g} \quad \text{Et } \Delta Hs = 20\% * \Delta Hl$$

Avec : ΔH_{tot} : Perte de charge Totale (m). ΔHl : Perte de charge linéaire (m). ΔHs : Perte de charge Singulier (coude , vanne , Té ,) (m).L : Longueur de la conduite $L = 8,60 \text{ m}$ g : accélération de gravité $g = 9,81 \text{ m / s}^2$ f : Coefficient de frottement ; dans le régime turbulent f ce calculer par la formule de

Colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\left(\frac{\varepsilon}{3,7 D} \right) + \left(\frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \right]$$

 ε : Rugosité de la conduite égale à 0,03 mm $\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative

$$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{0,03}{500}$$

$$\frac{\varepsilon}{D} = 0,000006$$

$$Re \frac{\varepsilon}{D}$$

Chapitre :IV Dimensionnement de la station d'épuration

Selon le diagramme de Moody ; nous avons et nous retirons le coefficient f

$$f = 0,013$$

AN :

$$\Delta Hl = \frac{0,013 * 8,60 * (1,5)^2}{0,5 * 2 * 9,81}$$

$$\Delta Hl = 0,026m$$

$$\Delta Hs = 20\% * 0,026$$

$$\Delta Hs = 0,005m$$

$$\Delta H_{tot} = 0,026 + 0,005$$

$$\Delta H_{tot} = 0,031m$$

La Hauteur Manométrique de la pompe HMT

$$HMT = Hg + \Delta H_{tot}$$

Avec : Hg : Hauteur Géométrique Hg = 8,60 m

AN :

$$HMT = 8,60 + 0,031 = 8,631$$

$$HMT = 9,00m$$

La puissance de la Pompe P :

$$P = \frac{\rho * g * HMT * Q_{pompe}}{\eta}$$

Avec :

ρ : Masse volumique de l'eau $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$

η : Rendement de la pompe $\eta = 0,80$

AN :

$$P = \frac{1000 * 9,81 * 9 * 1070,74}{0,80} = 32823,87 \text{ wat}$$

$$P = 32,83 \text{ Kwat}$$

Tableau IV-7 : dimensions du poste de relevage

Nombre de pompe	4	
La Longueur bache de relevage L	6,00	m
La largeur bache de relevage l	6,00	m
La Surface bache de relevage S	36,00	m ²
Le Volume bache de relevage V	77,00	m ³
La Hauteur He :	2,14	m
Débit max chaque pompe	1 070,71	m ³ /j
Hauteur Manométrique HMT	9,00	m
Puissance électrique	32,83	kw
Diamètre Conduite PEHD PN10	500	mm

Protection Contre le coup de bélier : [27]

Pour la protection de la pompe, Il faut calculer la pression (Pr) au moment de retour de la masse d'eau dans les conduites.

Calcul de la célérité des ondes d'après la formule d'ALVEILLI

$$Célirité = \frac{9900}{[48,3 + (\frac{k * D}{e})]^{1/2}}$$

Avec :

k : Coefficient qui dépend de l'élasticité du matériau de la conduite pour le PEHD ; k = 83

D : Diamètre de la conduite en (mm) : D = 500 mm ;

e : Epaisseur de la conduite en (mm) : 29,7 mm.

AN : $Célirité = \frac{9900}{[48,3 + (\frac{83 * 500}{29,7})]^{1/2}}$ $Célirité = 260,38m/s$

Calcul de la hauteur maximale du coup de bélier

$$B_0 = \frac{Célirité * Vit}{g}$$

AN : $B_0 = \frac{260,38 * 1,5}{9,81}$ $B_0 = 40,32m = 4bar$

Au moment du retour de l'onde, la pression peut atteindre

$$Pr = Hg + B_0$$

AN : $Pr = 40,32 + 9,00$ $Pr = 49,32m = 5bar$

La conduite proposé à un diamètre D = 500 mm PN 10 en PEHD ; donc la protection contre les coups de bélier est assurée.

IV.4..1.5 Chambre De Reception Du Degrilleur Fin : [28]

Elle est dimensionnée en fonction du :

Temps de séjour Ts : 45 secondes.

Hauteur d'eau He : 1,40 m.

Débit de pointe Qpdim : 3212 m3/hr.

Le volume de la chambre de réception :

$$V = \frac{Q_{p \text{ dim}} * T_s}{3600}$$

AN:

$$V = \frac{3212 * 45}{3600}$$

$$V = 41,15m^3$$

Le surface de la chambre de réception :

$$S = \frac{V}{He}$$

AN:

$$S = \frac{41,15}{1,40}$$

$$S = 28,68m^2$$

$$l = 6,00m$$

D'où La largeur l :

La Longueur L :

$$L = 4,78m$$

Tableau IV-8 : dimensions de la chambre de réception des Grilles Fin

La Longueur de chambre réception Lcr gf	4,78	m
La largeur de chambre réception l cr gf	6,00	m
La Surface de chambre réception Scr gf	28,68	m ²
Le Volume de chambre réception Vcr gf	41,15	m ³
La Hauteur He :	1,40	m

IV.4..1.6 Calcul des grilles fin :

Dans notre étude en prévoit le désigne suivant : Un couloir de dégrilleur ainsi qu'ou autre de Secours seront construits traitant chacun la Totalité du débit de pointe dont ses caractéristiques sont

- Nbre d'ouvrage : 03 (2 + 1 de secours) ;
- Nettoyage : automatique ; Manuelle
- Débit maximum à traiter de chaque ouvrage : Qpdim/2 (1 606 m³/hr) ;
- Espacement entre les barreaux (e) : 8 mm ;
- Diamètres des barreaux (d) : 8 mm ;
- La vitesse amont (Vmax) : 0,8 m/s [0,3 à 0,8 m/s];
- Vitesse de passage à travers la grille : 0,8 m/s [0,5 à 1 m/s] ;
- Angle d'inclinaison par rapport à l'horizontal (α) : 70° ;
- Hauteur du tirant d'eau (He) : 0,80 m ;
- Coefficient de colmatage (C) : 0,5 (Automatique) et 0,3 (Manuelle) ;

Le calcul de la section de la grille est donné par la formule suivante :

$$S_{grg} = \frac{(Q_p \text{ dim} / 2)}{V_{\max} * O * C}$$

Avec :

S_{grg} : la section de la grille (m²)

($Q_p \text{ dim} / 2$) : débit de pointe en temps sec de dimensionnement égale à 1606 (m³ / s).

O : coefficient de vide de la grille, avec $O = \frac{e}{e + d}$

d : diamètre des barreaux,

e : espacement entre les barreaux (m)

C : Coefficient de colmatage ;

Pour Un Grille Manuelle :

AN

$$O = \frac{8}{8 + 8}$$

$$O = 0,5$$

$$C = 0,3$$

$$S_{grg} = \frac{1606}{3600 * 0,8 * 0,5 * 0,3} =$$

$$S_{grg} = 1,86 \text{ m}^2$$

Avec :

La longueur $L_0 = \frac{He}{\sin \alpha} = \frac{0,80}{\sin 70}$

$$L_0 = 0,85 \text{ m}$$

La largeur $l = \frac{S_{grg}}{L_0} = \frac{1,86}{0,85}$

$$l = 2,19 \text{ m}$$

La perte de charge ; elles peuvent être calculées par la formule de KIRSCHME :

$$\Delta H = \beta * \left(\frac{d}{e}\right)^{4/3} * \frac{v^2}{2g} * \sin \alpha$$

Avec :

ΔH : Perte de charge en mètre d'eau

V : Vitesse d'approche ou vitesse de l'eau devant la grille (m/s),

a : Angle d'inclinaison de la grille, par rapport à l'horizontale

β : Coefficient de forme des barreaux (barreaux rectangulaires 2,42 ; barreaux ronds

1,75 ; barreaux forme spéciale(0,76)

g : Accélération de la pesanteur (m/s).

AN

$$\Delta H = 0,76 * \left(\frac{8}{8}\right)^{4/3} * \frac{(0,8)^2}{2 * 9,81} * \sin 70$$

$$\Delta H = 0,023m$$

La hauteur de la grille Hgr :

$$Hgr = \Delta H + 2 * He$$

AN

$$Hgr = 0,023 + 2 * 0,80 = 1,623 \text{ Soit}$$

$$Hgr = 2m$$

- Pour Un Grille Automatique :

$$O = 0,5$$

$$C = 0,5$$

$$Sgrg = \frac{1606}{3600 * 0,8 * 0,5 * 0,5}$$

$$Sgrg = 2,23m$$

Avec :

$$\text{La longueur } L_0 = \frac{He}{\sin \alpha} = \frac{0,80}{\sin 70}$$

$$L_0 = 0,85 \text{ m}$$

$$\text{La largeur } l = \frac{Sgrg}{L_0} = \frac{2,23}{0,85}$$

$$l = 2,62 \text{ m}$$

AN

$$\Delta H = 0,76 * \left(\frac{8}{8}\right)^{4/3} * \frac{(0,8)^2}{2 * 9,81} * \sin 70$$

$$\Delta H = 0,023m$$

La hauteur de la grille Hgr :

$$Hgr = \Delta H + 2 * He$$

AN

$$Hgr = 0,023 + 2 * 0,80 = 1,623$$

$$Hgr = 2m$$

Tableau IV-9 : dimensions des Grilles Fin (Manuel et Automatique)

Caractéristique de la grille	Manuel	Automatique
Nombre de ligne :	1	2
Angle d'Inclinaison	70°	70°
La Hauteur du canal Hc (m)	1,40	1,40
Espacement entre les barreaux e (mm)	8	8
Diamètre des barreaux d (mm)	8	8
La Hauteur de la grille (équipement) Hg (m)	2,00	2,00
La largeur de la grille (équipement) lg (m)	2,19	2,62

- Calcul Des Volumes Des Déchets Retenus : [17]

La quantité de résidus recueillis par les grilles est de 120 à 150 litres/EH/an

Les volumes des déchets retenus dans notre cas seront ainsi estimés comme suite :

$$V_{déchet} = \frac{EH * V_{ret}}{1000 * e * 365}$$

Avec : e : espacement entre les barreaux (m)

AN

$$V_{déchet} = \frac{227990 * 120}{1000 * 8 * 365}$$

$V_{déchet} = 9,37m^3 / j$

IV.4..1.7 Dessableur – Déshuileur Combines : [28]

Pour le dimensionnement de cet ouvrage nous admettons les hypothèses suivantes :

- Nbre d'ouvrage : 02 ;
- Débit maximum à traiter de chaque ouvrage : (Qpdim/2) (1 606,06 m³/hr);
- La vitesse ascensionnelle (Vasc) : 25 m/h ;
- Débit d'air spécifique (Qair) : 1 m³ air/hr/m³.

Surface horizontale Sh :

$$Sh = \frac{(Qp \text{ dim} / 2)}{Vasc}$$

AN

$$Sh = \frac{1606}{25}$$

$Sh = 64,24m^2$

La largeur

$l = 6,00 \text{ m}$

La longueur $L = \frac{Sh}{l} = \frac{64,24}{6,00}$

$$l = 10,71 \text{ m}$$

En fixant un temps de séjour de 7 minutes au débit maximum, le volume du dessableur sera :

$$V = (Qp \text{ dim} / 2) * Ts$$

AN

$$V = \frac{1606 * 7}{60}$$

$$V = 187,37 \text{ m}^3$$

Donc la hauteur d'eau

$$He = \frac{V}{Sh}$$

AN

$$He = \frac{187,37}{64,24}$$

$$He = 2,92 \text{ m}$$

Débit d'air spécifique (Q_{air}) varie de 1 à 1,5 m³ air/hr/m³ eau

En prend $Q_{air} = 1 \text{ m}^3 \text{ air/hr/m}^3 \text{ eau}$.

D'où le Volume d'air à injecter V_{air} :

$$V_{air} = (Qp \text{ dim} / 2) * Q_{air}$$

$$V_{air} = 1606 * 1$$

$$V_{air} = 1606 \text{ m}^3 \text{ air}$$

Quantitatif des résidus du dessableur ($Q_{d\text{éssb}}$) :

La quantité des sables résidus recueillis est de 5 à 12 litres/EH/an. soit 10 l/hab/an.

$$Q_{d\text{éssb}} = \frac{10 * EH}{1000 * 365}$$

AN : $Q_{d\text{éssb}} = \frac{10 * 227990}{1000 * 365}$

$$Q_{d\text{éssb}} = 6,25 \text{ m}^3 / j$$

Tableau IV-10 : dimensions Dessableur - Deshuilleur

Nombre de ligne :	2	
La Longueur Dessableur L_{des-1} :	10,71	m
La largeur Dessableur l_{des-1} :	6,00	m
La Surface Dessableur S_{des-1} :	64,24	m ²
Le Volume Dessableur V_{des-1}	187,37	m ³
La Hauteur He :	2,92	m
Le débit d'air	1606	m ³

IV.5 DIMENSIONNEMENT DU BASSIN D'AÉRATION : [28]

Le dimensionnement est basé sur la charge massique C_m , la charge volumique C_v ; et l'Age des boues A_b .

Selon le tableau de ROQUES qui donne les caractéristiques des différents paramètres de dimensionnement des stations d'épuration par boues activées suivant la charge, En remarque que le procédé a faible charge ou Aération prolongée est la plus adaptée ; vue la meilleur valeur du rendement, la bonne nitrification, et la stabilité des boues produites,

Tableau IV-11 : Les [ROQUES] qui donne les caractéristiques des différents paramètres de dimensionnement des stations d'épuration par boues activées

Type de boues activées	Cm en kg DBO ₅ /kg MVS/j	Temps de Séjour (hr)	[MES] (g/l)	IM (ml/g)	Rend (%)	Nitrification	Boue produite
Forte charge	> à 0,5	1 à 6	1 à 2	> à 250	< à 90	nulle	Très Instable (traitement De boue Obligatoire)
Moyenne charge	0,25 à 0,5	6 à 12	2 à 3	200 à 250	94 - 90	début	Instable
Faible charge	0,12 à 0,25	12 à 20	3 à 4	150 à 200	97 - 94	avancé	Plus Ou moins Stable
Très faible charge (Aération prolongé)	< à 0,12	> à 20	4 à 5	< à 150	> 97	Très avancé	Stable

IV.5.1 Le Volume et la Surface du Bassin d'aération :

Donc

$$\text{Avec } C_m = \frac{le}{[MVS]_{BA} * V_{BA}} \quad V_{BA} = \frac{le}{[MVS]_{BA} * C_m}$$

[MVS]_{BA} : matière volatiles sèche dans le bassin d'aération = 70% × [MES]_{BA} ;Cm : charge massique égale à 0,10 DBO₅ / Kg MVS/j ;[MES]_{BA} : 4 g/l (Concentration fixe pour ce genre de traitement) ;V_{BA} : Volume du bassin d'aération ;le : le flux de la DBO₅ à l'entrée (f₀ = 18 864 kg/j) ;

Hauteur d'eau : 4,5 m ;

Nbre de ligne (module) : 5.

AN :
$$V_{BA} = \frac{18864}{4 * 0,70 * 0,10} \quad V_{BA} = 67371m^3$$

Pour chaque module le volume sera :

$$V_{BA1} = \frac{V_{BA}}{5}$$

AN :
$$V_{BA1} = \frac{67371}{5} \quad V_{BA1} = 13474m^3$$

Pour chaque module la surface sera :

$$S_{BA} = \frac{V_{BA}}{He}$$

AN :
$$S_{BA} = \frac{67371}{4,5} \quad S_{BA} = 14971m^2$$

Pour chaque module le volume sera :

$$S_{BA1} = \frac{S_{BA}}{5}$$

AN :
$$S_{BA1} = \frac{14971}{5} \quad S_{BA1} = 2994m^2$$

Soit la largeur de chaque bassin l :

$$l = 30,00m$$

D'ou la longueur de chaque bassin L :

$$L = 99,81m$$

IV.5.2 Age des boues :

L'Age des boues est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{X_t}{B_p} = \frac{[MES]_{BA} * V_{BA}}{B_p} \quad \text{Avec} \quad B_p = le * 80\%$$

AN :
$$B_p = 18864 * 80\% \quad B_p = 15091kgDBO5 / j$$

$$A = \frac{4 * 67371}{15091} = 17,85 \quad A = 18 \text{ jours}$$

IV.5.3 La Recirculation des boues :

Le taux de recirculation (τ %) est donné par la formule :

$$\tau \% = \frac{[MES]_{BA}}{[MES]_R - [MES]_{BA}} \quad \text{Avec} \quad [MES]_R = \frac{1000}{I_M}$$

τ % : Le taux de recirculation ;

$[MES]_{BA}$: Concentration des MES dans le bassin ;

$[MES]_R$: Concentration des MES à recycler au bassin ;

I_M : Indice de MOLHMAN ($50 \leq I_M \leq 150$ pour une floc normalement constituer ; et décantation normale) soit $I_M: 120$;

$$\text{AN} \quad [MES]_R = \frac{1000}{120} = 8,33$$

$$\tau \% = \frac{4}{8 - 4} * 100$$

$[MES]_R = 8$
 $\tau \% = 100\%$

IV.5.4 La zone de contact :

Calcul d'un débit de boues à re-circuler (Q_B) :

Critère de dimensionnement de la zone de contact :

Charge de dimensionnement : 10 Kg MES/Kg DCOs.a ;

Les eaux usées apportent : 35 % de la DCO brute est soluble et facilement assimilable (DCOs.a) ;

Temps de séjour : 15 minutes.

$$DCO_{as} = 35\% * Ch[DCO]_{brute}$$

$$\text{AN:} \quad DCO_{as} = 0,35 * 34272$$

$DCO_{as} = 11995 \text{ kg / j}$

La recirculation doit apporter 10 x [DCO]s.a:

$$Q_B = \frac{10 * DCO_{as}}{[MES]_R}$$

$$Q_B = \frac{10 * 11995}{8}$$

$Q_B = 14994 \text{ m}^3 / \text{hr}$

Le volume de la zone de contact

$$V_{zC} = \frac{(Q_B + Q_{p \text{ dim}} + Q_{retour}) * T_s}{60} \quad \text{Avec} \quad Q_{retour} = Q_{moydim} * 10\%$$

$$AN: Q_{retouree} = 2000 * 0,10$$

$$Q_{retouree} = 200m^3/hr$$

$$V_{zc} = \frac{(14994 + 3212 + 200) * 15}{60}$$

$$V_{zc} = 4601m^3$$

Pour chaque module ont aura un volume :

$$AN: V_{zc1} = \frac{4601}{5}$$

$$V_{zc1} = 920m^3$$

Pour chaque module ont aura Une Surface

$$S_{zc1} = \frac{V_{zc1}}{4,5}$$

$$AN: S_{zc1} = \frac{920}{4,5}$$

$$V_{zc1} = 204m^2$$

La Largeur ; $l_{zc1} = 30,00$ m.

$$l_{zc1} = 30,00m$$

La Longueur; $L_{zc1} = 6,82$ m

$$L_{zc1} = 6,82m$$

IV.5.5 Besoin en O_2 :

L'Aération a pour deux (02) fonctions

- apport d'oxygène pour l'établissement d'une flore bactérienne essentiellement hétérotrophe et aérobie (Pseudomonas, Alcali gènes, Flavobactérium, Bacillus...)
- brassage pour favoriser le contact entre bactéries, pollution et O_2 et pour éviter les dépôts.

Le débit d'Oxygène pour les besoin d'aération est calculé par la formule suivante :

$$BO_2 = aL_f + b'S_v + 4,3N + 2,85c'N$$

Avec :

a' : Quantité d'oxygène nécessaire à l'oxydation de 1 kg DBO5 $a' \implies 0,65$ kg O_2 /kg DBO5 ;

b' : Quantité d'oxygène nécessaire au métabolisme endogène de 1 kg de MVS des boues, par jour $b' \implies 0,065$ kg O_2 /kg MVS j en aération prolongée ;

L_f : Quantité de DBO5 à éliminer pendant la période considérée (kg DBO5).

S_v : Masse de MVS dans le bassin d'aération (kg) : se calcule en multipliant la

Concentration en MVS (g/l) dans le bassin d'aération par le volume (67 371,20 m³)

4,3 : Taux de conversion de l'azote ammoniacal en azote nitrique ;

N : Quantité d'azote à nitrifier pendant la période considérée ;

2,85 : Taux de conversion de l'azote nitrique en azote gazeux ;

c' : Fraction de l'oxygène des nitrates récupéré par dénitrification. En moyenne 70%.

AN :

La charge polluante à la sortie, avec la finalité de traitement exigée par les normes de rejet à 30 mg/l sera:

La charge organique à éliminer L_f est :

$$l_f = l_e - l_s$$

$$l_f = 18864 - 1200$$

$$l_f = 17664 \text{ kg} / \text{j}$$

$$\dot{\alpha} l_f = 0,65 * 17664$$

$$\dot{\alpha} l_f = 11481,564 \text{ kgO}_2 / \text{j}$$

$$b' S_v = 0,065 * (70\% * 4 * 67371)$$

$$b' S_v = 1261,52 \text{ kgO}_2 / \text{j}$$

$$4,3N = 4,3 * 2976$$

$$4,3N = 12797 \text{ kgO}_2 / \text{j}$$

$$2,85c' N = 2,85 * 70\% * 2976$$

$$2,85c' N = 5937 \text{ kgO}_2 / \text{j}$$

$$BO_2 = 11481,56 + 1261,52 + 12797 + 5937$$

$$BO_2 = 31480 \text{ kgO}_2 / \text{j}$$

Besoin d'O₂ horaire : $BO_{2h} = BO_2 / 24$

$$BO_{2h} = \frac{31480}{24}$$

$$BO_{2h} = 1312 \text{ kgO}_2 / \text{hr}$$

IV.5.6 la Puissance des aérateurs :

Caractéristique des aérateurs de surface :

FCG : Facteur Correctif Global pour passer les besoins en oxygène des conditions standard (coefficient de Transfer) égal à 0,7;

ASB : apport spécifique brut en eau claire égal à 1,5 KgO₂/Kwhr.

IV.5.7 Puissance théorique absorbée (PT) en KW :

$$PT = \frac{BO_{2h}}{ASB * FCG}$$

$$PT = \frac{1312}{0,7 * 1,5}$$

$$PT = 1249kw$$

Soit six (06) turbines dans chaque bassin chaque turbine devra avoir au Minimum une puissance spécifique de :

$$Ps = \frac{PT}{N_{bas} \sin * N_{aérateur}}$$

$$Ps = \frac{1249}{5 * 6}$$

$$Ps = 41,64kw$$

IV.5.8 Le Dégazeur :

Caractéristiques de dimensionnement du dégazeur :

Nombre de dégazeur : 04 ;

Vitesse de passage (V_p) des eaux dans le dégazeur : 40 m/h ;

Temps de séjour maximum dans cet ouvrage : 4 min ;

Débit de retours en tête : 200 m³/hr.

La Section du dégazeur.

$$S_{dégaz} = \frac{(Q_p \text{ dim} + Q_R + Q_{retour})}{V_p}$$

$$S_{dégaz} = \frac{(3212 + 3212 + 200)}{40}$$

$$S_{dégaz} = 165,60m^2$$

Le Volume du dégazeur

$$V_{dégaz} = \frac{(Q_p \text{ dim} + Q_R + Q_{retour}) * T_s}{60}$$

$$V_{dégaz} = \frac{(3212 + 3212 + 200) * 4}{60}$$

$$V_{dégaz} = 441,60m^3$$

La Hauteur du dégazeur:

$$H_{dégaz} = \frac{V_{dégaz}}{S_{dégaz}}$$

$$H_{dégaz} = \frac{441,60}{165,60}$$

$$H_{dégaz} = 2,67m$$

Pour chaque module ont aura une Surface :

$$S_{dégaz} = \frac{S_{dégaz}}{5} = \frac{165,60}{5}$$

$$S_{dégaz} = 33,12m^2$$

En fixe la largeur a :

La Longueur; $L_{dégaz1} = 3,01$ m.

La Largeur ; $l_{dégaz1} = 11,00$ m.

$$l_{dégaz1} = 11,00m$$

$$L_{dégaz1} = 3,00m$$

Tableau IV-12 : dimensions Bassin Biologique [zone de contacte (anoxique) ; zone d'aération et le dégazage]

Nombre de ligne :	5	
La Longueur zone de contacte L_{zc-1} :	6,82	m
La largeur zone de contacte l_{zc-1} :	30,00	m
La Hauteur H_e	4,50	m
La Surface S_{zc-1} :	204,00	m ²
Le Volume V_{zc-1}	920,00	m ³
La Longueur zone d'aération L_{BA-1} :	99,81	m
La largeur zone d'aération l_{BA-1} :	30,00	m
La Surface S_{BA-1} :	2994,00	m ²
Le Volume V_{BA-1}	13474,00	m ³
La Longueur Total du Bassin L_{TBA}	106,63	m
La largeur Total du Bassin l_{BAA}	30,00	m
La Surface Dégazage $S_{dégaz-1}$:	33,12	m ²
Le Volume Dégazage $V_{dégaz-1}$	110,40	m ³
La Longueur Dégazage $L_{dégaz-1}$	3,00	m
La largeur Dégazage $l_{dégaz-1}$	11,00	m
La Puissance Spécifique de l'Aérateur P_s	41,54	kw

IV.6 DIMENSIONNEMENT DU CLARIFICATEUR : [28]

On choisit généralement des décanteurs de type circulaires à fond légèrement incliné en cône.

Le dimensionnement du clarificateur est fonction de trois paramètres de base qui sont :

La charge superficielle (la vitesse limite de chute), $V_c = 0,9$ m/h ;

Le temps de séjour, $T_s = 1,5$ heures ;

La charge de l'effluent (Le débit de pointe est de $Q_{pdim} = 3\,212,10$ m³/h) ;

La surface horizontale de décantation sera : $S_{clarif} = \frac{Q_p \text{ dim}}{V_c}$

$$S_{clarif} = \frac{3212}{0,9}$$

$$S_{clarif} = 3569m^2$$

On réalise Cinq (05) décanteurs secondaires pour chaque module du bassin d'aération ; afin de permettre une meilleure exploitation et pour un éventuel entretien ou réparation :

La surface d'un seul décanteur sera alors :

$$S_{clarif 1} = \frac{S_{clarif}}{5} = \frac{3569}{5}$$

$$S_{clarif 1} = 713,80m^2$$

Le diamètre d'un décanteur est alors :

$$D_{clarif 1} = \sqrt{\frac{4 * S_{clarif}}{\pi}}$$

$$D_{clarif 1} = \sqrt{\frac{4 * 713,80}{3,14}}$$

$$D_{clarif 1} = 30,00m$$

Le volume du décanteur sera pour $H_e = 3m$,

$$V_{clarif 1} = H_e * S_{clarif 1}$$

$$V_{clarif 1} = 3,00 * 713,80$$

$$V_{clarif 1} = 2141m^3$$

Tableau IV-13 : dimensions du Clarificateur

Nombre de lit :	5	
La Surface de Décanteur : $S_{d\acute{e}cant-1}$	713,80	m ²
Le Volume de Décanteur : $V_{d\acute{e}cant-1}$	2141	m ³
Le Diamètre de Décanteur $D_{d\acute{e}cant-1}$	30	m
La Hauteur de Décanteur $H_{d\acute{e}cant-1}$	3	m

IV.6.1 Bilan Des Boues :

Au niveau de la décantation secondaire on observe une production de boues, l'évaluation de la quantité de ces derniers est donnée par la relation suivante :

$$D_x = a_m * l_f + X_{\min} + X_{dur} + bX_t + X_{eff}$$

Avec :

a_m : rendement cellulaire : 0,55 g cellulaires formés/g DBO5 éliminée ;

l_f : pollution dégradée (Kg/j) ;

$$a_m * l_f = 0,55 * 17664$$

$$a_m * l_f = 9715 \text{ kg / j}$$

X_{\min} : Quantité de matières minérales non éliminées par le traitement (Kg/j) ;

$$X_{\min} = 30\% Ch[MES]$$

$$X_{\min} = 0,30 * 24000$$

$$X_{\min} = 7200 \text{ kg / j}$$

X_{dur} : Quantité de matière sèches non biodégradables (Kg/j) [$X_{dur} = 50\%$ des matières en suspension restantes];

$$X_{dur} = 50\% * Ch[MES] * 70\%$$

$$X_{dur} = 0,50 * 24000 * 0,7$$

$$X_{dur} = 8400 \text{ kg / j}$$

$$bX_t = 0,05 * C_b * VBA$$

$$bX_t = 0,05 * 4 * 67371$$

$$bX_t = 13474 \text{ kg / j}$$

X_{eff} : est généralement négligeable ;

D'où : $D_x = 9715 + 7200 + 8400 + 13474$

$$D_x = 38789 \text{ kg / j}$$

IV.6.2 Les boues en excès :

On considérant que les boues provenant du décanteur secondaire ont une concentration [Cb]clarif est de 12 g/l ; le débit maximum journalier des boues sera :

$$Q_e = \frac{D_x}{[Cb]_{\text{clarif}}}$$

AN : $Q_e = \frac{38789}{12}$

$$Q_e = 3232 \text{ m}^3 / \text{j}$$

IV.7 DIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSISSEUR : [28]

Le dimensionnement de l'épaisseur est toujours fait pour les besoins de la deuxième phase.

La charge massique est généralement prise selon les auteurs entre 20 et 60 Kg/m² /j pour les boues activées fraîches.

Pour notre cas on opte pour : $C_m = 40 \text{ Kg/m}^2 / \text{j}$;

La production des boues au niveau du décanteur étant de : $D_x = 38\,789 \text{ kg/j}$;

La surface horizontale (Sh) sera :

$$S_{ep} = \frac{38789}{40}$$

$$S_{ep} = \frac{D_x}{C_m}$$

$$S_{ep} = 970,00 \text{ m}^2$$

La surface de chaque module sera :

$$S_{ep1} = \frac{S_{ep}}{5} = \frac{970}{5}$$

$$S_{ep1} = 194,00 \text{ m}^2$$

Le diamètre sera donc de :

$$D_{ep1} = \sqrt{\frac{4 * S_{ep}}{\pi}}$$

$$D_{ep1} = \sqrt{\frac{4 * 194}{3,14}}$$

$$D_{ep1} = 25,00 \text{ m}$$

La hauteur d'eau en périphérie sera fixée à : $H_{ep} = 3 \text{ m}$;

Le volume utile de l'épaisseur est alors :

$$V_{ep1} = S_{ep} * H_{ep}$$

$$V_{ep1} = 194 * 3$$

$$V_{ep1} = 582,00 \text{ m}^3$$

Tableau IV-14 : dimensions de l'épaississeur

Nombre de ligne	5	
La Surface globale de l'épaississeur Sep	970	m ²
Le Volume globale de l'épaississeur Sep :	2910	m ³
La Surface d'un module Epaississeur Sep 1	194	m ²
Le Volume d'un module Epaississeur Sep 1	582	m ³
Le Diamètre de l'épaississeur Sep	25	m
La Hauteur De l'épaississeur Sep	3	m

IV.8 DIMENSIONNEMENT DES LITS DE SECHAGE : [28]

La quantité de boue provenant de l'épaississeur par jour est de :

$$X_b = \frac{Dx}{[Cb]}$$

$$X_b = \frac{38789}{40} \quad X_b = 970m^3 / j$$

On adoptera une surface de 1m² pour 14 EH, vu le climat favorable à la déshydrations dans notre pays, soit alors une surface totale :

$$Slit = \frac{EH}{14}$$

$$Slit = \frac{227990}{14} \quad Slit = 16285m^2$$

On opte pour des lits de : L = 30 m , l = 15 m, Donc Slit unit = 450 m².

Le nombre de lits est alors de :

$$N_{lit} = \frac{Slit}{450} = \frac{16285}{450} \quad N_{lit} = 36lit$$

Tableau IV-15 : dimensions des Lit de Séchage

Nombre de lit	36	
La Surface de lit Slit unit :	450	m ²
La Longueur de lit L lit unit :	30	m
La largeur de lit l lit unit	15	m

IV.9 CONCLUSION :

La station d'épuration (STEP) actuelle est dimensionnée à l'horizon 2025. Par contre le débit actuel qui arrive à la station atteint un taux de 75% à 80% de débit max (12880 m³/j). Le développement du tissu urbain s'accroît jour après jour.

Notre dimensionnement projeté en 2050 nous a conduit à proposer d'ajouter quelque module de traitement suivant la surface disponible réservé à l'extension. Ou de prévoir la concession de terrain suffisante pour les autres lignes.

En tenant compte les dimensions obtenues des ouvrages de traitements par rapport à la surface réservée à l'extension ; On peut installer à ce moment seulement :

- Redimensionnement du Déversoir d'Orage.
- Installation d'une nouvelle fosse à Baltard.
- Une nouvelle filière de prétraitement qui comporte (les Grille Grossière, Poste de relevage, les Grilles Fin, et le Déssableur – Deshuileur « à deux (02) module »)
- Une nouvelle filière de traitement biologique qui comporte deux (02) modules ; (chaque module contient : une zone Anoxique, une zone Aérée, et un Dégazeur).
- Une nouvelle filière de Clarificateur qui comporte deux (02) modules.
- Une nouvelle filière de l'Epaisseur qui comporte deux (02) modules.
- Une nouvelle filière de Lit de Séchage qui comporte dix (10) lits.

CONCLUSION GENERALE :

La ville de Mécheria connaît un développement en matière d'urbanisation accentué, qui s'accompagne à des obstacles de vulnérabilité de terrains, une croissance démographique et l'exode rurale ; impliquant une pénurie de terrains, une forte consommation en eau potable ainsi qu'à des rejets d'assainissement à ciel ouvert.

Pour répondre à ces problèmes, nous avons proposé deux solutions.

La première est de projeter deux zones urbanisables au nord et au sud de la partie haute de la ville située au pied de la montagne (Djebel Antar), avec l'établissement des schémas directeurs d'assainissement et la protection de ces deux zones contre les inondations.

La deuxième solution est l'extension de la station d'épuration qui prendra en charge les eaux usées des deux zones urbanisables afin de protéger le milieu récepteur.

Le choix du réseau d'assainissement est porté sur un réseau séparatif.

Le réseau des eaux usées couvre les deux zones étudiées. Sachant que la zone nord est d'une superficie de 5308452,13 m² et la zone sud est d'une superficie de 5275678,4 m². Les diamètres de la canalisation du réseau sont différents (300 mm 600 mm).

Concernant l'évacuation des eaux pluviales, nous avons projeté deux collecteurs de diamètres de l'ordre de 1000 mm et 1200 mm

Et enfin, concernant la protection contre les inondations de ces deux zones, nous avons projeté des canaux de drainage de forme trapézoïdale avec un béton légèrement armé trié soudé avec enrochement. Sans oublier des actions à entreprendre comme correction torrentielle au niveau des chaabats.

Annexe

Annexe

Approche méthodologique : [30]

L'approche méthodologique qui a été adoptée consiste d'abord à faire une collecte de données et documentation, de mener des missions de terrain et des investigations techniques notamment des levées topographiques. Ensuite une analyse des données se fera ainsi que leurs interprétations, suivi par l'élaboration du phasage des prestations à réaliser. Et enfin une étude détaillée sur les critères de dimensionnement du réseau et des ouvrages. Concernant la collecte des données, plusieurs activités ont été menées au sein des parties prenantes ainsi que des revus documentaires. Grace aux données socioéconomiques (le taux d'accroissement, le nombre de personne par ménage, l'évolution de la population, etc.) sont recueillies. Ces dernières nous ont permis de faire l'estimation de la population totale ainsi que la consommation globale de la population. Après avoir obtenu la population future du projet et la consommation totale, nous allons procéder au dimensionnement des collecteurs. Ce dimensionnement permet de donner les caractéristiques des conduites tels que leur diamètre, leur pente, le type de matériaux etc. tout en respectant les conditions d'autocurage. Ainsi ce dimensionnement ne peut se faire indépendamment de la nature du terrain c'est-à-dire la topographie. De ce fait, le modèle numérique de terrains a été utilisé pour générer les courbes de niveau à l'aide du logiciel Covadis. Ce logiciel nous a permis d'obtenir les courbes de niveau.

La détermination des courbes de niveau nous permet de repérer les points hauts, les points bas et le sens d'écoulement des eaux et de pouvoir faire le tracé de notre réseau en tenant compte des obstacles rencontrés sur le terrain. Le tracé du réseau se fera à l'aide du logiciel AutoCAD.

Une fois le tracé du réseau est fait à l'aide du logiciel complémentaire (AutoCAD), le calcul des sections des conduites peut se faire à la suite de la saisie des données telles que les débits d'entrée prévus pour le futur de chaque conduite, les conditions d'autocurages etc. Pour avoir les caractéristiques des conduites d'évacuation des eaux usées, nous proposons le dimensionnement avec le tableur Excel. Ce dernier est un programme informatique capable de manipuler des feuilles de calcul d'où on introduit des formules. Ainsi pour les données topographiques, elles ont été modélisées avec le logiciel Covadis. Il permet également de réaliser l'étude hydraulique d'un site à partir du MNT (analyse des pentes, lignes d'écoulement, détection et assemblage des bassins versants, etc.). Une fois disponibles toutes les données nécessaires, il suffit d'appliquer les formules hydrauliques

Annexe

au niveau des cellules du tableur tout en respectant les données d'entrées à respecter pour le dimensionnement. Elles sont récapitulées dans les parties qui suit.

Pour la protection des zones choisies, on utilise le logiciel **global mapper** après délimitation des deux zones (ce fait sur **google Earth**) ont mis à jour le logiciel (**global mapper**) dans la rubrique **tools**



Figure 0-1 : configuration Global Mapper

Après dans **configure**

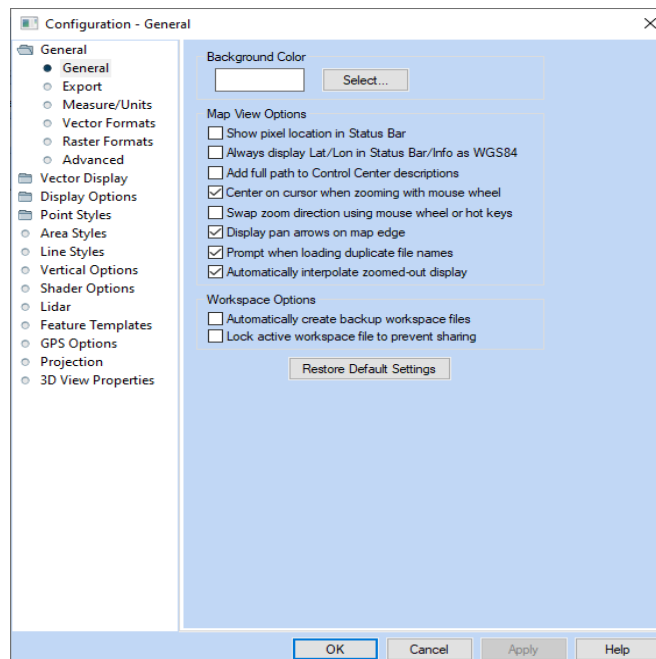


Figure 0-2 : Mise à jour de la projection (Global mapper)

Annexe

Dans la rubrique **projection** on choisit **UTM**

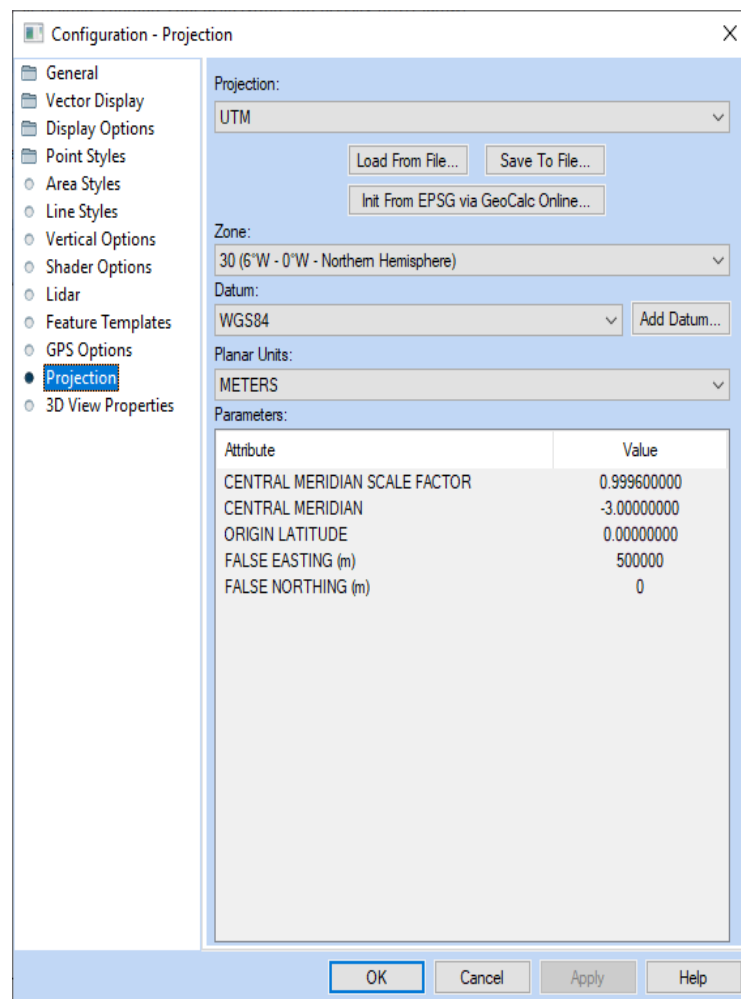


Figure 0-3 : Vaisseaux topographique de la zone d'étude
Après on charge le **DEM (N 33W001.hgt)**

Dans la rubrique **Analisyson** génère les **contours** de la zone étudié

Annexe

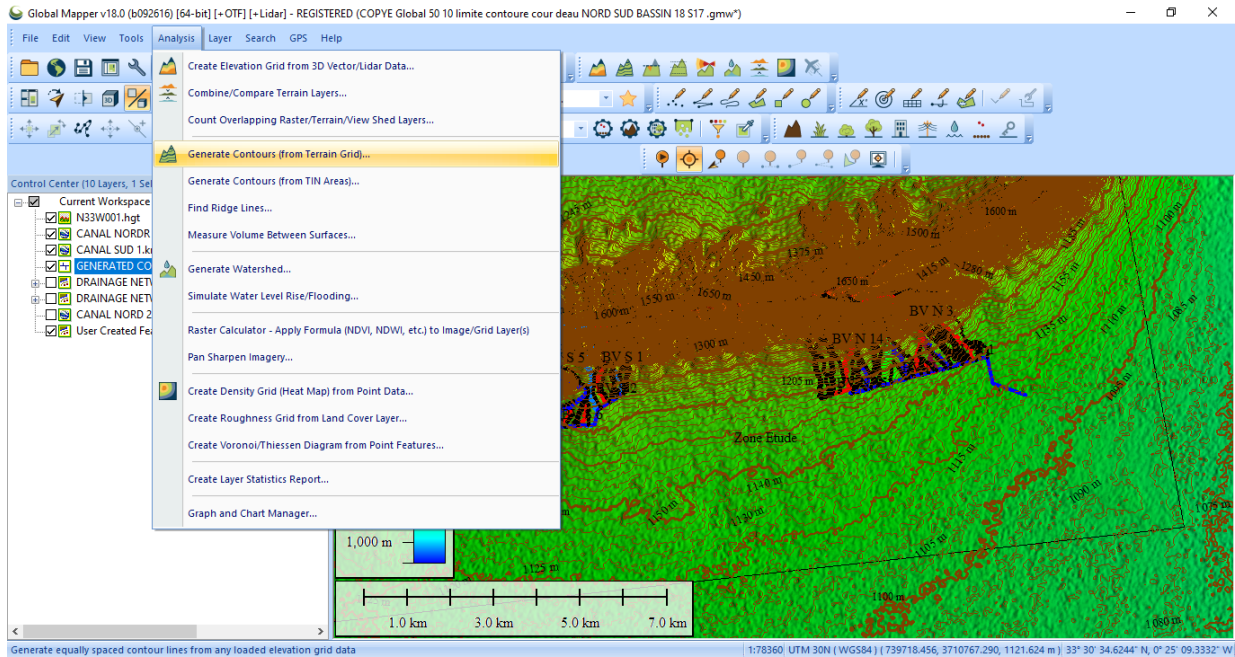


Figure 0-4 : régénération des contours

On génère les **Watershed**

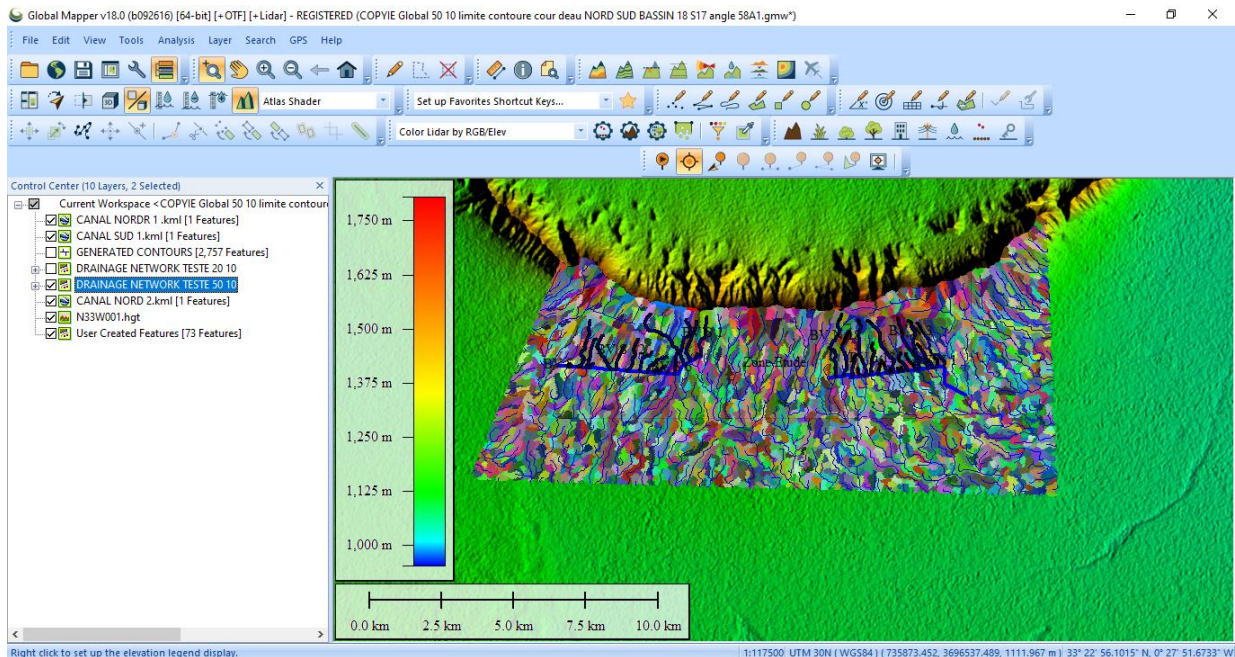


Figure 0-5 : Drainage network on utilisant Global Mapper

Une fois terminé, on retrace les bassins versants et chaabats drainantes toute en tarassant les limites et exutoires qui visualisent les canaux projetés. Ensuite on clique sur **cropping**

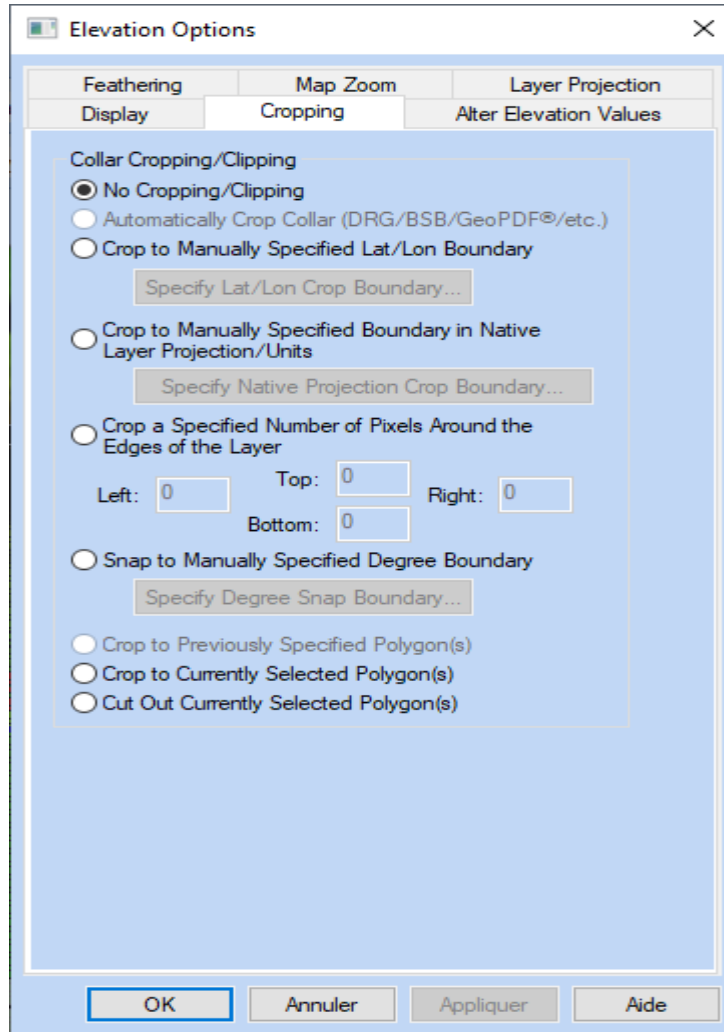


Figure 0-6 : découpage des deux zones d'études

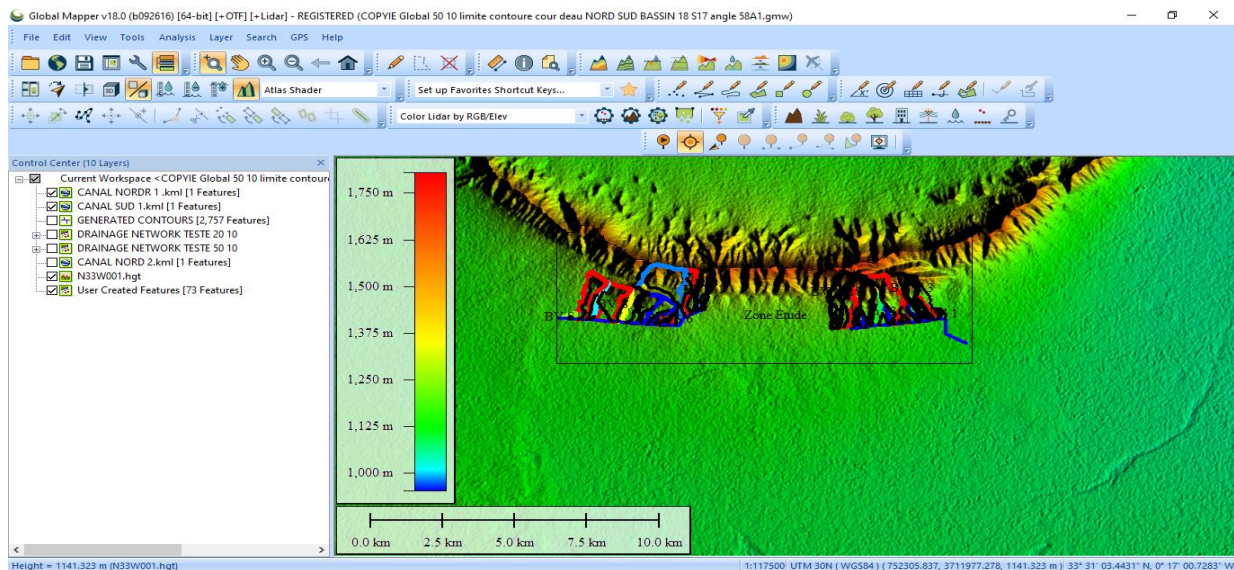


Figure 0-7 : zones D'étude nord et sud
 Ensuite dans analysis /Measurement - CalculateElevation

Annexe

On aura le tableau récapitulé les caractéristiques des sous bassins versants qu'on utilise pour le calcul des temps de concentrations de chaque sous bassins ainsi leurs débits

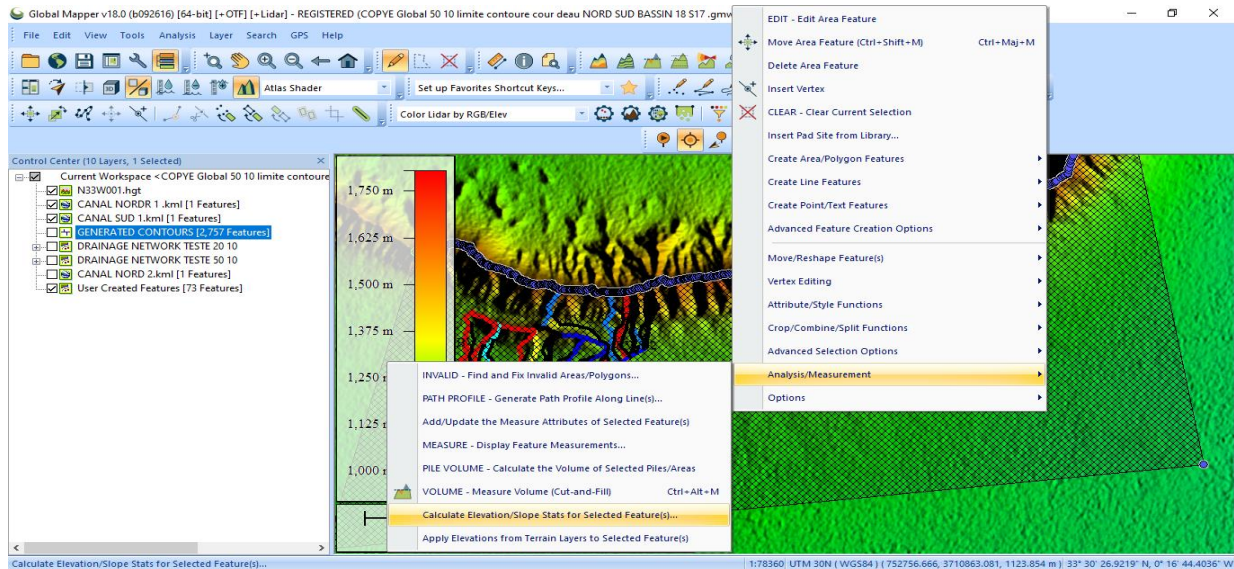


Figure 0-8 : Procédure pour avoir les caractéristiques des sous bassins versants

On aura le tableau récapitulant les caractéristiques des sous bassins versants qu'on utilise pour le calcul des temps de concentrations de chaque sous bassins ainsi leurs débits

On exporte les données dans Auto- Cad

Dans **File** la rubrique **Exporte** comporte **Export Vector**

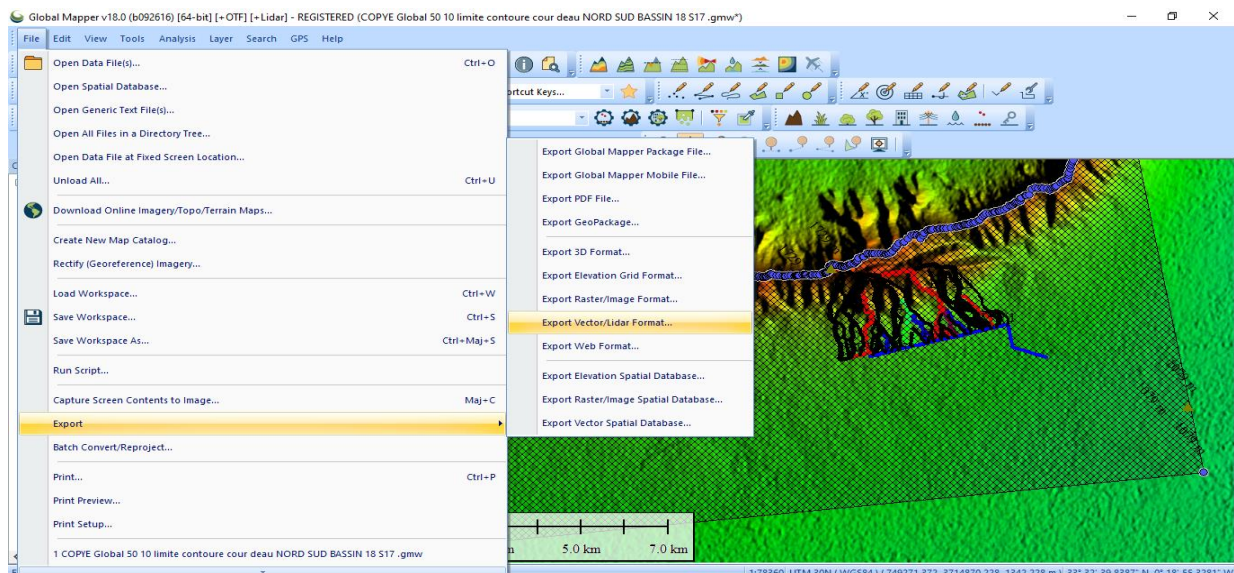
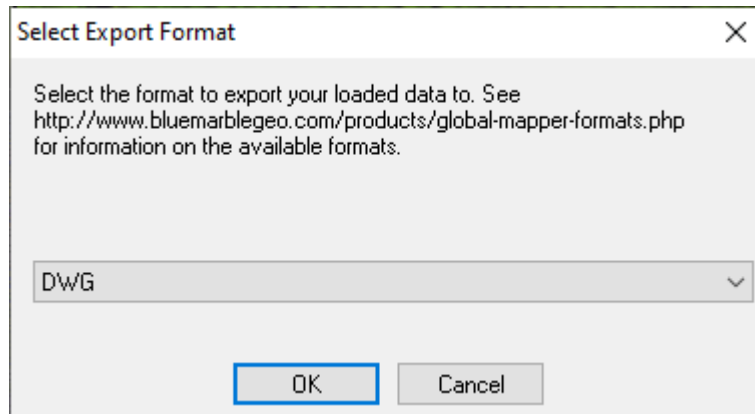


Figure 0-9 : Exporte le tracer sur Auto - Cad

Annexe



Une fois terminé le fichier sera ouvert sous Auto –Cad

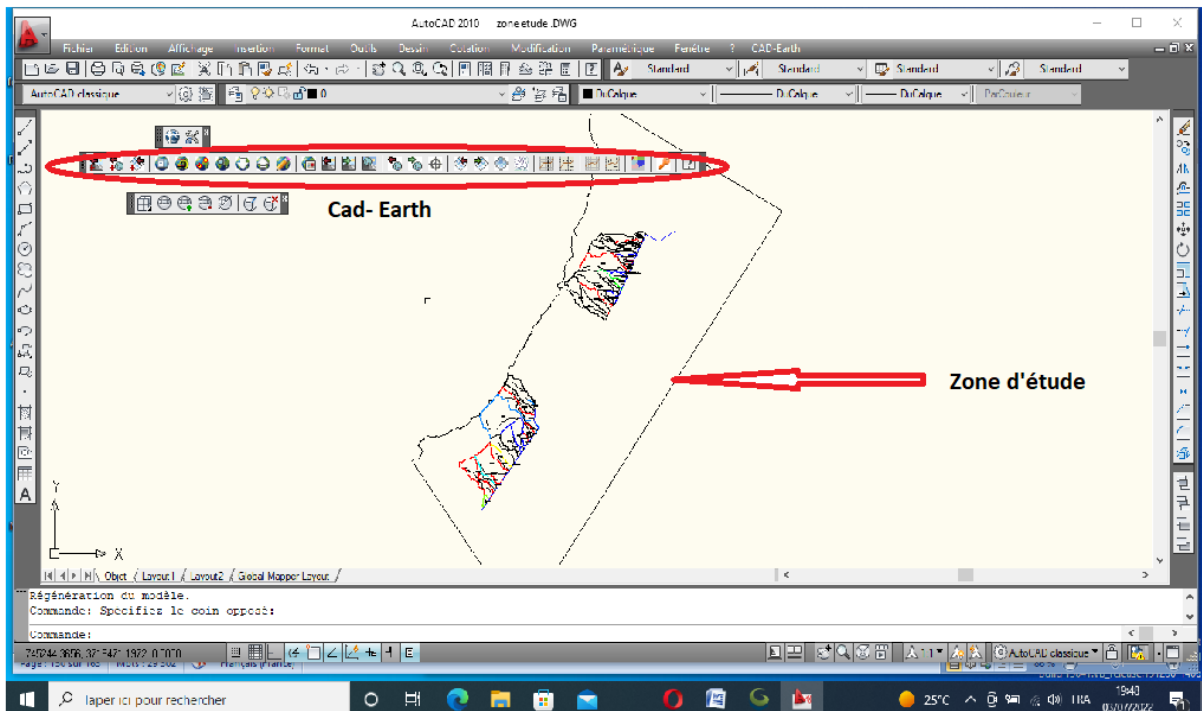


Figure 0-10 : importer les dessins et tracer sur Google Earth par CAD –EARHT

A L'aide du logiciel CAD –EARHT on peut importer les dessins et tracer sur **Google Earth**

Annexe

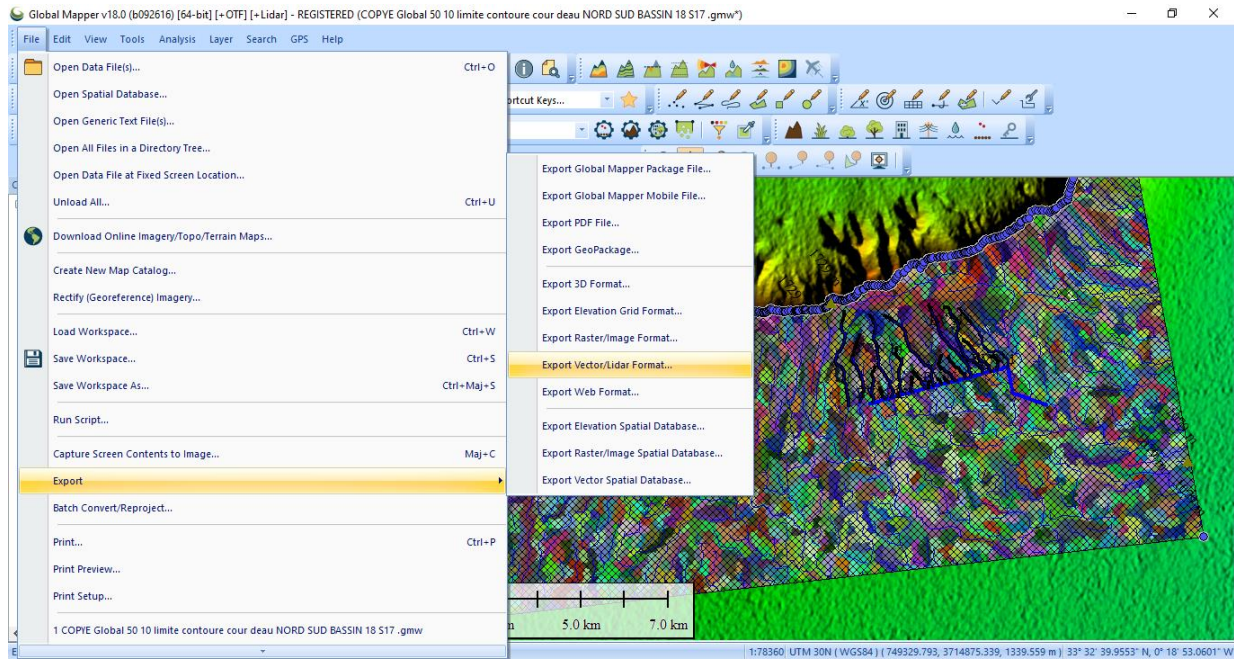


Figure 0-11 : Zone d'étude nord on utilisant Global Mapper

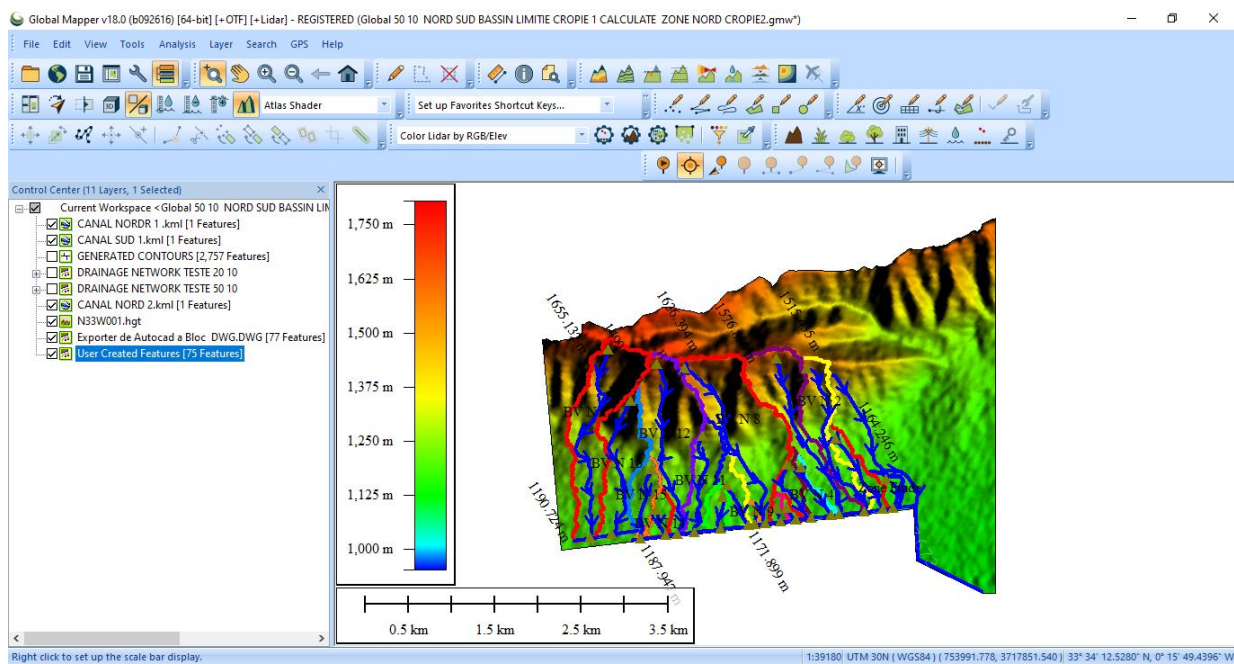


Figure 0-12 : sous bassins et chaabats drainantes de la zone nord on utilisant Global Mapper

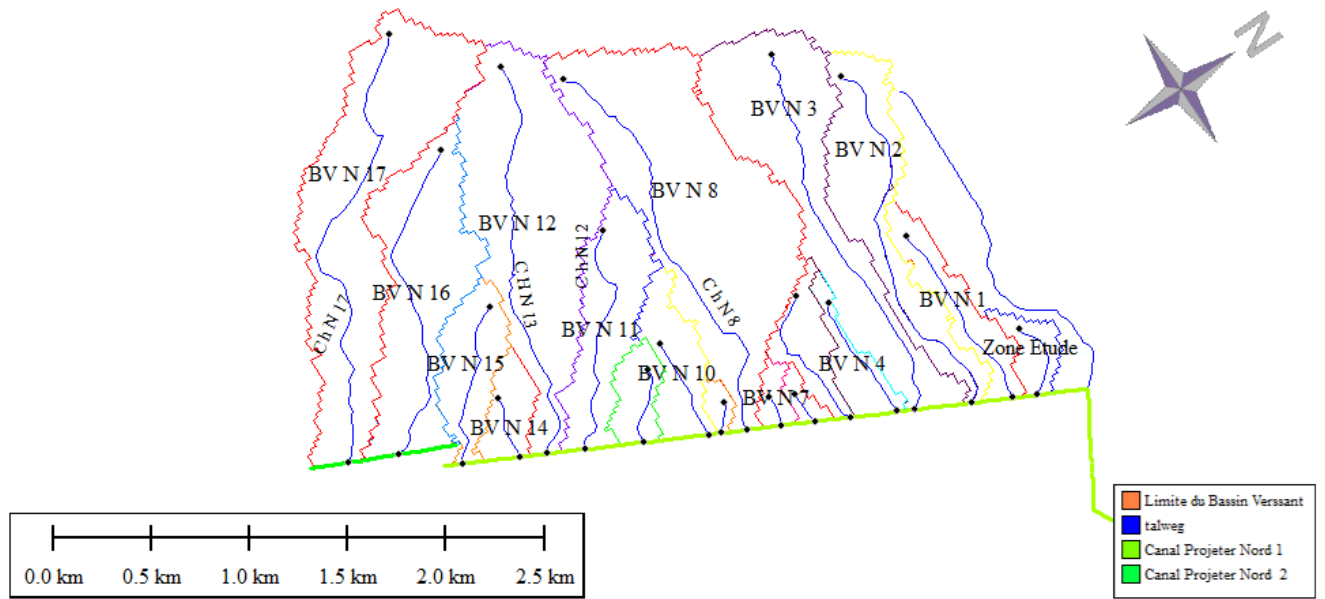


Figure 0-13 : Bassins versants de la zone Nord

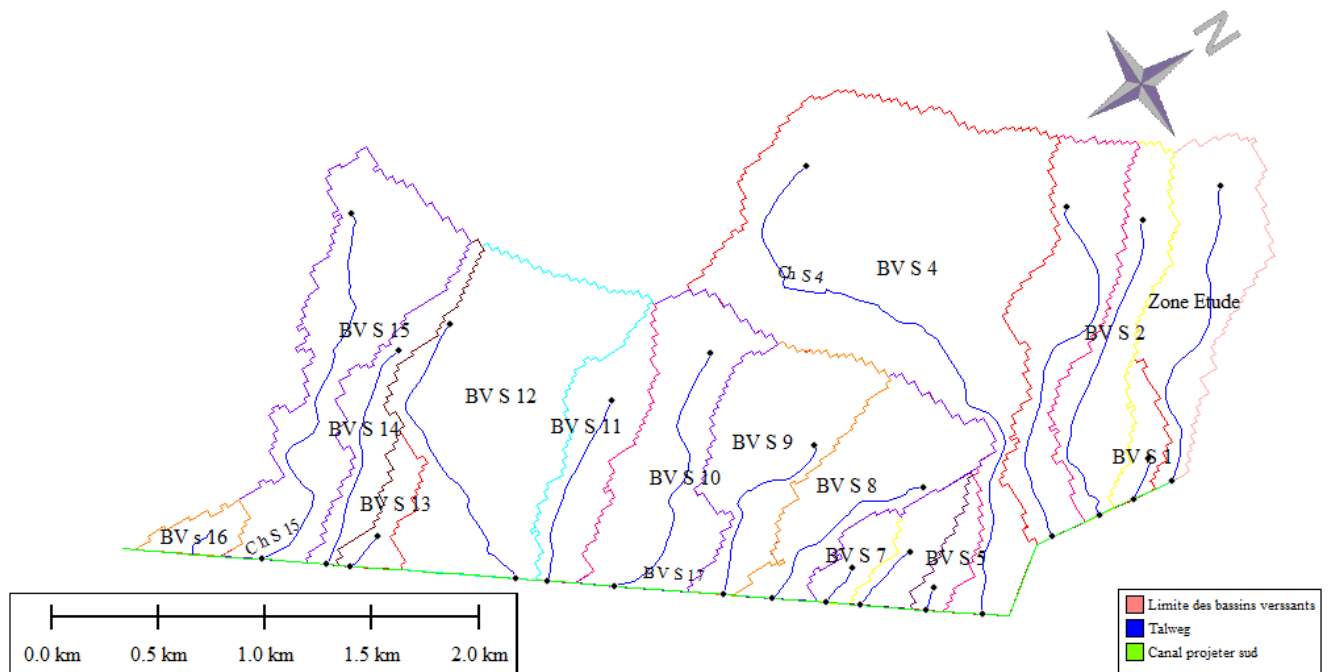


Figure 0-14 : Bassins versants de la zone Sud

Annexe

Calcul par logiciel CANAL 21 :



Figure 0-15 : Utilisation de logiciel CANAL 21

Dans la rubrique **SECTION** on aura la fenêtre suivante ou on remplit les cases (Types , Largeur, fruit , Débits , K Strickler , pente) et on aura les résultats dans la partie gauche de cette fenêtre.

Paramètre	Valeur	Unité
Lm	4.7126	m
Pm	5.8362	m
Sm	4.5522	m ²
Rh	0.7800	m
V	3.0315	m/s
Er	0.9848	m
Hsc	1.8246	m
Yc	1.3449	m
Yf	1.3563	m
Yt	1.3337	m
Yco	1.3336	m
Yn	1.3563	m
J	0.00800	m/m
I-J	0.000000	m/m
to	61.2132	Pa

Figure 0-16 : Résultats obtenue par logiciel CANAL 21

Annexe

Pour visualiser la courbe il suffit un simple click sur **Courbes**

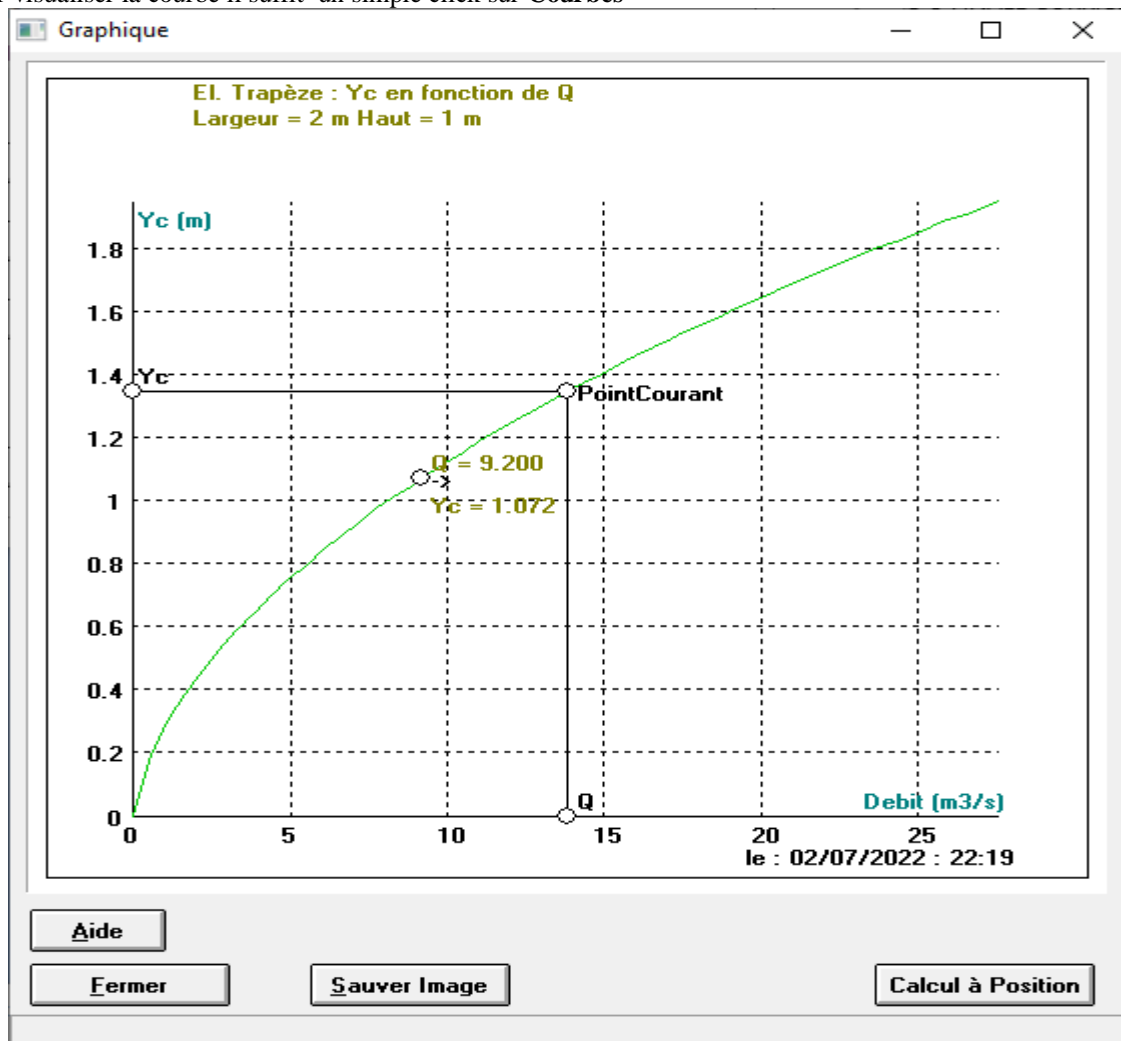


Figure 0-17 : Graphe obtenue par logiciel CANAL 21

Pour visualiser les résultats il suffit un simple click sur **Résultats**

ssss.txt - Bloc-notes

Fichier Edition Format Affichage Aide

SECTIONS		Données				Rugosité		Pente				Résultats Géométriques				Hydrauliques				
Cas no	type	d1	d2	d3	K	I	Q	Y	Hs	Lm	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Hsc	Yc	Yf	Yco	Ynn
1	Tra	2	1		40	+0.0080	13.8	1.8247	1.3563	4.7126	5.8362	4.5522	+0.7800	3.0315	+0.9848	1.8246	1.3449	1.3563	1.3563	1.3331

Taper ici pour rechercher

24°C

FRA

22:17
02/07/2022

Figure 0-18 : Résultats Global obtenue par logiciel CANAL 21

NB : toute on changeons la base ou la pente a fin d'avoir un écoulement de type uniforme fluvial, on retient ces résultats.

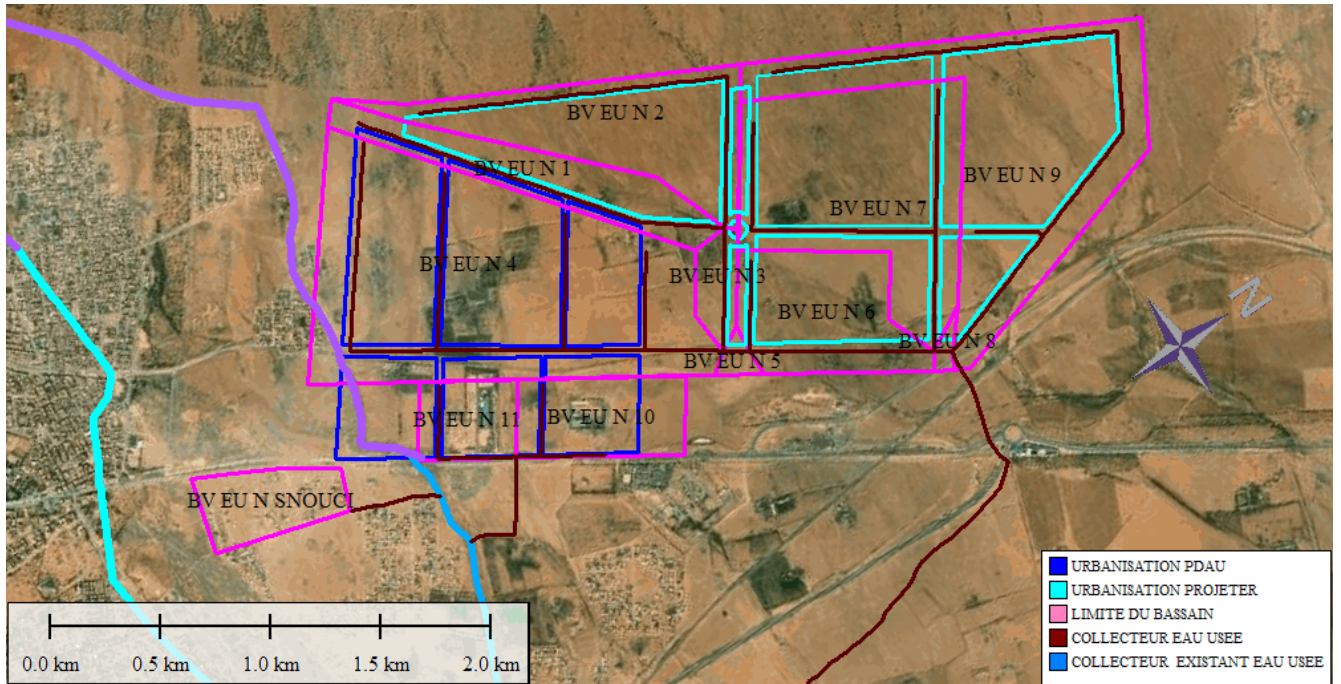


Figure 0-19 : Bassins versants de la zone à urbaniser Nord

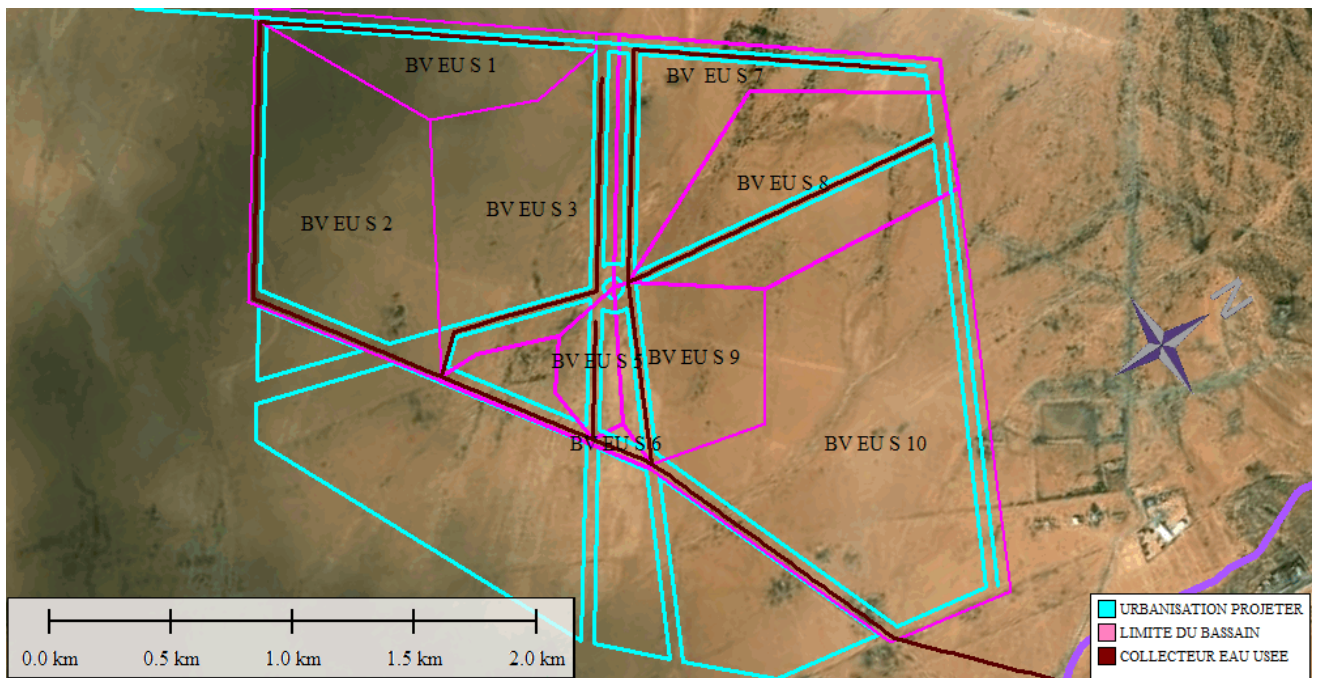


Figure 0-20 : Bassins versants de la zone à urbaniser Sud

Annexe

Tableau 0-1 : série de pluies de 1981 – 2020 [29]

YEAR	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC	ANN	Max
1981	21,09	10,55	10,55	26,37	0	10,55	0	10,55	10,55	5,27	0	5,27	110,74	26,37
1982	31,64	36,91	21,09	42,19	26,37	0	0	0	0	26,37	47,46	5,27	237,3	47,46
1983	0	10,55	0	0	5,27	0	0	0	0	0	0	10,55	26,37	10,55
1984	5,27	0	5,27	0	15,82	5,27	0	0	5,27	0	42,19	0	79,1	42,19
1985	10,55	0	15,82	0	10,55	0	0	5,27	31,64	5,27	10,55	15,82	105,47	31,64
1986	10,55	15,82	47,46	5,27	15,82	0	0	0	15,82	26,37	26,37	10,55	174,02	47,46
1987	15,82	26,37	21,09	5,27	10,55	15,82	5,27	0	5,27	5,27	15,82	10,55	137,11	26,37
1988	10,55	21,09	5,27	10,55	10,55	10,55	0	0	10,55	5,27	5,27	5,27	94,92	21,09
1989	26,37	0	42,19	15,82	10,55	21,09	5,27	26,37	5,27	21,09	10,55	0	184,57	42,19
1990	31,64	0	10,55	26,37	63,28	10,55	0	0	5,27	5,27	10,55	10,55	174,02	63,28
1991	10,55	31,64	126,56	15,82	31,64	15,82	0	0	15,82	84,38	0	10,55	342,77	126,56
1992	5,27	5,27	21,09	26,37	31,64	5,27	10,55	0	5,27	0	10,55	0	121,29	31,64
1993	0	21,09	36,91	5,27	15,82	10,55	0	0	5,27	5,27	26,37	5,27	131,84	36,91
1994	21,09	15,82	26,37	0	0	5,27	0	5,27	42,19	26,37	10,55	0	152,93	42,19
1995	0	5,27	31,64	21,09	5,27	10,55	0	0	15,82	10,55	5,27	15,82	121,29	31,64
1996	31,64	10,55	42,19	15,82	5,27	31,64	10,55	0	15,82	0	0	31,64	195,12	42,19
1997	26,37	0	0	47,46	0	0	0	5,27	42,19	10,55	15,82	10,55	158,2	47,46
1998	5,27	5,27	0	15,82	15,82	0	0	5,27	0	5,27	0	26,37	79,1	26,37
1999	58,01	10,55	21,09	0	0	0	0	10,55	10,55	5,27	5,27	15,82	137,11	58,01
2000	0	0	0	5,27	5,27	0	0	5,27	26,37	42,19	21,09	5,27	110,74	42,19
2001	15,82	0	0	5,27	0	0	0	5,27	0	5,27	0	5,27	36,91	15,82
2002	0	5,27	5,27	31,64	10,55	0	0	31,64	5,27	21,09	36,91	0	147,66	36,91
2003	21,09	31,64	5,27	15,82	5,27	0	0	0	5,27	36,91	58,01	21,09	200,39	58,01
2004	52,73	0	10,55	26,37	31,64	5,27	5,27	0	15,82	10,55	15,82	15,82	189,84	52,73
2005	21,09	5,27	5,27	0	0	21,09	0	0	47,46	36,91	47,46	10,55	195,12	47,46
2006	36,91	26,37	0	15,82	36,91	15,82	0	0	15,82	5,27	15,82	21,09	189,84	36,91
2007	5,27	0	5,27	31,64	0	0	15,82	15,82	0	47,46	10,55	0	131,84	47,46
2008	10,55	21,09	15,82	0	10,55	10,55	0	15,82	42,19	163,48	15,82	21,09	326,95	163,48
2009	36,91	10,55	52,73	21,09	0	10,55	0	10,55	73,83	0	10,55	0	226,76	73,83
2010	15,82	15,82	10,55	10,55	31,64	0	0	47,46	26,37	36,91	0	10,55	205,66	47,46
2011	10,55	0	5,27	58,01	21,09	42,19	0	15,82	42,19	58,01	42,19	21,09	316,41	42,19
2012	5,27	5,27	26,37	31,64	0	0	0	0	26,37	63,28	121,29	0	279,49	121,29
2013	10,55	5,27	21,09	31,64	10,55	5,27	15,82	5,27	5,27	21,09	5,27	31,64	168,75	31,64
2014	21,09	15,82	5,27	0	26,37	5,27	5,27	5,27	15,82	10,55	73,83	21,09	205,66	73,83
2015	21,09	15,82	5,27	0	5,27	15,82	0	36,91	15,82	42,19	0	0	158,2	42,19
2016	5,27	0	26,37	26,37	21,09	5,27	0	10,55	47,46	0	31,64	21,09	195,12	47,46
2017	42,19	0	0	15,82	5,27	5,27	0	5,27	5,27	10,55	5,27	10,55	105,47	42,19
2018	15,82	5,27	15,82	47,46	10,55	0	0	79,1	26,37	31,64	31,64	0	263,67	47,46
2019	10,55	0	26,37	26,37	5,27	0	5,27	5,27	5,27	5,27	15,82	31,64	137,11	31,64
2020	21,09	0	5,27	42,19	5,27	0	5,27	0	10,55	0	10,55	0	100,2	42,19
													Total	6655,06
													Moyen	166,377

Annexe

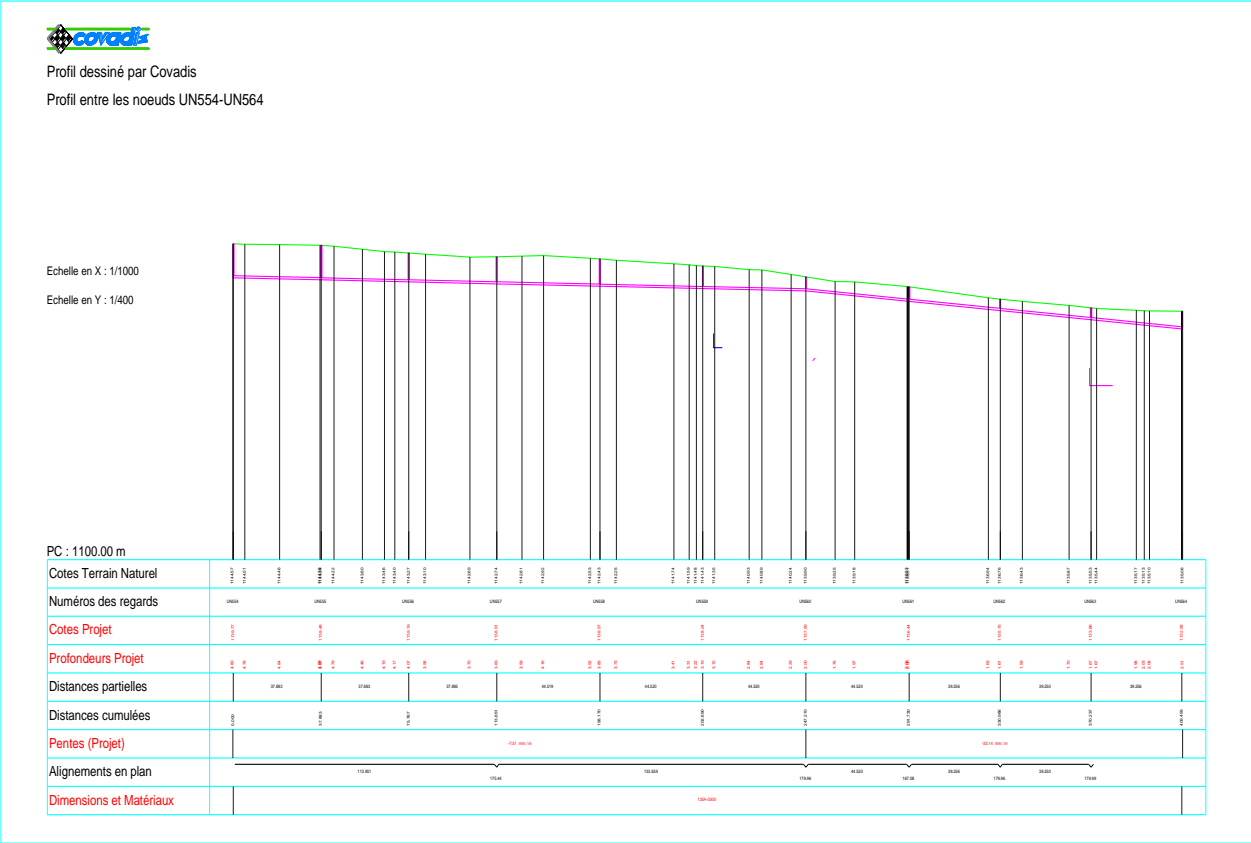


Figure 0-21 : Profil en long réseau branchement lotissement SNOUCI

Annexe

Tableau 0-2 : récapitule caractéristiques du collecteur lotissement SNOUCI

Nom	Noeud							Canalisation			
	Nom	Regard	Z TN	Z fil d'eau entrée	Z fil d'eau sortie	Profondeur max	Recouvrement	Tuyau	Longueur 2D	Pente (%)	Recouvrement mini
EU NORD - 23	UN554	REG-600	1 144,57	1 139,77	1 139,77	4,80	4,46				
								135A-0300	37,88	-0,77	4,44
	UN555	REG-600	1 144,34	1 139,48	1 139,48	4,87	4,53				
								135A-0300	37,88	-0,75	3,74
	UN556	REG-600	1 143,27	1 139,19	1 139,19	4,07	3,74				
								135A-0300	37,88	-0,75	3,36
	UN557	REG-600	1 142,74	1 138,91	1 138,91	3,83	3,50				
								135A-0300	44,52	-0,75	3,50
	UN558	REG-600	1 142,43	1 138,57	1 138,57	3,85	3,52				
								135A-0300	44,52	-0,75	2,86
	UN559	REG-600	1 141,43	1 138,24	1 138,24	3,19	2,86				
								135A-0300	44,52	-0,75	1,66
	UN560	REG-600	1 139,90	1 137,90	1 137,90	2,00	1,66				
								135A-0300	44,52	-3,29	1,42
	UN561	REG-600	1 138,50	1 136,44	1 136,44	2,06	1,72				
								135A-0300	39,26	-3,29	1,28
	UN562	REG-600	1 136,76	1 135,15	1 135,15	1,61	1,28				
								135A-0300	39,25	-3,29	1,25
UN563	REG-600	1 135,53	1 133,86	1 133,86	1,67	1,34					
							135A-0300	39,26	-3,31	1,33	
UN564	REG-600	1 135,06	1 132,56	1 132,56	2,50	2,16					

Annexe

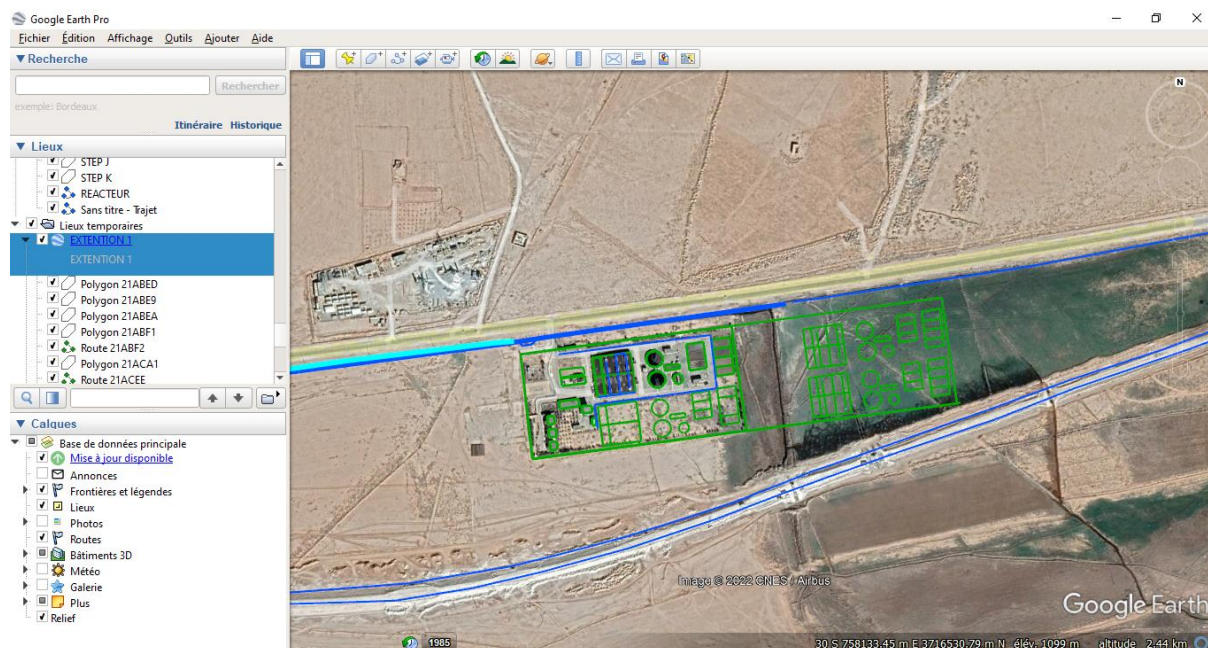


Figure 0-22: Projection future pour la STEP

Bibliographie

- [1] Etude du schéma directeur d'assainissement de la ville de mecheria 2004 HPO
- [2] mémoire En vue de l'obtention du Diplôme de MASTER En Hydrogéologie Thème : Contribution à l'étude hydrogéochimique de la nappe d'El Kasdir (Chott El Gharbi- Ouest algérien). Présenté par : **ALI BIDA Amel & DJELTI Ikram** UNIVERSITE de TLEMCCEN 2017
- [3] Révision du PDAU de Mecheria le Bureau d'Etude URBAT Unité de Tlemcen
- [4] DSA Direction
- [5] DRE direction des ressources en eau
- [6] Mémoire de procès « étude, réalisation et exploitation de la station d'épuration des eaux Usées urbaines de la ville de Mecheria (DRE Naama).
- [7] Monographie « projet de la réalisation de la station d'épuration de la ville de Mecheria » (ONA Office National de l'Assainissement).
- [8] (C.E.R.I.B; F.I.B; C.I.M beton;, 2004) *Assainissement collectif conception et réalisation Tome 1*
- [9] Mémoire Projet de Fin d'Etude Pour l'obtention du diplôme Master en Hydraulique « Eau, Sol et Aménagement » Option : Espace Urbain Thème : Etude d'un schéma directeur d'assainissement de la ville Marsa Ben M'Hidi
Présenté par : *M^{elle} GHALI SAMIRA* Promotion 2011/2012 Université ABOU BEKR BELKAID
- [10] Projet de fin d'étude En vue de l'obtention du diplôme : Master en hydraulique
Option : Hydraulique Urbaine Thème Dimensionnement de Réseau d'assainissement de la ville Rabta Ouest, (w. Jijel) **Mr. Ratiat Abdelkader** le 21 / 07/ 2019
Université de Mohammed Sedik Ben Yahia – Jijel
- [11] Traitement et épuration des eaux / cours et exercices « Polycopie de cours »
(**Dr Maref Noureddine** – Université Djillali Liabès – Sidi bel Abbès).
- [12] Mémoire de fin d'études En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en Hydraulique Présenté par : **BOUADJEL Ishak et BOUDJOU DJOU Noureddine**
INTITULE : **Etude du réseau a d'assainissement séparatif d'eau usée de centre de Sahel commune de Sidi Maarouf, wilaya de Jijel.**
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia

- [13] Mémoire de fin d'études En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique** Présenté par **Mr. AMIOUR Mohammed bachir** et **Mr. BENAMIRA Ismail** **INTITULE** : conception et dimensionnement des réseaux d'assainissement séparatif des eaux usées et des eaux pluviales de la zone touristique de la commune d'EL AOUANA (Z.E.S.T) wilaya de Jijel
- [14] **Mémoire de master** Filière: Hydraulique Thème: étude du schéma directeur d'assainissement de la ville de sidi Merouane (W.MILA) Présenté par : **Mr: Guerchouch Oussama Abderaouf** et **Mr: Baouta Amir** 2016/2017
UNIVERSITE Saad DAHLAB - BLIDA 1
- [15] C.I.E.H.; (1984). *Conception générale des systèmes d'assainissements urbain dans le Contexte africain.*
- [16] Mémento Technique de l'eau « Degrémont SA » (Chapitre .9. Prétraitement).
- [17] Technique d'assainissement STEP / LAGUNAGE (M° LADJAL FARIDE - MRE Alger).
- [18] Mémoire de master Pour l'obtention du diplôme de master en hydraulique
Spécialité : Ouvrages hydrauliques Intitule: Etablissement des courbes IDF pour la station pluviométrique de Boghni et calcul des débits fréquents pour le bassin versant de Tleta Présenté par : **Amiar Chabane Marref Marwa** Année Universitaire : 2019/2020
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOu
- [19] <https://www.youtube.com/watch?v=JR-8sY3lRpM/>
http://www.mediafire.com/file/cu9gwgpjzvnwjl/CALCUL_HYDROLOGIQUE.docx/file
- [20] EPFL Chapitre 5 : Écoulements à surface libre réaliser par : **Christophe Ancey**
- [21] Essentiel de l'Hydraulique à Surface libre (Synthèse du cours)
Mr :**Lawani A. MOUNIROU** Enseignant-Chercheur en Hydraulique générale
- [22] HYDRAULIQUE A SURFACE LIBRE , école nationale du genie de l'eau et de l'environnement de strasbourg établie par : **José VAZQUEZ** p 74
- [23] Polycopié Hydraulique Fluviale , Faculté d'Architecture et de Génie Civil Département d'Hydraulique , Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF, **Dr. BELHADRI MAZOURI ep.KOUADRI HABBAZ** p 37

Bibliographie

- [24] Polycopié Pédagogique (Cours) Intitulé : "Assainissement" Code de la Matière : F621 Niveau : Licence (S6) Filière : Hydraulique Spécialité : Hydraulique
_____ Etabli par l'enseignant : BENDIDA Ali
Année Universitaire : 2019/2020 Université TAHRI Mohamed, Béchar
- [25] Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations Document réalisé par : **KERLOC'H Bruno** (C.E.T.E. NORD - PICARDIE) et MAELSTAF Damien (DDE 80)
- [26] Mémento technique 2017 – conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et collecte des eaux usées – (Ce document a été réaliser par le groupe de travail – Révision de l'instruction technique 77/284 – rattaché à la commission Assainissement de l'Astee)
- [27] Hydraulique général et appliquer auteur : **Michel Carlier**
- [28] Critère de dimensionnement et paramètre d'exploitation d'un réacteur biologique
Mr : Saibi Mokhtar / CFMA
- [29] Site : <https://power.larc.nasa.gov/data-access-viewer/>
- [30] mémoire pour l'obtention du master ii option : eau et assainissement (etude d'avant projet détaillé de l'assainissement des eaux usées du quartier de guet ndar (saint-louis du senegal) Présenté par : **Adja Mame Ngoné BABOU** 2016 – 2017

Gc.mouhcine

Projet routier (Hydrologie _ 05 _ Ajustement statistique à la loi de Gumbel)

<https://www.youtube.com/watch?v=DG-XJqDzSCQ>

Lien telechargement exel : https://gc-mouhcine.blogspot.com/2021/03/blog-post_58.html