

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المركز الجامعي بلحاج بوشعيب عين تموشنت
Centre Universitaire BELHADJ Bouchaib Ain Témouchent



Domaine de Sciences et Technologie
Institut de Technologie
Département de Génie de l'Eau et de l'Environnement
Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master
Filière : Hydraulique
Spécialité : Hydraulique Urbaine

Thème :

RENFORCEMENT EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS (MAGRA, KHOUAMLIYA, ROUAIBA) DE LA COMMUNE D'EL-AMRIA DE LA WILAYA D'AIN TEMOUCHENT

Soutenu : Le 23/09/2019

Par

SOLTANE Houaria & BENAMAR Hanane

Devant le jury composé de :

Mr. BENAICHA .M	M.A.A	President
Mme. BAGHLI. N	M.C.B	Examinatrice
Mr. NEHARI. A	M.A. A	Encadreur
Mr. ABABOU. H	Ingénieur	Co-Encadreur

Année Universitaire : 2018/2019

Remerciement

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »

Je remercie fortement mes promoteurs : Mr. ABABOU.H et Mr .NEHARIA ainsi Mr EL AMRI.R de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail. Je tiens à remercier aussi :

- ❖ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- ❖ Le corps d'enseignants et les étudiants*
- ❖ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

Hanane et Houaria

Septembre 2019

DEDICACES

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

A ma très chère mère et mon père

A mon fiancé sofiane et tout la famille oukili

A mes chères sœurs khadidja, faiza

A Fatiha et sa fille Nourhene et toute lafamilebekraled

*A mes proches amis Ratiba, Asmaa, Houaria, Djihene, Rafiqua ,
souhila.*

A mes cousins et mes cousines

A notre Algérie

h. Benamar

DEDICACES

Je dédie ce mémoire à mes parents qui m'ont encouragé à aller de l'avant et qui m'ont donné tout son amour pour reprendre mes études

A mon frère Oussama et mes sœurs Rahmouna et Samia ;

Mes bébés d'amour Anes et Nadjib ;

A tout la famille Soltane et la famille Hafar ;

A mes meilleurs amis : hanane, ratiba, Seif El-islam , Salem, Zin-Eddine, Djihane, Yasmine , Amina , wafaa , Hamid ;

A toute la promotion des ingénieurs 2019

h. Soltane

ملخص :

في هذه المذكرة، درسنا وضعية المياه الصالحة للشرب في المجتمعات "مقرة، الخواملية و الروايبية" التابعة لبلدية العامرية ولاية عين تموشنت من أجل تلبية احتياجات السكان.

أدى اضطراب الشبكة وتضاريس هذه المواقع الثلاثة إلى اقتراح مشروع محطة الضخ وإمدادات المياه وفقاً للمعايير الفنية والاقتصادية مع أنابيب أقطار كافية. بالإضافة إلى دراسة التوريد، ضخ وتقدير التكلفة الإجمالية للمشروع.

Résumé :

Nous avons étudié dans ce mémoire, la situation en eau potable des localités « Magra, Khouamliya et Rouaiba » commune d'el Amria, afin d'atteindre les besoins de population.

La perturbation du réseau et la topographie de ces trois localités, nous ont conduit à projeter, une station de pompage et une chaîne d'adduction par refoulement selon des critères d'ordre technique et économique avec des conduites de diamètres adéquats. Ainsi que l'étude d'adduction, pompage et l'estimation de coût total de projet.

Abstract :

We have studied in this memoir, the drinking water situation of the localities "Magra, Khouamliya and Rouïba" commune of el Amria, in order to meet the needs of the population.

The disturbance of the network and the topography of these three localities, led us to project, a pumping station and a supply chain by repression according to technical and economic criteria with conduits of adequate diameters. As well as the study of adduction, pumping and estimation of total project cost.

Tableau des Matières

INTRODUCTION GENERALE.....	2
----------------------------	---

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION :.....	4
I/ DONNEES SPECIFIQUES DE LA LOCALITE :.....	4
I-1/ SITUATION GEOGRAPHIQUE :.....	4
I-2 SITUATION TOPOGRAPHIQUE :.....	9
I-3 SITUATION DEMOGRAPHIQUE :	11
I-4 CLIMAT :	12
I-4-1 Température :.....	12
I.4.2. Humidité relative :.....	12
I.4.3. Evapotranspiration :	13
I.4.6. Précipitation :	13
I-4-7 Les vents dominants :	13
I-5 / SITUATION HYDROGRAPHIE :	13
I-6 RESEAU ROUTIER :.....	15
I.7. Réseau électrique :	16
I.8. SITUATION DE L'ASSAINISSEMENT :	16
I.9.SITUATION DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE :	16
I.9.1/ OUVRAGES DE STOCKAGES :.....	16
I.9.2 RESSOURCE EN EAU :	18
I.9.2.1 Les ressources existantes :.....	18
I.10/ Système d'adduction:	18
I.10.1 Adduction Amria – Magra :	18
I.10.2 Adduction Amria – KHOUAMLIYA:	19
I.10.3 Adduction Amria – ROUAIBA :	20
I.11 / RESEAU DE DISTRIBUTION :.....	20
Conclusion :.....	20

Chapitre II : ESTIMATION DE LA POPULATION ET LES BESOINS EN EAU

Introduction :	22
II-1/ Estimation de la population actuelle et future :	22
II- 2/ Catégorie des besoins :	25
II-3/ Choix de la norme unitaire de la consommation :	25
II-4/ Les consommations moyenne journalière :	26
II-5/ La consommation moyenne des équipements :	26
II-6/ Calcul les différentes besoins actuel et future:	27
II-7/ Estimation des besoins d'équipement :	29
II-7-1/Besoins sanitaires :	29
II-7-2/Besoins scolaires :	29
II-7-3 /Besoins socioculturels :	30
II-7-4/Besoins administratifs :	31
II-7-5 /Besoins des services :	31
II-7-6/ Besoins publics :	31
II-7-7/ Besoins cheptel :	32
II-7-8/ Récapitulation de la consommation moyenne totale :	33
II-8/ Majoration de la consommation moyenne journalière :	34
II-9/ Etude des variations des débits :	34
II-9-1/ Variation de la consommation journalière :	34
a/Variation de consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :	34
b/Variation de consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :	35
II-9-2 Variation de la consommation horaire :	35
a/Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) :	35
b/Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$) :	36
II-10/ Détermination des débits journaliers :	37
II-10-1 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :	37
II-10-2/ Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :	37
II-11/ Détermination des débits horaires :	38
II-11-1 Débit moyen horaire :	38
II-11-2/ Détermination du débit maximum horaire :	38
II-12/ Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	39
Conclusion :	42

Chapitre III : DISTRIBUTION

Introduction	43
III. Données de base:	43
III.1-khouamliya:	43
III.1.1-Scénario 1:.....	43
III.1.1.1- Descriptif du réseau:.....	43
III.1.1.2- Méthode utilisée:	43
III.1.1.3-Calcul hydraulique du réseau de distribution :.....	45
III.1.1.3.1- Détermination des débits au nœud :	45
III.1.1.3.2- Simulation et interprétation:.....	50
III.1.2/Scénario 2	53
III.1.3-Scénario 3:.....	55
III.1.4- INTERPRETATION DES RESULTATS:	56
III.2-Magra:	56
III.2.1-Scénario 1:.....	56
III.2.1.1-Descriptif du réseau:.....	57
III.2.1.2-Simulation et interprétation:	61
III.2.3-Scénario 3:.....	68
III.2.3.1- Simulation et interprétation:.....	68
III.2.3.2- INTERPRETATION DES RESULTATS :	69
III. 3-Rouïba:	69
III.3.1-Scénario 1:.....	69
III.3.1.1-Descriptif du réseau:.....	69
III.3.1.2-Simulation et interprétation	75
III.3.2-Scénario 2:.....	82
III.3.3-Scénario 3:.....	88
III.3.3.1-Simulation et interprétation:.....	88
III.3.3.2- INTERPRETATION DES RESULTATS :.....	94
III-Conclusion :.....	94

Chapitre IV : RESERVOIRES

Introduction :	96
IV .1/ Fonction des réservoirs :	96
IV .1.1/ Fonctions techniques d'un réservoir :	96
IV .1.2/ Fonctions économiques d'un réservoir :	96
IV .2/ Classifications des réservoirs :	97
IV .2.1/ Classification selon le matériau de construction :	97
IV .2.2/ Classification selon la situation des lieux :	97
IV .2.3/ Classification selon l'usage :	97
IV .2.4/ Classification selon la forme géométrique :	97
IV .2.5/ Les réservoirs en charge (sous pression) :	99
IV .3/ Choix du type de réservoir:	99
IV .4/ Emplacement des réservoirs:	100
IV .5/ Equipements des réservoirs :	101
IV .5.1/ Conduite d'arrivée ou d'adduction :	102
IV .5.2/ Conduite de départ ou de distribution :	102
IV .5.3/ Conduite du trop-plein :	103
IV .5.4/ Conduites de vidange :	103
IV .5.5/ Conduit by-pass:	103
IV .5.6/ Système de matérialisation de la réserve d'incendie :	104
IV .5.7/ Les joints d'étanchéité :	105
IV .5.8/ Système de canalisations :	105
IV .6/ Caractéristiques du réservoir :	105
IV .7/ Capacité du réservoir et la station de reprise :	106
IV.8/ Ouvrages de stockage :	107
IV .8.1/ Le réservoir d'alimentation (R) :	108
IV.8.1.1/Réservoir MAGRA :	108
IV.8.1.2/Réservoir El Khouamliya :	108
IV.8.1.3/Réservoir ROUAIBA :	109
IV 8.2/ La station de reprise :	110
Conclusion :	111

Chapitre V : ETUDE D'ADDUCTION ET POMPAGE

INTRODUCTION :	112
V.1/ Types d'adduction :	112
V.1.1/ Adduction gravitaire :	112
V.1.2/ Adduction par refoulement :	113
V.1.3/ Adduction mixte :	113
V.2/ Types d'écoulement :	114
VI.2.1/ Ecoulement à surface libre :	114
V.2.2/ Ecoulement en charge :	114
V.3/ Choix du tracé de la conduite :	115
V.4/ Choix du type du matériau de la tuyauterie :	115
V.5/ Equipements en ligne :	116
V.5.1/ Les ventouses :	116
V.5.2/ Les vannes :	117
V.5.2.1/ Robinet vanne :	117
VI.5.2.2/ Robinet papillon :	117
V.5.2.3/ Décharge :	118
V.5.2.4/ Clapets :	118
V.5.2.5/ Les pièces spéciales :	119
Introduction :	119
V.6/ Classification des pompes :	119
V.7/ Choix du type de pompe :	120
V.8/ Couplage des pompes :	120
V.8.1/ Couplage en parallèle :	121
V.8.2/ Couplage en série :	122
V.9/ Courbe caractéristiques d'une conduite de refoulement :	122
V.10/ Critères de l'emplacement de la station de pompage :	123
V.11/ Point de fonctionnement de la pompe :	123
VI.12/ Situation de l'adduction après le dessalement (2008) :	123
V.13/ Système d'alimentation actuel :	125
Introduction :	125
V.14/ Problématique :	126

V.14.1 Etude des variantes et solutions envisageables :	126
V.14.1.1/ Variante N°01 :	126
V. 14.1 .2/ Variante N° 02 :	127
V.14.1.3/ Variante N°03 :	128
V.14 .2/ Coûts Approximatifs des trois (03) variantes :	130
V.15/ Dimensionnement de la conduite de refoulement :	131
V.16/ Calcul hydraulique :	132
V.16.1/Calcul des pertes de charge linéaires :	133
V.16.2 Calcul des pertes de charges singulières :	134
V.16.3 Calcul des pertes de charge Totale :	134
V.16.4 La hauteur manométrique totale HMT :	135
V.16.5 Puissance des pompes :	135
V.16.6 Energie consommée par la pompe :	135
V.16.7 Frais d'exploitation :	136
V.16.8 Frais d'investissement :	136
V-17/Pose des conduites :	144
V.18/Dimensionnement de station pompage :	146
V.19/ La bache de la station de pompage :	151
Conclusion :	152

Chapitre VI : REALISATION DU PROJET

Introduction :	150
VI.1/Différents travaux à entreprendre :	150
VI.1.1/Travaux concernant l'adduction :	150
VI.1.2/Travaux concernant les stations de pompage :	151
VI.2/Calcul des volumes des travaux :	151
VI.2.1/Calcul des volumes des travaux de l'adduction :	151
VI.3/DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF :	155

VI.3.1/ STATION DE POMPAGE ET ADDUCTION :	155
VI.4/ PLANNING :	160
Conclusion :	160

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.1 : Carte d'implantation du douar MAGRA sur Google Earth	5
Figure I.2 : Carte d'implantation du douar El Khouamliya sur Google Earth	6
Figure I. 3: Carte d'implantation du douar ROUAIBA sur Google Earth	7
Figure I.4: Carte d'implantation de la commune d'el Amria sur Google Earth	8
Figure I.5: Situation des centres Nord de la commune d'el Amria sur catre d'état majeur	9
Figure I.6: Carte orographique représente les courbes de niveau.....	10

Figure I.7: Carte des Altitudes en 3D	11
Figure I.8 : Répartition du Nombre D’habitant	12
Figure I.9: Carte Hydrographique	14
Figure I.10: Carte des Sous- Bassins Versants	15
Figure I.11 :Schéma d’adduction de douar MAGRA Commune el Amria	19
Figure I.12 : Shéma d’adduction de Douar el Khouamliya commune El Amria	19
Figure I.13 : Schéma d’adduction de Douar ROUAIBA commune El Amria	20

Chapitre II : ESTIMATION DE LA POPULATION ET LES BESOINS EN EAU

Figure II.1 : Histogramme de croissance (MAGRA)	23
Figure II.2 : Histogramme de croissance (EL KHOUAMLIYA).....	24
Figure II.3 : Histogramme de croissance (ROUAIBA)	24
Figure II.4 : Diagramme de la consommation en eau pour l’agglomération.....	39

Chapitre III : DISTRIBUTION

Figure III.1 : L’écran Google Earth.....	45
Figure III.2: les outils de Google Earth	46
Figure III.3 : Le trajet de mesurer.....	46
Figure III.4: mesure des altitudes	47
Figure III.5: Le Tracé d’El Khouamliya.....	47
Figure III.6:Simulation de réseau d’El Khouamliya-250 l/hab/j-	52
Figure III.7: Présentation des nœuds sur un profil longitudinal.....	52
Figure III.8 : Profil longitudinale -pression-	53
Figure III.9 : Simulation avec EPANET-150 l/hab/j-	54
Figure III.10 : Courbe de niveau -pression-	54
Figure III.11 : Simulation de réseau de Khouamliya-100 l/hab/j-	55
Figure III.12 : Courbe de niveau -pression-	56
Figure VI.13 : Le tracé de Magra	57
Figure III.14 : Simulation de réseau de Magra -250 l/hab/j-.....	65
Figure III.15 : Courbe de niveau –pression-.....	66
Figure III.16 : Profil longitudinale -pression-	66
Figure III.17 : Simulation de Magra - 150 l/hab/j-.....	67
Figure III.18 : Courbe de niveau –pression-.....	67
Figure III.19 :Simulation Magra -100 l/hab/j-.....	69
Figure III.20 : Courbe de niveau –pression-.....	69
Figure III.21 : le tracé de Rouïba.....	70
Figure III.22 : Simulation de Rouïba -250 l/hab/j-.....	81
Figure III.23 : Courbe niveau –pression-	81

Figure III.24: Profil longitudinale -pression-	82
Figure III.25 : Simulation de Rouïba -150 l/hab/j-	87
Figure III.26 : Courbe de niveau –pression-	88
Figure III.27 : Simulation de Rouïba -100 l/hab/j-	93
Figure III.28 : Courbe de niveau –pression-	94

Chapitre IV : RESERVOIRES

Figure IV.1 : coupe transversale d'un réservoir surélevé.....	98
Figure IV.2 : coupe transversale d'un réservoir semi- enterré.....	99
Figure IV.3 : Emplacement du réservoir dans une agglomération	100
Figure IV.4 : Equipement du réservoir	101
Figure IV.5 : Conduite d'arrivée par surverse.....	102
Figure IV.6 : Conduite de distribution.....	103
Figure IV.7 : La conduite de by-pass	104
Figure IV.8 : Systèmes de l'incendie	105

Chapitre V : ETUDE D'ADDUCTION ET POMPAGE

Figure V.1: Adduction Gravitaire.....	112
Figure V.2: Adduction par Refoulement	113
Figure V.3 : Adduction Mixte	114
Figure V.4 : Tuyaux en PEHD	116
Figure V.5 : Ventouses	117
Figure V.6 : Robinet à vanne papillon et opercule	118
Figure V.7 : Clapet anti retour	119
Figure V.8: Pompe centrifuge Figure V.9: pompe axiale Figure V.10 : pompe ...	119
Figure V.11: Les types de roues d'une pompe centrifuge.....	120
Figure V.12: couplage en parallèle.....	121
Figure V.13: courbe caractéristique du couplage en parallèle.....	121
Figure V.14: couplage en série	122
Figure V.15 : courbe caractéristique du couplage en série	122
Figure VI.16 : Point de fonctionnement de tronçon I (pompe 1)	147
Figure VI.17 : Point de fonctionnement de tronçon II (pompe 2)	148

LISTE DES EQUATIONS

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

$H = 100E/ES$	13
---------------------	----

Chapitre II : ESTIMATION DE LA POPULATION ET LES BESOINS EN EAU

$P_n = P_0 (1+T)^n$	22
$Q_{moy} = N \times Qi / 1000$	26
$Q_{e\ moy} = N \times qi / 1000$	26
$Q_{moy\ j} = Q_{dom} + Q_{eq}$	32
$Q_{max\ j} = K_{max\ j} * Q_{moy\ j}$	34
$Q_{min\ j} = K_{min\ j} * Q_{moy\ j}$	34
$K_{max,h} = \alpha_{max} . \beta_{max}$	34
$K_{min,h} = \alpha_{min} . \beta_{min}$	35
$Q_{min,j} = Q_{moy,j} K_{minj}$	36
$Q_{max,j} = Q_{moy,j} K_{maxj}$	36
$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24\ m^3/h$	37
$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h}\ m^3/h$	37

Chapitre III : DISTRIBUTION

$\Sigma Q_{ent} = \Sigma Q_{sort}$	43
$\Sigma J = 0$	44
$Q = 0,849 * C * A * R_h^{0,63} * J^{0,5}$	44
Débit spécifique : $q_{sp} = Q_{pte} / \Sigma L$	47
On utilise l'expression suivante : $Q_{rtei} = q_{sp} * L_i$	48
Le débit nodal se détermine par l'expression suivante: $Q_{ndi} = 0.5 \Sigma Q_{rtei}$	48

Chapitre IV : RESERVOIRE

$CR = CTN1 + H_{tch} = HB + Hd + \Sigma J$	100
$V_{max} = \frac{P\% * Q_{max,j}}{100}$	106
$V_T = V_{max} + V_{inc}$	107
$V_{sr} = Q_{max,j} \times t$	107
$P_{max}\% = \Delta V^+ + \Delta V^- $	106
$H = h + R$	109

$H_{inc} = \frac{4 \times v_{inc}}{\pi \times D^2}$	109
$H_d = h - h_{inc}$	110

Chapitre V : ETUDE D'ADDITION ET POMPAGE

- $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (Relation de Bonin)	129
- $D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q}$ (Relation de Bresse)	129
$\Delta HL = j \times l = \lambda *$	130
$(1,14 - 0,86 \ln \varepsilon D) - 2$	130
$1\sqrt{\lambda} = -2 \log (\varepsilon 3,7D + 2,51 Re \sqrt{\lambda})$	130
$Re = V \times D_v$	130
$v = 0,0178 / (1 + 0,0337 .t + 0,000221 .t^2)$	131
$\Delta HS = 0,15 \times \Delta HL$	131
$\Delta HT = \Delta HL + \Delta HS = 1,15 \times \Delta HL$	131
$HMT = Hg + \Delta Ha + \Delta Hr = Hg + \Delta HT$	131
$P = g \times Q \times HMT / \eta$	132
$E = P \times T \times 365$	132
$F_{exp} = E \times e$	132
$F_{inv} = P_{rc} \times A$	132
$A = i(1 + i)n - 1 + 1$	133
$A = 0,08(1 + 0,08)^{30} + 0,08 \Rightarrow A = 0,089$	133
$H_c = H_g + \Delta H_t$	143
$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_{lin}$	143
$H_C = H_g + A_r * Q^2$	143
$A_r = 8\lambda \times l \pi^2 \times D^5$	143
$V = Q_{maxj} * t_{18h}$	148

Chapitre VI : REALISATION DU PROJET

$V_{cv} = L . b . e$	151
$S_{exc} = b \times h$	152

$V_{exc} = S_{exc} \times L$	152
$H_{tr} = 0,10 + D + 0,20 + h$	152
$b = D + 0,6 \text{ m}$	152
$V_s = b * e * L$	153
$S_c = \pi D^2/4$	154
$V_c = S \times L_c$	154

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau (I-1) : Populations des centres Nord d'El Amria	11
Tableau I.2 : Caractéristiques du réservoir Magra	17
Tableau (I.3) : Caractéristiques du réservoir Khouamliya	17
Tableau (I.4) : Caractéristique du Réservoir Rouïba	18
Tableau (I.5) : Les ressources Existantes et leurs Débits	18

Chapitre II : ESTIMATION DE LA POPULATION ET LES BESOINS EN EAU

Tableau II .1 : Nombre d'habitants du centre MAGRA par horizon	23
Tableau II. 2 : Nombre d'habitants du centre El Khouamliya par horizon	23
Tableau II. 3 : Nombre d'habitants du centre ROUAIBA par horizon	24
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif de calcul des populations par horizon.....	25
Tableau II . 5 : Détermination des besoins domestique du centre MAGRA	27
Tableau II. 6 : Besoins domestiques du centre El Khouamliya	28
Tableau II. 7 : les besoins domestiques du centre ROUAIBA	28
Tableau II. 8 : Récapitulation des besoins Domestiques	28
Tableau II. 9 : Détermination des besoins sanitaires	29
Tableau II. 10 : Détermination des besoins scolaires	29
Tableau II. 11 : Détermination des besoins socioculturels	30
Tableau II.12 : Détermination des besoins administratifs	31
Tableau II. 13 : Détermination des besoins des services	31
Tableau II.14 : Détermination des besoins publics.....	31

Tableau II. 15 : Détermination des besoins cheptel.....	31
Tableau II . 16 : Récapitulation de la consommation en eau totale.....	32
Tableau II.17 : les valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	35
Tableau II.18 : les valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitants.	36
Tableau II.19 : la variation de débit horaire d'une journée	38
Tableau II.20: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	42

Chapitre III : DISTRIBUTION

Tableau III.1: détermination des débits aux nœuds.....	48
Tableau III.2: Résultats de la simulation	50
Tableau III.3: Charges et pressions dans le réseau	51
Tableau III.4: détermination des débits aux nœuds.....	57
Tableau III.5: Résultats de la simulation	61
Tableau III.6:Charges et pressions dans le réseau	64
Tableau III.7:détermination des débits aux nœuds.....	71
Tableau III.8:Résultats de la simulation	76
Tableau III.9:Charges et pressions dans le réseau	78
Tableau III.10: Résultats de la simulation	82
Tableau III.11: Charges et pressions dans le réseau	85
Tableau III.12: Résultats de la simulation	88
Tableau III.13: Charges et pressions dans le réseau	91

Chapitre IV : RESERVOIRES

Tableau IV.1 : Caractéristiques du Réservoir de Magra	107
Tableau IV.2 : Caractéristique du Réservoir El khouamliya.....	108
Tableau IV.3 : Caractéristiques du Réservoir de Rouaiba.....	108

Chapitre V : ETUDE D'ADDUCTION ET POMPAGE

Tableau (V.1): Coût total de chaque variante	127
---	-----

Tableau (V.2): Désignations des tronçons de la variante III	128
Tableau (V.3) CTN de chaque ouvrage :.....	128
Tableau (V.4) : Frais de pose des conduites.....	134
Tableau (V.5): Determination du Régime d'écoulement	136
Tableau (V.6) : Calcul de la hauteur géométrique total.	137
Tableau (V.7): Calcul du Frais d'exploitation	138
Tableau (V.8) : Calcul du Frais d'investissement	139
Tableau (V.9) : Frais d'investissement, frais d'exploitation	139
Tableau (V.10) : les caractéristiques des différents tronçons	140
Tableau (V.11): Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Tronçon I).....	143
Tableau (V.12): Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Tronçon II)	144
Tableau (V.13): Courbe caractéristique de la conduite (Tronçon III)	145
Tableau (V.14) : Courbe caractéristique de la conduite (Tronçon IV).....	146
Tableau (V.15): Les puissances Absorbés par chaque pompe	148
Tableau (V.16): Récapitulation des dimensions de la bache à eau de la station	149

Chapitre VI : REALISATION DU PROJET

Tableau VI.1 : Calcul du volume de Terrassement.....	153
Tableau VI.2 : Calcul du volume de lit de sable.....	153
Tableau VI.3 : Calcul du volume du remblai de sable.....	154
Tableau VI.4 : Calcul du volume de remblai en tout venant.....	154
Tableau VI.5 : Calcul du volume transport à la décharge.....	155
Tableau VI.6 : Devis Quantitatif et Estimatif.....	155
Tableau VI.7 : planning.....	160

LISTES DES ABREVIATIONS

ADE : Algérienne Des Eaux

AEP : Alimentation en Eau Potable

CL : Chef-lieu

CR : Cote de Radier

DRE: Direction des Ressources en Eau

DN : Diamètre nominal

PN : Pression nominale

Hab : Habitant

ML : Mètre Linéaire

NGA : Norme Géodésique D'Algérie

PDAU: Plan Directeur d'Aménagement et Urbanisme

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité

PEBD :Polyéthylène à Bas Densité

PVC : Polychlorure de Vinyle

RV : Réservoir

RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat

RN : Route National

S.P.p : Station de pompage Projetée

S.R : Station de Reprise

LPS : litre par seconde

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur de l'hydraulique, puisque celui-ci lié à, toutes les branches de l'économie. Ce secteur basé essentiellement sur l'eau.

Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde entier. En effet, son inégale répartition, la croissance démographique, auxquelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses ont rendu le problème d'eau très crucial ces dernières décennies. Plusieurs pays se sont lancés dès lors à la recherche de nouvelles sources innovatrices pour palier à cette menace notamment notre pays.

C'est dans cette optique que se dresse notre travail, qui consiste à l'alimentation en eau potable des villages « Rouaiba, Magra, Khouamliya », commune d'El Amria de la willaya d'Ain Témouchent.

Cette zone d'étude souffre de manque d'eau à cause d'une haute dénivelée qui a empêché le fonctionnement de la pompe.

Ainsi, pour étudier ce système, nous allons procéder au développement des points suivants :

Une description générale du site de l'étude suivie d'un aperçu démographique, en suite nous procéderons à l'estimation des différents besoins en eau, aux divers horizons, en se basant sur le nombre d'habitant et sur les équipements existants, et par confronter les besoins aux ressources.

Par la suite, nous passerons au calcul hydraulique par le dimensionnement de la chaine d'adduction et ses équipements.

En fin, nous terminerons par une estimation de cout de projet (Devis quantitatif et estimatif).

CHAPITRE I
PRESENTATION DE LA
ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet.

Cette étude consiste à connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, hydrographique, climatique, démographique et hydraulique.

I/ DONNEES SPECIFIQUES DE LA LOCALITE :**I-1/ SITUATION GEOGRAPHIQUE :**

La présente étude concerne les centres Nord d'El Amria qui dépend administrativement de la Willaya d'Ain T'émouchent, Daïra d'El Amria, commune d'El Amria dont elle est le chef-lieu.

Les centres Nord d'El Amria concernaient par cette étude sont :

- 1- MAGRA
- 2- EL KHOUAMLIYA
- 3- ROUAIBA

La zone d'étude est située :

➤ **MAGRA :**

Magra est un centre située à 6 Km environ de son chef-lieu de commune, dans la partie Nord-Est de la commune, l'agglomération de Magra se trouve un peu marginalisée par rapport aux axes structurants de communication et d'urbanisation.

Cette localisation , ne lui a pas permis de se développer et s'ériger en tant que centre secondaire pouvant jouer un rôle important dans sa commune et par la même répondre aux besoins de sa population afin d'atténuer sa dépendance vis-à-vis des autres centres environnants. Mais, malgré cette marginalisation, elle a enregistré ces dernières années une stabilité de sa population et un rythme de développement acceptable.

Elle est reliée à El Amria par le CW20 menant à Sidi Bakhti commune de Boutlélis



Figure I.1 : Carte d'implantation du douar MAGRA sur Google Earth

➤ **EL KHOUAMLIYA :**

Khouamliya est une petite agglomération secondaire située au Nord-Ouest du chef-lieu à 3Km, près de l'intersection de la route de Bouzadjar et le CV20. Malgré cette localisation, khouamliya n'a pas pu se développer en tant que centre secondaire pouvant répondre aux besoins d'une population rural et rendre en charge une partie des besoins du chef-lieu de la commune.



Figure I.2 : Carte d'implantation du douar El Khouamliya sur Google Earth

➤ **ROUAIBA :**

Située à 10 Km environ de son chef-lieu de la commune, à l'extrême Nord de la commune, l'agglomération de Rouïba se trouve un peu isolée par rapport aux autres agglomérations secondaires. Mais, malgré cette localisation, elle a enregistré une stabilité de sa population et un rythme de développement acceptable.



Figure I. 3: Carte d'implantation du douar ROUAIBA sur Google Earth

Cette Commune est située à 31 Km au Nord-Est de la Wilaya d'Ain T'émouchent.
Elle est limitée :

- ❖ Au Nord – Ouest par la commune de Bouzedjar, Wilaya de Ain T'émouchent
- ❖ A l'Ouest par la commune d'El Msaid, Wilaya de Ain T'émouchent
- ❖ Au Nord – Est par la commune d'Ain Kerma, Wilaya d'ORAN
- ❖ A l'Est par la commune de Boutlélis, Wilaya d'ORAN.
- ❖ Au Sud – Est par la grande Sebkh

❖ Au Sud – Ouest par la commune de Hassi El Ghella, Wilaya de Ain T'émouchent. La Daïra d'El Amria s'étend sur une superficie de 37700 Ha elle compte 25047habitants au dernier recensement de 2019.



Figure I.4: Carte d'implantation de la commune d'el Amria sur Google Earth

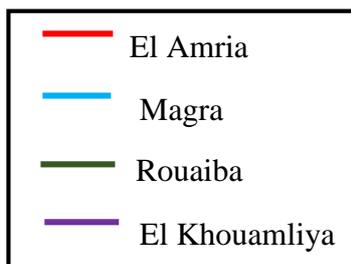
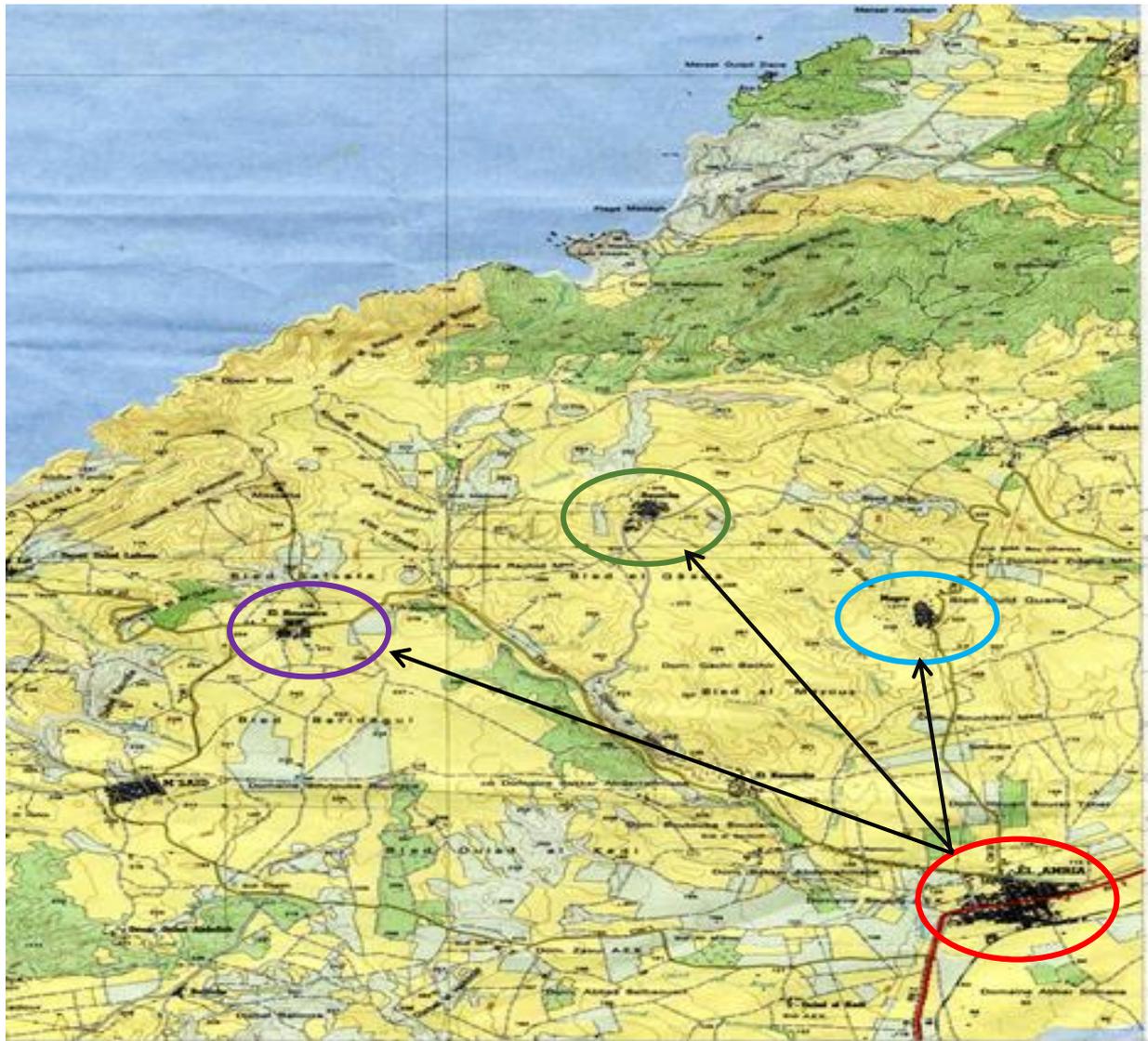


Figure I.5: Situation des centres Nord de la commune d'el Amria sur carte d'état majeur

I-2 SITUATION TOPOGRAPHIQUE : (source PDAU EL AMRIA)

La commune d'El Amria s'intégrée dans un ensemble géographique faisant partie des plaines intérieures comprise entre les monts de l'Atlas Tellien, la Mer Méditerranée au Nord et la grande Sebka d'Oran au Sud.

Les grandes lignes de relief se résument en 3 ensembles physiques bien distincts :

- D'une manière générale l'inclinaison du relief se fait du Nord vers le Sud.
- Une Zone Montagneuse au Nord de la commune couvrant 3630,14ha environ soit 40,11% de la superficie total. L'altitude varie entre 150 et 300 m les pentes sont de 25%. Les versants sont abrupts. Cette zone est traversée par une série de talus et d'Oueds pour rejoindre le plus important : l'oued Sidi Baroudi.

La zone Montagneuse est couverte à dominante de broussailles et céréales ce qui démontre que les sols sont d'une constitution pédologique pauvre.

- Une Zone de Plaines occupe la partie centrale et Est de la commune avec une superficie de 4963,93 ha soit 54,86% du total exploitée essentiellement en vignes et céréales.

C'est une zone organisée sous forme de parcelles bien délimitées, l'altitude varie entre 80 et 150 m. Les pentes varient entre 0 - 5%.

- Une Zone de Collines : Située au Sud – Ouest de la commune, elle occupe une superficie de 454,93 ha soit 5,03% au total. Les pentes varient entre 5 et 9 %.

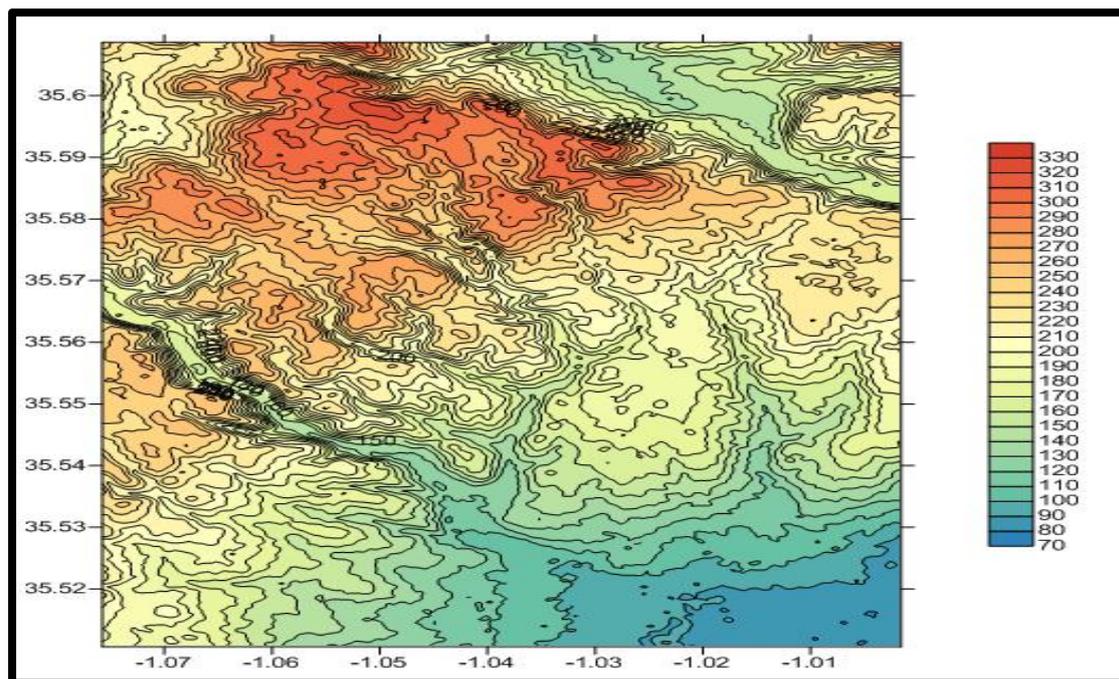


Figure I.6: Carte orographique représente les courbes de niveau de la zone d'El-Amria

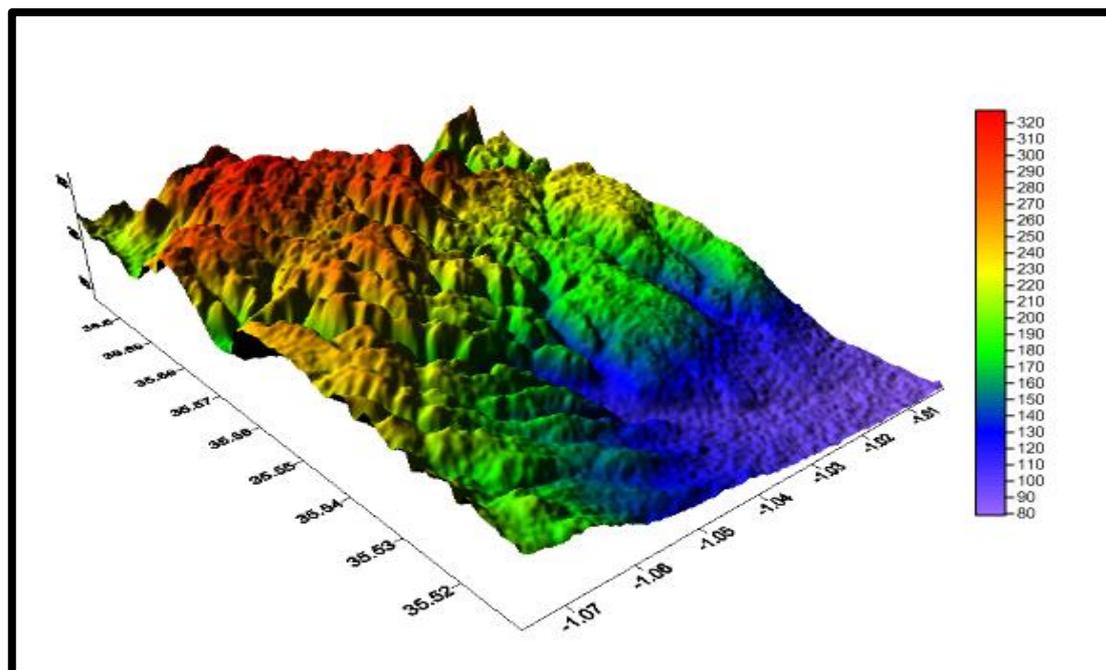


Figure I.7: Carte des Altitudes en 3D d'El Amria

I-3 SITUATION DEMOGRAPHIQUE :

D'après le dernier recensement général de la population et de l'habitat, effectué en 2019, la population de la zone d'étude est donnée par le tableau suivant :

Tableau (I-01) : Populations des centres Nord d'El Amria

Centres Sud	Nbr habitants RGPH 2019
MAGRA	2513
ELKHOUMLIYA	1974
ROUAIBA	3437

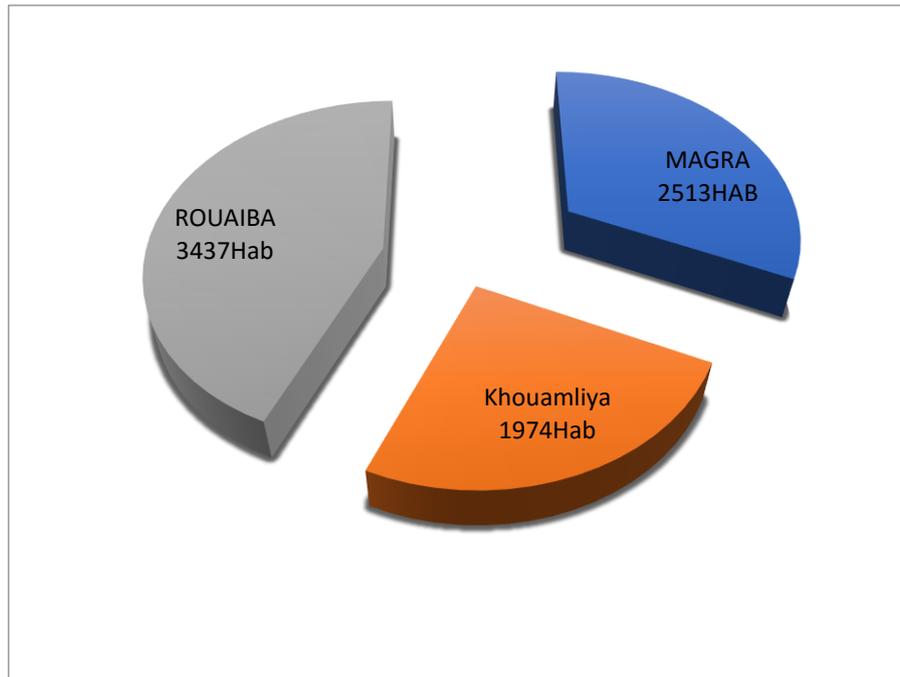


Figure I.8 : Répartition du Nombre D'habitant

I-4 CLIMAT :

I-4-1 Température :

La Température est facteur important conditionnant l'estimation du déficit d'écoulement est un élément fondamental dans les études climatiques

La Température moyenne annuelle de l'air dans la région d'El Amria est environ **18°C**.

Selon les données illustrées auprès des services de la station de Béni-saf, on constate que le mois le plus froid est le mois de janvier ; et le mois le plus chaud est celui d'Août.

Les températures moyennes minimales et maximales de la région sont respectivement **14°C** et **23°C**.

I.4.2. Humidité relative :

Les moyennes mensuelles de l'humidité à la station d'Ain T'émouchent varient entre 57% à 71% entre juillet et décembre. L'humidité relative est toujours supérieure à 50%. Elle commence à augmenter à partir du mois de septembre jusqu'au mois d'avril, puis diminue à nouveau. Les fortes valeurs de l'humidité d'Ain T'émouchent sont dues à la proximité de la mer. Ceci cause en hiver, la présence de fréquents brouillards matinaux. L'humidité relative varie d'un jour et d'un mois à l'autre à cause de la différence de température et de la direction du vent.

Pour l'estimation de l'humidité relative il a été utilisé la formule qui donne le rapport entre la tension de vapeur réelle observée « E » à la tension de vapeur saturante « ES » à la même température « t »

$$H = 100 \frac{E}{ES} \dots\dots\dots(I.1)$$

I.4.3. Evapotranspiration :

L'évapotranspiration constitue un facteur essentiel pour établir un bilan hydrique. Les variations dans la journée sont extrêmement importantes. Les valeurs, selon le mois passent du simple au double. La tranche d'eau évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à peu près à **1247 mm**

I.4.6. Précipitation :

Les précipitations au niveau de cette région sont irrégulières, ayant un maximum relatif mensuel en hivers et absolu en Février et en Mars. Le minimum étant enregistré en juillet. Deux types de précipitations peuvent être illustrés :
Précipitation moyenne annuelle qui de l'ordre **321 mm** et précipitation journalière maximale soit **141 mm**.

I-4-7 Les vents dominants :

Le vent joue un rôle très important pour caractériser le climat d'une région, dans le cas de réalisation d'un projet d'aménagement quelconque (CET, STEP) lui confère un intérêt important en matière de connaissance des vitesses maxima dont la région est soumise.

I-5 HYDROGRAPHIE :

L'Oued Sidi Baroudi , d'une longueur de 03 Km environ prend sa source dans les hauteurs au Nord de la commune d'El Amria et coïncide avec la limite communale du côté Ouest.

C'est un Oued qui se jette dans la grande Sebkhah d'Oran. (Oued endoréique) En amont, il prend le nom d'Oued Souadjel qui contourne le djebel Tefraouine (242 m d'altitude) puis le long du CW20, le nom d'Oued El Medioni pour en terminer l'oued Bennakrouf, qui passe à l'Oued de l'agglomération de khouamliya.

Une série d'Oueds intermittents qui parcourent la zone montagneuse :

- ✓ **L'Oued El Djerf El Abied au niveau du hamrar El Besbes.**
- ✓ **L'Oued El Besbes qui passe à l'Ouest de Magra pour rejoindre l'oued Sidi Defa pour déboucher sur l'oued Baroudi.**

Parmi, les potentialités hydrologiques importantes un puits communal d'un débit de 4L/S situé à proximité de l'agglomération de khouamliya.

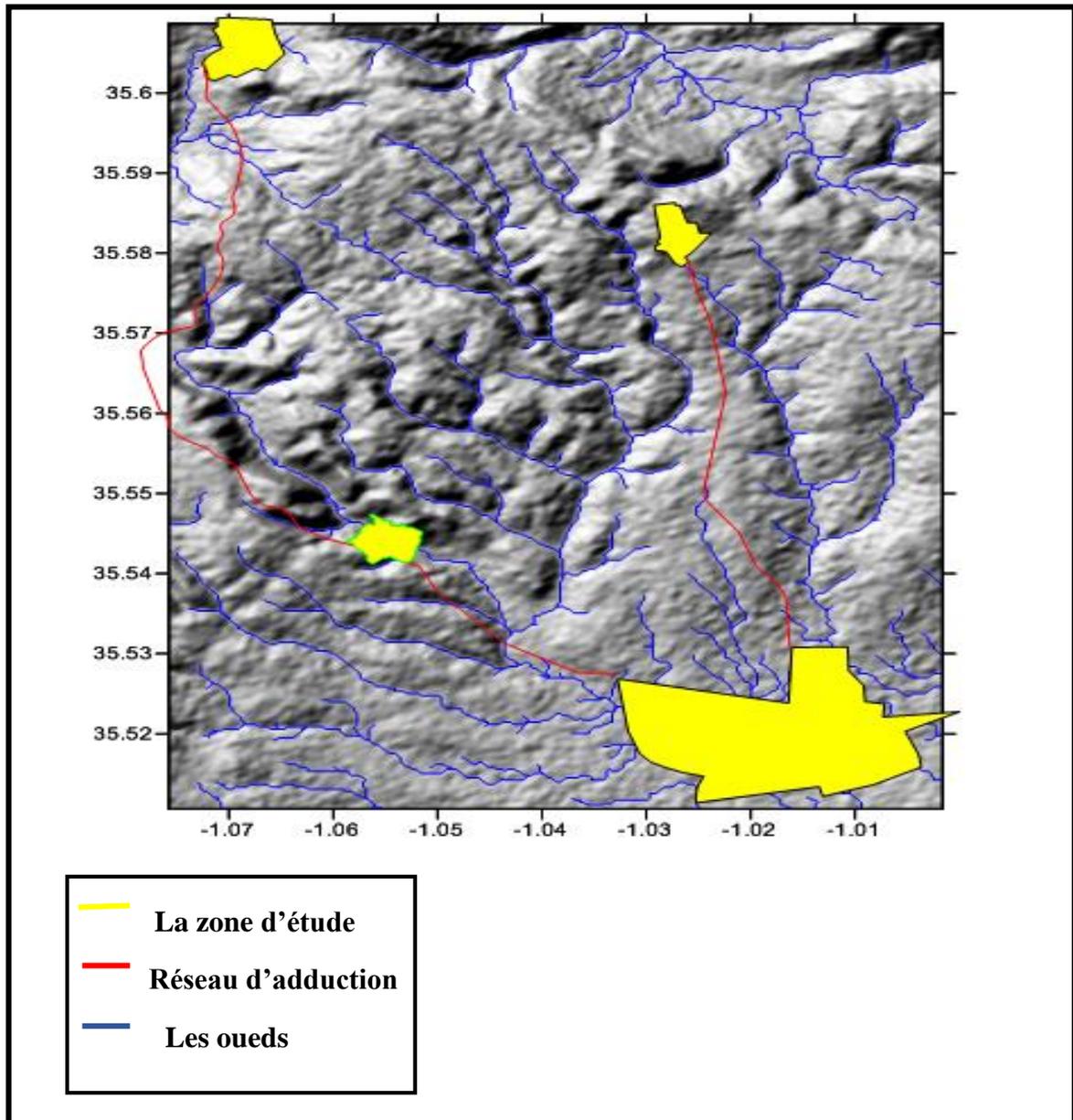


Figure I.9: Carte Hydrographique des trois centres (Magra, Rouaiba, Kouamliya)

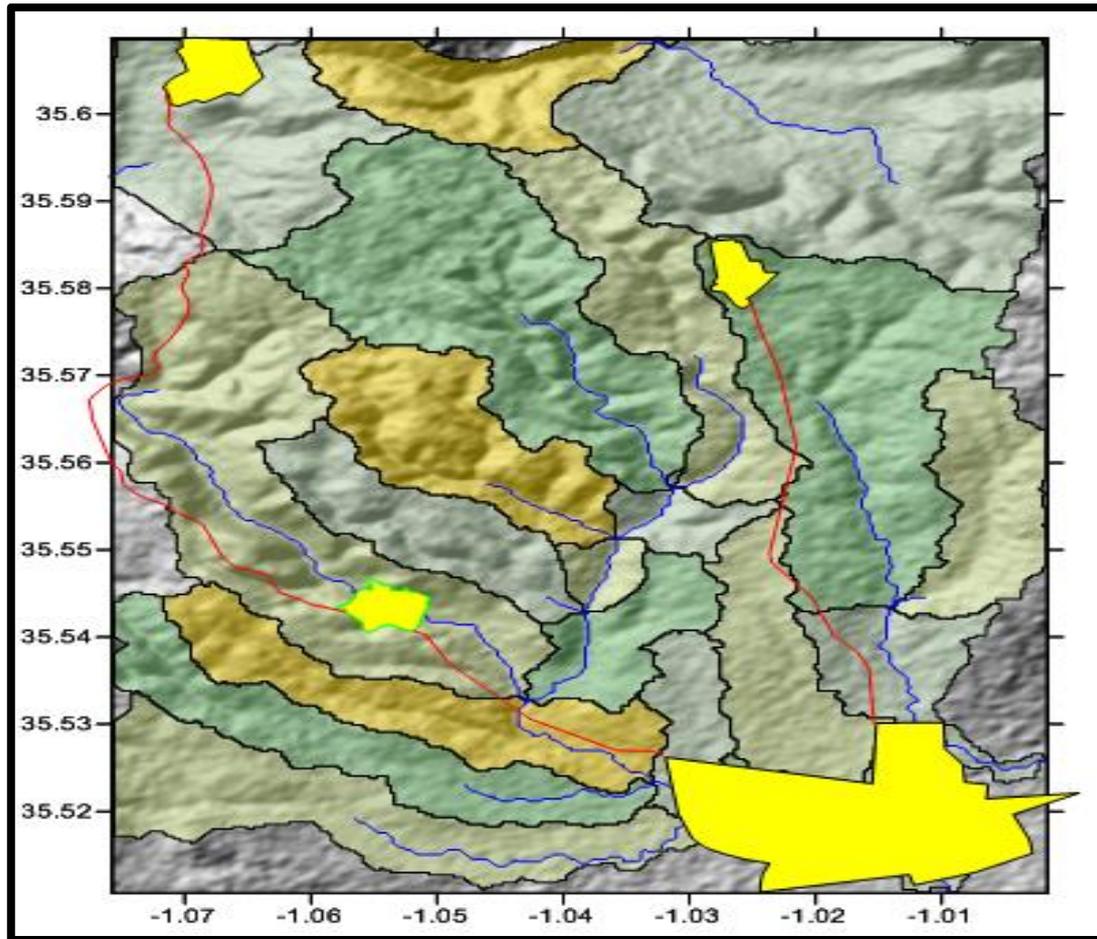


Figure I.10: Carte des Sous- Bassins Versants d'El Amria

I-6 RESEAU ROUTIER :

L'infrastructure routière est une base essentielle dans le développement communale et même régionale.

❖ Route nationale :

RN N°2 : reliant TLEMCCEN à ORAN passe par le centre de l'agglomération chef-lieu EL – AMRIA, la traversée vers Hassi El – Ghella, ce qui permet un important trafic routier intercommunal et de classer cette axe en voie primaire dont la servitude sera de 50 m.

❖ Chemin de Wilaya :

CW.20 : Voie secondaire reliant l'agglomération chef-lieu à l'agglomération secondaire Magra et Khouamliya et en dehors de la commune vers Bouzedjar. Ce dernier tronçon est en cours de correction et modification, mais le tronçon Magra – Sidi B. Bakhti doit subir une protection de ces accotements par l'aménagement de dalots et de gabionnages. Emprise totale de 2,5 m.

❖ Chemin vicinal :

C.V : le chemin vicinal reliant l'agglomération secondaire Rouaiba à l'agglomération chef-lieu EL – AMRIA et à l'agglomération secondaire Magra, doit subir des rénovations et renforcements de ses accotements. Emprise totale de 15 m.

❖ **Chemin de fer :**

La voie ferrée traversant la commune au Sud de l'agglomération chef-lieu EL – AMRIA occupe une grande place dans le développement de la commune, vue son importance nationale (TLEMCEM – ORAN – ALGER) et les échanges socio-économique qu'elle peut apporter à cette localité. Malheureusement cette infrastructure n'est pas exploitée dans sa totalité un facteur néfaste à son rendement régional et national se présente sous forme d'inondations qui doit être traité par la résorption de l'habitat illicite à côté de la voie ferrée ainsi que d'autres traitements spécifiques nécessitant une étude in-situ approfondie.

(source : PDAU de la commune El Amria)

I.7. Réseau électrique :

Réseau électrique de haute tension traverse la commune d'EL – AMRIA dans sa partie Nord. (Source : PDAU de la commune El - Amria)

I.8. SITUATION DE L'ASSAINISSEMENT :

➤ **MAGRA :**

Le réseau d'assainissement dessert l'ensemble de l'agglomération. Il est de type séparatif pour collecter les eaux usées. Le rejet des eaux usées se fait vers l'Oued situé au Sud de l'agglomération.

Le problème qui se pose actuellement à l'agglomération est celui l'évacuation des eaux pluviales. Il faut prévoir le renforcement du réseau par la réalisation des avaloires, et l'entretien des conduites pour assurer un bon fonctionnement du réseau et éviter surtout la stagnation des eaux pluviales.

➤ **KHOUAMLIYA :**

L'évacuation des eaux usées se fait par un réseau nouvellement réalisé mais la nature topographique des terrains en plus du manque d'entretien aggravé par l'existence des bergeries, provoquent des débordements dans plusieurs endroits causant ainsi un préjudice sur le plan de l'hygiène et de l'environnement. L'évacuation des eaux pluviales n'est pas prise en considération. L'écoulement des eaux pendant les périodes de pluie provoque une dégradation des terrains et des conditions de la circulation au niveau de l'agglomération.

➤ **ROUAIBA :**

Le réseau d'assainissement est de type séparatif, pour collecter les eaux usées le rejet se fait vers les terrains situés à l'Ouest de l'agglomération.

I.9.SITUATION DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE :**I.9.1/ OUVRAGES DE STOCKAGES :****➤ MAGRA :**

Le centre de Magra est alimenté à partir d'un ouvrage de stockage (réservoir semi-enterré circulaire) dont la capacité est de l'ordre **250 m³** en bon état, situé à environ **580 ml** de l'agglomération avec l'existence d'un compteur géré par l'A.D.E. Les caractéristiques de cet ouvrage d'art sont consignées dans le Tableau suivant :

Tableau I.2 : Caractéristiques du réservoir Magra

Nom d'ouvrage	Commune	localité	X(m)	Y(m)	Z(m)	Capacité (m3)	Nature	Type d'ouvrage
RV Magra	El Amria	Magra	162 500	259 800	277,58	250	Béton armé	Semi-enterré

➤ KHOUAMLIYA :

La localité de Khouamliya est alimentée à partir d'un ouvrage de stockage (réservoir semi-enterré circulaire) dont la capacité est de l'ordre 100 m³ en bon état, situé à environ **100 ml** de l'agglomération. Les informations collectées pour cet ouvrage sont illustrés dans le Tableau suivant :

Tableau (I.3) : Caractéristiques du réservoir Khouamliya

Nom d'ouvrage	Commune	Localité	X(m)	Y(m)	Z(m)	Capacité (m3)	Nature	Type d'ouvrage
Rv Khouamliya	El Amria	khouamliya	160,050	256,800	210,84	100	Béton armé	Rv semi-enterré

➤ ROUAIBA :

Le centre de ROUAIBA est alimenté partir d'un château d'eau circulaire de capacité de **150 m³** et en mauvaise état, situé dans le tissu urbain.

Les données collectées auprès des services de l'ADE sont :

Tableau (I.4) : Caractéristique du Réservoir Rouïba

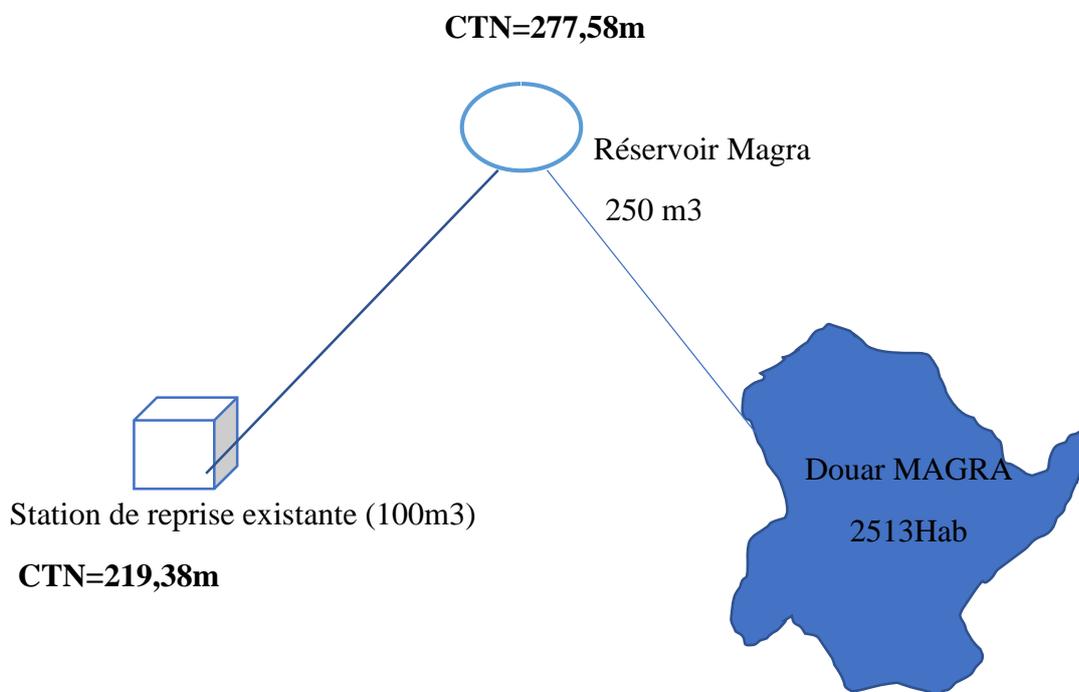
Nom d'ouvrage	commune	Localité	X(m)	Y(m)	Z(m)	Capacité (m3)	Nature	Type d'ouvrage
Rv Rouaiba	El Amria	Rouïba	160,400	262,60	315,98	150	Béton armé	surélevé

I.9.2 RESSOURCE EN EAU :❖ **Les ressources existantes :****Tableau I.5 :** Les ressources Existantes et leurs Débits

Ressources	Débits Actuel en (l/s)
Benni Behdel	14
S/ khouamliya	2
Puits khouamliya	4
Puits chariot	2
Forage O/ kaddi	4
Total	26

I.10/ Système d'adduction:**I.10.1 Adduction Amria – Magra :**

L'adduction est assuré par une conduite de refoulement à partir d'une station de reprise de 100 m³ située à l'entrée du village venant alimenté le réservoir de Magra (250m³) sur une différence de niveau d'environ **58 m**.

**Figure I.11 : Schéma d'adduction de douar MAGRA Commune el Amria****I.10.2 Adduction Amria – KHOUAMLIYA :**

L'adduction est assurée à partir d'un point de piquage d'une conduite passant à proximité du centre de KHOUAMLIA alimentant l'ouvrage de stockage de capacité 100 m³.

Il reste à signaler que le centre de KHOUAMLIA s'alimente aussi à partir d'un autre réservoir de capacité 300 m³ situant à côté du puits dit « KHOUAMLIYA).le réservoir est calé à la cote **151,85m**

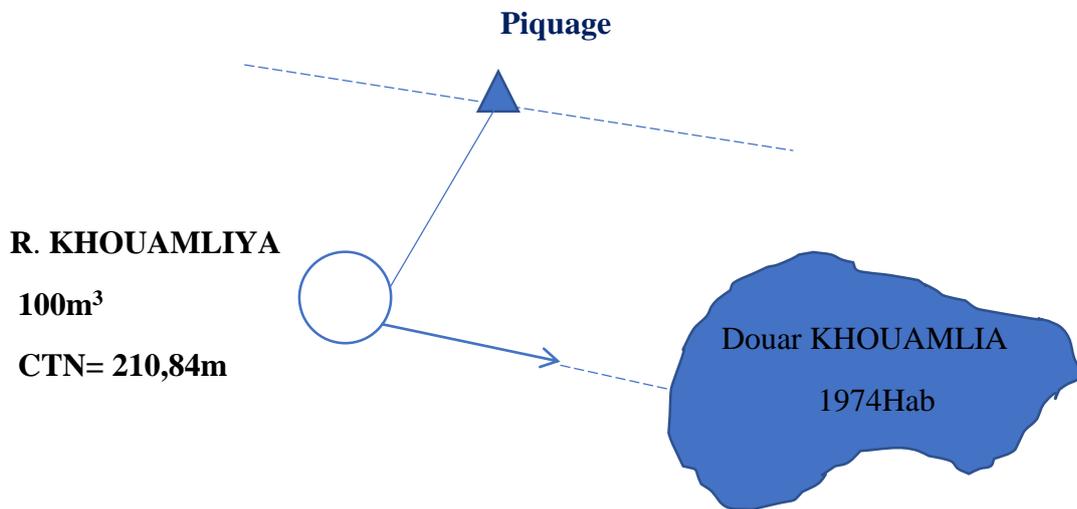


Figure I.12 : Schéma d'adduction de Douar el Khouamliya commune El Amria

I.10.3 Adduction Amria – ROUAIBA :

L'adduction est assuré par une conduite de refoulement à partir d'une station de pompage de capacité 200 m³ au niveau d'un site appelé le Polygone venant alimenté le réservoir de Rouïba (150m³).la différence de niveau enregistré est de l'ordre **139 m**.

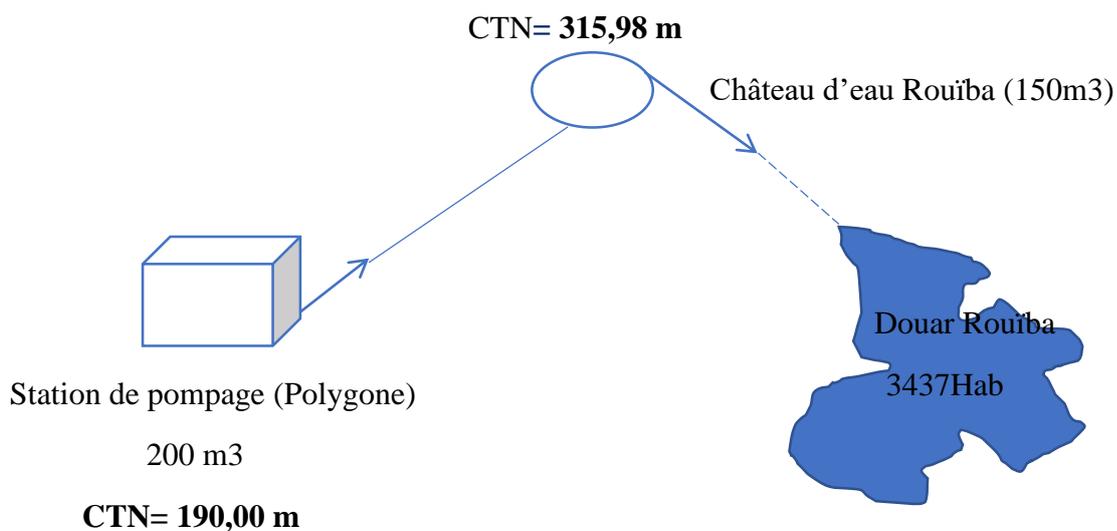


Figure I.13 : Schéma d'adduction de Douar ROUAIBA commune El Amria

I.11/ RESEAU DE DISTRIBUTION :

➤ **MAGRA :**

Le réseau de distribution du centre de **Magra** est du type mixte, bouclé par 07 mailles et des ramifications. Les diamètres existants 63mm et 125 en PEHD.

➤ **EL KOUAMLIYA :**

Le réseau de distribution du centre de **Khouamliya** est du type mixte, bouclé par 02 mailles et des ramifications. Les diamètres existants 63mm et 125 en PEHD.

➤ **ROUAIBA :**

Le réseau de distribution du centre de Rouïba est du type mixte, bouclé par 05 mailles et des ramifications, de diamètre qui comprise entre **160 et 63 mm** en PEHD

Conclusion :

Ayant défini des données concernant notre zone d'étude du point de vue géographique, Topographique, Démographique, climatique ainsi que d'urbanisation, nous aboutissons à l'élaboration de notre étude d'adduction afin d'assimiler notre problématique.

CHAPITRE II
ESTIMATION DES BESOINS EN
EAU

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur.

Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II-1/ Estimation de la population actuelle et future :

D'après les informations recueillies par le Mr chef du centre d'El AMRIA au niveau D'ADE ,la population d'el Amria s'élève à **25047** habitants en 2019 .

Les réseaux d'alimentation en eau potable sont conçus en tenant compte de la démographie croissante et son évolution dans le temps. On calculera donc le nombre d'habitants à un horizon futur.

L'évolution démographique d'une population suit la loi des accroissements géométriques données par :

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

Ou :

P_n : Population située à l'horizon prévu ;

P₀ : Population de base ou de l'année de référence (2019) ;

n : Nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence (n =10 ans) **T** :

Le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs:

❖ Du niveau de vie de la population ❖ Du développement socioculturel.

D'après les données recueillies au niveau de la Daïra d'EL Amria le taux d'accroissement démographique est de **2.08%**.

Tableau II .1 : Nombre d'habitants du centre MAGRA par horizon

Localité	Nbr d'Hab 2019	Taux d'accroissement	Nbr d'Hab 2029	Nbr d'Hab 2039	Nbr d'Hab 2049
MAGRA	2513	2,08%	3087	3793	4660

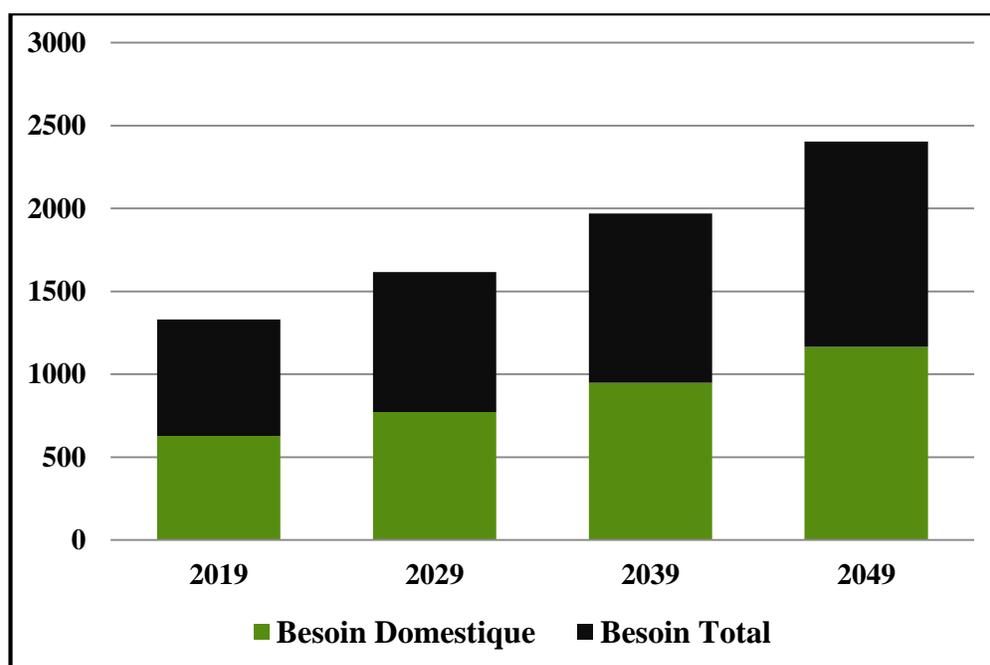


Figure II.1 : Histogramme de croissance (MAGRA)

Tableau II. 2 : Nombre d'habitants du centre El Khouamliya par horizon

Localité	Nbr d'Hab 2019	Taux d'accroissement	Nbr d'Hab 2029	Nbr d'Hab 2039	Nbr d'Hab 2049
Khouamliya	1974	2,08%	2425	2979	3596

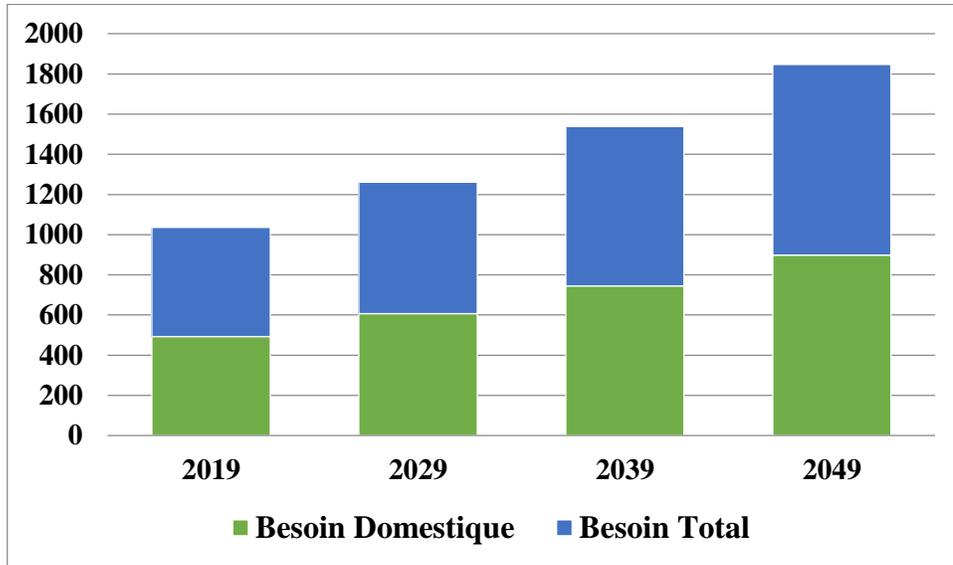


Figure II.2 : Histogramme de Croissance (EL KHOUAMLIYA)

Tableau II. 3 : Nombre d'habitants du centre ROUAIBA par horizon

Localité	Nbr d' Hab 2019	Taux d'accroissement	Nbr d' Hab 2029	Nbr d' Hab 2039	Nbr d' Hab 2049
ROUAIBA	3437	2,08%	4222	5187	6373

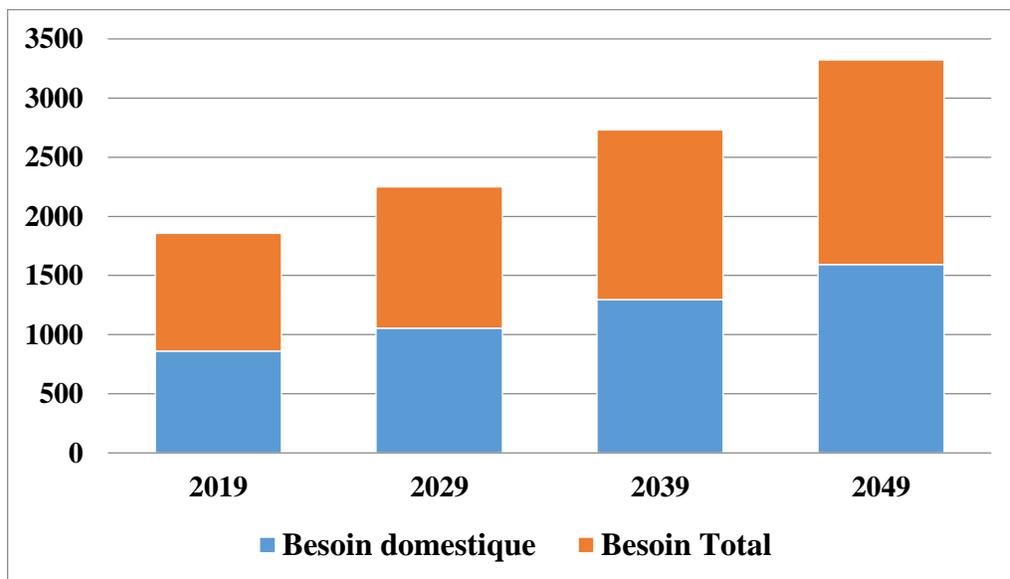


Figure II.3 : Histogramme de croissance (ROUAIBA)

Après l'estimation de la population des différents centres, nous dressons un tableau récapitulatif de toutes les différentes populations qui sont calculées par Horizon.

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif de calcul des populations par horizon

Localité	Nbr d'Hab 2019	Taux d'accroissement	Nbr d'Hab 2029	Nbr d'Hab 2039	Nbr d'Hab 2049
MAGRA	2513	2,08%	3087	3793	4660
EL Khouamliya	1974		2425	2979	3596
ROUAIBA	3437		4222	5187	6373
Total	7924		9734	11959	14628

II- 2/ Catégorie des besoins :

- ❖ Besoins domestiques ;
- ❖ Besoins scolaires ;
- ❖ Besoins sanitaires ;
- ❖ Besoins commerciaux ;
- ❖ Besoins socioculturels et sportifs ;
- ❖ Besoins publics.

II-3/ Choix de la norme unitaire de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation en eau potable est généralement estimée en litre par

habitant , et par jour, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule, etc...

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation ; c'est-à-dire la norme moyenne

Journalière de la consommation en litre par jour et par usager. Cette norme dépend de certains critères dont les principaux sont :

- ❖ Le niveau de vie de la population ;
- ❖ Le nombre d'habitants ;
- ❖ Le développement urbain ;
- ❖ Les ressources existantes.

Pour l'agglomération rurale, la norme de consommation domestique est variée entre 150 et 250 l/hab. Donc notre cas on prend la dotation à 250 l/hab.

II-4/ Les consommations moyenne journalière :

❖ La consommation moyenne domestique :

Le débit moyen journalier domestique au cours de l'année est donné par l'expression suivante :

$$\text{Où : } Q_{\text{moy}} = N \times Q_i / 1000 \dots\dots\dots (\text{II.2})$$

Q_{moy} : Consommation moyenne domestique journalière [m³/j] ;

N : Nombre d'habitants à l'horizon donné ;

Q_i : Dotation égal à 250 l/j.h.

II-5/ La consommation moyenne des équipements :

Le débit moyen journalier est donné par l'expression suivante :

$$\text{Ou : } Q_{e \text{ moy}} = N \times q_i / 1000 \dots\dots\dots (\text{II.3})$$

$Q_{e \text{ moy}}$: Consommation moyenne d'équipement journalière [m³/j] ;

N : Nombre d'unité ; q_i : Norme unitaire soit (l/m²/j, l/m²/j,

l/élève/j...etc.).

❖ Equipements existants :

➤ MAGRA :

- Une école
- Une Salle de soins

- Une Antenne APC
- Une Cafétéria
- Une Mosquée
- Une Menuiserie
- Un stade

➤ **El Khouamliya :**

- Une école primaire
- Une Mosquées
- Une salle de soin
- Une salle Polyvalente
- Une Cafétéria

➤ **ROUAIBA :**

- Une Ecole
- Une salle de soins
- Une Antenne Administrative
- Une Cafétéria □ Un Stade
- 02 Mosquées :
 - ✓ Une mosquée de 1480 m² ✓
 - Une Mosquée de 1800 m²

II-6/ Calcul les différentes besoins actuel et future:

II-6-1 Besoins domestiques :

Tableau II. 5 : Détermination des besoins domestique du centre MAGRA

Village	Nbr D’habitant		Dotation l/h/j	Qmoy.j m ³ /j	
	2019	2049		2019	2049
Magra	2513	4660	250	628,25	1165

Tableau II. 6 : Besoins domestiques du centre El Khouamliya

Village	Nbr D’habitant		Dotation l/h/j	Qmoy.j m ³ /j	
	2019	2049		2019	2049
El Khouamliya	1974	3596	250	493,5	899

Tableau II. 7 : les besoins domestiques du centre ROUAIBA

Village	Nbr D’habitant		Dotation l/h/j	Qmoy.j m ³ /j	
	2019	2049		2019	2049
Rouïba	3437	6373	250	859,25	1593,25

Tableau II. 8 : Récapitulation des besoins Domestiques

Villages	Nbr D'habitant		Dotation l/h/j	Qmoy.j m ³ /j	
	2019	2049		2019	2049
MAGRA	2513	4660	250	628,25	1165
	EL Khouamliya	1974		3596	493,5
Rouïba	3437	6373		859,25	1593,25
Total	7924	14629		1981	3657,3

II-7/ Estimation des besoins d'équipement :

II-7-1/Besoins sanitaires :

Le tableau suivant représente les besoins en eau sanitaire en 2019. On prend une dotation de 5l/j/U.

Tableau II. 9 : Détermination des besoins sanitaires

Villages	Equipement sanitaire	Nombre	Unité [m ²]	Dotation L/j/m ²	Besoin m ³ /j
Magra	Salle de soin	1	340	5	1,7
El Khouamliya		1	220		1,1
Rouaiba		1	360		1,8
Total		-	3		920

II-7-2/Besoins scolaires :

Le tableau suivant nous illustre les besoins scolaires en eau à l'horizon 2019 comme suit :

Tableau II. 10 : Détermination des besoins scolaires

Villages	L'établissement	Nombre	Nombre d'élève	Dotation l/j/élève	Besoin M ³ /j
Magra	Ecole primaire	1	169	10	1,69
El Khouamliya		1	133		1,33
Rouïba		1	218		2,18
Total		-	3		520

II-7-3 /Besoins socioculturels :**Tableau II. 11 : Détermination des besoins socioculturels**

Villages	Désignation	Nombre	Quantité	Dotation l/j/m ²	Besoin M ³ /j
Magra	Mosquées	1	700	10	7
El Khouamliya		1	680		6,8
Rouïba		2	1480		14,8
			1800		18
Total	-	4	4660		46,6

II-7-4/Besoins administratifs :**Tableau II.12 :** Détermination des besoins administratifs

Villages	Equipement	Unité [m ²]	Nombre	Dotation l/j/m ²	Besoin M ³ /j
Magra	Antenne APC	1	240	5	1,2
El Khouamliya		-	-		-
Rouïba		1	280		1,4
Total	-	2	520		2,6

II-7-5 Besoins des services :**Tableau II. 13 :** Détermination des besoins des services

Villages	Service	Unité [m ²]	Nombre	Dotation l/j/unité	Besoin M ³ /j
Magra	Cafétéria	97	1	8	0,8
El Khouamliya		83	1		0,7
Rouïba		96	1		0,8
Total	-	276	3		2,3

II-7-6/ Besoins publics :**Tableau II.14 :** Détermination des besoins publics

Villages	Equipement	Unité [m ²]	Nombre	Dotation l/j/unité	Besoin M ³ /j
Magra	Salle		-	5	
El Khouamliya		96	1		0,48

Rouïba	polyvalente		-		
Total	-	-	1		0,48

II-7-7/ Besoins cheptel :**Tableau II. 15 :** Détermination des besoins cheptel

Villages	Espèce	Nombre de	Dotation	Besoin
		Têtes	(l/j/têtes)	(m3/j)
MAGRA	Bovines	233	30	6,99
	Ovines + Caprines	1460	5	7,3
	Volailles	23700	2	47,4
	Total			
Khouamliya	Bovines	79	30	2,37
	Ovines + Caprines	3637	5	18,19
	Volailles	9000	2	18
	Total			
Rouïba	Bovines	310	30	9,3
	Ovines + Caprines	1932	5	9,66
	Volailles	48560	2	97,12
	Total			
Total	-	-	-	216,33

II-7-8/ Récapitulation de la consommation moyenne totale :

La consommation moyenne journalière totale de la zone d'étude est calculée comme suit :

Où : $Q_{moy\ j} = Q_{dom} + Q_{eq}$ (II. 4)

$Q_{moy\ j}$: Débit moyen journalier (m3/j) ;

Qdom : Débit domestique (m³/j) ;

Qeq : Débit d'équipements publics (m³/j).

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif de toutes les différentes catégories de consommations afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Tableau II. 16 : Récapitulation de la consommation en eau totale en [m³/j]

Village	MAGRA		KHOUAMLIYA		ROUAIBA	
	2019	2049	2019	2049	2019	2049
Besoins						
Domestique	628,25	1165	493,5	899	859,25	1593,25
Sanitaires	1,7		1,1		1,8	
Scolaires	1,69		1,33		2,18	
Socioculturels	7		6,8		14,8	
					18	
Administratifs	1,2		-		1,4	
Services	0,8		0,7		0,8	
B. Public	-		0,48		-	
Cheptel	61,69		38,56		116,08	
Total	1239,08		947,97		1748,31	

Donc la somme de consommation moyenne journalière pour les trois (03) villages est de :

Qmoyj = 3935,36 m³/j.

II-8/ Majoration de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier est obtenu en tenant compte des fuites au niveau des conduites, et dans le but de compenser ces fuites physiques, nous optons pour une majoration de 30%, donc le débit moyen journalier sera :

$$Q_{moy.j} = 3935,36 * 1,3 = 5115,968$$

Le débit $Q_{moy.j} = 5115,968 \text{ m}^3/\text{j}$. Soit un débit de $Q_{moy.j} = 59,21 \text{ l/s}$.

II-9/ Etude des variations des débits :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en weekend ; En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité. Cette évaluation importante, permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

II-9-1 Variation de la consommation journalière :

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité ($K_{max j}$ et $K_{min j}$).

- $K_{max j}$: consommation maximale journalière ;

- $K_{min j}$: consommation minimale journalière ;

$$Q_{max j} = K_{max j} * Q_{moy j} \dots\dots\dots (II.5)$$

a/Variation de consommation maximale journalière (Q_{maxj}) :

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année, il s'agit en fait d'une majoration de la consommation moyenne journalière de 10% à 30%. Elle est donnée par la formule suivante :

K_{maxj} : coefficient d'irrégularité journalière maximale. Il est compris entre 1,1 et 1,3 ; nous optons donc pour : $K_{max j} = 1,2$.

b/Variation de consommation minimale journalière (Q min j) :

Elle est représentée par la formule suivante :

$$Q_{min j} = K_{min j} * Q_{moy j} \dots\dots\dots (II.6)$$

Kminj : coefficient d’irrégularité journalière minimale, tenant compte d’une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9 dans notre cas nous avons choisi : **Kmin j = 0,8**

II-9-2 Variation de la consommation horaire :

a/Coefficient d’irrégularité maximale horaire (Kmax,h) :

Ce coefficient représente l’augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l’accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l’industrie. D’une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max, h} = \alpha_{max} . \beta_{max} \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec :

- **α_{max}** : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend **$\alpha_{max} = 1,2$** .
- **β_{max}** : coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population.

Le tableau si dessous donne Sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Tableau II.17 : les valeurs de β_{max} en fonction du nombre d’habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **14628hab**, Donc le nombre d'habitants est dans l'intervalle [20000-50000] et β_{max} dans l'intervalle de [1.2-1.15] Alors

$$20000 - 10000 = 10000 ;$$

$$20000 - 14628 = 5372 ;$$

et $10000 \rightarrow 0.05$

D'où : $\beta_{max} = 1.2 - (5372 * 0.05) / 10000 = 1.17$

$\beta_{max} = 1.17$

valeur de **$K_{max,h}$** sera :

$$K_{max,h} = 1,17 * 1,2 = 1.404 \quad \mathbf{K_{max,h} = 1,404}$$

b/Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{min, h} = \alpha_{min} . \beta_{min} \dots \dots \dots (II.8)$$

Avec :

- α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**.

Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,5$.

- β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau si dessous donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.18 : les valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Donc pour notre cas on prendre le même calcul que $\beta_{max,h}$

On à $20000 - 14628 = 5372$

$$4000 \rightarrow 0.15 \quad \beta_{min} = 0.4 - (5372 * 0.15) / 4000 = 0.2$$

$$\beta_{min} = 0.2$$

d'où la valeur de $K_{min, h}$ sera :

$$K_{min,h} = 0,5 * 0,2 = 0,1 . \quad K_{min, h} = 0,1$$

II-10/ Détermination des débits journaliers :

II-10-1/ Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{min,j} = Q_{moy,j} K_{min,j} \dots \dots \dots (II.9)$$

On prend $K_{min, j} = 0,8$ d'où $Q_{min, j} = 0,8 * 5115,968 = 4092,77 m^3/j$

$Q_{min, j} = 4092,77 m^3/j$

II-10-2/ Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner toute la chaîne de distribution. Ce débit est calculé ainsi :

$$Q_{max,j} = Q_{moy,j} K_{max,j} \dots \dots \dots (II. 10)$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ; - $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

On prend $K_{\max,j} = 1,2$ d'où $Q_{\max,j} = 1,2 \cdot 5115,968 = 6139,16 m^3/j$

$Q_{\max,j} = 6139,16 m^3/j$

II-11/ Détermination des débits horaires :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II-11-1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j} / 24 m^3/h \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec :

$Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

Donc : $Q_{\text{moy},h} = 6139,16 / 24 = 255,79 m^3/h .$

$Q_{\text{moy},h} = 255,79 m^3/h$

II-11-2/ Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} * Q_{\text{moy},h} m^3/h \dots\dots\dots (II.12)$$

Avec :

- $Q_{\text{moy}, h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $K_{\text{max}, h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ; On a donc :

$$Q_{\text{max}, h} = 1,404 * 255,79 = 359,13 \text{ m}^3/\text{h}$$

$Q_{\text{max}, h} = 123,19 \text{ m}^3/\text{h}$

II-12/ Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans la (annexe 1) :

Remarque : Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au

Débit maximal journalier de l'agglomération, pour notre cas nous avons choisi la répartition dans une agglomération de type rurale.

Tableau II.19 : la variation de débit horaire d'une journée

Heures	Diagramme consommation total $Q_{\text{max}, j} = 6139,16 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	(h)	(%)	(%)	(m^3/h)
0 _ 1	0,75	46,04	0,75	46,04
1 _ 2	0,75	46,04	1,5	92,09
2 _ 3	01	61,39	2,5	153,48
3 _ 4	01	61,39	3,5	214,87
4 _ 5	03	184,17	6,5	399,05
5 _ 6	5,5	337,65	12	736,70
6 _ 7	5,5	337,65	17,5	1074,35
7 _ 8	5,5	337,65	23	1412,01
8 _ 9	3,5	214,87	26,5	1626,88
9 _ 10	3,5	214,87	30	1841,75
10 _ 11	06	368,35	36	2210,010
11 _ 12	8,5	521,83	44,5	2731,93

12 _ 13	8,5	521,83	53	3253,75
13 _ 14	06	368,35	59	3622,10
14 _ 15	05	306,96	64	3929,06
15 _ 16	05	306,96	69	4236,02
16 _ 17	3,5	214,87	72,5	4450,89
17_ 18	3,5	214,87	76	4665,76
18 _ 19	06	368,35	82	5034,11
19 _ 20	06	368,35	88	5402,46
20 _ 21	06	368,35	94	5770,81
21_ 22	03	184,17	97	5954,99
22 _ 23	02	122,78	99	6077,77
23 _ 24	01	61,39	100	6139,16

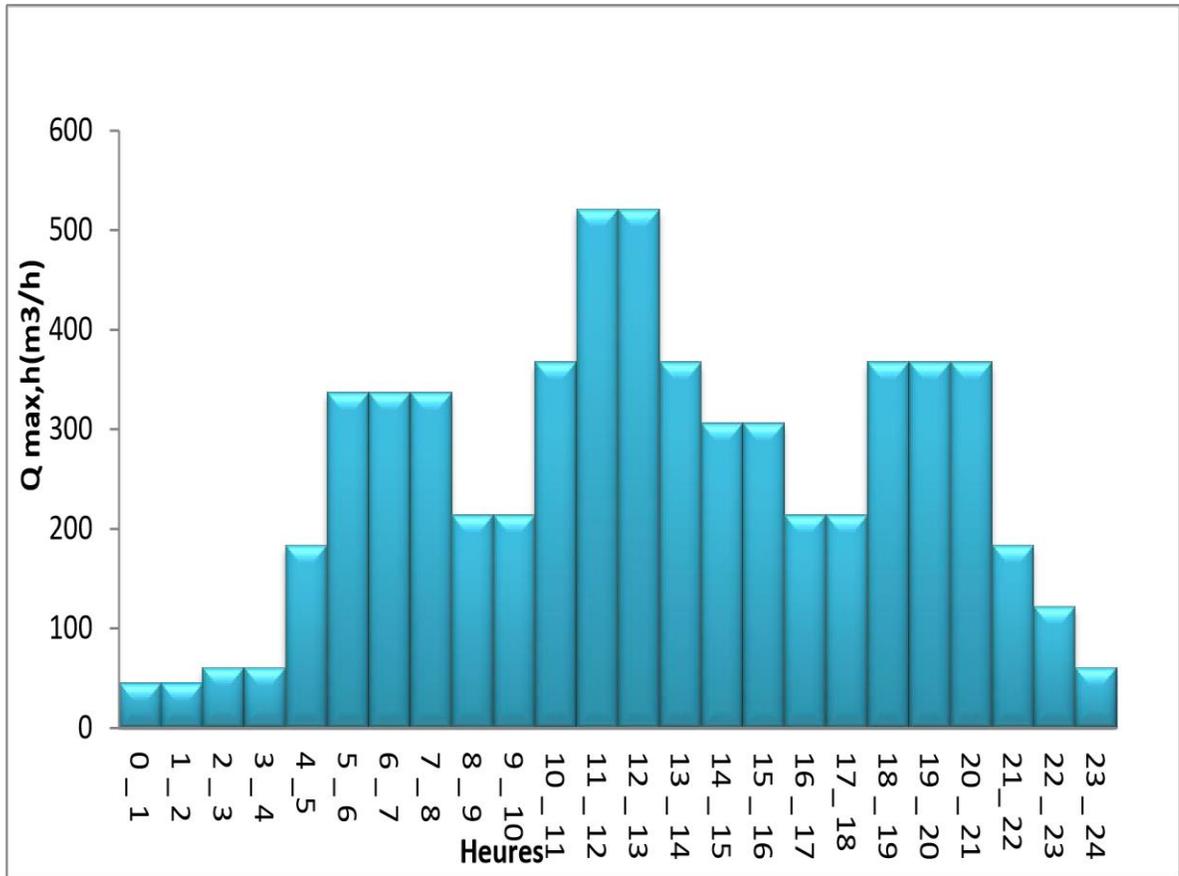


Figure II.4 : Diagramme de la consommation en eau pour les trois agglomérations

D'après le tableau de variation de débit horaire, nous avons trouvé que le débit maximum horaire est égale à **521,83m³/h.**

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons estimé les différents besoins, et nous avons touché à toutes les catégories de consommation, qui nous ont permis de calculer les différents débits nécessaires pour vérifier l'état de réseau de distribution des trois agglomérations, et ainsi dimensionner la station de pompage projetée. .

CHAPITRE III

DISTRIBUTION

Introduction

Nous allons effectuer dans ce chapitre une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir dimensionner ce dernier, afin de constater les vitesses et les pressions dans le réseau. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées. Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d’abord déterminer les débits aux nœuds et les débits de route pour chaque tronçon.

III. Données de base:

III.1-khouamliya:

III.1.1-Scénario 1:

Pour une dotation de **250** l/hab/j:

d=	250	l/hab/j
N=	1974	hab
Q domestique	5,71	l/s
Q équipements	0,56	l/s
Q fuite	1,25	l/s
Q total	7,53	l/s
Cp	2,50	
Q pointe	18,80	l/s

III.1.1.1- Descriptif du réseau:

Le centre d’El KHOUAMLIYA est alimenté à partir d’un réseau de distribution mixte dont 2 mailles plus de ramifications, de diamètre qui comprise entre 125 et 63mm. Le réseau est contient 36 nœuds et 38 tuyaux, ces derniers sont de type P.E.H.D

III.1.1.2- Méthode utilisée:

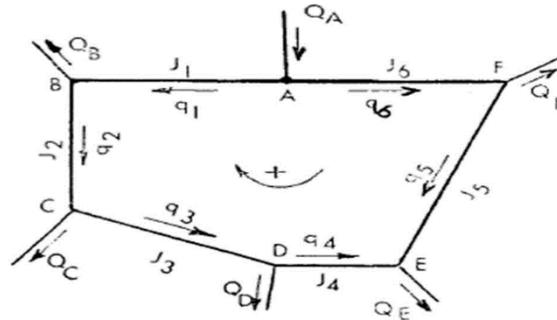
❖ Calcul de réseau de distribution :

La méthode d’Hardy-Cross est une méthode d’approximations successives qui repose sur deux lois :

- **Première loi** : en un nœud quelconque d’une maille, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants :

$$\Sigma Q_{ent} = \Sigma Q_{sort} \dots\dots\dots (III. 1)$$

Ainsi pour le nœud A par exemple: $Q_A = q_1 + q_6$



- **Deuxième loi** : le long d'un parcours orienté est fermé (une maille), la somme algébrique des pertes de charge doit être nulle :

$$\Sigma J = 0 \dots\dots\dots (III.2)$$

Equation de Hazen-Williams:

$$Q = 0,849 * C * A * R_h^{0,63} * J^{0,5} \dots\dots\dots (III.3)$$

Dans laquelle :

- Q est le débit volumique dans la conduite, exprimé en m^3/s
- C est le coefficient de rugosité de Hazen-Williams du matériau constituant la conduite, nombre sans dimension dont quelques valeurs sont données dans le tableau suivant :

Coefficient de rugosité	Valeur
Acier	120
Béton, brique	100
Bois	120
Cuivre	150
Étain	130
Fonte	100
Matière plastique, PVC	150
Plomb	130
Verre	140

- A est l'aire de la section de conduite, exprimée en m^2

- R_h est le rayon hydraulique de la conduite, exprimé en m
- J est le gradient d'énergie hydraulique, défini par $J = (H_{\text{amont}} - H_{\text{aval}}) / L$ avec h la charge exprimée en mètre colonne d'eau, et L la longueur de la conduite. J est donc un nombre sans dimension.

III.1.1.3-Calcul hydraulique du réseau de distribution :

III.1.1.3.1- Détermination des débits au nœud :

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante:

- Nous déterminons la longueur de chaque tronçon;
 - Nous déterminons le débit spécifique en considérant le débit en route;
 - Nous calculons le débit en route pendant l'heure de pointe;
- Nous calculons les longueurs et les altitudes (les côtes) avec Google Earth Pro pour atteindre les résultats concernés, où nous trouvons la somme des longueurs égale à **3097,10 m**

Présentation de logiciel Google Earth :

- ❖ **Google Earth :** est une mappemonde virtuelle qui vous permet de visualiser les images, enregistrées par satellite, de la plupart des endroits de la Planète. Que le lieu visité soit aperçu depuis l'espace ou à quelques mètres du sol, la précision des photos est surprenante. Au programme : images satellite, plans, cartes, images en relief et représentations 3D des bâtiments.

Présentation de l'écran Google Earth:

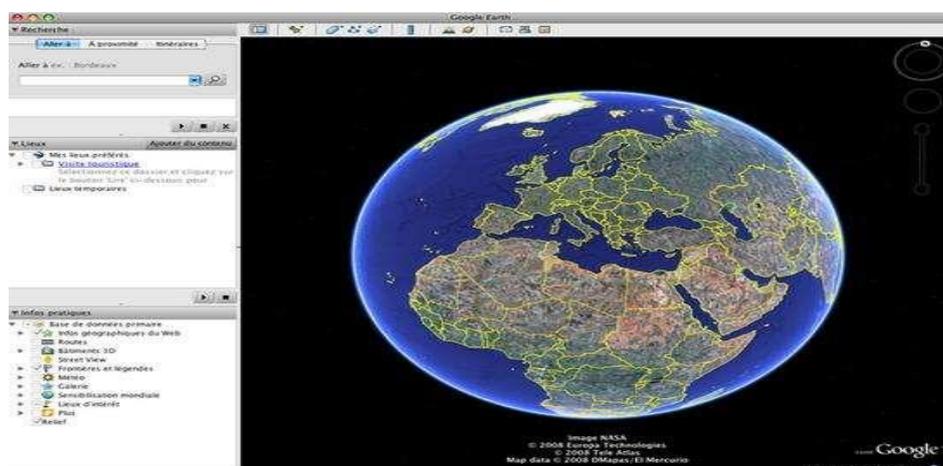


Figure III.1 : L'écran Google Earth

❖ Détermination les longueurs :

La "règle" est un outil qui permet de mesurer la distance parcourue entre 2 points, à n'importe qu'elle (échelle : locale, régionale ou nationale)



Figure III.2: les outils de Google Earth

La fenêtre volante "règle" possède deux onglets : ligne, qui permet uniquement de mesurer une distance "à vol d'oiseau" et **trajet**, qui permet de construire un itinéraire complexe, en plusieurs points. C'est celui-ci que nous allons sélectionner ici. Dernière étape, le **choix de l'unité de mesure**, prenons les **mètres**, pour un court trajet.

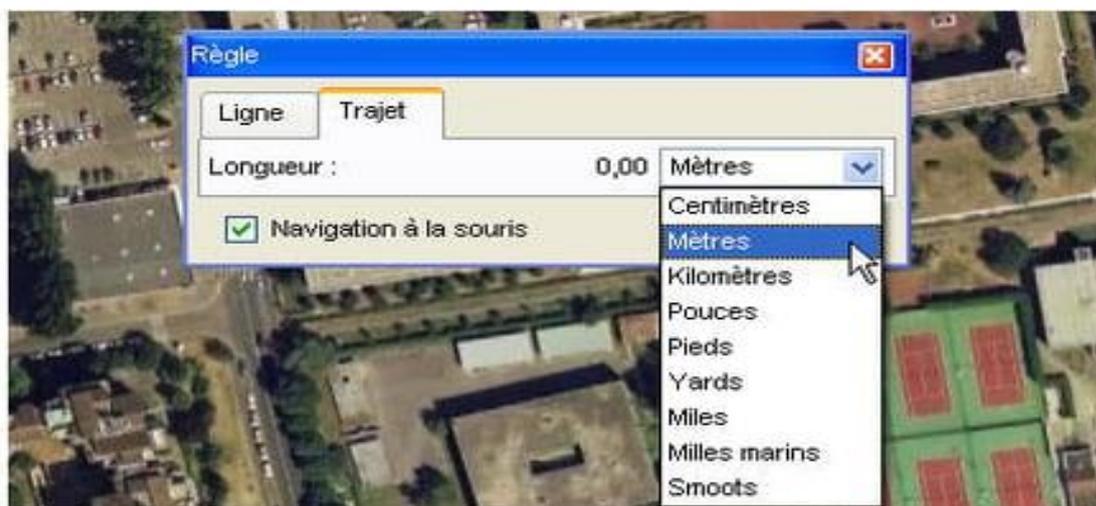


Figure III.3 : Le trajet de mesurer

❖ Détermination les altitudes :

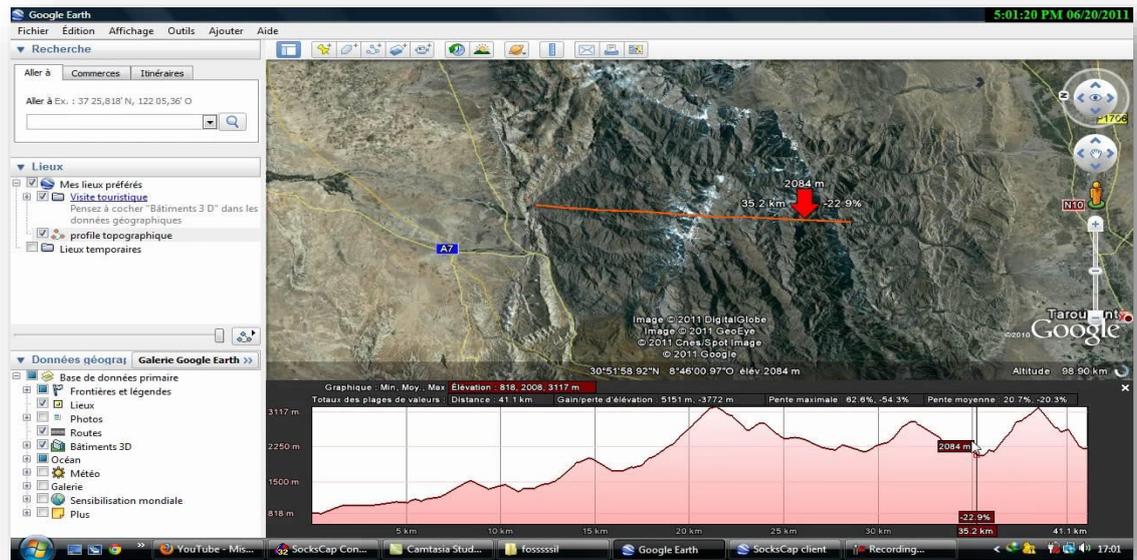


Figure III.4: mesure des altitudes



Figure III.5 : Le Tracé d’El Khouamliya

Nous avons utilisé les équations suivantes pour déterminé les débits aux nœuds:

Débit spécifique:

$$Q_{sp} = Q_{pte} / \Sigma L \dots\dots\dots (III.4)$$

Q_{pte} : débit de pointe (l/s)

L : longueur (m)

- Calcul du **Débit de route** pour chaque tronçon :

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte_i} = Q_{sp} * L_i \dots \dots \dots (III. 5)$$

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m)

L_i : longueur de chaque tronçon (m)

- **Débits aux nœuds:**

Le débit nodal se détermine par l'expression suivante :

$$Q_{nd_i} = 0.5 \sum Q_{rte_i} \dots \dots \dots (III.6)$$

Q_{rte_i} : Débit de route (l/s)

Tableau III.1: détermination des débits aux nœuds

nœuds	tronçons	long tr (m)	débit spécifique	Q _{rte} (l/s)	0,5*Q _{route}	Q _n (l/s)	côte (m)
1	1-2	44,30	0,0060709	0,2689	0,1345	0,45	167
	1-33	104,00		0,6314	0,3157		
2	2-1	44,30		0,2689	0,1345	0,59	160
	2-3	42,50		0,2580	0,1290		
	2-31	108,40		0,6581	0,3290		
3	3-2	42,50		0,2580	0,1290	0,78	156
	3-4	26,20		0,1591	0,0795		
	3-23	188,00		1,1413	0,5707		
4	4-3	26,20		0,1591	0,0795	0,47	152
	4-5	13,00		0,0789	0,0395		
	4-13	116,00		0,7042	0,3521		
5	5-4	13,00		0,0789	0,0395	0,70	150
	5-6	94,60		0,5743	0,2872		
	5-11	122,00		0,7407	0,3703		
6	6-5	94,60		0,5743	0,2872	0,74	140
	6-15	117,00		0,7103	0,3552		
	6-7	33,50		0,2034	0,1017		
7	7-6	33,50		0,2034	0,1017	0,61	138
	7-8	5,10		0,0310	0,0155		
	7-19	164,00		0,9956	0,4978		
8	8-7	5,10	0,0310	0,0155		138	

CHAPITRE III

DISTRIBUTION

	8-9	60,20	0,3655	0,1827		
	8-18	36,20	0,2198	0,1099	0,31	
9	9-8	60,20	0,3655	0,1827	0,18	134
11	11-5	127,00	0,7710	0,3855	0,39	141
12	12-13	57,30	0,3479	0,1739	0,17	169
13	13-4	116,00	0,7042	0,3521	0,75	158
	13-12	57,30	0,3479	0,1739		
	13-14	73,80	0,4480	0,2240		
14	14-13	73,80	0,4480	0,2240	0,22	146
15	15-6	117,00	0,7103	0,3552	0,36	147
16	16-17	49,50	0,3005	0,1503	0,15	132
17	17-16	49,50	0,3005	0,1503	0,57	135
	17-18	26,20	0,1591	0,0795		
	17-36	111,00	0,6739	0,3369		
18	18-8	36,20	0,2198	0,1099	1,00	136
	18-17	26,20	0,1591	0,0795		
	18-35	268,00	1,6270	0,8135		
19	19-7	164,00	0,9956	0,4978	0,50	133
20	20-21	21,40	0,1299	0,0650	0,06	135
21	21-20	21,40	0,1299	0,0650	0,70	136
	21-22	23,90	0,1451	0,0725		
	21-24	184,40	1,1195	0,5597		
22	22-21	23,90	0,1451	0,0725	0,30	138
	22-23	15,70	0,0953	0,0477		
	22-30	57,70	0,3503	0,1751		
23	23-22	15,70	0,0953	0,0477	0,76	140
	23-25	46,30	0,2811	0,1405		
	23-3	188,00	1,1413	0,5707		
24	24-21	184,40	1,1195	0,5597	0,56	143
25	25-23	46,30	0,2811	0,1405	0,67	145
	25-26	40,50	0,2459	0,1229		
	25-27	133,00	0,8074	0,4037		
26	26-25	40,50	0,2459	0,1229	0,67	150
	26-27	150,00	0,9106	0,4553		
	26-31	29,60	0,1797	0,0898		
27	27-25	133,00	0,8074	0,4037	1,27	145
	27-26	150,00	0,9106	0,4553		

	27-34	136,00		0,8256	0,4128		
28	28-30	71,30		0,4329	0,2164	0,22	141
29	29-30	66,50		0,4037	0,2019	0,20	134
30	30-22	57,70		0,3503	0,1751	0,59	139
	30-28	71,30		0,4329	0,2164		
	30-29	66,50		0,4037	0,2019		
31	31-2	108,40		0,6581	0,3290	1,21	152
	31-32	260,00		1,5784	0,7892		
	31-26	29,60		0,1797	0,0898		
32	32-31	260,00		1,5784	0,7892	0,79	172
33	33-1	104,00		0,6314	0,3157	0,32	169
34	34-27	136		0,8256	0,4128	0,41	132
35	35-18	268		1,6270	0,8135	0,81	131
36	36-17	111,00		0,6739	0,3369	0,34	132
						18,8097	

III.1.1.3.2- Simulation et interprétation:

Tableau III.2: Résultats de la simulation

État des Arcs du Réseau						
ID Arc	Diamètre (mm)	Rugosité mm	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	perte Charge (m/km)	Facteur Friction
Tuyau 1	125	150	18,81	1,53	15,89	0,017
Tuyau 2	110	150	18,04	1,9	27,41	0,016
Tuyau 4	110	150	8,26	0,87	6,45	0,018
Tuyau 5	110	150	6,65	0,7	4,32	0,019
Tuyau 6	110	150	5,56	0,59	3,1	0,02
Tuyau 7	63	150	0,39	0,13	0,34	0,027
Tuyau 8	63	150	1,14	0,37	2,49	0,023
Tuyau 9	63	150	0,17	0,05	0,07	0,03
Tuyau 10	63	150	0,22	0,07	0,12	0,029
Tuyau 11	63	150	0,36	0,12	0,29	0,027
Tuyau 12	90	150	2,82	0,44	2,35	0,021
Tuyau 13	110	150	2,63	0,28	0,77	0,022
Tuyau 14	110	150	1,32	0,14	0,22	0,024
Tuyau 15	63	150	0,56	0,18	0,67	0,026
Tuyau 16	63	150	0,06	0,02	0,01	0,035

Tuyau 17	110	150	0,57	0,06	0,05	0,027
Tuyau 18	110	150	2,08	0,22	0,5	0,023
Tuyau 19	63	150	0,84	0,27	1,4	0,024
Tuyau 20	63	150	0,84	0,27	1,43	0,024
Tuyau 21	63	150	1,01	0,32	1,99	0,023
Tuyau 22	63	150	0,2	0,06	0,1	0,03
Tuyau 23	63	150	0,22	0,07	0,12	0,029
Tuyau 24	63	150	3,59	1,15	20,79	0,019
Tuyau 25	110	150	5,59	0,59	3,13	0,02
Tuyau 26	110	150	11,86	1,25	12,61	0,017
Tuyau 27	63	150	0,79	0,25	1,26	0,024
Tuyau 28	63	150	0,41	0,13	0,37	0,027
Tuyau 29	63	150	0,81	0,26	1,32	0,024
Tuyau 30	63	150	0,34	0,11	0,26	0,028
Tuyau 31	90	110	4,46	0,7	9,72	0,035
Tuyau 32	90	150	3,36	0,53	3,24	0,021
Tuyau 33	90	150	0,18	0,03	0,01	0,031
Tuyau 34	90	150	2,87	0,45	2,42	0,021
Tuyau 35	90	150	1,06	0,17	0,38	0,024
Tuyau 36	63	150	0,49	0,16	0,52	0,026
Tuyau 37	90	150	0,15	0,02	0,01	0,032
Tuyau 38	63	150	0,32	0,1	0,24	0,028

Tableau III.3: Charges et pressions dans le réseau

État des Nœuds du Réseau			
ID nœud	Demande LPS	charge m	Pression m
Nœud 1	0,45	210,79	43,79
Nœud 2	0,59	209,57	49,57
Nœud 3	0,78	209,04	53,04
Nœud 4	0,47	208,87	56,87
Nœud 5	0,7	208,81	58,81
Nœud 6	0,74	208,52	68,52
Nœud 7	0,61	208,19	70,19
Nœud 8	0,31	208,18	70,18
Nœud 9	0,18	208,18	74,18
Nœud 11	0,39	208,77	67,77
Nœud 12	0,17	208,58	39,58
Nœud 13	0,75	208,58	50,58
Nœud 14	0,22	208,57	62,57
Nœud 15	0,36	208,49	61,49
Nœud 16	0,15	208,08	76,08
Nœud 17	0,57	208,08	73,08

Nœud 18	1	208,09	72,09
Nœud 19	0,49	208,11	75,11
Nœud 20	0,06	208,58	73,58
Nœud 21	0,7	208,58	72,58
Nœud 22	0,3	208,59	70,59
Nœud 23	0,76	208,6	68,6
Nœud 24	0,56	208,46	65,46
Nœud 25	0,67	208,6	63,6
Nœud 26	0,67	208,62	58,62
Nœud 27	1,27	208,41	63,41
Nœud 28	0,22	208,46	67,46
Nœud 29	0,2	208,46	74,46
Nœud 30	0,59	208,47	69,47
Nœud 31	1,21	209,24	57,24
Nœud 32	0,79	208,91	36,91
Nœud 33	0,32	210,76	41,76
Nœud 34	0,41	208,36	76,36
Nœud 35	0,81	207,74	76,74
Nœud 36	0,34	208,05	76,05
Réservoir 10	-18,81	215,84	2

La simulation se fait à l'aide de logiciel EPANET, comme indiqué dans l'image:

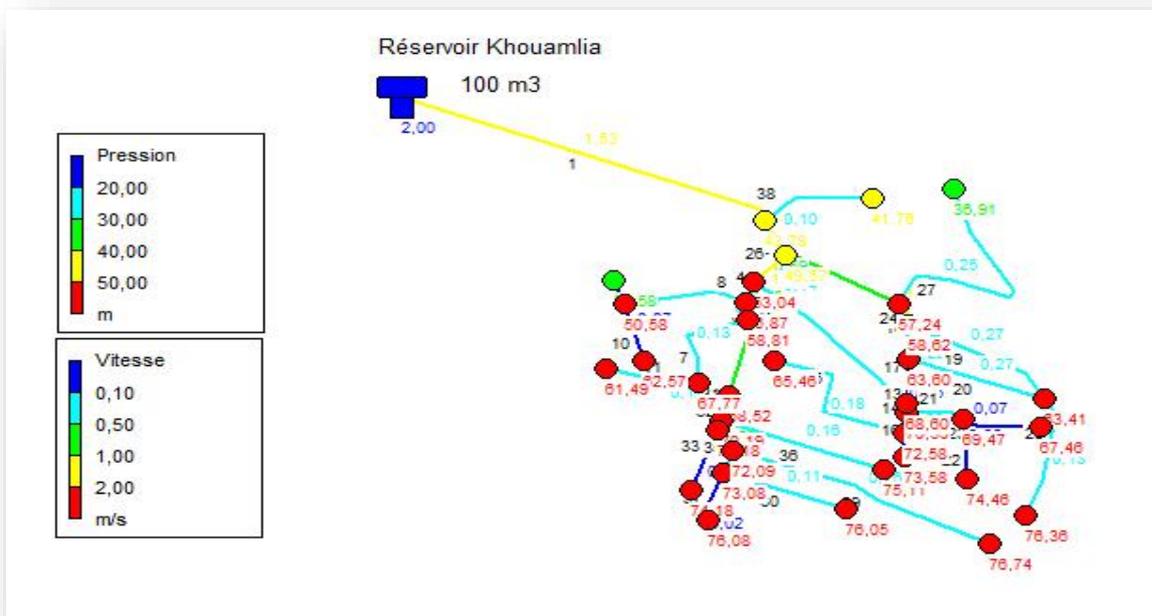


Figure III.6: Simulation de réseau d'El Khouamliya-250 l/hab/j-

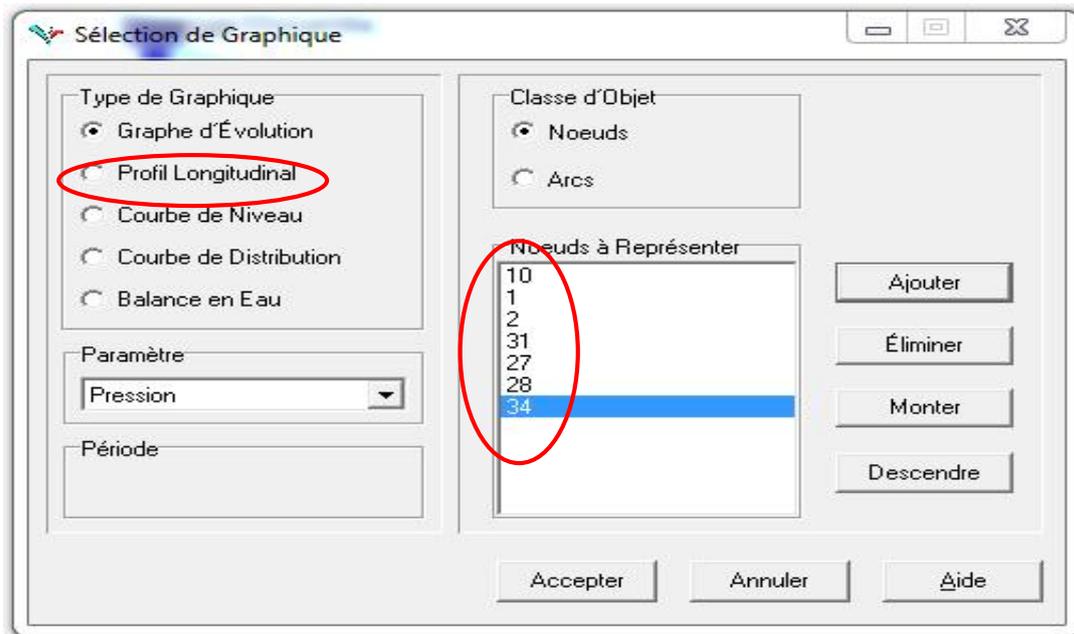


Figure III.7: Représentation des nœuds sur un profil longitudinal

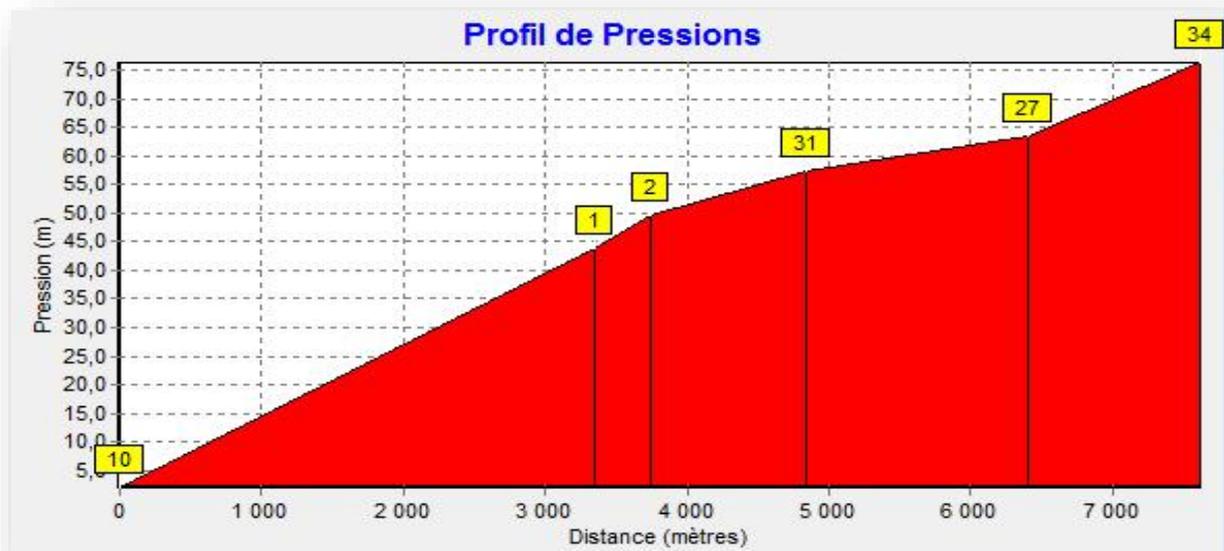


Figure III.8 : Profil longitudinale -pression-

III.1.2/Scénario 2

Pour une dotation de 150 l/hab/j:

d=	150	l/hab/j
N=	1974	hab
Q domestique	3,43	l/s
Q équipements	0,56	l/s

Q fuite	0,80	l/s
Q total	4,78	l/s
Cp	2,75	
Q pointe	13,17	l/s

-Après avoir fait le calcul de la même manière précédente, nous avons obtenu le résultat suivant: $\sum Q = 13,17$ l/s

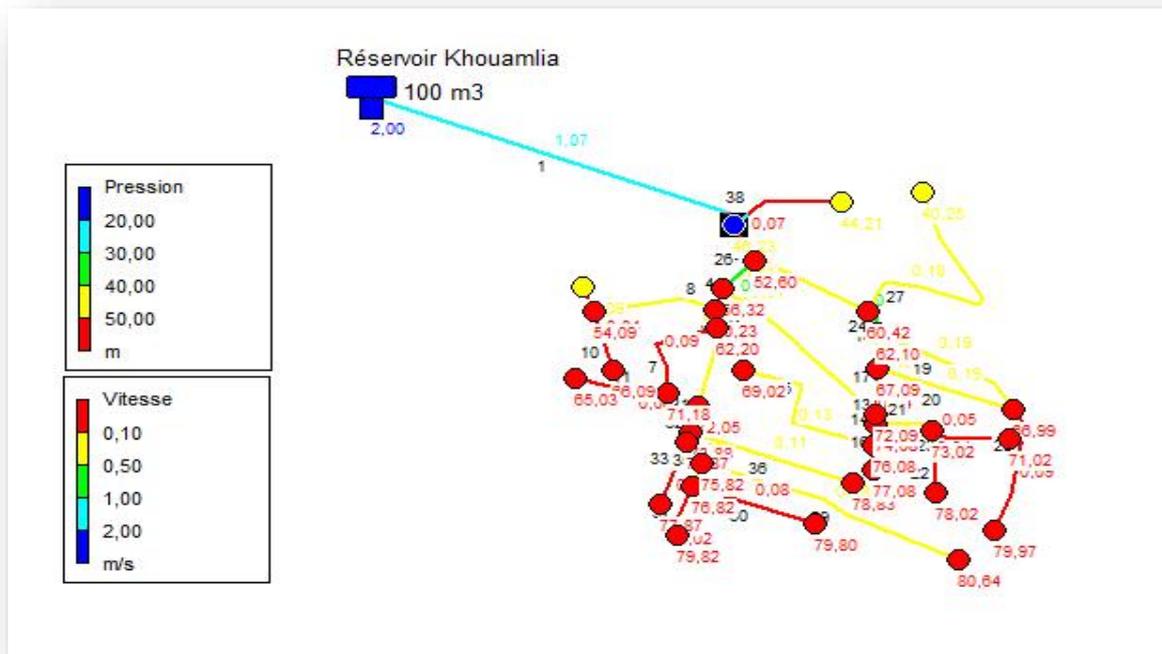


Figure III.9 : Simulation avec EPANET-150 l/hab/j-



Figure III.10 : Courbe de niveau -pression-

III.1.3-Scénario 3:

Pour une dotation de 100 l/hab/j:

d=	100	l/hab/j
N=	1974	hab
Q domestique	2,28	l/s
Q équipements	0,56	l/s
Q fuite	0,57	l/s
Q total	3,41	l/s
Cp	2,98	
Q pointe	10,18	l/s

-Après avoir fait le calcul de la même manière précédente, nous avons trouvé le résultat suivant: $\sum Q = 10,18$ l/s

-cette simulation a éclairci dans les illustrations suivantes:

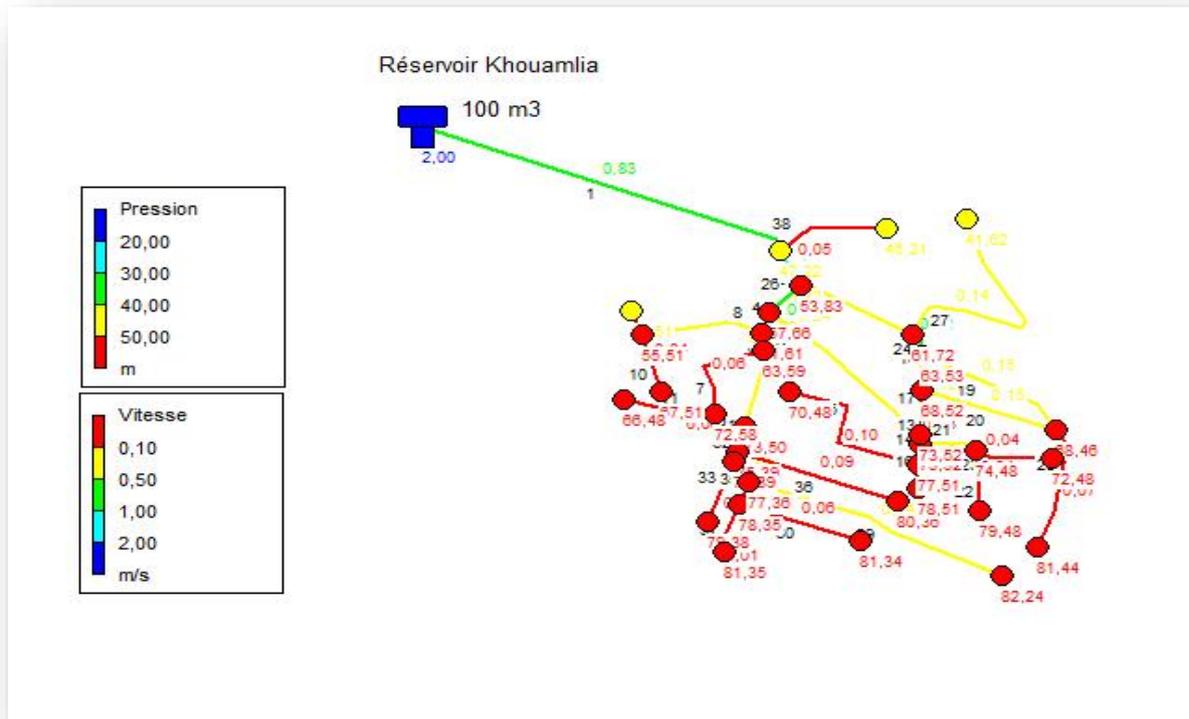


Figure III.11 : Simulation de réseau de Khouamliya-100 l/hab/j-



Figure III.12 : Courbe de niveau -pression-

III.1.4- INTERPRETATION DES RESULTATS:

- ✓ On remarque que la majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre 0.5 m/s et 1.5 m/s. pour les vitesses qui sont inférieur à 0.5 m/s est due aux faibles débits et ceux qui sont supérieur à 1.5 m/s est due aussi aux débits forts donc il ne reste que à changer les diamètres des tronçons concernés pour la satisfaction des vitesses.
- ✓ Nous constatons que la pression du réseau est comprise entre 39,58 à 80,64 m.c.e ce qui explique qu'elle est satisfaisante.

III.2-Magra:**III.2.1-Scénario 1:**

Pour une dotation de **250 l/hab/j**:

Q domestique	7,27	l/s
Q équipements	0,86	l/s
Q fuite	1,63	l/s
Q total	9,76	l/s
Cp	2,38	
Q pointe	23,19	l/s

III.2.1.1-Descriptif du réseau:

Le centre de MAGRA est alimenté à partir d'un réseau de distribution mixte dont 7 mailles plus des ramifications, de diamètre qui comprise entre 125 et 63mm. Le réseau est contient 59 nœuds et 71 tuyaux qui sont de type P.E.H.D

❖ **Détermination le tracé :**

La somme des longueurs de réseau distribution de Magra égale à **4155,26 m**



Figure VI.13 : Le tracé de Magra

Tableau III.4: détermination des débits aux nœuds

nœuds	Tronçons	long tr (m)	débit spécifique	débit de route (l/s)	0,5*Qroute	Q n (l/s)	côte (m)
2	2-3	52,90	0,0055812	0,2952	0,1476	0,52	236
	2-7	48,60		0,2712	0,1356		
	2-13	83,90		0,4683	0,2341		
3	3-2	52,90		0,2952	0,1476	0,38	237
	3-4	36,10		0,2015	0,1007		
	3-6	46,50		0,2595	0,1298		
4	4-3	36,10		0,2015	0,1007	0,07	237
5	5-6	32,80		0,1831	0,0915	0,06	236
6	6-3	46,50		0,2595	0,1298	0,25	236
	6-5	32,80		0,1831	0,0915		
	6-9	49,70		0,2774	0,1387		
7	7-2	48,60		0,2712	0,1356	0,44	235
	7-8	38,90		0,2171	0,1086		
	7-10	48,70		0,2718	0,1359		
	7-12	83,76		0,4675	0,2337		
8	8-7	38,90	0,2171	0,1086	0,07	236	
9	9-6	49,70	0,2774	0,1387	0,82	234	
	9-10	51,80	0,2891	0,1446			
	9-25	184,10	1,0275	0,5137			
	9-18	125,00	0,6976	0,3488			

CHAPITRE III

DISTRIBUTION

10	10-7	48,50	0,2707	0,1353	0,59	234
	10-9	51,80	0,2891	0,1446		
	10-14	35,00	0,1953	0,0977		
	10-16	77,00	0,4298	0,2149		
11	11-12	47,80	0,2668	0,1334	0,53	230
	11-14	48,40	0,2701	0,1351		
	11-21	92,90	0,5185	0,2592		
12	12-7	83,76	0,4675	0,2337	0,36	232
	12-11	47,80	0,2668	0,1334		
	12-13	47,70	0,2662	0,1331		
13	13-2	83,90	0,4683	0,2341	0,37	233
	13-12	47,70	0,2662	0,1331		
14	14-10	35,00	0,1953	0,0977	0,49	232
	14-11	48,40	0,2701	0,1351		
	14-15	91,20	0,5090	0,2545		
15	15-14	91,20	0,5090	0,2545	0,25	229
16	16-10	77,00	0,4298	0,2149	0,64	231
	16-17	47,10	0,2629	0,1314		
	16-24	107,00	0,5972	0,2986		
17	17-16	47,10	0,2629	0,1314	0,13	233
18	18-9	125,00	0,6976	0,3488	0,61	231
	18-26	69,20	0,3862	0,1931		
	18-27	23,60	0,1317	0,0659		
19	19-20	81,60	0,4554	0,2277	0,23	229
20	20-19	81,60	0,4554	0,2277	0,62	225
	20-21	46,70	0,2606	0,1303		
	20-22	46,30	0,2584	0,1292		
21	21-11	92,90	0,5185	0,2592	0,60	226
	21-58	75,40	0,4208	0,2104		
	21-20	46,70	0,2606	0,1303		
22	22-20	46,30	0,2584	0,1292	0,59	225
	22-23	27,90	0,1557	0,0779		
	22-42	138,00	0,7702	0,3851		
23	23-22	27,90	0,1557	0,0779	0,58	226
	23-24	51,40	0,2869	0,1434		
	23-32	128,00	0,7144	0,3572		
24	24-16	107,00	0,5972	0,2986	0,93	227
	24-23	51,40	0,2869	0,1434		
	24-25	55,20	0,3081	0,1540		
	24-31	121,00	0,6753	0,3377		
25	25-24	55,20	0,3081	0,1540	0,98	228
	25-9	184,10	1,0275	0,5137		

CHAPITRE III

DISTRIBUTION

	25-30	112,00		0,6251	0,3125		
26	26-18	69,20		0,3862	0,1931	0,19	226
27	27-18	23,60		0,1317	0,0659	0,55	231
	27-28	56,70		0,3165	0,1582		
	27-29	115,00		0,6418	0,3209		
28	28-27	56,70		0,3165	0,1582	0,16	229
29	29-27	115,00		0,6418	0,3209	0,23	229
30	30-25	112,00		0,6251	0,3125	0,38	226
	30-31	53,20		0,2969	0,1485		
	30-33	27,50		0,1535	0,0767		
31	31-24	121,00		0,6753	0,3377	0,45	224
	31-30	53,20		0,2969	0,1485		
	31-32	50,00		0,2791	0,1395		
32	32-23	128,00		0,7144	0,3572	0,41	223
	32-31	50,00		0,2791	0,1395		
	32-42	51,30		0,2863	0,1432		
33	33-30	27,50		0,1535	0,0767	0,31	226
	33-34	19,60		0,1094	0,0547		
	33-37	62,30		0,3477	0,1739		
34	34-33	19,60		0,1094	0,0547	0,22	226
	34-35	28,50		0,1591	0,0795		
	34-41	29,9		0,1669	0,0834		
35	35-34	28,5		0,1591	0,0795	0,33	227
	35-36	29,5		0,1646	0,0823		
	35-43	59,1		0,3298	0,1649		
36	36-35	29,50		0,1646	0,0823	0,23	228
	36-44	61,30		0,3421	0,1711		
	36-50	26,70		0,1490	0,0745		
37	37-33	62,30		0,3477	0,1739	0,17	222
38	38-41	91,20		0,5090	0,2545	0,25	222
39	39-40	107,00		0,5972	0,2986	0,30	221
40	40-39	107,00		0,5972	0,2986	0,48	225
	40-41	28,60		0,1596	0,0798		
	40-43	36,60		0,2043	0,1021		
41	41-34	29,90		0,1669	0,0834	0,42	226
	41-38	91,20		0,5090	0,2545		
	41-40	28,60		0,1596	0,0798		
42	42-22	138,00		0,7702	0,3851	0,90	221
	42-32	51,30		0,2863	0,1432		

CHAPITRE III

DISTRIBUTION

	42-51	133,70	0,7462	0,3731		
43	43-35	59,10	0,3298	0,1649	0,35	226
	43-40	36,60	0,2043	0,1021		
	43-44	29,50	0,1646	0,0823		
44	44-36	61,30	0,3421	0,1711	0,33	227
	44-43	29,50	0,1646	0,0823		
	44-45	27,60	0,1540	0,0770		
45	45-44	27,60	0,1540	0,0770	0,36	227
	45-46	31,40	0,1752	0,0876		
	45-50	68,30	0,3812	0,1906		
46	46-45	31,40	0,1752	0,0876	0,17	226
	46-48	28,00	0,1563	0,0781		
47	47-48	40,50	0,2260	0,1130	0,30	227
	47-50	30,10	0,1680	0,0840		
	47-59	37,50	0,2093	0,1046		
48	48-46	28,00	0,1563	0,0781	0,31	227
	48-47	40,50	0,2260	0,1130		
	48-49	42,00	0,2344	0,1172		
49	49-48	42,00	0,2344	0,1172	0,12	225
50	50-36	26,70	0,1490	0,0745	0,35	228
	50-45	68,30	0,3812	0,1906		
	50-47	30,10	0,1680	0,0840		
51	51-42	133,70	0,7462	0,3731	0,59	219
	51-52	11,60	0,0647	0,0324		
	51-57	67,30	0,3756	0,1878		
52	52-51	11,60	0,0647	0,0324	0,33	219
	52-53	30,40	0,1697	0,0848		
	52-56	76,00	0,4242	0,2121		
53	53-52	30,40	0,1697	0,0848	0,34	220
	53-54	23,40	0,1306	0,0653		
	53-55	68,80	0,3840	0,1920		
54	54-53	23,40	0,1306	0,0653	0,07	220
55	55-53	68,80	0,3840	0,1920	0,19	220
56	56-52	76,00	0,4242	0,2121	0,21	220
57	57-51	67,30	0,3756	0,1878	0,19	220
58	58-21	75,40	0,4208	0,2104	0,21	228
59	59-47	37,50	0,209294042	0,1046	0,10	

21,60

II.2.1.2-Simulation et interprétation:**Tableau III.5:** Résultats de la simulation

État des Arcs du Réseau						
ID Arc	Diamètre m	Rugosité	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km	Facteur Friction
Tuyau 1	125	150	23,3	1,9	23,62	0,016
Tuyau 2	110	150	7,18	0,76	4,97	0,019
Tuyau 3	110	150	6,27	0,66	3,87	0,019
Tuyau 4	63	150	0,76	0,24	1,16	0,024
Tuyau 6	63	150	0,09	0,03	0,02	0,033
Tuyau 7	110	150	9,32	0,98	8,07	0,018
Tuyau 8	110	150	5,89	0,62	3,45	0,019
Tuyau 9	110	150	6,14	0,65	3,72	0,019
Tuyau 10	63	150	0,3	0,1	0,21	0,028
Tuyau 11	110	150	0,46	0,05	0,03	0,029
Tuyau 12	110	150	7,83	0,82	5,84	0,019
Tuyau 13	110	150	1,49	0,16	0,27	0,024
Tuyau 14	110	150	6,23	0,66	3,82	0,019
Tuyau 15	110	150	4,68	0,49	2,25	0,02
Tuyau 16	63	150	0,26	0,08	0,16	0,029
Tuyau 17	110	150	4,47	0,47	2,07	0,02
Tuyau 18	63	150	0,14	0,04	0,05	0,031
Tuyau 19	110	150	5,27	0,55	2,81	0,02
Tuyau 20	63	150	0,26	0,08	0,16	0,029
Tuyau 21	110	150	5,3	0,56	2,83	0,02
Tuyau 22	110	150	4,84	0,51	2,39	0,02
Tuyau 23	63	150	0,23	0,07	0,13	0,029
Tuyau 24	63	150	0,06	0,02	0,01	0,035
Tuyau 25	63	150	1,85	0,59	6,1	0,021
Tuyau 26	63	150	0,19	0,06	0,09	0,03
Tuyau 27	63	150	1,04	0,33	2,1	0,023
Tuyau 28	63	150	0,32	0,1	0,24	0,028
Tuyau 29	63	150	0,16	0,05	0,07	0,031
Tuyau 30	110	150	3,42	0,36	1,26	0,021
Tuyau 31	110	150	2,42	0,26	0,67	0,022
Tuyau 32	110	150	2,67	0,28	0,8	0,022
Tuyau 33	90	150	1,45	0,23	0,68	0,023
Tuyau 34	110	150	3,98	0,42	1,66	0,021
Tuyau 35	110	150	2,43	0,26	0,67	0,022
Tuyau 36	110	150	0,48	0,05	0,03	0,028
Tuyau 37	110	150	0,39	0,04	0,02	0,029
Tuyau 38	110	150	5,29	0,56	2,83	0,02

Tuyau 39	63	150	0,18	0,06	0,08	0,03
Tuyau 40	110	150	4,8	0,51	2,36	0,02
Tuyau 41	63	150	1,31	0,42	3,21	0,023
Tuyau 42	63	150	0,62	0,2	0,8	0,025
Tuyau 43	63	150	0,31	0,1	0,22	0,028
Tuyau 44	63	150	0,26	0,08	0,16	0,029
Tuyau 45	90	150	1,24	0,2	0,51	0,024
Tuyau 46	63	150	0,24	0,08	0,14	0,029
Tuyau 47	90	150	0,2	0,03	0,02	0,032
Tuyau 48	90	150	0,18	0,03	0,01	0,032
Tuyau 49	90	150	0,26	0,04	0,03	0,03
Tuyau 50	63	150	0,12	0,04	0,04	0,032
Tuyau 51	90	150	0,18	0,03	0,01	0,032
Tuyau 52	90	150	1,98	0,31	1,22	0,022
Tuyau 53	63	150	0,19	0,06	0,09	0,03
Tuyau 54	63	150	1,18	0,38	2,65	0,023
Tuyau 55	90	150	0,62	0,1	0,14	0,026
Tuyau 56	63	150	0,07	0,02	0,01	0,035
Tuyau 57	63	150	0,2	0,06	0,1	0,03
Tuyau 58	63	150	0,22	0,07	0,12	0,029
Tuyau 59	63	150	0,1	0,03	0,03	0,033
Tuyau 60	63	150	0,11	0,04	0,03	0,033
Tuyau 61	90	150	0,56	0,09	0,12	0,027
Tuyau 62	90	150	1,12	0,18	0,42	0,024
Tuyau 63	90	150	1,69	0,27	0,91	0,023
Tuyau 64	90	150	3,27	0,51	3,09	0,021
Tuyau 65	90	150	0,43	0,07	0,07	0,028
Tuyau 66	90	150	0,6	0,09	0,13	0,026
Tuyau 67	90	150	0,7	0,11	0,18	0,026
Tuyau 68	63	150	0,11	0,04	0,03	0,033
Tuyau 69	110	150	0,93	0,1	0,11	0,025
Tuyau 70	110	150	1,11	0,12	0,16	0,025
Tuyau 71	110	150	6,69	0,7	4,36	0,019

Tableau III.6: Charges et pressions dans le réseau

État des Nœuds du Réseau			
ID Nœud	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 2	0,53	263,66	27,66
Noeud 3	0,39	263,36	26,36
Nœud 4	0,1	263,36	26,36

Noeud 5	0,09	263,16	27,16
Noeud 6	0,37	263,16	27,16
Nœud 7	0,63	263,27	28,27
Nœud 8	0,11	263,27	27,27
Nœud 9	1,18	262,97	28,97
Nœud 10	0,61	262,99	28,99
Nœud 11	0,54	262,99	32,99
Nœud 12	0,51	263,17	31,17
Nœud 13	0,38	263,34	30,34
Nœud 14	0,5	262,98	30,98
Nœud 15	0,26	262,97	33,97
Nœud 16	0,66	262,77	31,77
Nœud 17	0,14	262,77	29,77
Nœud 18	0,62	262,21	31,21
Nœud 19	0,23	262,61	33,61
Nœud 20	0,63	262,62	37,62
Nœud 21	0,4	262,73	36,73
Nœud 22	0,61	262,54	37,54
Nœud 23	0,59	262,54	36,54
Nœud 24	0,95	262,55	35,55
Nœud 25	1,01	262,56	34,56
Nœud 26	0,19	262,2	36,2
Noeud 27	0,56	262,16	31,16
Nœud 28	0,16	262,16	33,16
Nœud 29	0,32	262,13	33,13
Nœud 30	0,55	262,42	36,42
Nœud 31	0,64	262,45	38,45
Nœud 32	0,58	262,45	39,45
Nœud 33	0,31	262,34	36,34
Nœud 34	0,22	262,29	36,29
Nœud 35	0,34	262,2	35,2
Nœud 36	0,33	262,18	34,18
Nœud 37	0,18	262,33	40,33
Nœud 38	0,26	262,18	40,18
Nœud 39	0,31	262,15	41,15
Nœud 40	0,49	262,17	37,17
Nœud 41	0,43	262,2	36,2
Nœud 42	0,93	262,45	41,45
Nœud 43	0,36	262,17	36,17
Nœud 44	0,34	262,17	35,17
Nœud 45	0,37	262,17	35,17
Noeud 46	0,17	262,16	36,16
Nœud 47	0,27	262,16	35,16
Nœud 48	0,32	262,16	35,16
Nœud 49	0,12	262,16	37,16

Nœud 50	0,36	262,17	34,17
Nœud 51	0,61	262,29	43,29
Nœud 52	0,34	262,26	43,26
Nœud 53	0,35	262,25	42,25
Nœud 54	0,07	262,25	42,25
Nœud 55	0,2	262,25	42,25
Nœud 56	0,22	262,25	42,25
Nœud 57	0,19	262,28	42,28
Nœud 58	0,06	262,73	35,73
Nœud 59	0,11	262,16	34,16
Réservoir 1	-23,3	276,58	2

-cette simulation a éclairci dans les illustrations suivantes:

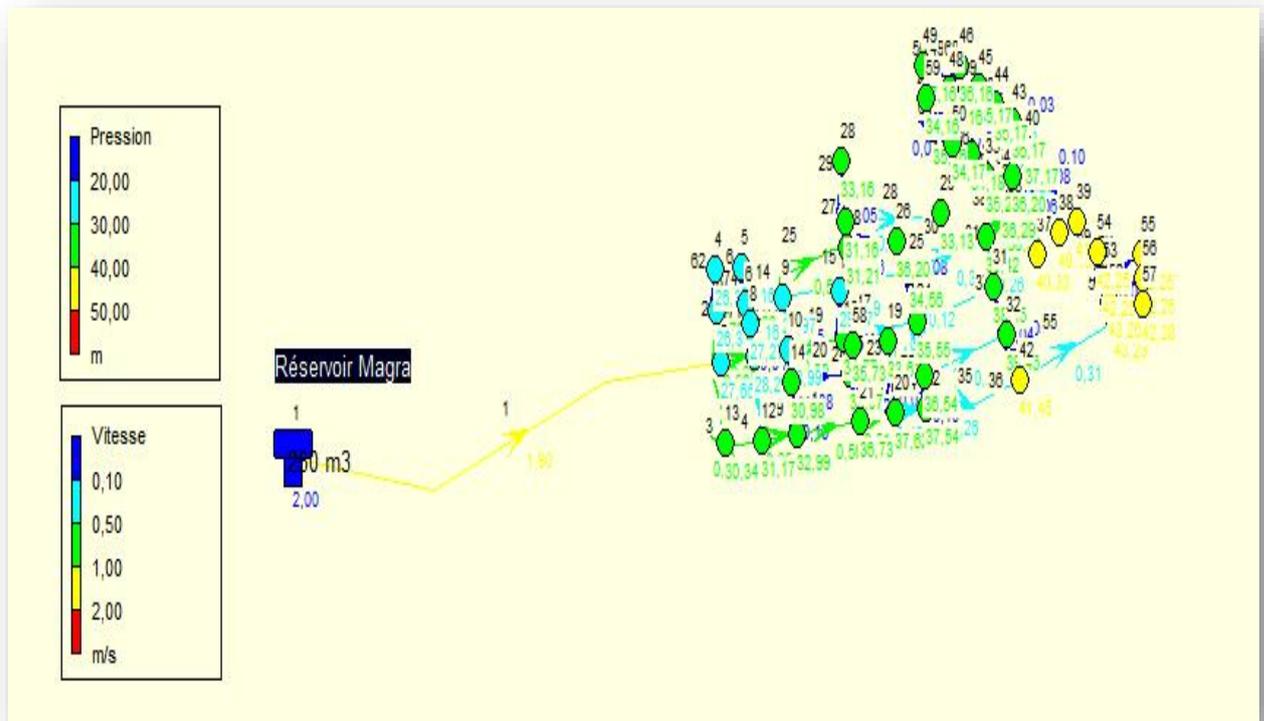


Figure III.14 : Simulation de réseau de Magra -250 l/hab/j-

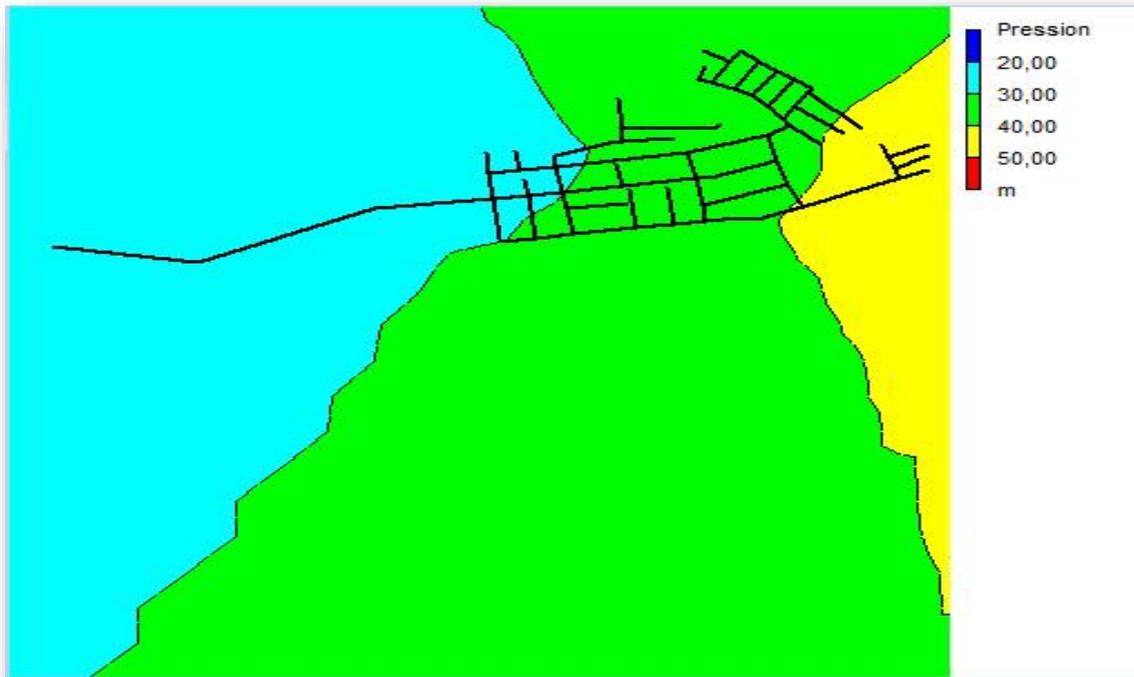


Figure III.15 : Courbe de niveau –pression-

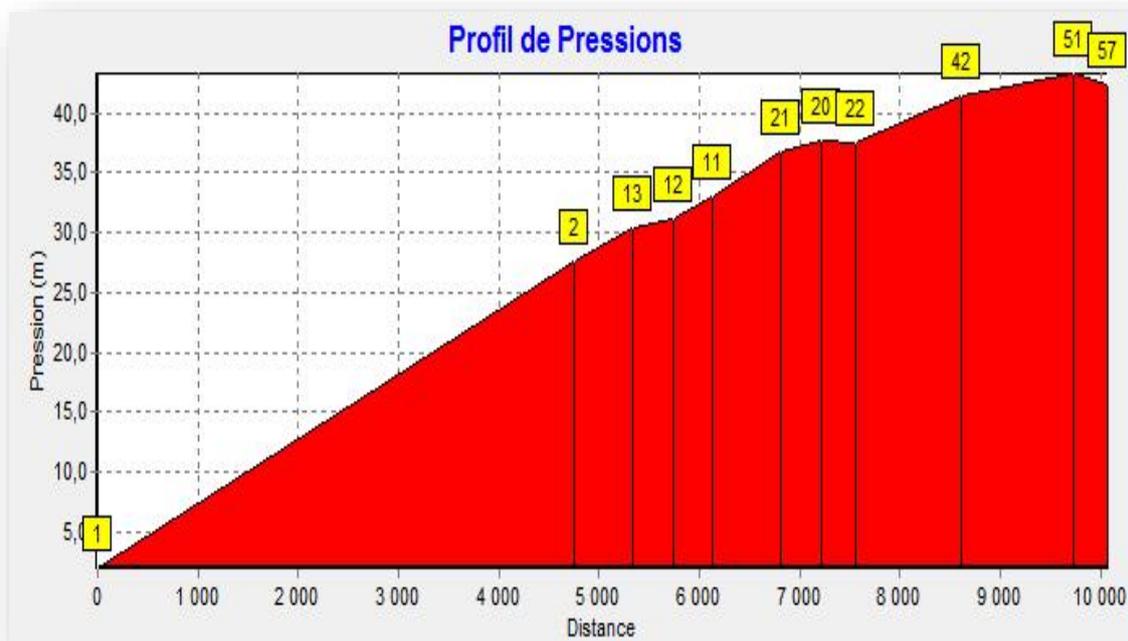


Figure III.16 : Profil longitudinale -pression-

III.2.2-Scénario 2:

Pour une dotation de 150 l/hab/j:

d=	150	l/hab/j
N=	2513	hab
Q domestique	4,36	l/s
Q équipements	0,85	l/s
Q fuite	1,04	l/s
Q total	6,26	l/s
Cp	2,59	
Q pointe	16,23	l/s

III.2.2.1- Simulation et interprétation:

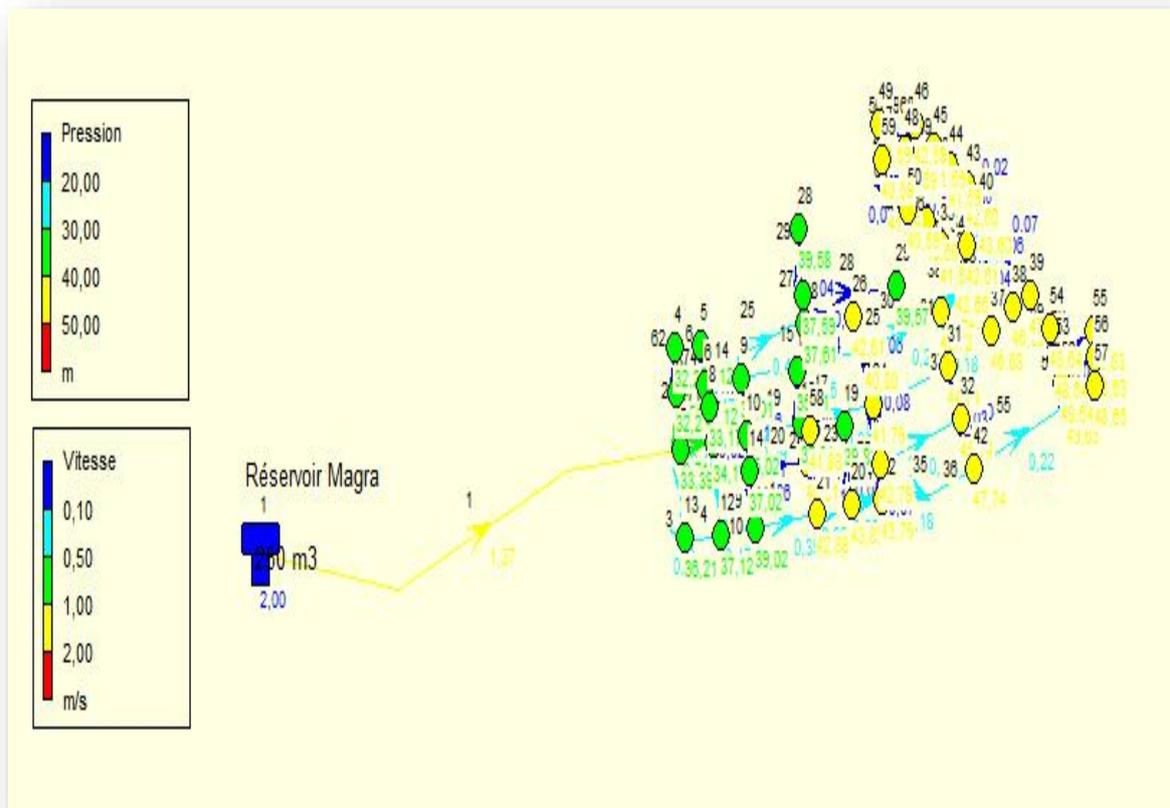


Figure III.17 : Simulation de Magra - 150 l/hab/j-

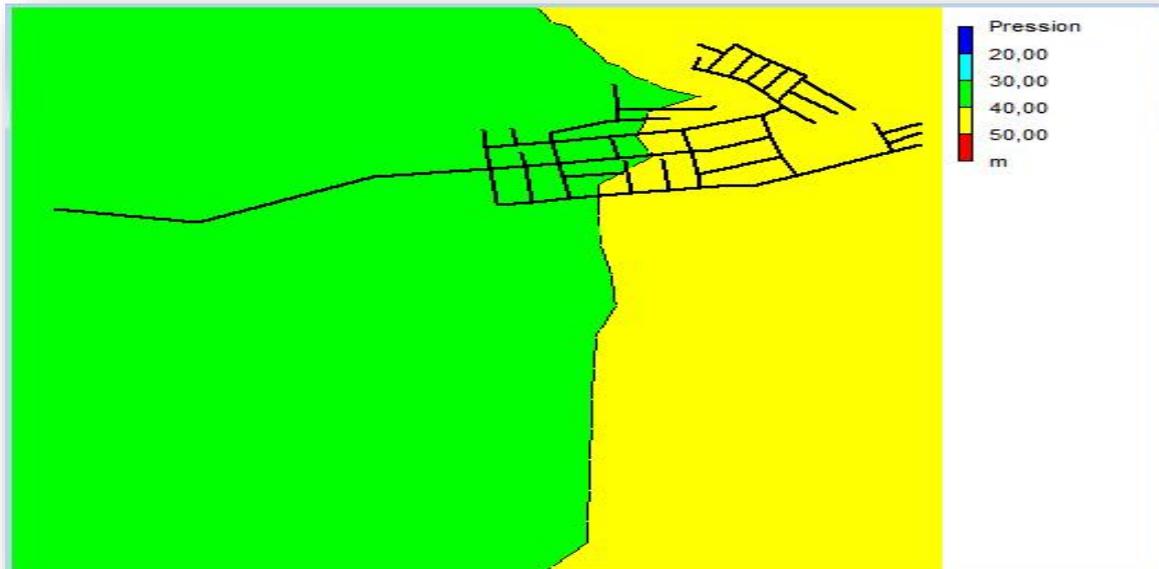


Figure III.18 : Courbe de niveau –pression-

III.2.3-Scénario 3:

Pour une dotation de 100 l/hab/j:

d=	100	l/hab/j
N=	2513	hab
Q domestique	2,91	l/s
Q équipements	0,85	l/s
Q fuite	0,75	l/s
Q total	4,51	l/s
Cp	2,79	
Q pointe	12,58	l/s

III.2.3.1- Simulation et interprétation:

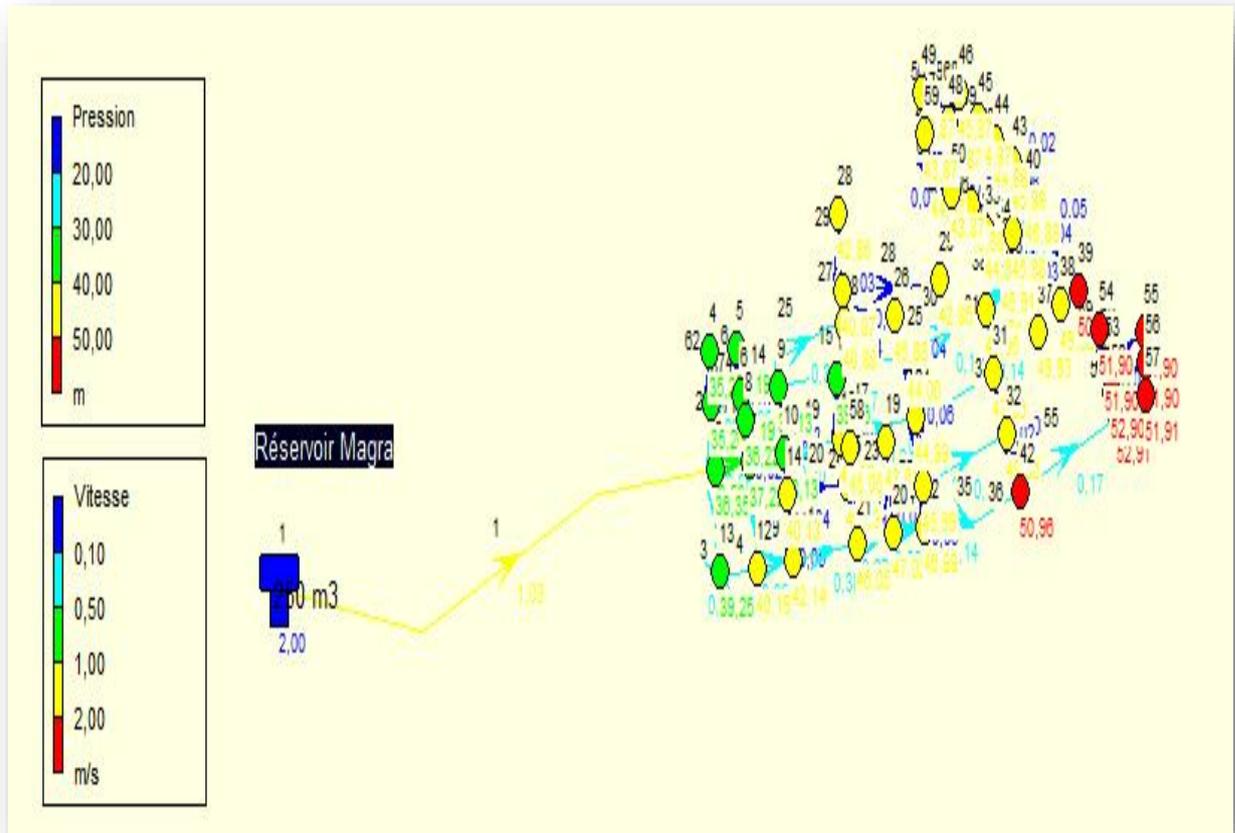


Figure III.19 : Simulation Magra -100 l/hab/j-

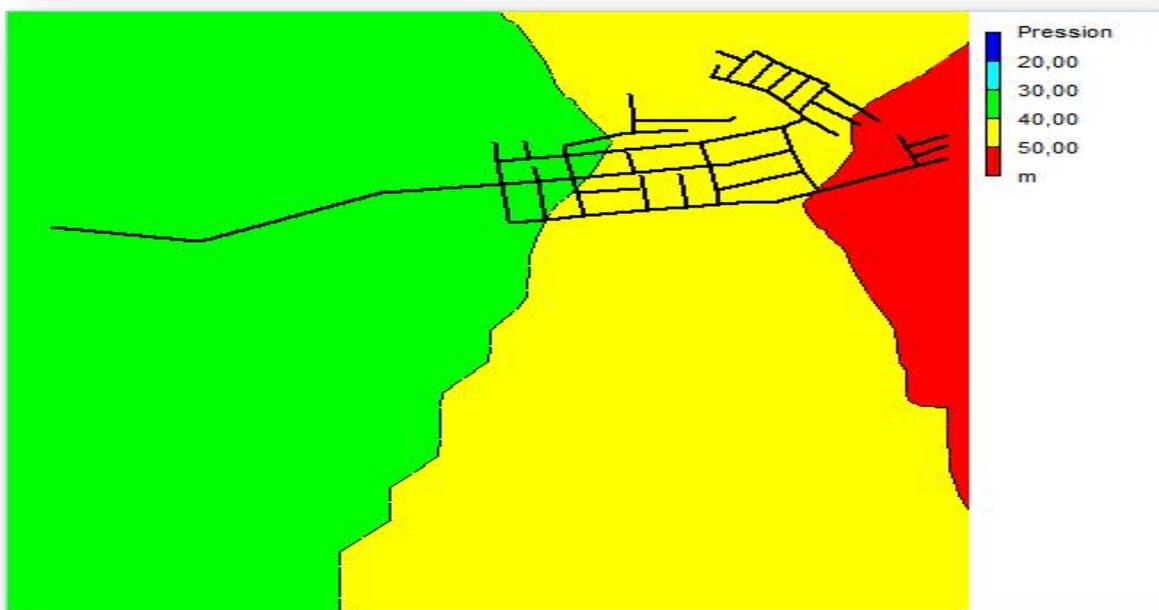


Figure III.20 : Courbe de niveau –pression-

I.2.3.2- INTERPRETATION DES RESULTATS :

- Nous remarquons que la majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre 0.5 m/s et 1.5 m/s. pour les vitesses qui sont inférieure à 0.5 m/s est due aux faibles débits et ceux qui sont supérieur à 1.5 m/s est due aussi aux débits forts donc il ne reste que à changer les diamètres des tronçons concernés pour la satisfaction des vitesses.
- Nous constatons que la pression du réseau est comprise entre 26,36 à 50 m.c.e ce qui explique qu'elle est très satisfaisante.

III. 3-Rouïba:**III.3.1-Scénario 1:**

Pour une dotation de 250 l/hab/j:

d=	250	l/hab/j
N=	3437	Hab
Q domestique	9,95	l/s
Q équipements	0,85	l/s
Q fuite	2,16	l/s
Q total	12,95	l/s
Cp	2,26	
Q pointe	29,29	l/s

III.3.1.1-Descriptif du réseau:

Le centre de ROUAIBA est alimenté à partir d'un réseau de distribution ramifié, de diamètre qui comprise entre 63 et 160 mm avec un choix de réseau de type P.E.H.D

❖ **Détermination les longueurs de Rouïba:**

La somme des longueurs de réseau distribution de Rouïba égale à **6583,48m**



Figure III.21 : le tracé de Rouïba

Tableau III.7: détermination des débits aux nœuds

nœuds	Tronçons	Long tr (m)	débit spécifique	débit de route (l/s)	0,5*Qroute	Qn (l/s)	côte (m)
2	2-9	40,70	0,0044487	0,1811	0,0905	0,34	310
	2-18	74,50		0,3314	0,1657		
	2-90	36,20		0,1610	0,0805		
3	3-4	39,90		0,1775	0,0888	0,27	310
	3-5	77,40		0,3443	0,1722		
	3-90	2,78		0,0124	0,0062		
4	4-3	39,90		0,1775	0,0888	0,25	308
	4-6	66,50		0,2958	0,1479		
	4-89	4,00		0,0178	0,0089		
5	5-3	77,40		0,3443	0,1722	0,17	310
6	6-4	66,50		0,2958	0,1479	0,15	311
7	7-9	48,80		0,2171	0,1085	0,11	310
8	8-27	37,80		0,1682	0,0841	0,08	310
9	9-2	40,70		0,1811	0,0905	0,45	309
	9-7	48,80		0,2171	0,1085		
	9-10	40,70	0,1811	0,0905			

CHAPITRE III

DISTRIBUTION

	9-19	72,40	0,3221	0,1610		
10	10-9	40,70	0,1811	0,0905	0,33	309
	10-20	72,60	0,3230	0,1615		
	10-27	36,41	0,1620	0,0810		
	11-12	6,64	0,0295	0,0148		
11	11-13	98,00	0,4360	0,2180	0,49	280
	11-89	114,60	0,5098	0,2549		
	12-11	6,64	0,0295	0,0148		
12	12-79	54,10	0,2407	0,1203	0,36	282
	12-84	99,60	0,4431	0,2215		
	13-11	98,00	0,4360	0,2180		
13	13-42	41,80	0,1860	0,0930	0,41	308
	13-46	42,90	0,1908	0,0954		
	14-17	130,00	0,5783	0,2892		
14					0,29	309
15	15-16	73,90	0,3288	0,1644	0,16	309
16	16-15	73,90	0,3288	0,1644	0,34	310
	16-17	42,00	0,1868	0,0934		
	16-21	35,90	0,1597	0,0799		
	16-90	74,50	0,3314	0,1657		
17	17-14	130,00	0,5783	0,2892	0,55	309
	17-16	42,00	0,1868	0,0934		
	17-89	74,80	0,3328	0,1664		
18	18-2	74,50	0,3314	0,1657	0,26	309
	18-19	41,20	0,1833	0,0916		
	18-21	3,16	0,0141	0,0070		
19	19-9	72,40	0,3221	0,1610	0,49	309
	19-18	41,20	0,1833	0,0916		
	19-20	40,40	0,1797	0,0899		
	19-23	67,80	0,3016	0,1508		
20	20-10	72,60	0,3230	0,1615	0,26	305
	20-19	40,40	0,1797	0,0899		
	20-25	5,20	0,0231	0,0116		
21	21-16	35,90	0,1597	0,0799	0,22	309
	21-18	3,16	0,0141	0,0070		
	21-22	60,20	0,2678	0,1339		
22	22-21	60,20	0,2678	0,1339	0,13	308
23	23-19	67,80	0,3016	0,1508	0,15	307
24	24-25	67,60	0,3007	0,1504	0,15	307
25	25-20	5,20	0,0231	0,0116	0,25	300
	25-24	67,60	0,3007	0,1504		
	25-26	37,70	0,1677	0,0839		

CHAPITRE III

DISTRIBUTION

26	26-25	37,70	0,1677	0,0839	0,38	279
	26-29	56,00	0,2491	0,1246		
	26-34	4,61	0,0205	0,0103		
	26-40	73,90	0,3288	0,1644		
27	27-8	37,80	0,1682	0,0841	0,35	309
	27-10	36,41	0,1620	0,0810		
	27-30	83,20	0,3701	0,1851		
28	28-29	35,50	0,1579	0,0790	0,08	278
29	29-26	56,00	0,2491	0,1246	0,20	277
	29-28	35,50	0,1579	0,0790		
30	30-27	83,20	0,3701	0,1851	0,42	307
	30-31	52,80	0,2349	0,1174		
	30-32	52,20	0,2322	0,1161		
31	31-30	52,20	0,2322	0,1161	0,12	307
32	32-30	52,80	0,2349	0,1174	0,12	305
33	33-34	37,60	0,1673	0,0836	0,29	277
	33-35	45,60	0,2029	0,1014		
	33-36	48,00	0,2135	0,1068		
34	34-26	4,61	0,0205	0,0103	0,09	277
	34-33	37,60	0,1673	0,0836		
35	35-33	45,60	0,2029	0,1014	0,10	274
36	36-33	48,00	0,2135	0,1068	0,32	276
	36-37	50,20	0,2233	0,1117		
	36-38	46,90	0,2086	0,1043		
37	37-36	50,20	0,2233	0,1117	0,11	275
38	38-36	46,90	0,2086	0,1043	0,10	276
39	39-40	210,00	0,9342	0,4671	0,47	265
40	40-41	212,3	0,9445	0,4722	1,10	264
	40-26	73,9	0,3288	0,1644		
	40-39	210,00	0,9342	0,4671		
41	41-40	212,30	0,9445	0,4722	0,60	264
	41-42	39,70	0,1766	0,0883		
	41-43	16,50	0,0734	0,0367		
42	42-13	41,80	0,1860	0,0930	0,50	270
	42-41	39,70	0,1766	0,0883		
	42-45	144,00	0,6406	0,3203		
43	43-41	16,50	0,0734	0,0367	0,85	252
	43-44	135,50	0,6028	0,3014		
	43-77	229,50	1,0210	0,5105		

CHAPITRE III

DISTRIBUTION

44	44-43	135,50	0,6028	0,3014	0,30	250
45	45-42	144,00	0,6406	0,3203	0,32	250
46	46-13	42,90	0,1908	0,0954	0,45	276
	46-47	140,00	0,6228	0,3114		
	46-48	21,60	0,0961	0,0480		
47	47-46	140,00	0,6228	0,3114	1,28	270
	47-55	180,00	0,8008	0,4004		
	47-69	255,60	1,1371	0,5685		
48	48-46	21,60	0,0961	0,0480	0,25	270
	48-49	23,80	0,1059	0,0529		
	48-54	65,30	0,2905	0,1452		
49	49-48	23,80	0,1059	0,0529	0,27	274
	49-50	28,30	0,1259	0,0629		
	49-53	68,00	0,3025	0,1513		
50	50-49	28,30	0,1259	0,0629	0,32	271
	50-51	54,30	0,2416	0,1208		
	50-52	60,40	0,2687	0,1344		
51	51-50	54,30	0,2416	0,1208	0,12	270
52	52-50	60,40	0,2687	0,1344	0,13	270
53	53-49	68,00	0,3025	0,1513	0,15	271
54	54-48	65,30	0,2905	0,1452	0,15	272
55	55-47	180,00	0,8008	0,4004	0,51	270
	55-56	9,98	0,0444	0,0222		
	55-63	38,70	0,1722	0,0861		
56	56-55	9,98	0,0444	0,0222	0,21	268
	56-57	34,00	0,1513	0,0756		
	56-62	50,00	0,2224	0,1112		
57	57-56	34,00	0,1513	0,0756	0,26	268
	57-58	31,90	0,1419	0,0710		
	57-61	50,00	0,2224	0,1112		
58	58-57	31,90	0,1419	0,0710	0,22	269
	58-59	41,50	0,1846	0,0923		
	58-60	24,40	0,1085	0,0543		
59	59-58	41,50	0,1846	0,0923	0,09	268
60	60-58	24,40	0,1085	0,0543	0,05	269
61	61-57	50,00	0,2224	0,1112	0,11	266
62	62-56	50,00	0,2224	0,1112	0,11	267
63	63-55	38,70	0,1722	0,0861	0,09	270
64	64-65	198,50	0,8831	0,4415	0,44	269
65	65-64	198,50	0,8831	0,4415	0,79	268
	65-66	141,00	0,6273	0,3136		

CHAPITRE III

DISTRIBUTION

	65-67	14,60	0,0650	0,0325		
66	66-65	141,00	0,627263452	0,3136	0,31	264
67	67-65	14,60	0,064950684	0,0325	0,26	269
	67-68	66,30	0,294947283	0,1475		
	67-69	33,80	0,150365281	0,0752		
68	68-67	66,30	0,294947283	0,1475	0,52	265
	68-72	92,00	0,409278281	0,2046		
	68-73	76,40	0,33987892	0,1699		
69	69-47	255,60	1,137081832	0,5685	0,87	269
	69-67	33,80	0,150365281	0,0752		
	69-91	103,00	0,458213727	0,2291		
70	70-91	99,30	0,441753623	0,2209	0,22	265
71	71-91	107,00	0,476008435	0,2380	0,24	264
72	72-68	92,00	0,409278281	0,2046	0,20	264
73	73-68	76,40	0,33987892	0,1699	0,17	264
74	74-78	66,40	0,295392151	0,1477	0,15	258
75	75-78	55,80	0,248236175	0,1241	0,12	257
76	76-77	38,80	0,172608666	0,0863	0,09	257
77	77-76	38,80	0,172608666	0,0863	0,71	259
	77-43	229,50	1,020971364	0,5105		
	77-78	50,90	0,226437658	0,1132		
78	78-74	66,40	0,295392151	0,1477	0,39	258
	78-75	55,80	0,248236175	0,1241		
	78-77	50,90	0,226437658	0,1132		
79	79-12	54,10	0,240673424	0,1203	0,38	278
	79-80	78,80	0,350555745	0,1753		
	79-82	36,10	0,160597238	0,0803		
80	80-79	78,80	0,350555745	0,1753	0,18	278
81	81-82	86,30	0,383920822	0,1920	0,19	276
82	82-79	36,10	0,160597238	0,0803	0,41	276
	82-81	86,30	0,383920822	0,1920		
	82-83	61,60	0,274038501	0,1370		
83	83-82	61,60	0,274038501	0,1370	0,14	275
84	84-12	99,60	0,443088226	0,2215	0,91	250
	84-85	92,60	0,411947487	0,2060		
	84-88	218,40	0,971591049	0,4858		
85	85-84	92,60	0,411947487	0,2060	0,77	241
	85-86	134,40	0,597902184	0,2990		
	85-87	117,00	0,520495205	0,2602		
86	86-85	134,40	0,597902184	0,2990	0,30	240

87	87-85	117,00	0,520495205	0,2602	0,26	240
88	88-84	218,40	0,971591049	0,4858	0,49	242
89	89-4	4,00	0,017794708	0,0089	0,43	302
	89-11	114,60	0,50981838	0,2549		
	89-17	74,80	0,332761037	0,1664		
90	90-2	36,20	0,161042106	0,0805	0,25	310
	90-3	2,78	0,012367322	0,0062		
	90-16	74,50	0,331426434	0,1657		
91	91-69	103,00	0,458213727	0,2291	0,69	266
	91-70	99,30	0,441753623	0,2209		
	91-71	107,00	0,476008435	0,2380		

29,12

III.3.1.2-Simulation et int

Tableau III.8: Résultats de

État des Arcs du Réseau						
ID Arc	Diamètre mm	Rugosité	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km	Facteur Friction
Tuyau 1	160	150	29,13	1,45	10,73	0,016
Tuyau 2	63	150	0,17	0,05	0,07	0,03
Tuyau 3	110	150	16,08	1,69	22,15	0,017
Tuyau 4	63	150	0,15	0,05	0,06	0,031
Tuyau 5	110	150	15,68	1,65	21,13	0,017
Tuyau 6	63	150	1,62	0,52	4,76	0,022
Tuyau 7	110	150	16,87	1,78	24,2	0,017
Tuyau 8	63	150	1,32	0,42	3,26	0,023
Tuyau 9	63	150	2,9	0,93	13,99	0,02
Tuyau 10	63	150	0,13	0,04	0,04	0,032
Tuyau 11	63	150	1,64	0,53	4,88	0,022
Tuyau 12	63	150	0,16	0,05	0,07	0,031
Tuyau 13	63	150	2,46	0,79	10,33	0,021
Tuyau 14	63	150	0,29	0,09	0,2	0,028
Tuyau 15	63	150	4,39	1,41	30,21	0,019
Tuyau 16	63	150	2,73	0,88	12,53	0,02
Tuyau 17	63	150	1,3	0,42	3,17	0,023
Tuyau 18	63	150	0,18	0,06	0,08	0,03
Tuyau 19	63	150	0,74	0,24	1,12	0,025
Tuyau 20	63	150	0,19	0,06	0,09	0,03
Tuyau 21	63	150	0,14	0,04	0,05	0,031
Tuyau 22	63	150	1,33	0,43	3,31	0,022

Tuyau 23	63	150	0,26	0,08	0,16	0,029
Tuyau 24	63	150	0,3	0,1	0,21	0,028
Tuyau 25	63	150	0,49	0,16	0,52	0,026
Tuyau 26	63	150	1,39	0,45	3,59	0,022
Tuyau 27	63	150	0,15	0,05	0,06	0,031
Tuyau 28	63	150	0,99	0,32	1,92	0,023
Tuyau 29	63	150	0,15	0,05	0,06	0,031
Tuyau 30	63	150	0,57	0,18	0,69	0,025
Tuyau 31	63	150	0,12	0,04	0,04	0,032
Tuyau 32	63	150	0,13	0,04	0,04	0,032
Tuyau 33	110	150	7,64	0,8	5,58	0,019
Tuyau 34	110	150	1,65	0,17	0,33	0,023
Tuyau 35	63	150	0,09	0,03	0,02	0,033
Tuyau 36	63	150	0,73	0,23	1,09	0,025
Tuyau 37	63	150	0,36	0,12	0,29	0,027
Tuyau 38	63	150	0,05	0,02	0,01	0,037
Tuyau 39	63	150	0,09	0,03	0,02	0,033
Tuyau 40	63	150	0,11	0,04	0,03	0,033
Tuyau 41	63	150	0,11	0,04	0,03	0,033
Tuyau 42	110	150	4,71	0,5	2,28	0,02
Tuyau 43	110	150	2,69	0,28	0,81	0,022
Tuyau 44	110	150	1,54	0,16	0,29	0,024
Tuyau 45	110	150	0,44	0,05	0,03	0,029
Tuyau 46	63	150	0,31	0,1	0,22	0,028
Tuyau 47	90	150	1,15	0,18	0,44	0,024
Tuyau 48	63	150	0,24	0,08	0,14	0,029
Tuyau 49	63	150	0,22	0,07	0,12	0,029
Tuyau 50	63	150	0,89	0,29	1,57	0,024
Tuyau 51	63	150	0,17	0,05	0,07	0,031
Tuyau 52	63	150	0,2	0,06	0,1	0,03
Tuyau 53	63	150	0,66	0,21	0,9	0,025
Tuyau 54	63	150	0,12	0,04	0,04	0,032
Tuyau 55	63	150	0,15	0,05	0,06	0,031
Tuyau 56	90	150	1,46	0,23	0,69	0,023
Tuyau 57	110	150	11,99	1,26	12,86	0,017
Tuyau 58	110	150	9,48	1	8,32	0,018
Tuyau 59	110	150	2,1	0,22	0,51	0,023
Tuyau 60	63	150	1,28	0,41	3,08	0,023
Tuyau 61	63	150	0,3	0,1	0,21	0,028
Tuyau 62	63	150	0,32	0,1	0,24	0,028
Tuyau 63	63	150	2,61	0,84	11,53	0,02
Tuyau 64	63	150	1,93	0,62	6,6	0,021
Tuyau 65	63	150	3,5	1,12	19,87	0,019

Tuyau 66	63	150	0,92	0,3	1,67	0,024
Tuyau 67	63	150	0,1	0,03	0,03	0,032
Tuyau 68	63	150	0,53	0,17	0,6	0,026
Tuyau 69	63	150	0,11	0,04	0,03	0,033
Tuyau 70	63	150	0,1	0,03	0,03	0,033
Tuyau 71	63	150	0,11	0,04	0,03	0,033
Tuyau 72	110	150	4,62	0,49	2,2	0,02
Tuyau 73	110	150	7,81	0,82	5,81	0,019
Tuyau 74	63	150	0,65	0,21	0,87	0,025
Tuyau 75	63	150	1,99	0,64	6,98	0,021
Tuyau 76	63	150	2,62	0,84	11,63	0,02
Tuyau 77	63	150	2,63	0,84	11,68	0,02
Tuyau 78	63	150	3,2	1,03	16,86	0,02
Tuyau 79	63	150	5,57	1,79	46,97	0,018
Tuyau 80	63	150	1,09	0,35	2,29	0,023
Tuyau 81	63	150	0,08	0,03	0,02	0,035
Tuyau 82	63	150	0,08	0,03	0,02	0,033
Tuyau 83	63	150	5,17	1,66	40,92	0,018
Tuyau 84	63	150	0,28	0,09	0,18	0,028
Tuyau 85	110	150	0,66	0,07	0,06	0,027
Tuyau 86	63	150	0,12	0,04	0,04	0,032
Tuyau 87	63	150	0,12	0,04	0,04	0,032
Tuyau 88	63	150	0,15	0,05	0,06	0,031
Tuyau 89	63	150	0,15	0,05	0,06	0,031
Tuyau 90	63	150	0,47	0,15	0,48	0,026
Tuyau 91	63	150	1,05	0,34	2,13	0,023
Tuyau 92	63	150	0,09	0,03	0,02	0,034
Tuyau 93	63	150	1,01	0,32	1,99	0,023
Tuyau 94	110	150	18,09	1,9	27,54	0,016
Tuyau 95	110	150	16,52	1,74	23,29	0,017

Tableau III.9 : Charges et pressions dans le réseau

Etat des Nœuds du Réseau			
ID Nœud	Demande LPS	Charge m	Pression m
Nœud 2	0,34	327,25	17,25
Nœud 3	0,27	326,19	16,19
Nœud 4	0,25	325,3	17,3
Nœud 5	0,17	326,18	16,18

Nœud 6	0,15	325,3	17,3
Nœud 7	0,11	327,01	17,01
Nœud 8	0,08	326,84	16,84
Nœud 9	0,45	327,01	18,01
Nœud 10	0,33	326,92	17,92
Nœud 11	0,49	322,45	42,45
Nœud 12	0,36	322,24	40,24
Nœud 13	0,41	321,19	51,19
Nœud 14	0,29	325,55	16,55
Nœud 15	0,16	326	17
Nœud 16	0,34	326,01	16,01
Nœud 17	0,55	325,58	16,58
Nœud 18	0,26	326,21	17,21
Nœud 19	0,49	326,17	17,17
Nœud 20	0,26	325,7	20,7
Nœud 21	0,22	326,18	17,18
Nœud 22	0,13	326,18	18,18
Nœud 23	0,15	326,17	19,17
Nœud 24	0,15	325,45	24,45
Nœud 25	0,25	325,45	25,45
Nœud 26	0,38	323,91	44,91
Nœud 27	0,35	326,84	17,84
Nœud 28	0,08	323,9	45,9
Nœud 29	0,2	323,9	46,9
Nœud 30	0,42	326,83	19,83
Nœud 31	0,12	326,83	19,83
Nœud 32	0,12	326,83	21,83
Nœud 33	0,29	323,84	46,84
Nœud 34	0,09	323,9	46,9
Nœud 35	0,1	323,84	49,84
Nœud 36	0,32	323,81	47,81
Nœud 37	0,11	323,81	48,81
Nœud 38	0,1	323,81	47,81
Nœud 39	0,47	322,34	57,34
Nœud 40	1,1	322,44	58,44
Nœud 41	0,6	321,04	57,04
Nœud 42	0,5	321,16	51,16
Nœud 43	0,85	320,85	62,85
Nœud 44	0,3	320,82	68,82
Nœud 45	0,32	321,13	71,13
Nœud 46	0,45	320,83	44,83
Nœud 47	1,28	320,05	50,05
Nœud 48	0,25	320,75	50,75

Nœud 49	0,27	320,71	46,71
Nœud 50	0,32	320,69	49,69
Nœud 51	0,12	320,68	50,68
Nœud 52	0,13	320,68	50,68
Nœud 53	0,15	320,7	49,7
Nœud 54	0,15	320,75	48,75
Nœud 55	0,51	319,99	49,99
Nœud 56	0,21	319,97	51,97
Nœud 57	0,26	319,93	51,93
Nœud 58	0,22	319,92	50,92
Nœud 59	0,09	319,92	51,92
Nœud 60	0,05	319,92	50,92
Nœud 61	0,11	319,93	53,93
Nœud 62	0,11	319,97	52,97
Nœud 63	0,09	319,99	49,99
Nœud 64	0,44	319,43	50,43
Nœud 65	0,79	319,43	51,43
Nœud 66	0,31	319,4	55,4
Nœud 67	0,26	319,44	50,44
Nœud 68	0,52	319,33	54,33
Nœud 69	0,87	319,46	50,46
Nœud 70	0,22	319,41	54,41
Nœud 71	0,24	319,4	55,4
Nœud 72	0,2	319,32	55,32
Nœud 73	0,17	319,33	55,33
Nœud 74	0,15	320,64	30,64
Nœud 75	0,12	320,64	28,64
Nœud 76	0,09	320,69	28,69
Nœud 77	0,71	320,69	30,69
Nœud 78	0,39	320,65	30,65
Nœud 79	0,38	322,07	39,07
Nœud 80	0,18	322,07	41,07
Nœud 81	0,19	322	42
Nœud 82	0,41	322	39
Nœud 83	0,14	322	38
Nœud 84	0,91	321	40
Nœud 85	0,77	320,69	33,69
Nœud 86	0,3	320,66	32,66
Nœud 87	0,26	320,67	32,67
Nœud 88	0,49	320,88	30,88
Nœud 89	0,43	325,22	23,22
Nœud 90	0,25	326,25	16,25
Nœud 91	0,69	319,42	53,42

Réservoir 1	-29,13	328	2
-------------	--------	-----	---

-cette simulation a éclairci dans les illustrations suivantes:

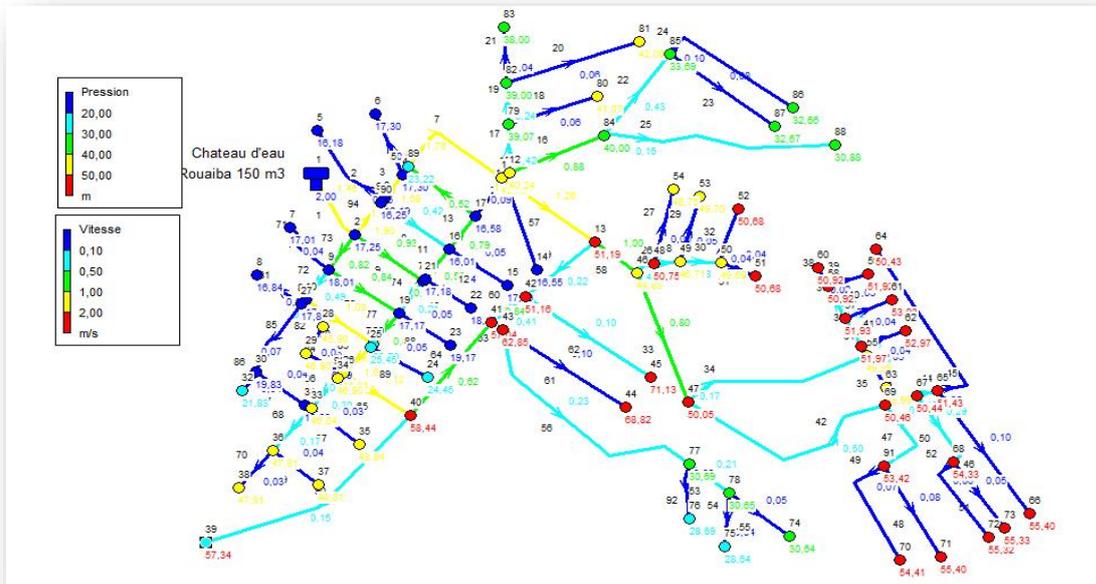


Figure III.22 : Simulation de Rouïba -250 l/hab/j-

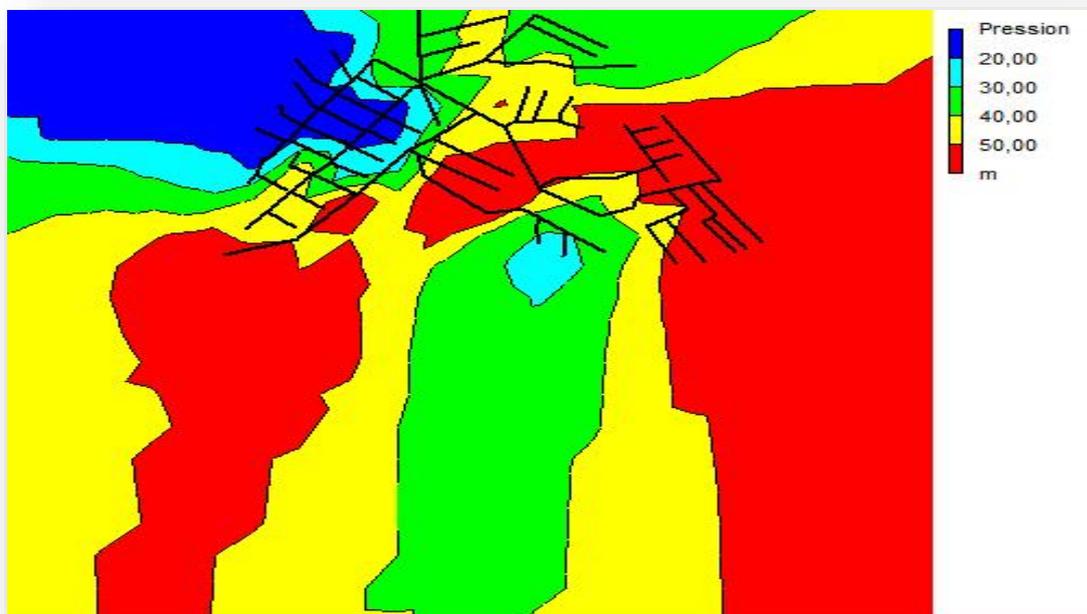


Figure III.23 : Courbe niveau –pression-

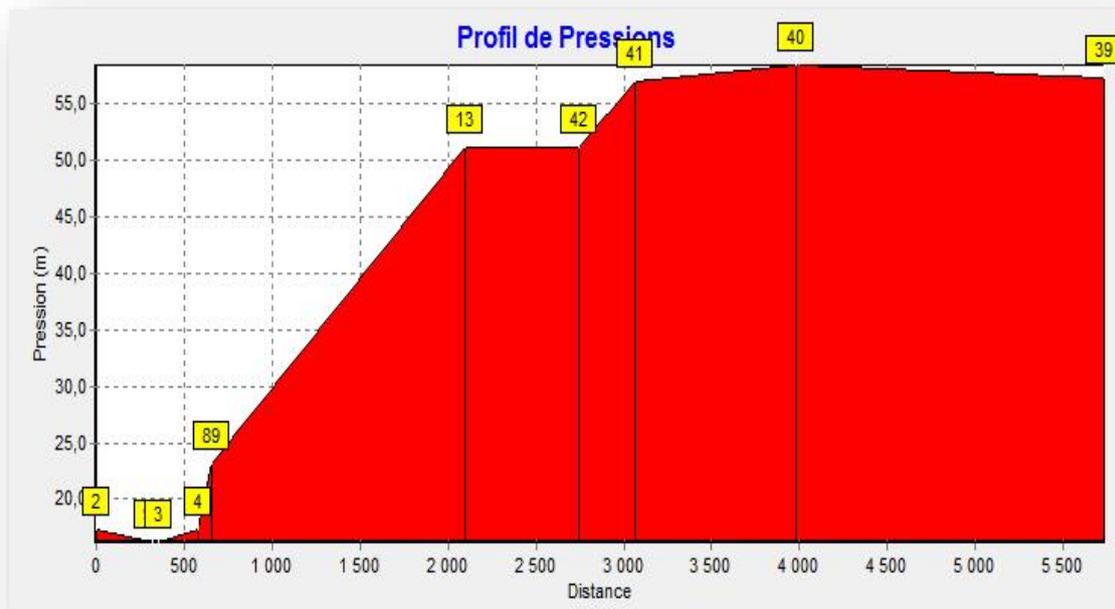


Figure III.24: Profil longitudinale -pression-

III.3.2-Scénario 2:

Pour une dotation de 150 l/hab/j:

d=	150	l/hab/j
N=	3437	hab
Q domestique	5,97	l/s
Q équipements	0,85	l/s
Q fuite	1,36	l/s
Q total	8,18	l/s
Cp	2,46	
Q pointe	20,10	l/s

-après la détermination des débits aux nœuds, nous trouvons que la somme des débits est égale à **19,99 l/s** selon la loi de **Hardy-cross**

❖ **Simulation et interprétation :**

Tableau III.10: Résultats de la simulation (LPS : litre par seconde)

État des Arcs du Réseau						
ID Arc	Diamètre mm	Rugosité	Débit LPS	Vitesse	Pert.charge m/km	Facteur Friction
Tuyau 1	160	150	19,91	0,99	5,3	0,017
Tuyau 2	63	150	0,12	0,04	0,04	0,032
Tuyau 3	110	150	11	1,16	10,97	0,018

Tuyau 4	63	150	0,1	0,03	0,03	0,033
Tuyau 5	110	150	10,73	1,13	10,48	0,018
Tuyau 6	63	150	1,11	0,36	2,37	0,023
Tuyau 7	110	150	11,54	1,21	11,99	0,018
Tuyau 8	63	150	0,89	0,29	1,58	0,024
Tuyau 9	63	150	1,97	0,63	6,87	0,021
Tuyau 10	63	150	0,1	0,03	0,03	0,033
Tuyau 11	63	150	1,14	0,36	2,48	0,023
Tuyau 12	63	150	0,11	0,04	0,03	0,033
Tuyau 13	63	150	1,69	0,54	5,16	0,022
Tuyau 14	63	150	0,2	0,06	0,1	0,03
Tuyau 15	63	150	3	0,96	14,93	0,02
Tuyau 16	63	150	1,88	0,6	6,28	0,021
Tuyau 17	63	150	0,88	0,28	1,54	0,024
Tuyau 18	63	150	0,12	0,04	0,04	0,032
Tuyau 19	63	150	0,5	0,16	0,54	0,026
Tuyau 20	63	150	0,13	0,04	0,04	0,032
Tuyau 21	63	150	0,09	0,03	0,02	0,033
Tuyau 22	63	150	0,92	0,3	1,67	0,024
Tuyau 23	63	150	0,18	0,06	0,08	0,03
Tuyau 24	63	150	0,21	0,07	0,11	0,03
Tuyau 25	63	150	0,33	0,11	0,25	0,028
Tuyau 26	63	150	0,94	0,3	1,74	0,024
Tuyau 27	63	150	0,1	0,03	0,03	0,033
Tuyau 28	63	150	0,67	0,21	0,93	0,025
Tuyau 29	63	150	0,1	0,03	0,03	0,033
Tuyau 30	63	150	0,39	0,13	0,34	0,027
Tuyau 31	63	150	0,08	0,03	0,02	0,035
Tuyau 32	63	150	0,09	0,03	0,02	0,034
Tuyau 33	110	150	5,24	0,55	2,78	0,02
Tuyau 34	110	150	1,12	0,12	0,16	0,025
Tuyau 35	63	150	0,06	0,02	0,01	0,035
Tuyau 36	63	150	0,51	0,16	0,56	0,026
Tuyau 37	63	150	0,25	0,08	0,15	0,029
Tuyau 38	63	150	0,04	0,01	0,01	0,046
Tuyau 39	63	150	0,06	0,02	0,01	0,036
Tuyau 40	63	150	0,08	0,03	0,02	0,034
Tuyau 41	63	150	0,06	0,02	0,01	0,035
Tuyau 42	110	150	3,24	0,34	1,14	0,021
Tuyau 43	110	150	1,86	0,2	0,41	0,023
Tuyau 44	110	150	1,06	0,11	0,15	0,025
Tuyau 45	110	150	0,3	0,03	0,01	0,03
Tuyau 46	63	150	0,22	0,07	0,12	0,029

Tuyau 47	90	150	0,78	0,12	0,22	0,025
Tuyau 48	63	150	0,16	0,05	0,07	0,031
Tuyau 49	63	150	0,15	0,05	0,06	0,031
Tuyau 50	63	150	0,62	0,2	0,81	0,025
Tuyau 51	63	150	0,12	0,04	0,04	0,032
Tuyau 52	63	150	0,14	0,04	0,05	0,031
Tuyau 53	63	150	0,45	0,14	0,44	0,026
Tuyau 54	63	150	0,09	0,03	0,02	0,034
Tuyau 55	63	150	0,1	0,03	0,03	0,033
Tuyau 56	90	150	1	0,16	0,34	0,025
Tuyau 57	110	150	8,21	0,86	6,38	0,018
Tuyau 58	110	150	6,49	0,68	4,13	0,019
Tuyau 59	110	150	1,44	0,15	0,26	0,024
Tuyau 60	63	150	0,88	0,28	1,55	0,024
Tuyau 61	63	150	0,21	0,07	0,11	0,03
Tuyau 62	63	150	0,22	0,07	0,12	0,029
Tuyau 63	63	150	1,79	0,57	5,74	0,022
Tuyau 64	63	150	1,32	0,42	3,24	0,023
Tuyau 65	63	150	2,4	0,77	9,84	0,021
Tuyau 66	63	150	0,65	0,21	0,88	0,025
Tuyau 67	63	150	0,07	0,02	0,01	0,034
Tuyau 68	63	150	0,38	0,12	0,33	0,027
Tuyau 69	63	150	0,08	0,03	0,02	0,033
Tuyau 70	63	150	0,08	0,03	0,02	0,033
Tuyau 71	63	150	0,07	0,02	0,01	0,036
Tuyau 72	110	150	3,17	0,33	1,1	0,021
Tuyau 73	110	150	5,34	0,56	2,88	0,02
Tuyau 74	63	150	0,47	0,15	0,47	0,026
Tuyau 75	63	150	1,33	0,43	3,3	0,022
Tuyau 76	63	150	1,79	0,57	5,72	0,022
Tuyau 77	63	150	1,81	0,58	5,87	0,021
Tuyau 78	63	150	2,19	0,7	8,36	0,021
Tuyau 79	63	150	3,83	1,23	23,42	0,019
Tuyau 80	63	150	0,75	0,24	1,15	0,024
Tuyau 81	63	150	0,06	0,02	0,01	0,036
Tuyau 82	63	150	0,05	0,02	0,01	0,04
Tuyau 83	63	150	3,56	1,14	20,45	0,019
Tuyau 84	63	150	0,19	0,06	0,09	0,03
Tuyau 85	110	150	0,45	0,05	0,03	0,028
Tuyau 86	63	150	0,08	0,03	0,02	0,033
Tuyau 87	63	150	0,08	0,03	0,02	0,033
Tuyau 88	63	150	0,1	0,03	0,03	0,033
Tuyau 89	63	150	0,1	0,03	0,03	0,033

Tuyau 90	63	150	0,32	0,1	0,24	0,028
Tuyau 91	63	150	0,71	0,23	1,04	0,025
Tuyau 92	63	150	0,06	0,02	0,01	0,035
Tuyau 93	63	150	0,71	0,23	1,03	0,025
Tuyau 94	110	150	12,37	1,3	13,62	0,017
Tuyau 95	110	150	11,3	1,19	11,52	0,018

Tableau III.11: Charges et pressions dans le réseau

Etat des Nœuds du Réseau			
ID Nœud	Demande m	Charge M	Pression m
Nœud 2	0,23	327,63	17,63
Nœud 3	0,18	327,1	17,1
Nœud 4	0,17	326,67	18,67
Nœud 5	0,12	327,1	17,1
Nœud 6	0,1	326,66	18,66
Nœud 7	0,07	327,51	17,51
Nœud 8	0,06	327,43	17,43
Nœud 9	0,31	327,51	18,51
Nœud 10	0,23	327,47	18,47
Nœud 11	0,33	325,25	45,25
Nœud 12	0,24	325,15	43,15
Nœud 13	0,28	324,62	54,62
Nœud 14	0,2	326,79	17,79
Nœud 15	0,11	327,02	18,02
Nœud 16	0,23	327,02	17,02
Nœud 17	0,38	326,8	17,8
Nœud 18	0,18	327,12	18,12
Nœud 19	0,34	327,1	18,1
Nœud 20	0,18	326,86	21,86
Nœud 21	0,09	327,11	18,11
Nœud 22	0,1	327,11	19,11
Nœud 23	0,1	327,1	20,1
Nœud 24	0,1	326,74	25,74
Nœud 25	0,17	326,74	26,74
Nœud 26	0,26	325,97	46,97
Nœud 27	0,24	327,43	18,43
Nœud 28	0,05	325,96	47,96
Nœud 29	0,14	325,96	47,96
Nœud 30	0,29	327,42	20,42
Nœud 31	0,08	327,42	20,42

Nøud 32	0,08	327,42	22,42
Nøud 33	0,2	325,93	48,93
Nøud 34	0,06	325,96	48,96
Nøud 35	0,07	325,93	51,93
Nøud 36	0,22	325,91	49,91
Nøud 37	0,08	325,91	50,91
Nøud 38	0,08	325,91	49,91
Nøud 39	0,32	325,19	60,19
Nøud 40	0,76	325,24	61,24
Nøud 41	0,41	324,55	60,55
Nøud 42	0,34	324,61	49,61
Nøud 43	0,58	324,46	66,46
Nøud 44	0,21	324,44	72,44
Nøud 45	0,22	324,6	54,6
Nøud 46	0,31	324,45	48,45
Nøud 47	0,88	324,06	54,06
Nøud 48	0,17	324,41	54,41
Nøud 49	0,18	324,39	54,39
Nøud 50	0,22	324,38	52,38
Nøud 51	0,08	324,38	54,38
Nøud 52	0,09	324,38	54,38
Nøud 53	0,1	324,39	53,39
Nøud 54	0,1	324,41	52,41
Nøud 55	0,35	324,03	54,03
Nøud 56	0,14	324,02	36,02
Nøud 57	0,18	324	56
Nøud 58	0,15	324	55
Nøud 59	0,06	324	56
Nøud 60	0,04	324	55
Nøud 61	0,08	324	58
Nøud 62	0,06	324,02	57,02
Nøud 63	0,06	324,03	54,03
Nøud 64	0,3	323,75	54,75
Nøud 65	0,54	323,75	54,75
Nøud 66	0,22	323,73	58,73
Nøud 67	0,18	323,75	54,75
Nøud 68	0,36	323,7	58,7
Nøud 69	0,6	323,77	54,77
Nøud 70	0,15	323,74	58,74
Nøud 71	0,16	323,74	59,74
Nøud 72	0,14	323,7	59,7
Nøud 73	0,12	323,7	59,7
Nøud 74	0,1	324,35	34,35

Nœud 75	0,09	324,35	32,35
Nœud 76	0,06	324,38	32,38
Nœud 77	0,49	324,38	34,38
Nœud 78	0,26	324,36	34,36
Nœud 79	0,26	325,07	42,07
Nœud 80	0,12	325,06	44,06
Nœud 81	0,13	325,03	45,03
Nœud 82	0,28	325,03	42,03
Nœud 83	0,09	325,03	41,03
Nœud 84	0,63	324,53	43,53
Nœud 85	0,53	324,37	46,37
Nœud 86	0,21	324,36	36,36
Nœud 87	0,18	324,36	36,36
Nœud 88	0,33	324,47	34,47
Nœud 89	0,3	326,62	24,62
Nœud 90	0,17	327,14	17,14
Nœud 91	0,47	323,75	57,75
Réservoir 1	-19,91	328	2

-cette simulation a éclairci dans les illustrations suivantes:

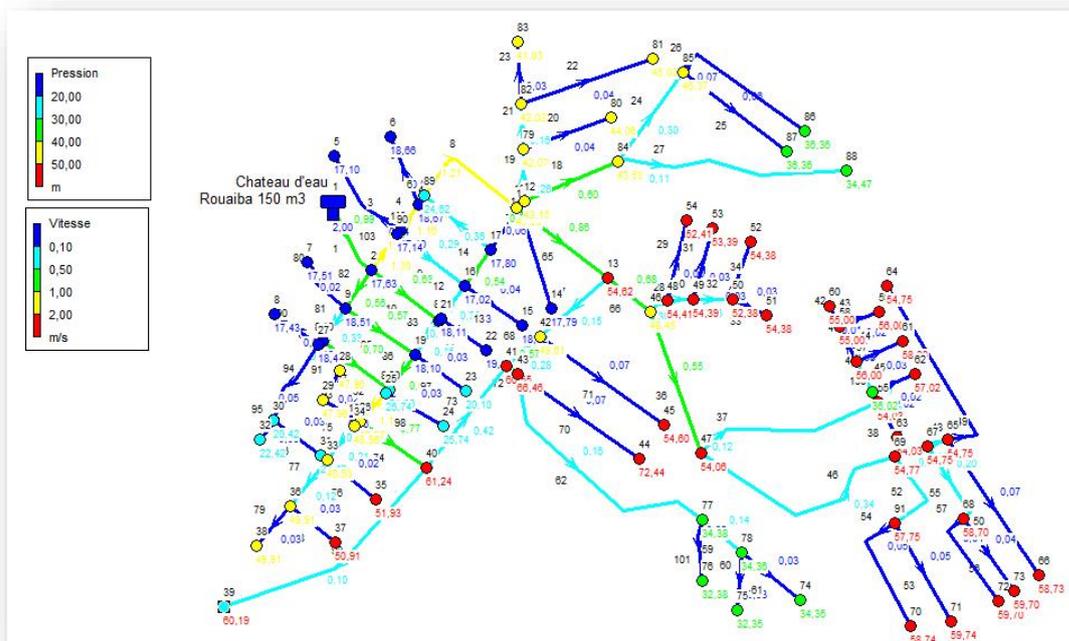


Figure III.25 : Simulation de Rouiba -150 l/hab/j-

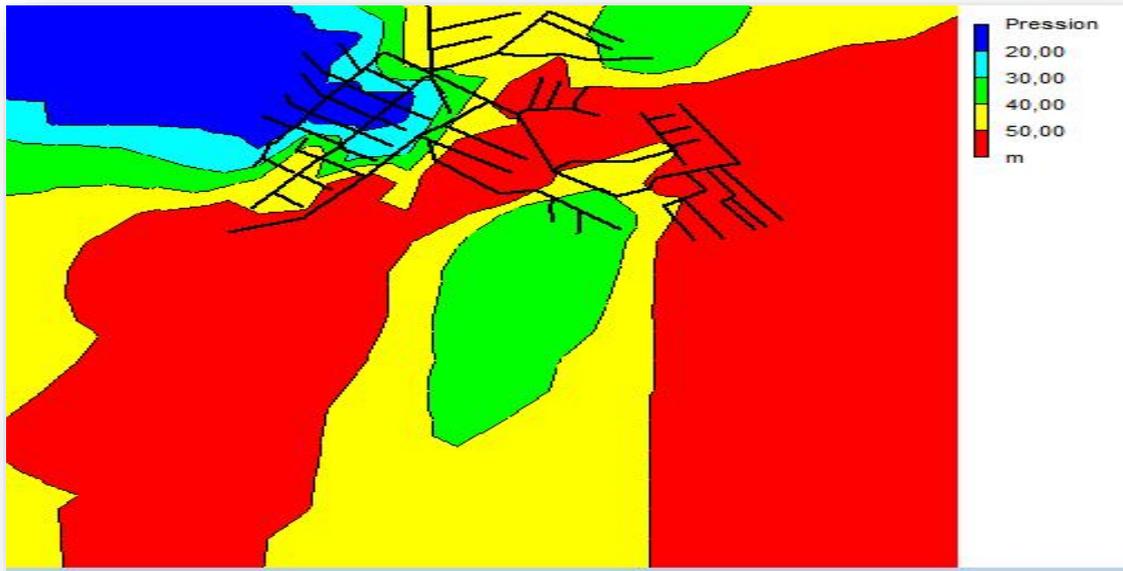


Figure III.26 : Courbe de niveau –pression-

III.3.3-Scénario 3:

Pour une dotation de 100 l/hab/j:

d=	100	l/hab/j
N=	3 437,00	hab
Q domestique	3,98	l/s
Q équipements	0,85	l/s
Q fuite	0,97	l/s
Q total	5,79	l/s
Cp	2,64	
Q pointe	15,28	l/s

III.3.3.1-Simulation et interprétation:

Tableau III.12: Résultats de la simulation

État des Arcs du Réseau						
ID Arc	Diamètre mm	Rugosité	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.charge m/km	Facteur Friction
Tuyau 1	160	150	15,24	0,76	3,23	0,018
Tuyau 2	63	150	0,09	0,03	0,02	0,034
Tuyau 3	110	150	8,4	0,88	6,65	0,018
Tuyau 4	63	150	0,08	0,03	0,02	0,035

Tuyau 5	110	150	8,19	0,86	6,34	0,018
Tuyau 6	63	150	0,84	0,27	1,41	0,024
Tuyau 7	110	150	8,81	0,93	7,26	0,018
Tuyau 8	63	150	0,7	0,22	1	0,025
Tuyau 9	63	150	1,52	0,49	4,24	0,022
Tuyau 10	63	150	0,07	0,02	0,01	0,035
Tuyau 11	63	150	0,85	0,27	1,45	0,024
Tuyau 12	63	150	0,09	0,03	0,02	0,034
Tuyau 13	63	150	1,28	0,41	3,08	0,023
Tuyau 14	63	150	0,15	0,05	0,06	0,031
Tuyau 15	63	150	2,29	0,73	9,05	0,021
Tuyau 16	63	150	1,43	0,46	3,78	0,022
Tuyau 17	63	150	0,67	0,21	0,93	0,025
Tuyau 18	63	150	0,09	0,03	0,02	0,034
Tuyau 19	63	150	0,38	0,12	0,32	0,027
Tuyau 20	63	150	0,1	0,03	0,03	0,033
Tuyau 21	63	150	0,07	0,02	0,01	0,036
Tuyau 22	63	150	0,7	0,22	1,01	0,025
Tuyau 23	63	150	0,14	0,04	0,05	0,031
Tuyau 24	63	150	0,16	0,05	0,07	0,031
Tuyau 25	63	150	0,25	0,08	0,15	0,029
Tuyau 26	63	150	0,73	0,23	1,09	0,025
Tuyau 27	63	150	0,08	0,03	0,02	0,034
Tuyau 28	63	150	0,52	0,17	0,58	0,026
Tuyau 29	63	150	0,08	0,03	0,02	0,034
Tuyau 30	63	150	0,3	0,1	0,21	0,028
Tuyau 31	63	150	0,06	0,02	0,01	0,034
Tuyau 32	63	150	0,07	0,02	0,01	0,035
Tuyau 33	110	150	3,99	0,42	1,68	0,021
Tuyau 34	110	150	0,86	0,09	0,1	0,026
Tuyau 35	63	150	0,04	0,01	0	0,036
Tuyau 36	63	150	0,38	0,12	0,33	0,027
Tuyau 37	63	150	0,19	0,06	0,09	0,03
Tuyau 38	63	150	0,03	0,01	0	0,041
Tuyau 39	63	150	0,05	0,02	0,01	0,039
Tuyau 40	63	150	0,06	0,02	0,01	0,037
Tuyau 41	63	150	0,06	0,02	0,01	0,035
Tuyau 42	110	150	2,46	0,26	0,68	0,022
Tuyau 43	110	150	1,4	0,15	0,24	0,024
Tuyau 44	110	150	0,8	0,08	0,08	0,026
Tuyau 45	110	150	0,23	0,02	0,01	0,032
Tuyau 46	63	150	0,16	0,05	0,07	0,031
Tuyau 47	90	150	0,6	0,09	0,13	0,026

Tuyau 48	63	150	0,12	0,04	0,04	0,032
Tuyau 49	63	150	0,12	0,04	0,04	0,032
Tuyau 50	63	150	0,47	0,15	0,48	0,026
Tuyau 51	63	150	0,09	0,03	0,02	0,033
Tuyau 52	63	150	0,11	0,04	0,03	0,033
Tuyau 53	63	150	0,34	0,11	0,26	0,028
Tuyau 54	63	150	0,06	0,02	0,01	0,036
Tuyau 55	63	150	0,08	0,03	0,02	0,034
Tuyau 56	90	150	0,76	0,12	0,21	0,026
Tuyau 57	110	150	6,27	0,66	3,87	0,019
Tuyau 58	110	150	4,96	0,52	2,51	0,02
Tuyau 59	110	150	1,1	0,12	0,15	0,025
Tuyau 60	63	150	0,67	0,21	0,92	0,025
Tuyau 61	63	150	0,16	0,05	0,07	0,031
Tuyau 62	63	150	0,17	0,05	0,07	0,031
Tuyau 63	63	150	1,36	0,44	3,45	0,022
Tuyau 64	63	150	1	0,32	1,97	0,023
Tuyau 65	63	150	1,82	0,59	5,94	0,021
Tuyau 66	63	150	0,48	0,15	0,5	0,026
Tuyau 67	63	150	0,05	0,02	0,01	0,035
Tuyau 68	63	150	0,28	0,09	0,18	0,028
Tuyau 69	63	150	0,06	0,02	0,01	0,035
Tuyau 70	63	150	0,05	0,02	0,01	0,038
Tuyau 71	63	150	0,06	0,02	0,01	0,036
Tuyau 72	110	150	2,41	0,25	0,66	0,022
Tuyau 73	110	150	4,09	0,43	1,75	0,02
Tuyau 74	63	150	0,34	0,11	0,26	0,028
Tuyau 75	63	150	1,04	0,33	2,11	0,023
Tuyau 76	63	150	1,38	0,44	3,52	0,022
Tuyau 77	63	150	1,37	0,44	3,52	0,022
Tuyau 78	63	150	1,68	0,54	5,1	0,022
Tuyau 79	63	150	2,91	0,93	14,15	0,02
Tuyau 80	63	150	0,56	0,18	0,67	0,026
Tuyau 81	63	150	0,04	0,01	0	0,037
Tuyau 82	63	150	0,04	0,01	0,01	0,039
Tuyau 83	63	150	2,7	0,87	12,32	0,02
Tuyau 84	63	150	0,15	0,05	0,06	0,031
Tuyau 85	110	150	0,34	0,04	0,02	0,029
Tuyau 86	63	150	0,06	0,02	0,01	0,036
Tuyau 87	63	150	0,06	0,02	0,01	0,035
Tuyau 88	63	150	0,08	0,03	0,02	0,034
Tuyau 89	63	150	0,08	0,03	0,02	0,034
Tuyau 90	63	150	0,24	0,08	0,14	0,029

Tuyau 91	63	150	0,55	0,18	0,64	0,026
Tuyau 92	63	150	0,05	0,02	0,01	0,037
Tuyau 93	63	150	0,53	0,17	0,6	0,026
Tuyau 94	110	150	9,45	0,99	8,28	0,018
Tuyau 95	110	150	8,63	0,91	6,99	0,018

Tableau III.13: Charges et pressions dans le réseau

Etat des Nœuds du Réseau			
ID Nœud	Demande LPS	Charge m	Pression m
Nœud 2	0,18	327,77	17,77
Nœud 3	0,14	327,45	17,45
Nœud 4	0,13	327,19	19,19
Nœud 5	0,09	327,45	17,45
Nœud 6	0,08	327,19	19,19
Nœud 7	0,06	327,7	17,7
Nœud 8	0,04	327,65	17,65
Nœud 9	0,24	327,7	18,7
Nœud 10	0,17	327,68	18,68
Nœud 11	0,25	326,33	46,33
Nœud 12	0,19	326,27	46,27
Nœud 13	0,21	325,95	55,95
Nœud 14	0,15	327,26	18,26
Nœud 15	0,09	327,4	16,4
Nœud 16	0,18	327,4	17,4
Nœud 17	0,29	327,27	18,27
Nœud 18	0,14	327,46	18,46
Nœud 19	0,26	327,45	18,45
Nœud 20	0,14	327,31	23,31
Nœud 21	0,12	327,45	18,45
Nœud 22	0,07	327,45	19,45
Nœud 23	0,08	327,45	20,45
Nœud 24	0,08	327,23	26,23
Nœud 25	0,13	327,23	27,23
Nœud 26	0,2	326,77	47,77
Nœud 27	0,18	327,65	18,65
Nœud 28	0,04	326,76	48,76
Nœud 29	0,11	326,76	49,76
Nœud 30	0,22	327,65	20,65
Nœud 31	0,06	327,65	20,65
Nœud 32	0,06	327,65	22,65

Nœud 33	0,15	326,75	49,75
Nœud 34	0,05	326,76	49,76
Nœud 35	0,05	326,75	52,75
Nœud 36	0,17	326,74	50,74
Nœud 37	0,06	326,74	51,74
Nœud 38	0,05	326,74	50,74
Nœud 39	0,24	326,3	61,3
Nœud 40	0,58	326,33	62,33
Nœud 41	0,31	325,91	61,91
Nœud 42	0,26	325,95	50,95
Nœud 43	0,44	325,85	67,85
Nœud 44	0,16	325,84	73,84
Nœud 45	0,17	325,94	55,94
Nœud 46	0,24	325,85	49,85
Nœud 47	0,67	325,61	56,61
Nœud 48	0,13	325,82	52,82
Nœud 49	0,14	325,81	51,81
Nœud 50	0,17	325,8	53,8
Nœud 51	0,06	325,8	55,8
Nœud 52	0,07	325,8	55,8
Nœud 53	0,08	325,81	54,81
Nœud 54	0,08	325,82	53,82
Nœud 55	0,27	325,59	57,59
Nœud 56	0,11	325,59	57,59
Nœud 57	0,13	325,58	57,58
Nœud 58	0,11	325,57	56,57
Nœud 59	0,05	325,57	57,57
Nœud 60	0,03	325,57	56,57
Nœud 61	0,06	325,58	59,58
Nœud 62	0,06	325,59	58,59
Nœud 63	0,04	325,59	55,59
Nœud 64	0,23	325,42	56,42
Nœud 65	0,41	325,43	56,43
Nœud 66	0,16	325,42	61,42
Nœud 67	0,13	325,43	56,43
Nœud 68	0,27	325,4	60,4
Nœud 69	0,46	325,44	56,44
Nœud 70	0,12	325,42	60,42
Nœud 71	0,12	325,42	61,42
Nœud 72	0,11	325,39	61,39
Nœud 73	0,09	325,39	61,39
Nœud 74	0,08	325,79	35,79
Nœud 75	0,06	325,79	33,79

Nœud 76	0,05	325,81	33,81
Nœud 77	0,37	325,81	35,81
Nœud 78	0,2	325,79	35,79
Nœud 79	0,2	326,22	43,22
Nœud 80	0,09	326,22	45,22
Nœud 81	0,1	326,2	46,2
Nœud 82	0,21	326,2	43,2
Nœud 83	0,07	326,2	42,2
Nœud 84	0,48	325,89	44,89
Nœud 85	0,4	325,8	38,8
Nœud 86	0,16	325,79	37,79
Nœud 87	0,14	325,8	37,8
Nœud 88	0,25	325,86	35,86
Nœud 89	0,22	327,16	25,16
Nœud 90	0,13	327,47	61,47
Nœud 91	0,36	325,42	59,42
Réservoir 1	-15,24	328	2

-cette simulation a éclairci dans les illustrations suivantes:

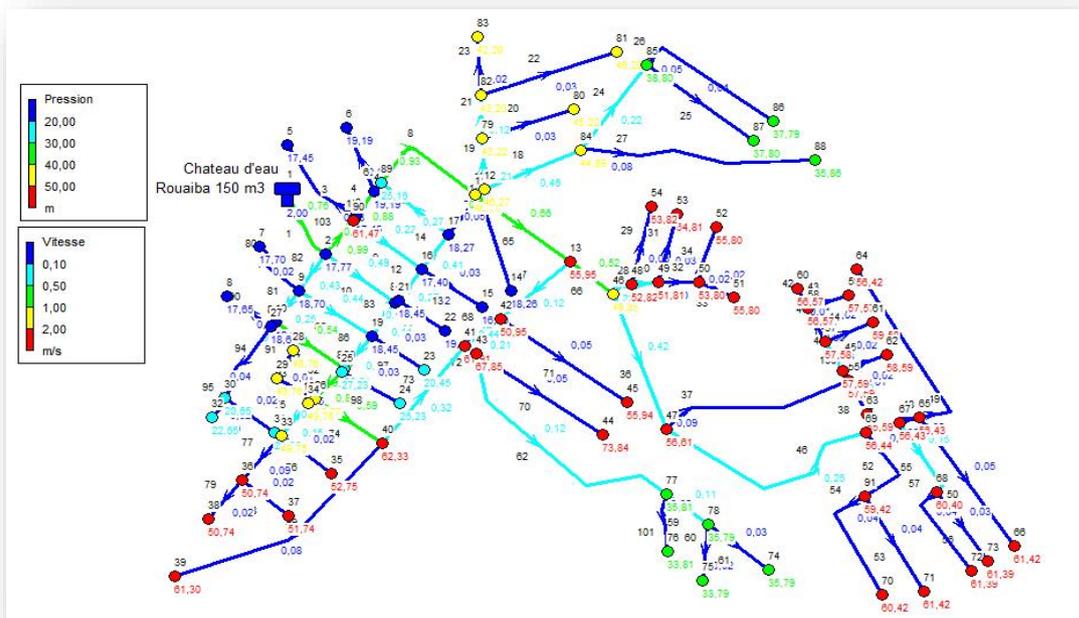


Figure III.27 : Simulation de Rouiba -100 l/hab/j-

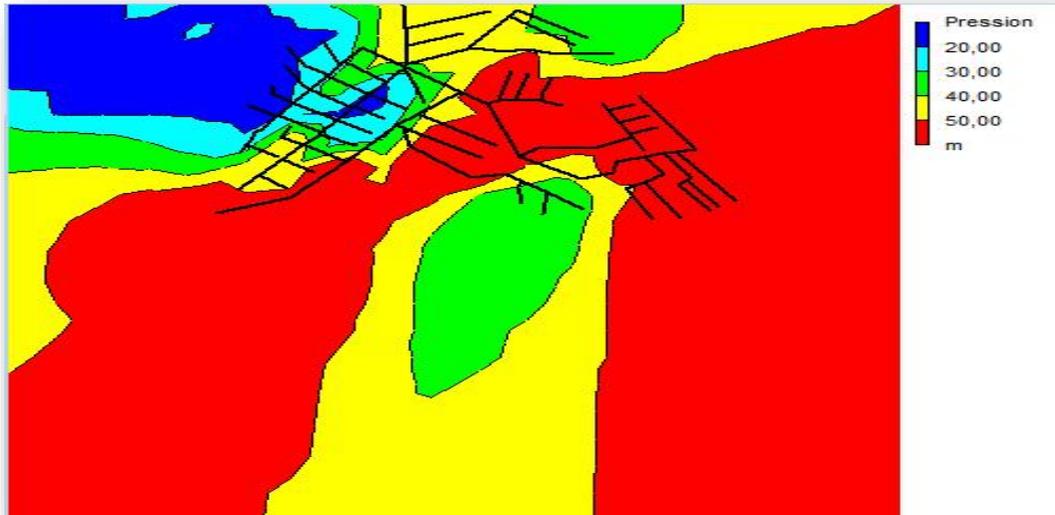


Figure III.28 : Courbe de niveau –pression-

III.3.3.2- INTERPRETATION DES RESULTATS :

- Nous remarquons que la majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre 0.5 m/s et 1.5 m/s. pour les vitesses qui sont inférieure à 0.5 m/s est due aux faibles débits et ceux qui sont supérieur à 1.5 m/s est due aussi aux débits forts donc il ne reste que à changer les diamètres des tronçons concernés pour la satisfaction des vitesses.
- Nous constatons que la pression du réseau est pour les trois scénarios est comprise entre 16,01 à 73,84 m.c.e qui explique que les pressions qui sont proches du château d'eau Rouïba moins de 2 bar, il faut implanter un autre château d'eau de la côte radier CR=331m avec une capacité de 500 m³, et les pressions qui sont supérieur de 2 bar sont satisfaisantes.

III-CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution des trois zones de l'année 2019, à l'aide du logiciel EPANET.

Après avoir lancé la simulation du réseau nous avons trouvé que la majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre 0.5 m/s et 1.5 m/s, pour les vitesses qui sont inférieure à 0.5 m/s il faut reste que à changer les diamètres des tronçons concernés pour la satisfaction des vitesses ainsi que des pressions suffisantes mais quelques pressions sont défavorables. Cette vérification nous oblige à faire un **renforcement** soit par l'implantation des réservoirs ou une station de pompage.

CHAPITRE IV
Etude des Réservoir

Introduction :

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de la pression et du débit entre le régime de production et le régime de consommation. Ainsi, un réservoir un ouvrage hydraulique aménagé pour contenir l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, ou à l'usage industrielles.

A cet effet, ils doivent satisfaire certains impératifs, à savoir :

- ❖ La résistance;
- ❖ L'étanchéité;
- ❖ La durabilité.

IV .1/ Fonction des réservoirs :

Les fonctions d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau sont de deux natures complémentaires l'une à l'autre à savoir :

- ❖ Des fonctions techniques ;
- ❖ Des fonctions économiques.

IV .1.1/ Fonctions techniques d'un réservoir :

- ❖ Régularité dans le fonctionnement du pompage où les pompes vont refouler suivant un régime constant.
- ❖ Assurer la continuité de l'approvisionnement étant donné les répercussions susceptibles d'être provoquées par un arrêt de distribution de l'eau conséquent à un arrêt de pompage suite à :
 - Un accident au niveau de la conduite principale d'adduction, ou même un simple nettoyage ;
 - Un accident au niveau de la prise d'eau ;
 - Une coupure d'électricité.

En plus de ça, les réservoirs ont d'autres fonctions :

- Le réservoir est un régulateur de pression et de débit.
- Le réservoir joue le rôle d'un réacteur chimique à la sortie d'une usine de traitement.
- Les réservoirs assurent un volume d'eau pour combattre les incendies.

IV .1.2/ Fonctions économiques d'un réservoir :

Le réservoir est permis, de réduire les dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes, et arrêt de pompage pendant les heures creuses de la sonelgaz.

IV .2/ Classifications des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération :

IV .2.1/ Classification selon le matériau de construction :

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- ❖ Réservoir métallique ;
- ❖ Réservoir en maçonnerie ;
- ❖ Réservoir en béton armé ou précontraint.

IV .2.2/ Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- ❖ Réservoir en terre ;
- ❖ Réservoir semi-enterré ;
- ❖ Réservoir sur élevés ou sur tour.

IV .2.3/ Classification selon l'usage :

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- ❖ Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- ❖ Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- ❖ Réservoir de traitement.

IV .2.4/ Classification selon la forme géométrique :

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- ❖ **Rectangulaire ou carrée:** Elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.
- ❖ **Circulaire:** Elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Les réservoirs doivent répondre aux conditions suivantes :

- Résistance
- Durabilité
- Étanchéité

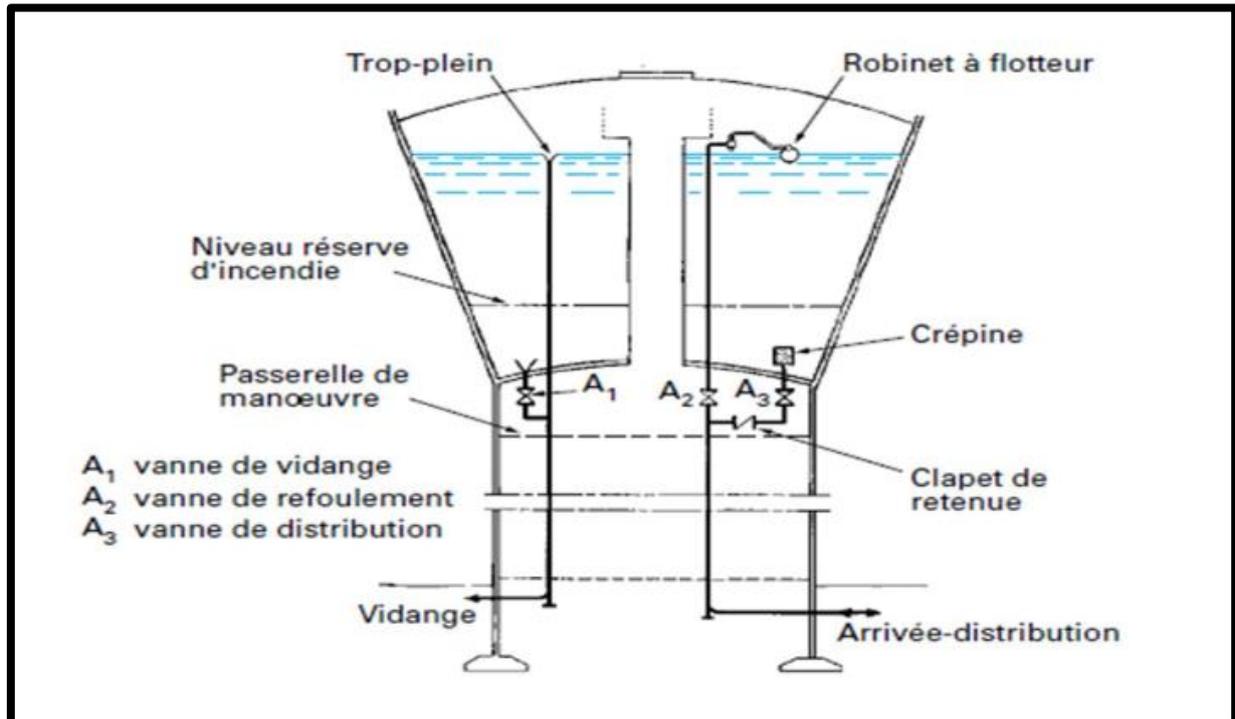


Figure IV.1 : coupe transversale d'un réservoir surélevé

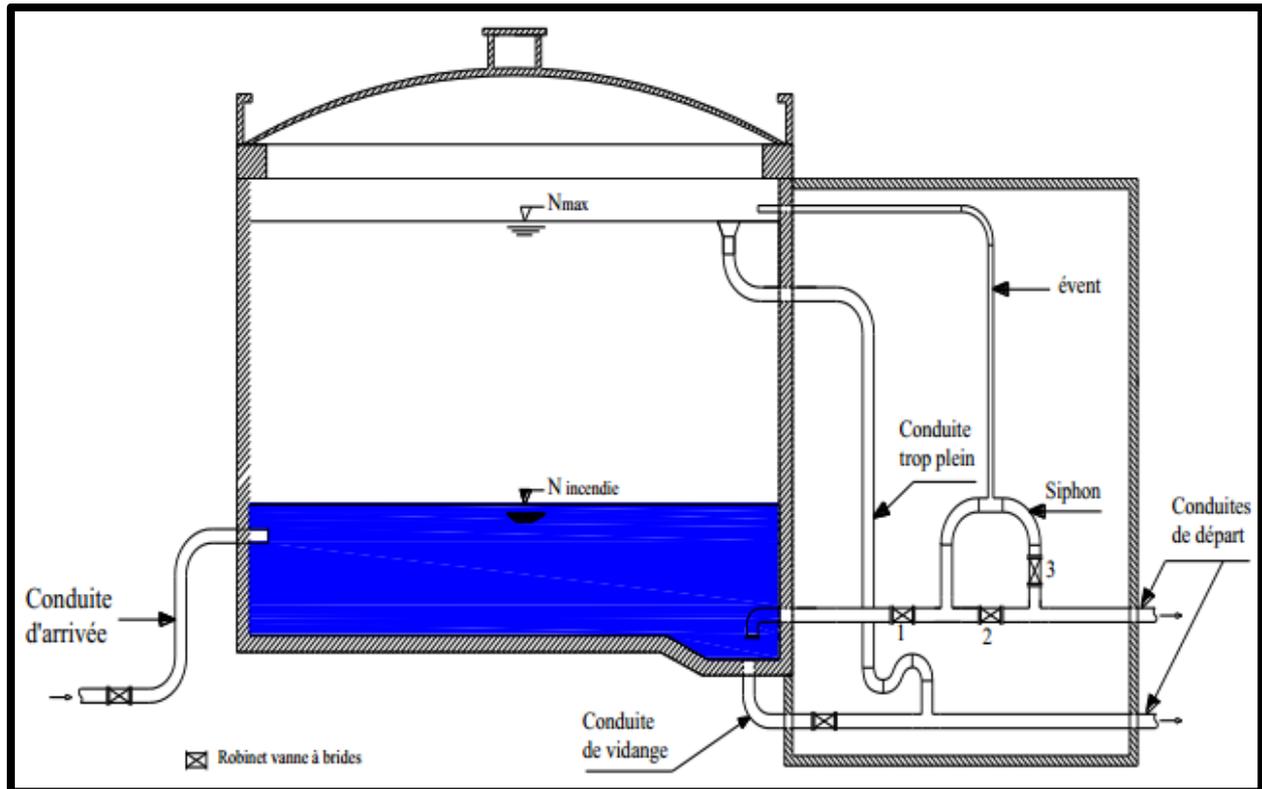


Figure IV.2 : coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

IV .2.5/ Les réservoirs en charge (sous pression) :

Ces réservoirs maintiennent une pression supérieure à la pression atmosphérique au-dessus du plan d'eau par un dispositif de compression. On les retrouve généralement dans le cas d'une injection directe par pompage dans le réseau.

Remarque :

Il existe aussi des réservoirs associés de compresseur en gardant la surface du plan d'eau libre, comme exemple le cas d'un réservoir sur tour alimenté par des compresseurs à partir d'une bache d'accumulation.

IV .3/ Choix du type de réservoir:

Vu l'importance du volume d'eau du réservoir et le relief accidenté de la zone d'étude et en raison des avantages qu'ils présentent, les réservoirs du type: circulaires et semi-enterrés sont choisis.

Avantage :

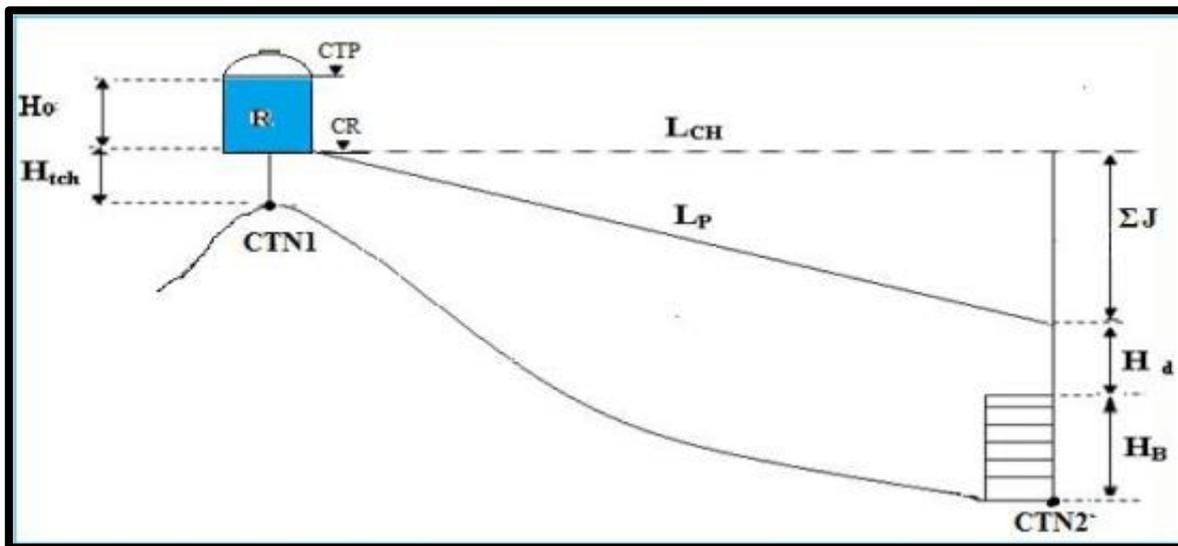
- ❖ Economie sur les frais de construction ;
- ❖ Etude architecturale très simplifiée;

- ❖ Étanchéité plus facile à réaliser ;
- ❖ Conservation à une température constante de l'eau emmagasinée.

IV .4/ Emplacement des réservoirs:

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car l'on doit tenir compte des considérations suivantes :

- Pour assurer la pression nécessaire à tous les points du réseau, les réservoirs doivent être implantés à une altitude (cote niveau) plus élevée que celle du réseau d'AEP.
- Les terrains d'implantation des réservoirs doivent être stable, d'où la nécessité d'une étude de sol avant l'engagement de tous travaux.
- Pour des raisons économiques, on a préféré que le remplissage du réservoir se fasse par gravité à partir de la source d'eau.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité



FigureIV.3 : Emplacement du réservoir dans une agglomération

Pour choisir l'emplacement du réservoir, on doit tenir en compte la relation suivante :

Avec: **$CR = CTN1 + Htch = HB + Hd + \Sigma J$** (IV.1)

- H_o : Hauteur d'eau dans le réservoir ;
- H_{Ich} : Hauteur d'élévation ;
- CTN1: Côte du terrain naturel au niveau de réservoir ;
- CTN2: Côte du point critique (Côte du terrain naturel) ;
- L_{CH} : La ligne de charge ;
- L_P : La ligne piézométrique ;
- H_B : Hauteur du bâtiment ;
- H_d : Hauteur demandé ;
- ΣJ : Les pertes de charge de réservoir jusqu'au point critique ;
- CTP : côte de trop-plein ;
- CR : côte radier.

IV .5/ Equipements des réservoirs :

L'équipement des réservoirs sont présentés dans la figure ci-dessus :

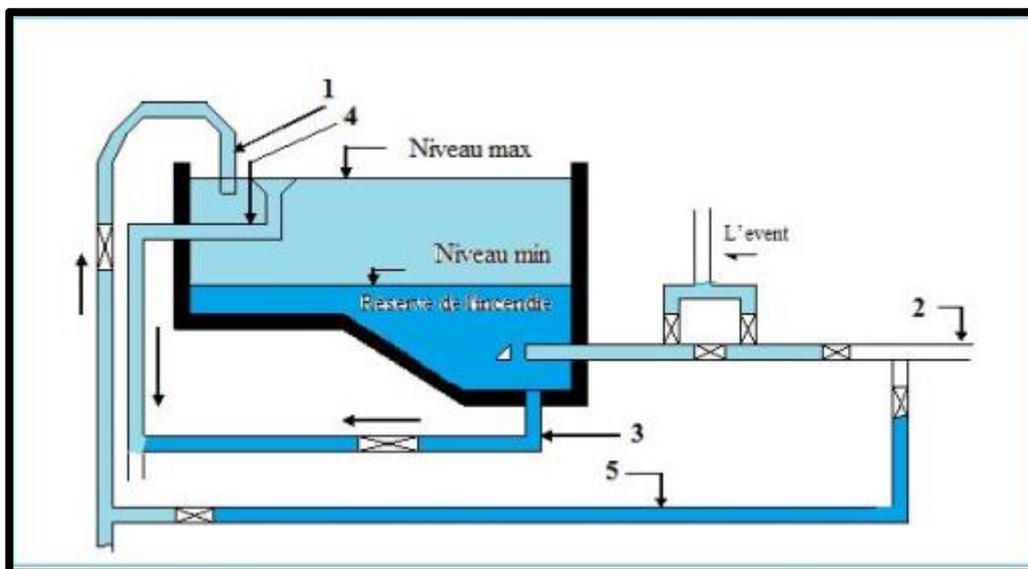


Figure IV.4 : Equipement du réservoir

Avec :

- 1 : D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- 2 : Une conduite de départ ou de distribution ;
- 3 : Une conduite de vidange ;
- 4 : Une conduite de trop-plein ;
- 5 : Conduit by-passe.

IV .5.1/ Conduite d'arrivée ou d'adduction :

L'arrivée de la conduite d'adduction dans le réservoir doit se faire au-dessus de la surface libre (par surverse), cela permettra le maintien du couple Q, H de la pompe constant, et une bonne aération de l'eau. L'installation d'un robinet flotteur interrompt l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximum.

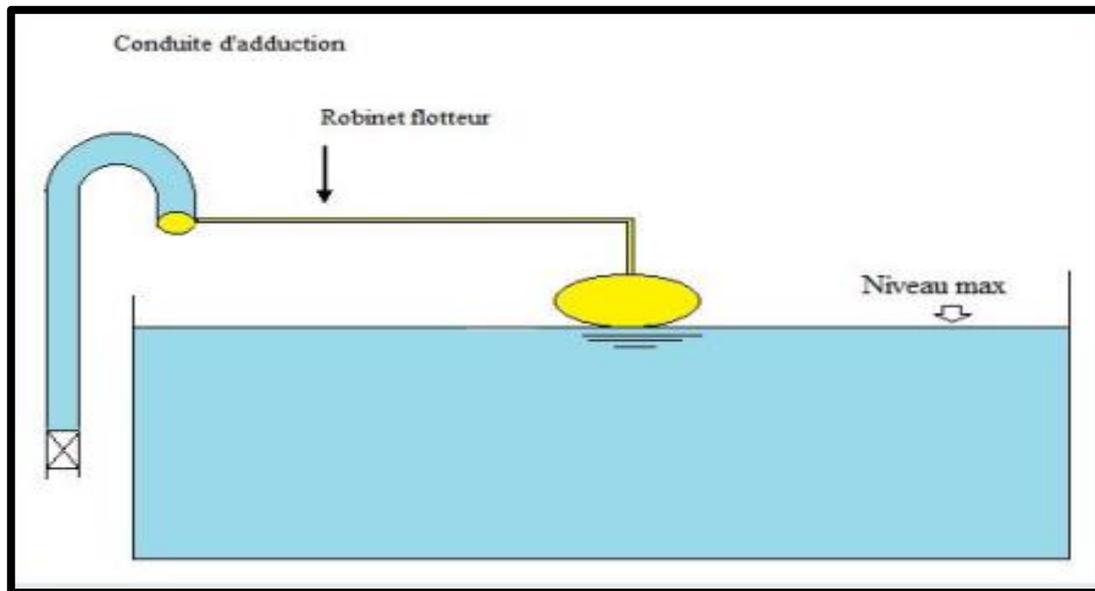


Figure IV.5 : Conduite d'arrivée par surverse

IV .5.2/ Conduite de départ ou de distribution :

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15 à 20cm) au-dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction des boues ou des sables. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène du vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

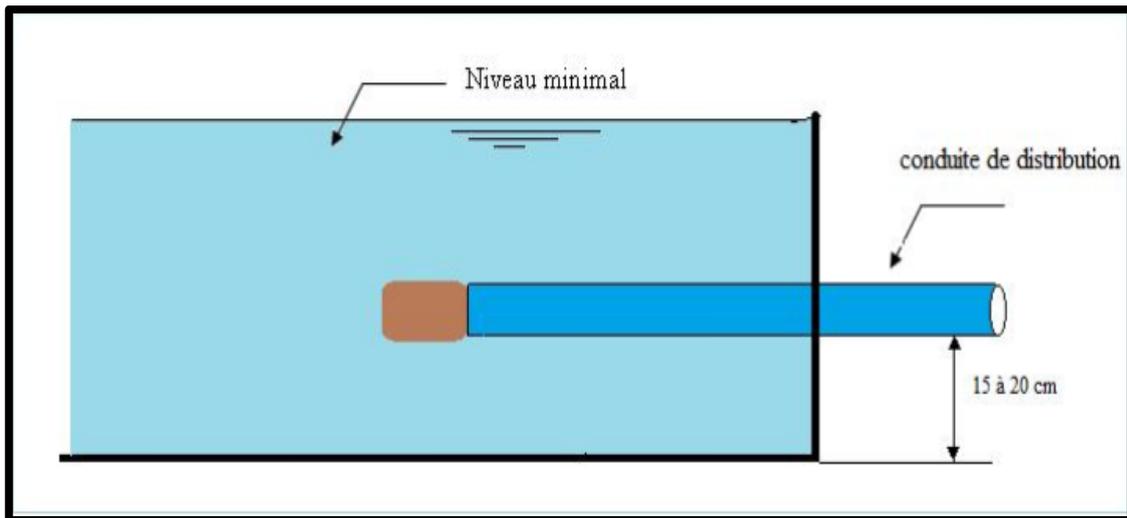


Figure IV.6 : Conduite de distribution

IV .5.3/ Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir. Elle débouchera sur un exutoire voisin par mesure de précaution d'une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustiques. Cette conduite, constitué d'un siphon à l'extrémité.

IV .5.4/ Conduites de vidange :

Elle permet la vidange du château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations. Il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite, généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne, qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

IV .5.5/ Conduit by-pass:

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartimenté (fig. IV-07), il suffit de disposer d'un by-pass reliant la conduite d'amenée à la conduite de départ. En marche normale les vannes 1 et 3 sont ouvertes, la vanne 2 est fermée ; au contraire, pendant que le réservoir est vide, la vanne 2 est ouverte et les vannes 1 et 3 fermées

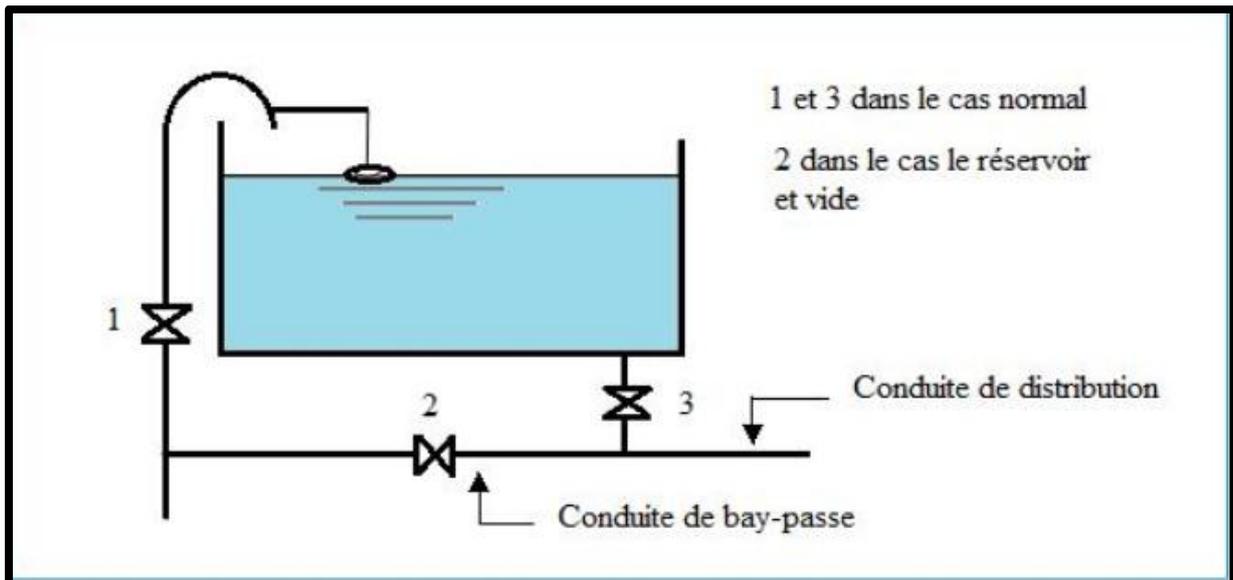


Figure IV.7 : La conduite de by-pass

IV .5.6/ Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la vanterie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes :

- ❖ Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- ❖ Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

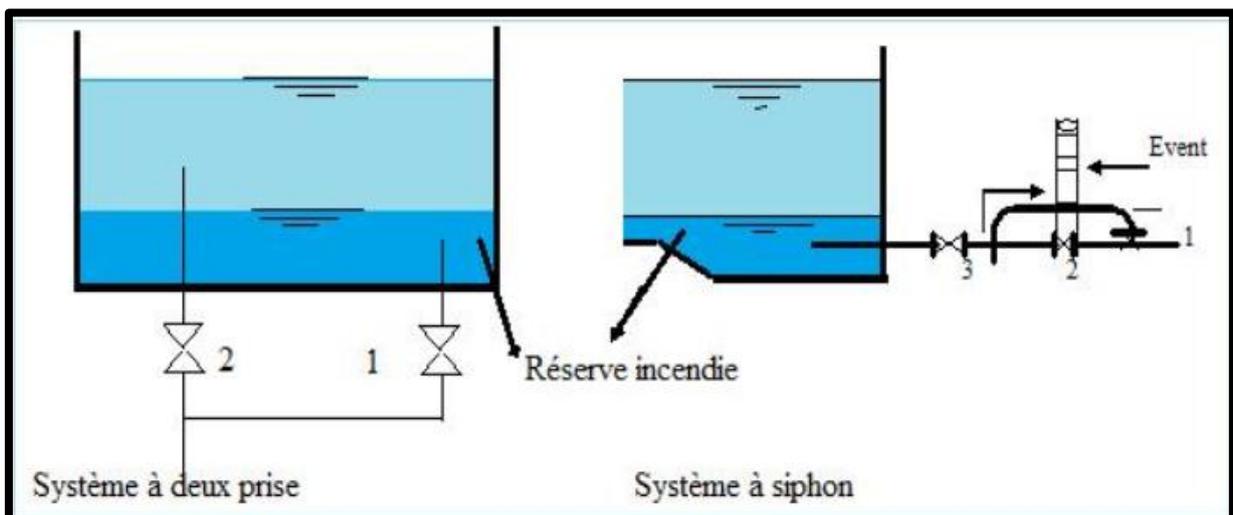


Figure IV.8 : Systèmes de l'incendie

IV .5.7/ Les joints d'étanchéité :

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

IV .5.8/ Système de canalisations :

- Conduite** : les conduites sont de forme circulaire en fonte ductile, caractérisée par d'excellentes propriétés mécaniques (déformabilité, résistance à la corrosion).
- Coudes et TE** : Ils sont placés dans la tuyauterie ; le coude permet le changement de direction, le TE permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.
- Vannes** : On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction afin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie. A la sortie de la conduite de départ, on admet des vannes papillons (à survitesse) ; utile en cas de vidange rapide.
- Crépines** : leur rôle est d'arrêter les corps étrangers qui peuvent exister dans l'eau et qui peuvent endommager le système de canalisation.
- Robinet flotteur** : Il permet de maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans la cuve et ceci en fermant la conduite d'arrivée quand ce niveau est atteint.

IV .6/ Caractéristiques du réservoir :

Le réservoir doit présenter les caractéristiques suivantes :

- ❖ Etanchéité parfaite des parois intérieures.
- ❖ Résistance contre les pressions de l'eau contre les parois.
- ❖ Résistance au contact de l'eau (attaque chimique du béton).
- ❖ Une hauteur moyenne de 3 à 6m.

IV .7/ Capacité du réservoir et la station de reprise :**IV .7.1/ Le réservoir :**

Pour satisfaire aux rôles qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes :

- ❖ Méthode analytique ;
- ❖ Méthode graphique. Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique.

Le volume max du réservoir :

Le volume maximal de stockage du réservoir est donné par la formule suivante :

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max.j}}{100} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec :

- V_{\max} : Volume maximal de stockage (m3) ;
- P% : Résidu maximal journalier (%) ;
- $Q_{\max.j}$: Consommation maximale journalière (m3/j).

La valeur de (P%) est déterminé par :

$$P_{\max}\% = \left| \Delta V_+ \right| + \left| \Delta V_- \right| \dots\dots\dots (IV.3)$$

b- Le volume total du réservoir :

Pour le calcul du volume total (V_T) du réservoir, la réserve d’incendie sera prise en compte, donc ce volume total est donné par :

$$V_T = V_{\max} + V_{inc} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

- V_T : Volume total de réservoir (m³) ;
- V_{inc} : Volume de la réserve d’incendie ($V_{inc}=120m^3$).

IV .7.2/ La station de reprise :

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipée d’une station de pompage permettant le renflement d’un point bas vers le point le plus haut, leur dimensionnement sera déterminé selon le temps nécessaire. Pour des stations circulaires un temps de 10 à 20 minutes. La station de reprise est dimensionnée par la formule suivante :

$$V_{sr} = Q_{max.j} \times t \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m³) ;
- t : Temps nécessaires pour maintenir la crépine en charge, en général $t = (1/4)$ heure ;
- $Q_{max.j}$: Débit maximum journalier.

IV.8/ Ouvrages de stockage :

IV .8.1/ Le réservoir d'alimentation (R) :

Ces réservoirs sont destinés à l'alimentation des villages Nord d'el Amria alimenté par la station de dessalement Dzioua de capacité de 1000m³

IV.8.1.1/Réservoir MAGRA :

Tableau IV.1 : Caractéristiques du Réservoir de Magra

Rv	Capacité	Diamètre	Hauteur d'eau	Cote Radier	Cote de projet	Etat	Type	Forme Géométrique
Magra	250m ³	8m	4,97m	290m	293,5m	Bon	Semi enterré	Cylindrique

a- MAGRA

Calcul du Diamètre :

$h = [3: 6] \text{ m, } \rightarrow \text{ on prend } h = 4.0 \text{ m}$

$$V = s \times h = \frac{\pi \times D^2}{4} \times h \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times v}{\pi \times 4}} = \sqrt{\frac{4 \times 250}{\pi \times 4}} = 8,92\text{m}$$

.On prend : $D = 8 \text{ m } \rightarrow h = 4,97$

VI.8.1.2/Réservoir El Khouamliya :

Tableau IV.2 : Caractéristique du Réservoir El khouamliya

Rv	Capacité	Diamètre	Hauteur d'eau	Cote Radier	Cote de projet	Etat	Type	Forme Géométrique
khoumliya	100m ³	5m	5,09m	210m	213,2m	Bon	Semi enterré	Cylindrique

b- El Khouamliya :

$$V=s \times h = \frac{\pi \times D^2}{4} \times h \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times v}{\pi \times 4}} = \sqrt{\frac{4 \times 100}{\pi \times 4}} = 5,64m$$

.On prend : D = 5 m → h = 5,09 m

VI.8.1.3/Réservoir ROUAIBA :

Tableau IV.3 : Caractéristiques du Réservoir de Rouïba

Rv	Capacité	Diamètre	Hauteur d'eau	Cote Radier	Cote de projet	Etat	Type	Forme Géométrique
ROUAIBA	150m ³	6m	5,30m	310m	313,6m	Bon	Sur élevé	Cylindrique

c- ROUAIBA :

$$V=s \times h = \frac{\pi \times D^2}{4} \times h \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times v}{\pi \times 4}} = \sqrt{\frac{4 \times 150}{\pi \times 4}} = 6,91m$$

.On prend : D = 6 m → h = 5,30 m

❖Calcul de la hauteur du réservoir :

La hauteur du réservoir est calculée moyennement par la formule :

$$H=h+R.....(IV.6)$$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend R=0,34

MAGRA : H = 4,97+ 0,34 = 5,31m

KHOUAMLIYA : H = 5,09 + 0,34 = 5,43m

ROUAIBA : H = 5,30 + 0,34 = 5,64m

❖ Calcul de la hauteur d'incendie :

Pour MAGRA :

On a :

$$V_{inc}=120 \text{ m}^3, \text{ et } D = 8 \text{ m} \rightarrow H_{inc} = \frac{4 \times v_{inc}}{\pi \times D^2} \dots \dots \dots (IV.7)$$

$$= \frac{(4 \times 120)}{(\pi \times 8^2)} = 2,38 \text{ m}$$

Pour KHOUAMLIYA :

On a :

$$V_{inc}=120 \text{ m}^3, \text{ et } D = 5 \text{ m} \rightarrow H_{inc} = \frac{4 \times v_{inc}}{\pi \times D^2} = \frac{(4 \times 120)}{(\pi \times 5^2)} = 6,11 \text{ m}$$

Pour ROUAIBA :

On a :

$$V_{inc}=120 \text{ m}^3, \text{ et } D = 6 \text{ m} \rightarrow H_{inc} = \frac{4 \times v_{inc}}{\pi \times D^2} = \frac{(4 \times 120)}{(\pi \times 6^2)} = 4,24 \text{ m}$$

❖ Calcul la hauteur d'eau disponible (à desservir)

$$H_d = h - h_{inc} \dots \dots \dots (IV.8)$$

$$H_{d \text{ resv (Magra)}} = h - h_{inc} = 4,97 - 2,38 = 2,59 \text{ m}$$

$$H_{d \text{ resv (Khouamliya)}} = h - h_{inc} = 5,09 - 6,11 = -1,02 \text{ m}$$

$$H_{d \text{ resv (Rouïba)}} = h - h_{inc} = 5,30 - 4,24 = 1,06 \text{ m}$$

IV 8.2/ La station de reprise :

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipée d'une station de pompage permettant le renflement d'un point bas vers le point le plus haut, leur dimensionnement sera déterminé selon le temps nécessaire. Pour des stations circulaires un temps de 10 à 20 minutes. La station de reprise est dimensionnée par la formule suivante :

Conclusion :

Le réservoir constitue un maillon important et faible en même temps dans les infrastructures d'alimentation en eau potable. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.

Dans ce chapitre nous avons fait une présentation des ouvrages de stockage qui sont implantés au niveau des trois localités magra ; khouamliya et rouaiba (la capacité volume, diamètre, ...etc.) et assurer le bon fonctionnement du réseau d'adduction et garantissant l'alimentation en eau potable des trois localités.

CHAPITRE V

ETUDE D'ADDUCTION

ET

DE POMPAGE

INTRODUCTION :

Les adductions sont nécessaires pour obéir le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelque fois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

V.1/ Types d'adduction :

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois organismes :

➤ Adduction gravitaire ; ➤ Adduction par refoulement ; ➤ Adduction mixte.

V.1.1/ Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On collectionne ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique d'ouvrage d'arrivée.

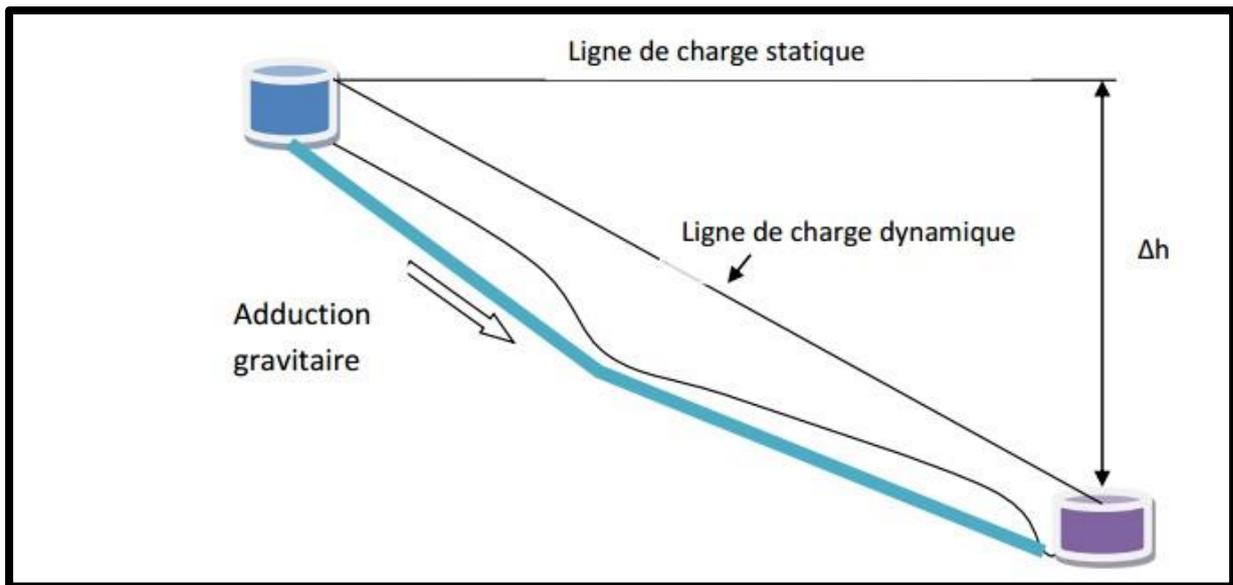


Figure V.1: Adduction Gravitaire

V.1.2/ Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques. On rend ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

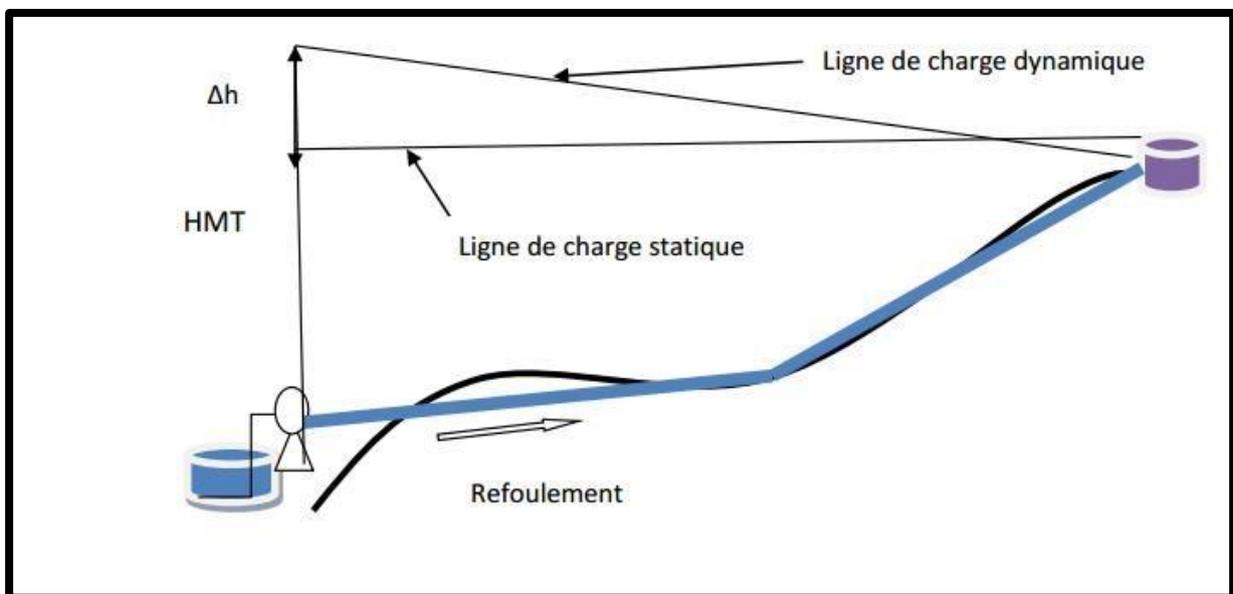


Figure V.2: Adduction par Refoulement V.1.3/

Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement.

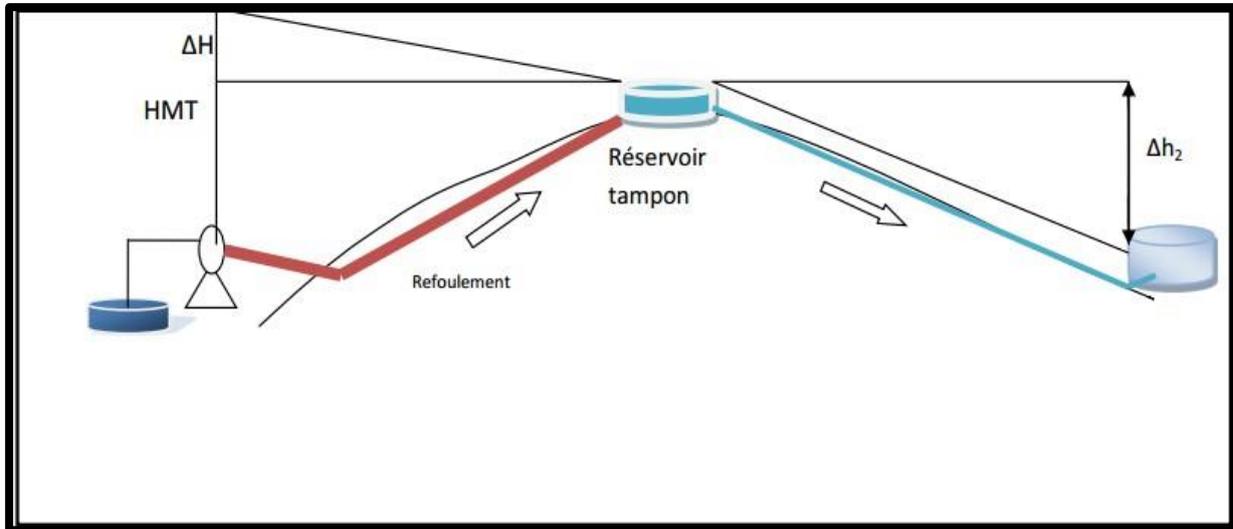


Figure V.3 : Adduction Mixte

V.2/ Types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement : VI.2.1/

Écoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

V.2.2/ Écoulement en charge :

L'**écoulement en charge** est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

V.3/ Choix du tracé de la conduite :

Le choix du tracé du profil de la conduite d'adduction se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

- Le tracé doit être le plus court possible entre la source et le réservoir d'accumulation ;
- Aux points hauts du tracé, peuvent se confiner des contenants d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigées ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contrepentes ;
- Éviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement, dans ce cas en créer autant que possible des points hauts et des points bas artificiels, afin d'obtenir une pente de 2 à 3 mm/m dans les parties montantes et 4 à 6 mm/m dans les pentes descendantes ;

- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau ;
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

V.4/ Choix du type du matériau de la tuyauterie :

Le choix du matériau des conduites, enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la surcharge (poids lourd) ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service ;

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et de transport ;
- L'accessibilité sur le marché (surtout local).

Une conduite est constituée d'un ensemble des tuyaux assemblés les uns aux autres. Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer :

- ❖ **Métalliques** : fonte ductile, fonte grise, acier soudable ;
- ❖ **A base de ciment** : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint ;
- ❖ **En matière thermoplastique** : le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène) à haute densité PEHD ou bas densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante du matériau, qui est le PEHD (polyéthylène haute densité) vu les avantages qu'elle présente :

- Disponibilité sur le marché ;
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars) ;
- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Longue de la durée de vie prouvée par l'expérience (durée de vie 50 ans à 20°C) ;
- Résiste à la corrosion et se raccorde facilement ;
- Bonne caractéristiques hydrauliques ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Se raccorde facilement aux autres réseaux (fonte et acier).



Figure V.4 : Tuyaux en PEHD

V.5/ Equipements en ligne :

Le long d'une canalisation, divers accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ; - Protéger les canalisations.

V.5.1/ Les ventouses :

Elles sont installées aux points hauts du réseau d'adduction, les ventouses ont trois accords :

- Inciter en permanence l'air contenu dans les conduites ;
- Chasser l'air à grands débits au cours des opérations de remplissage des conduites;
- Laisser pénétrer l'air à grand débit lors de vidange involontaire de la conduite afin d'éviter la mise en dépression.

Les ventouses sont installées à la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet, et le dimensionnement des ventouses se fait en prenant en compte deux paramètres:

- La pression de fonctionnement ;
- La taille de la ventouse déterminée par celle du circuit d'évacuation de l'air dépend lui-même du débit d'air qui doit être chassé ou introduit dans la conduite.

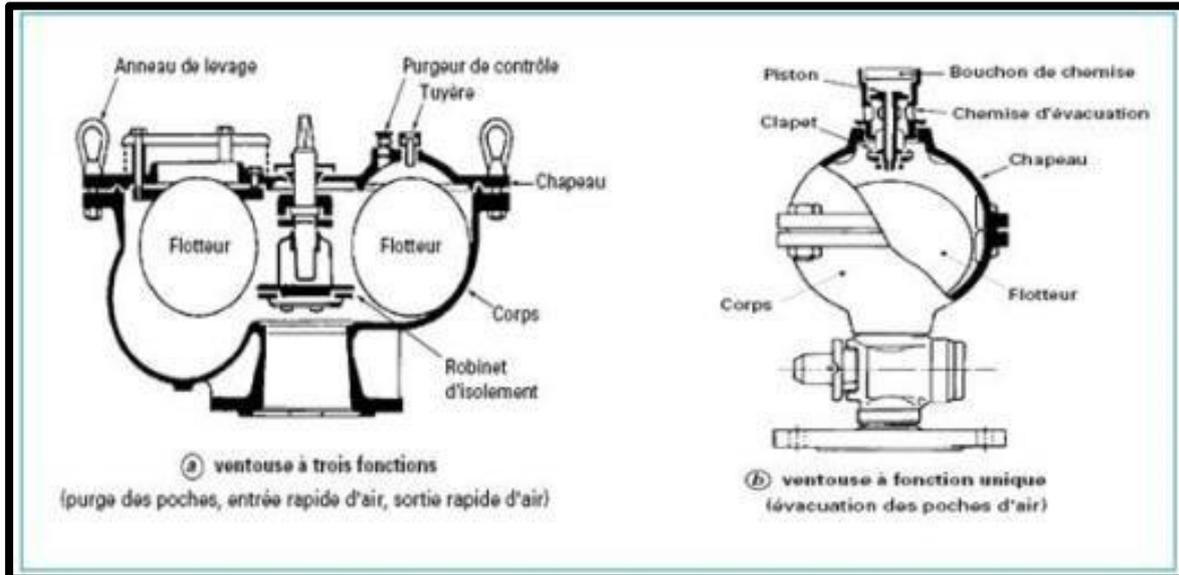


Figure V.5 : Ventouses

V. 5.2/Les vannes :**V.5.2.1/ Robinet vanne :**

Seront placés à la fin de chaque tronçon, ce sont des vannes dites à fermeture lente, leurs manœuvre n'apporte généralement pas de perturbations sensibles dans le réseau (vanne de sectionnement).

VI.5.2.2/Robinet papillon :

Les robinets à papillon sont également prévus sur la ligne de l'adduction en vue de faciliter les réparations. Ces appareils permettent une fermeture beaucoup plus rapide que les robinets ordinaires.



Figure V.6 : Robinet à vanne papillon et opercule

V.5.2.3/ Décharge :

Les décharges servent à protéger les conduites. Elles sont placées aux points bas et sont constituées d'une canalisation piquée sur la génératrice inférieure, aboutissant à un regard en maçonnerie. **V.5.2.4/ Clapets :**

Les clapets ont pour fonction d'empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. On les dispose principalement aux points de puisage et dans les stations de pompage alimentant une adduction.

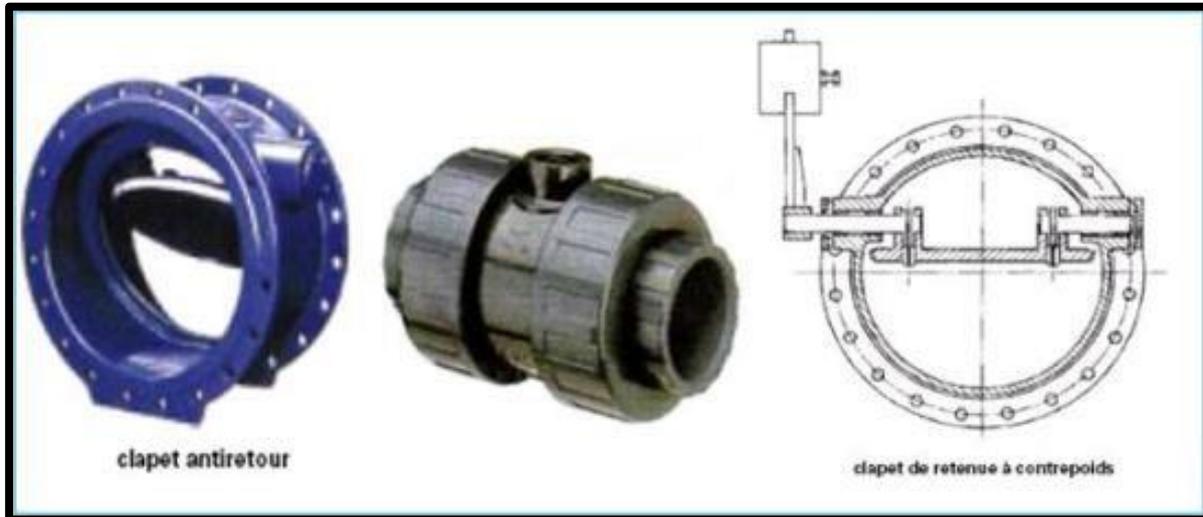


Figure V.7 : Clapet anti retour

V.5.2.5/ Les pièces spéciales :

Les pièces spéciales sont : cônes, tés, coudes, vannes à flotteur,.....etc. Ces pièces peuvent comporter des brides afin de pouvoir se raccorder aux robinets vanne par exemple.

Introduction :

La pompe hydraulique est construite pour assurer un débit Q à élever à une hauteur H . Elle transmet au courant liquide qui la traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression, en d'autres termes la pompe transforme l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

Cette partie a pour but, la détermination du type de pompe, et le dimensionnement de la station de pompage projeté adapté l'usage de notre projet et qui va nous permettre d'assurer une charge et un débit demandés qui répond à tous les besoins. **V.6/Classification des pompes :**

Le choix d'une pompe se fait en fonction du débit à refouler et la hauteur à laquelle ce débit doit être élevé, autrement appelée, la hauteur manométrique totale d'élévation. Il existe plusieurs type de pompes, on site deux (2) grand catégories englobant ce types à savoir :

- Les pompes volumétriques qui se fait par un mouvement (translation, rotation ou mixtes) .
- Les turbopompes (dynamiques) se subdivisent en : (pompe centrifuge, axiale et hélico-centrifuge)

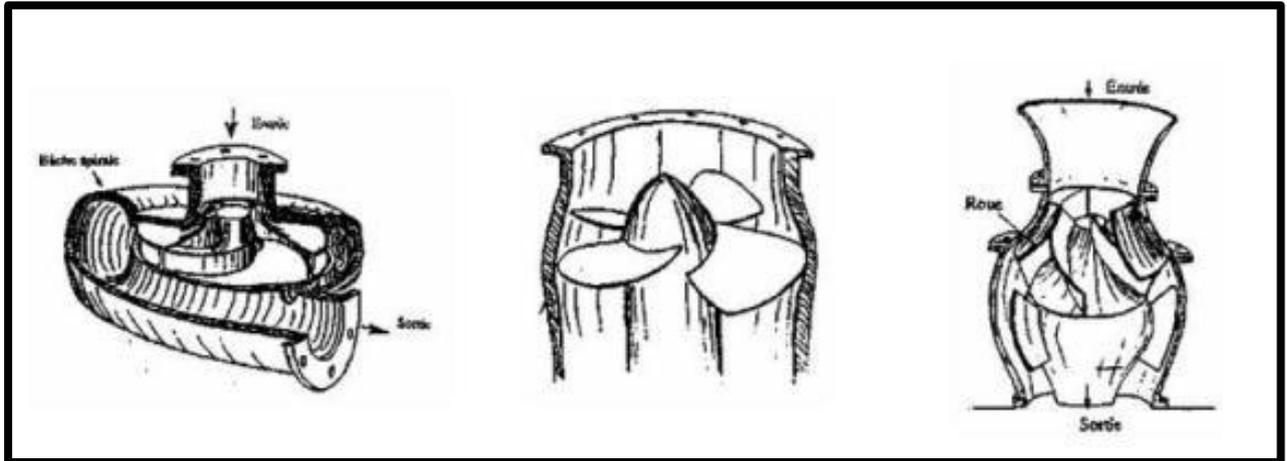


Figure V.8:Pompe centrifuge
Hélico - centrifuge

Figure V.9:pompe axiale

Figure V.10 : pompe

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire du liquide à l'intérieur de la roue.

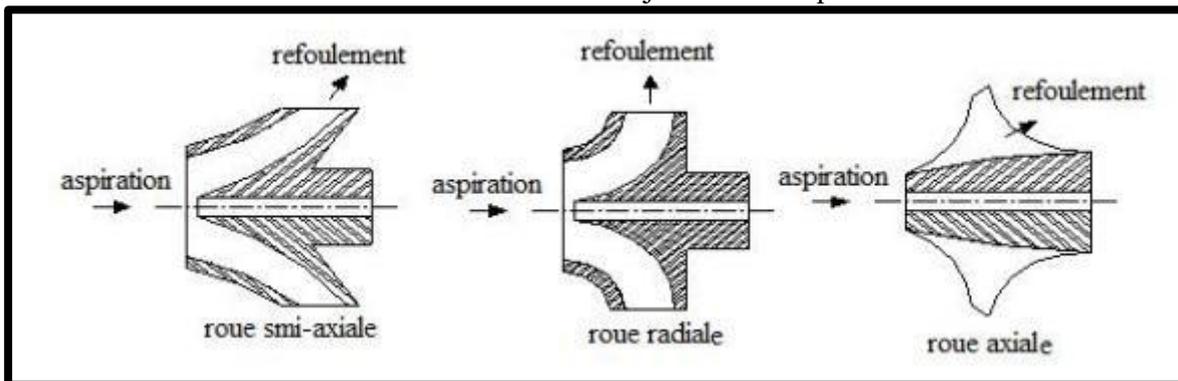


Figure V.11: Les types de roues d'une pompe centrifuge

- Suivant le nombre de roue : -
Monocellulaire ; -
Multicellulaire.
- Suivant la position de son axe :
- Pompe à axe horizontal ; -
Pompe à axe vertical.

V.7/Choix du type de pompe :

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT avec le meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;

- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série ;
- Doit reprendre à la construction du bâtiment la plus économique.

V.8/Couplage des pompes :

Le couplage des pompes se fait comme suit :

- Débit fourni par une seule pompe insuffisante \Rightarrow couplage en parallèle.
- Charge fourni par une seule pompe insuffisante \Rightarrow couplage en série. **V.8.1/**

Couplage en parallèle :

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune. Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.

La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée **H** les débits abscisses de chaque groupe.

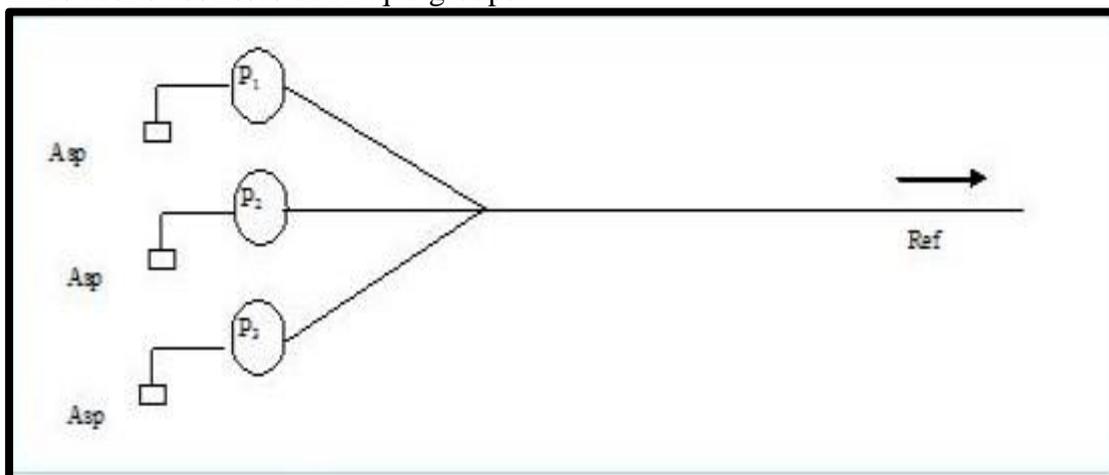


Figure V.12: couplage en parallèle

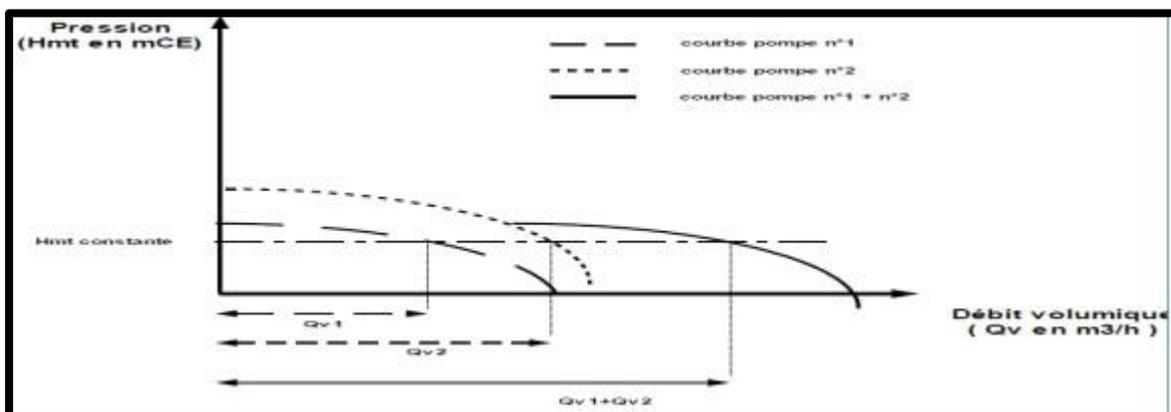


Figure V.13: courbe caractéristique du couplage en parallèle

V.8.2/ Couplage en série :

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

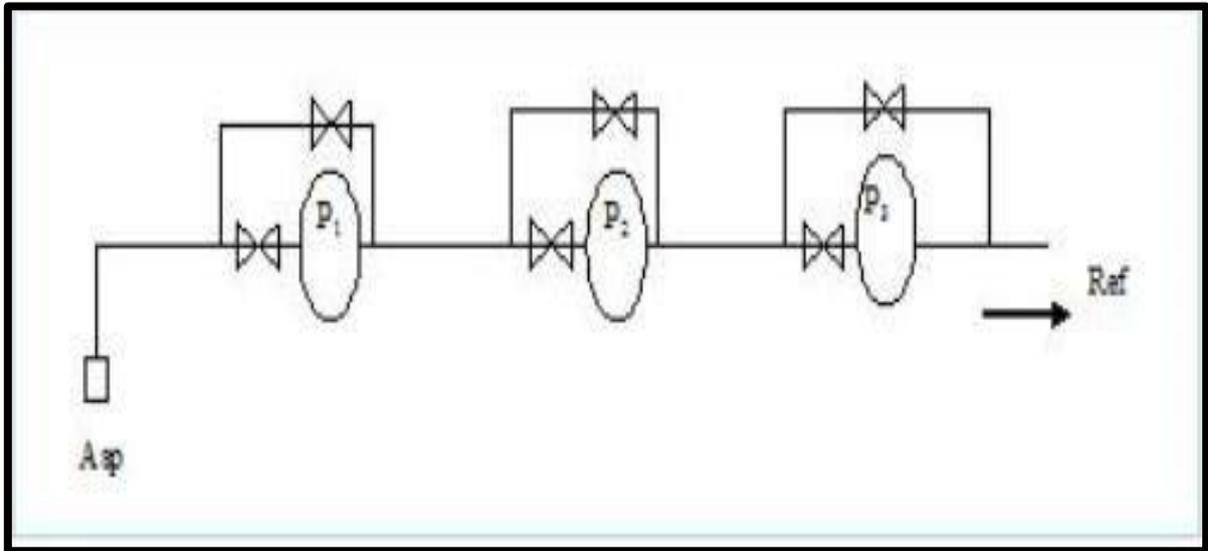


Figure V.14: couplage en série

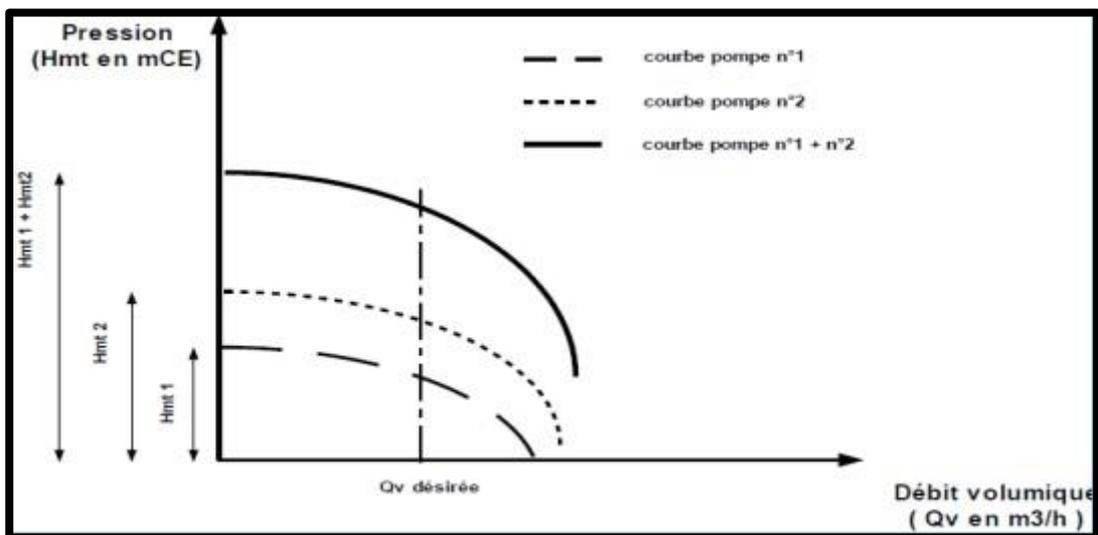


Figure V.15 : courbe caractéristique du couplage en série V

.9/ Courbe caractéristiques d'une conduite de refoulement :

Les caractéristiques d'une conduite (longueur, diamètre, rugosité, épaisseur et les accessoires qui se trouvent intercalé), il est possible de calculer pour différents débits la perte de charge totale j qui en résulte pour l'ensemble de la conduite d'aspiration et de refoulement, on peut traduire ces résultats en traçant sur deux axes de coordonnées H-Q leur courbes correspondantes. L'équation caractéristique de la conduite est :

$$H_C = H_g + A_r * Q^2$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique en (m).
- A_r : résistance totale de la conduite (aspiration et refoulement) en (m), Avec :

V.10/ Critères de l'emplacement de la station de pompage :

Les critères liés à l'emplacement des stations de pompage peuvent être résumés comme suit:

- Eviter les zones instables (sismiques ou inondables) ;
- Respecter les normes de distances ;

Pour les terrassements et l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :

- Prévoir l'accès pour tous les ouvrages
- Prévoir une plateforme avec un revêtement routier (bitume)
- Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage)
- Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

V.11/ Point de fonctionnement de la pompe :

Le point de fonctionnement est défini par un débit (Q) et une hauteur (H). Afin qu'il soit rationnellement déterminé ; il doit se situer au droit du rendement maximal de la pompe. Ce point est donné par l'intersection des deux courbes suivantes :

1. La courbe ($Q = f(H)$) courbe caractéristique de pompe, fournie par son constructeur.
2. La courbe ($Q = f(\Delta H)$) courbe caractéristique de la conduite. Dans le but d'adapter la pompe aux conditions de bon fonctionnement marché, des modifications lui sont apportées dans son fonctionnement. Pour cela on procède à l'étude des trois méthodes proposées :

- Rognage sur la roue ;
- Diminution du temps de pompage ;
- Vannage sur le refoulement.

VI .13/ Situation de l'adduction après le dessalement (2008) :

Dans le cadre du renforcement en alimentation en eau potable des agglomérations secondaires de la commune d'el Amria, la direction des ressources en eau de la willaya d'Ain T'émouchent en 2008 avait lancé une étude d'adduction (transfert) du couloir littoral par le bureau d'étude CHELIH(ORAN).

L'étude en question prévoyait la réalisation d'une conduite d'adduction à partir du critère de DZIOUA de diamètre 400mm en fonte alimentant le château d'eau de HOUAOURA qui a une capacité de 500m³ dont l'altitude est 613 m, ce château est situé dans un point très élevé, une conduite de diamètre 200mm en PEHD démarre gravitairement sur un linéaire de 2100ml en assurant l'alimentation du polygone, ce réservoir est callé à la côte 384,10 m (NGA) par le biais du piquage.

Une station de pompage est réalisée juste à côté de cet ouvrage en assurant un débit variant entre (10 à 12) l/s et une HMT = 251.78m (NGA) par l'intermédiaire d'une conduite de refoulement de diamètre 110mm en PEHD sur un linéaire de 3000 ml qui vient alimenté le château d'eau de Rouïba et par conséquent desservir la population de l'agglomération de celle-ci.

La conduite de diamètre 200mm en PEHD, continue son chemin gravitairement au niveau du piquage afin d'alimenter le réservoir de 100m³ du centre El Khouamliya, le réservoir est calé à la cote de 151,85m (NGA) et suivant une conduite gravitaire qui démarre de ce réservoir semi enterré vers les habitations qui sont dispersés dans l'espace.

A partir du point de piquage, la conduite de diamètre 200mm en PEHD poursuit sa trajectoire en assurant un écoulement gravitaire (pente très favorable) vers le point de piquage en venant alimentant une bêche d'eau (réservoir) par le biais d'une conduite gravitaire forcé.

Une station de pompage (reprise) est réalisée à proximité de cette bêche en assurant un débit variant entre (5 à 7) l/s et une HMT= 92,69m pour un refoulement vers le réservoir de Magra de capacité 250m³ qui est calé à la cote 277,58m (NGA).

Une conduite en PEHD gravitaire vient alimenter l'agglomération Magra sur un linéaire de 4912ml et un diamètre de 110mm.

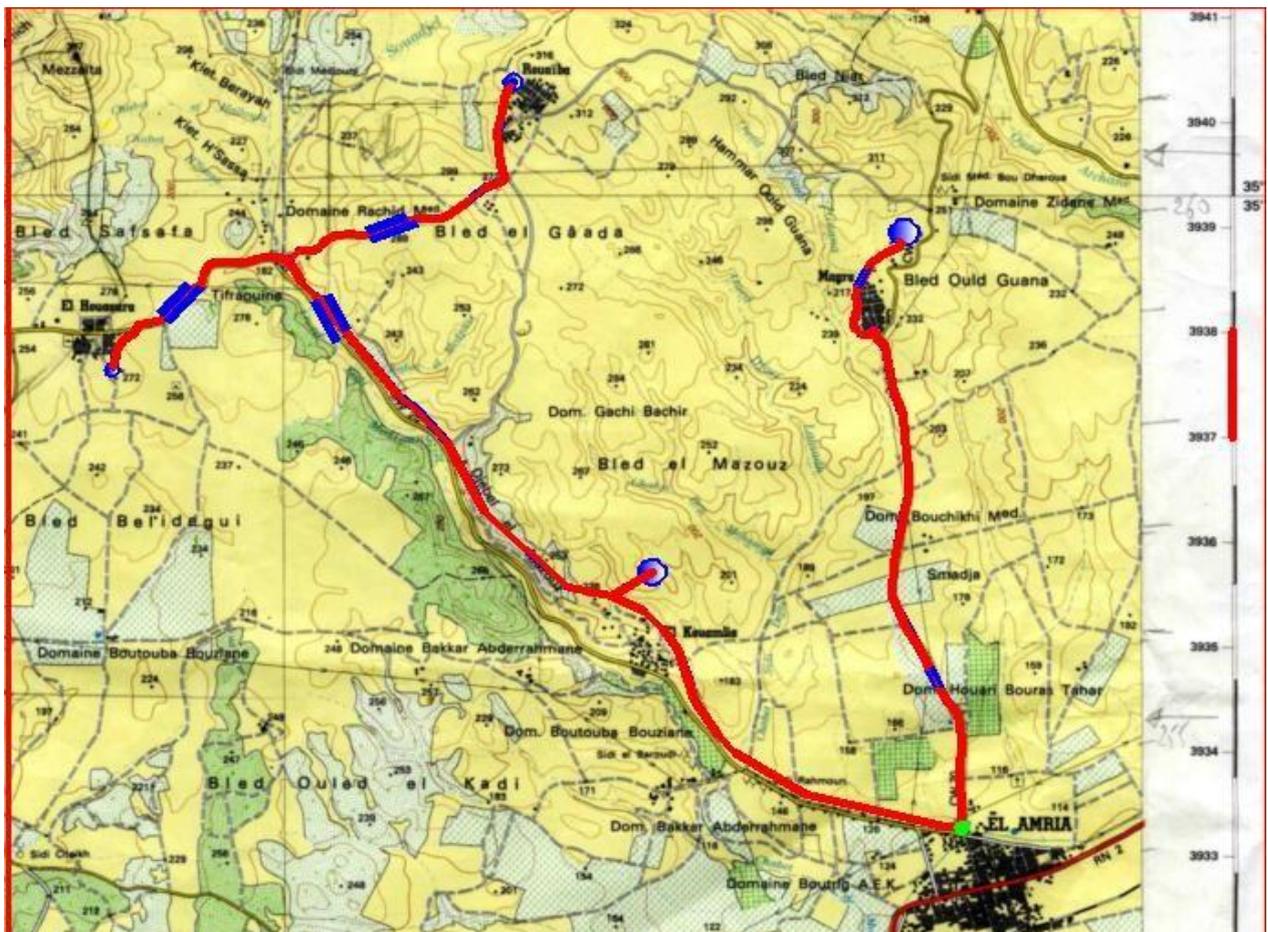


Figure V.17 : présentation de la situation de l'adduction des trois centres après le dessalement sur Autocad V.14/ Système d'alimentation actuel :

Introduction :

L'examen de la situation actuelle du système d'alimentation en eau potable des agglomérations secondaires de la commune d'el Amria , à savoir les localités de Magra , Rouïba et Khouamliya , fait ressortir un dysfonctionnement de ce système d'où les perturbations dans le programme de distribution d'eau potable enregistrées pour ces trois localités.

Ainsi et malgré le renforcement en eau potable de la commune d'el Amria par un volume considérable a partir de la station de dessalement d'eau de mer de chat el hillal, les perturbation dans la distribution pour ces trois localités demeurent toujours ,malgré les rénovations des réseaux d'AEP qui ont carrément éliminé les déperditions d'eau donc l'équation est :Disponibilité de la ressource + bon état des réseaux = autosuffisance en matière d'AEP n'est pas confirmé.

Une question prépondérante se pose :

Pourquoi cette perturbation malgré la disponibilité de la ressource et le bon état des réseaux ??

V.14.1/Problématique :

Le système d'alimentation en eau potable des localités secondaire de la commune d'el Amria est caractérisé par des adductions d'une longueur totale de :

6.51 Km	pour la localité de Magra
8.51 Km	pour la localité de Khouamliya
13.5 Km	pour la localité de Rouïba

En plus les deux localités de Rouïba et Magra sont renforcées par 2 stations de pompages, la première au niveau du polygone pour Rouïba et la deuxième au niveau du douar Magra.

Le problème majeur est la position (cote) de la localité de Magra par rapport à la cote et à la pression au point de piquage sur la conduite 1600 mm en acier.

pompage de Magra, donc Magra demeure toujours en insuffisance d'eau par rapport au besoin de la population. Les conséquences de cette situation induit une arrivée d'un débit insuffisant au niveau de la station de population.

La deuxième problématique réside dans la multiplication des points de piquage pour les différentes localités et la longueur considérable des adductions ce qui entraînent une fluctuation et une variation des débits à travers des tronçons de conduite desservant chaque localité.

Ainsi le gestionnaire à savoir l'algériennes des eaux, trouve des difficultés à assurer une distribution rationnelle suffisante et efficace pour ces trois localités.

V. 14.2/ Etude des variantes et solutions envisageables :

L'idée principale est axée sur la réalisation d'une seule station de pompage qui dessert les trois localités, cette action nous permet d'assurer le débit nécessaire pour chaque localité tout en maîtrisant la situation de la distribution d'eau.

Donc, la seule question qui se pose, ou positionner cette station pour assurer un système d'alimentation rationnelle et efficace ?

Après l'examen et diagnostic de la problématique d'alimentation en eau potable des agglomérations secondaires de la commune d'el Amria, nous avons proposé des alternatives à la situation actuelle pour résoudre ce problème, à cet effet, nous avons proposé trois (03) variantes comme solutions en vue d'améliorer la situation d'approvisionnement en eau potable de ces trois localités.

V.14.2.1/ Variante N°01 : « Station de pompage polygone pour Rouïba et Magra »

Dans cette variante, on maintien la station de pompage au niveau du polygone pour desservir Rouïba et Magra.

Les conduites projetées sont :

- Conduite en ϕ 110 entre polygone et Rouïba sur 5000 ml
- Conduite en ϕ 110 entre Rouïba et Magra sur 3000 ml

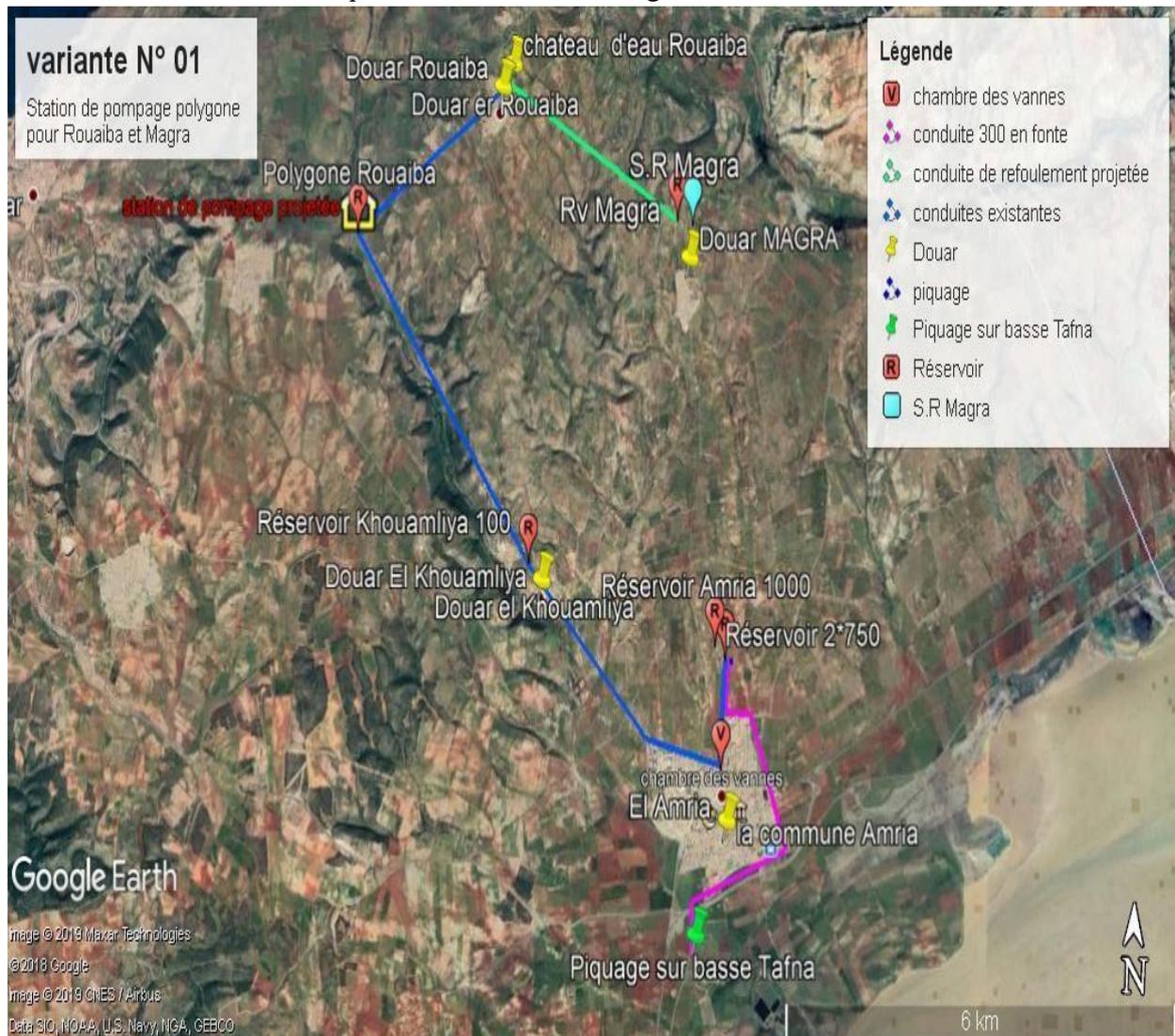


Figure V.19: Carte d'implantation sur Google Earth pro de la variante « I »

V. 14.2 .2/ Variante N° 02 : «Projection d'une station de pompage au niveau du réservoir 1000m³ à El Amria pour desservir la localité Magra »

Dans cette variante, la solution est axée sur le problème majeur de Magra, d'où la projection d'une station de pompage desservant uniquement la localité de Magra, sans modification dans les conduites existantes.

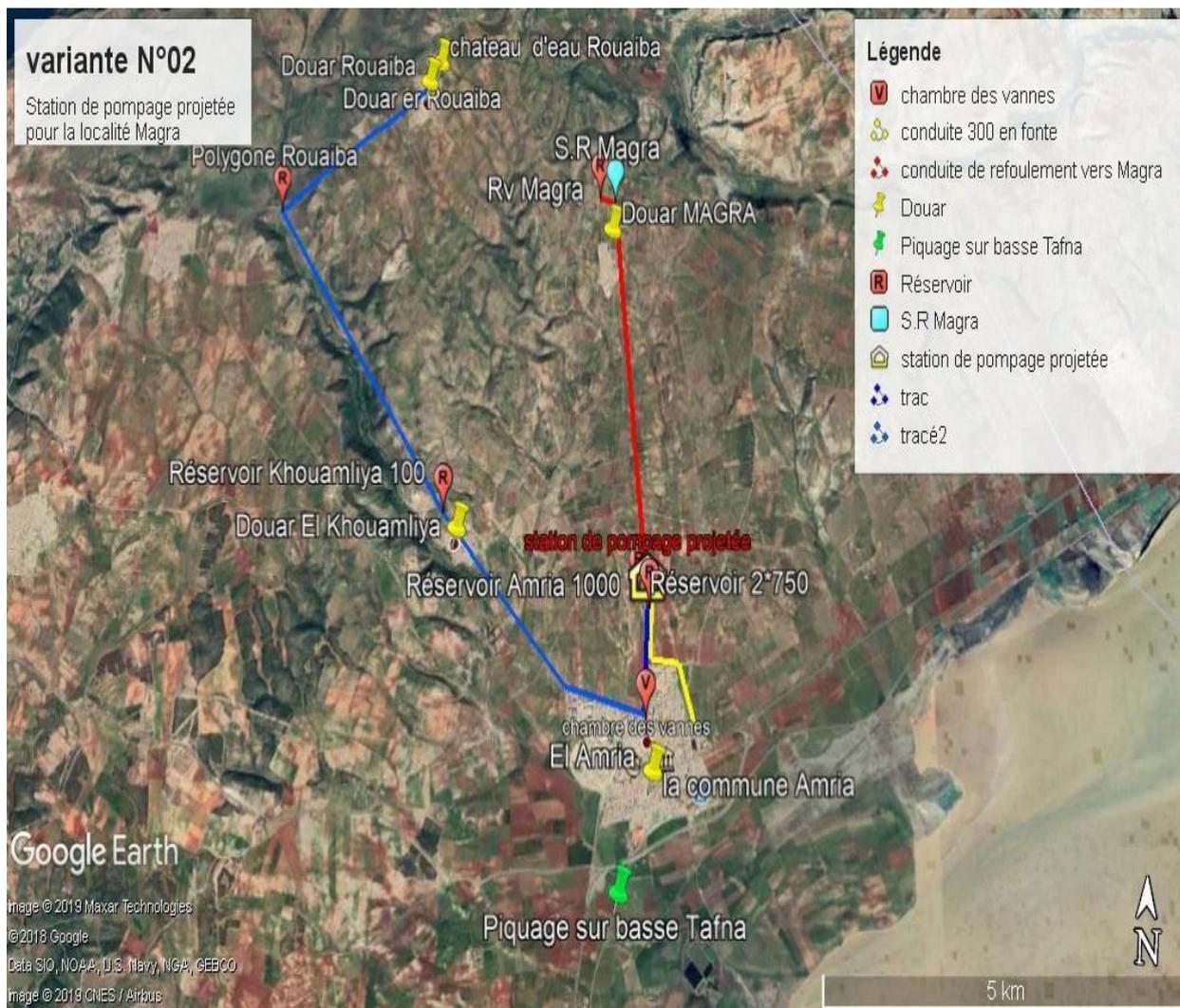


Figure VI.20: Carte d'implantation sur Google Earth Pro de la variante « II »

V.14.2.3/ Variante N°03 : « Projection d'une station de pompage au niveau du réservoir 1000m³ à El Amria, desservant les trois (03) localités »

Dans cette variante, nous avons projeté une station de pompage au niveau du réservoir 1000m³ à El Amria, qui sera le point de départ pour toutes les trois (03) agglomérations.

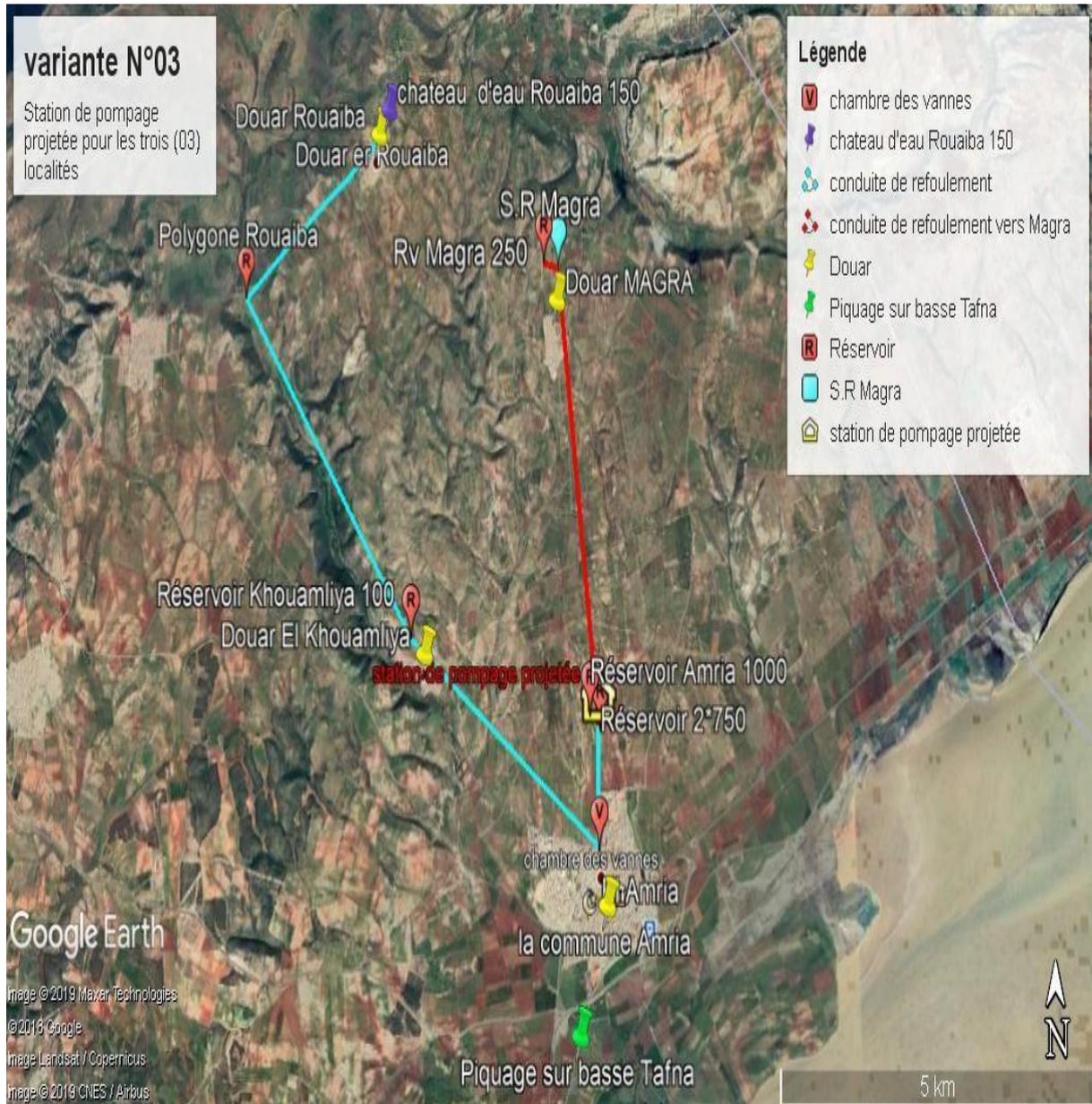


Figure V.21: Carte d'implantation sur Google Earth Pro de la variante « III »

SYNTHESES :

Pour les deux premières variantes, la situation s'améliore pour la localité de Magra, en premier lieu, mais demeure toujours le problème de maîtrise des différents débits alloués pour chaque agglomération à cause de la multiplication des piquages et les débits en route.

On considère que la variante (III) paraît la plus efficace vu la réduction piquages à un seul point qui est la nouvelle station projetée dont le rôle est de mobiliser le débit total pour les trois agglomérations puis fournir à chaque localité le volume dont elle a besoin.

Peut-être sur le plan économique (coût de l'opération) d'autre variante paraît plus intéressante mais en cas de pénurie d'eau ou diminution du volume mobilisé, la maîtrise de la distribution d'eau pour les trois agglomérations sera nettement facile via la troisième variante.

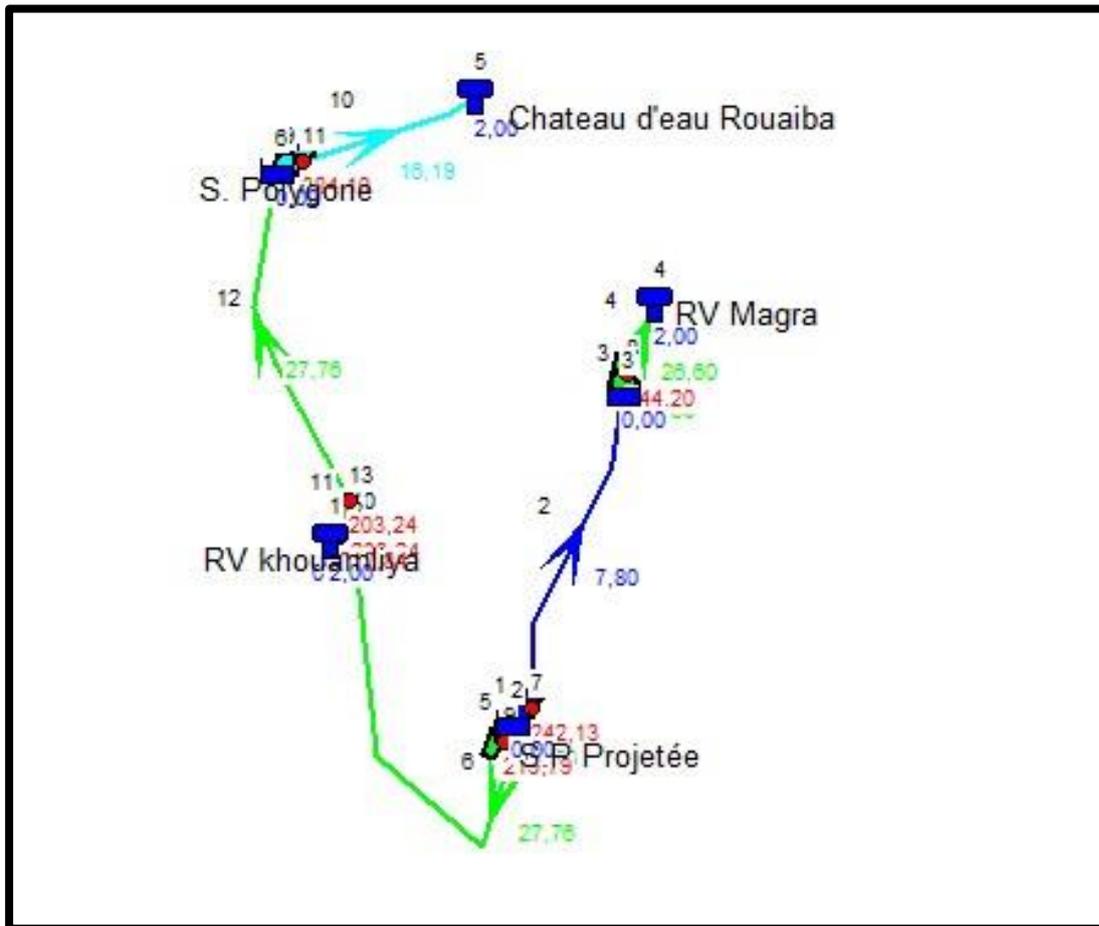


Figure V.22: interprétation de la variante III sur Epanet V.14

.3/ Coûts Approximatifs des trois (03) variantes :

Tableau (V.1): Coût total de chaque variante (donnée par Mr le sous-Directeur de la DRE de la commune d'el Amria)

Variantes	Equipements	Coûts total
Variante (I)	-8000ml de conduite $\phi 110$; - équipement électromécanique.	20 .000.000 ,00 Da
Variante (II)	-Station de pompage pour Magra ; - Raccordement électrique ; -équipement électromécanique.	15.000.000,00 Da
Variante (III)	-Station de pompage pour les (03) agglomérations ; -Raccordement électrique ; -équipement électromécanique.	22 .000.000, 00 Da

V.15/ Dimensionnement de la conduite de refoulement :

Notre projet se compose de plusieurs tronçons comme suite : **Tableau (V. 2): Désignations des tronçons de la variante III.**

Les tronçons	Désignation
Premier tronçon	Station de pompage projetée vers la station de pompage polygone ;
Deuxième tronçon	Station de pompage projetée vers la station de reprise de Magra ;
Troisième tronçon	Station de pompage polygone vers le château d'eau de Rouïba ;
Quatrième tronçon	Point de piquage vers le Réservoir d'el Khouamliya ;
Cinquième tronçon	Station de reprise vers le réservoir Magra

Tableau (V.3) : CTN de chaque ouvrage

NOM	Côte du terrain naturel en(m)
Réservoir 1000m3 d'el Amria	242,13
Station de pompage projetée	151,68
S .P. Polygone	190,00
Station de reprise (MAGRA)	219,38
Point de piquage	209
Rv Khouamliya	213,84
Rv Magra	300,58
Château d'eau Rouïba	329

V.15.1/Condition techniques d'établissement de la conduite de refoulement :

Pour l'établissement de la conduite de refoulement, il y a lieu de tenir compte de certain nombre de conditions :

- Recherche un profil en long aussi régulier que possible avec une rampe dans le même sens vers le réservoir de mise en charge.
- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus aux moins difficiles à évacuer aux points hauts.
- Choisir le tracé le plus court, afin de réduire des frais de réalisation.
- Suivre autant que possible les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel pour les travaux de pose et des réparations éventuelles.
- Réduire les traversées des routes.

V.16/ Calcul hydraulique :

1) Cas de refoulement :

Du point de vue économique la conduite de refoulement et la station de pompage sont liés pour élever un débit connu à une hauteur géométrique donnée, il existe une infinité des solutions qui résultent de l'adaptation de la puissance de la pompe au diamètre et à la nature de canalisation de refoulement, c'est-à-dire aux pertes de charge générées qui majeures la puissance d'élévation théorique.

Si l'on tient compte, d'une part de l'investissement conduit qui croit avec le diamètre et d'autre part de cout proportionnel de l'énergie qui comprend une partie fixe (énergie théorique d'élévation) et une partie variable avec la perte de charge qui décroît avec le diamètre, on peut déterminer un diamètre optimal au sens économique. Ce diamètre est alors donné par les dépenses totales d'investissement et d'exploitation minimales. Bonin et Bresse ont proposés les approches ci-après qui donne un diamètre économique mais non normalisé en mètre d'une seule conduit refoulant un débit Q en (m³/s).

- $D_{ec} \propto \sqrt{Q}$ (Relation de Bonin) (V-1)

- $D_{ec} \propto 1,5 * \sqrt{Q}$ (Relation de Bresse)..... (V-2)

D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m) ; **Q**
: débit véhiculé par la conduite (m³/s).

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite \leq 1 Km.

Autre méthode de détermination du diamètre économique :

Comme on a déjà dit, les formule cités au-dessus donnent un diamètre économique non normalisé, mais ils ont l'avantage de nous permet de déterminer une gamme de diamètre normalisée au voisinage du ce diamètre calculé sur laquelle on va baser pour le calcul des dépense totales de la conduite pour le choix du diamètre le plus économique.

V.16.1/Calcul des pertes de charge linéaires :

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

- ✓ Diamètre D de la conduite en (m) ;
- ✓ Débit Q en (m³/s) ;
- ✓ La rugosité absolue ϵ exprimée en (mm) ; ✓ La longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_L = j \times l = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (V.3)$$

Avec :

V: Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;
ΔH_L: Pertes de charge linéaires en (m) ; **j**:
 Gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient est obtenu par les formules suivantes :

✓ **Formule de NIKURADZE** \longrightarrow (V.4)

Avec :

□ : Rugosité de la conduite en mm (**0.1mm**) ;
D : Diamètre de la conduite en (mm).

✓ **Formule COLEEBROOK** \longrightarrow $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right)$
(V.5)

Avec : $\lambda = f(Re, \square/D)$

λ: Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement ;
V: Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ; **D**: Diamètre de la conduite en mètre (m) ; **g**: Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$) ; **ε**: Rugosité de la paroi intérieure de la conduite (mm) ; on prend $\epsilon = 0.2\text{mm}$ pour les conduites en acier et $\epsilon = 0,5.10^{-3} \text{ mm}$ pour les conduites en PEHD ; **Re**: Nombre de Reynolds

On vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule de Nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

$Re = \frac{V \times D}{\nu}$ (V.6)
Avec : **ν**: Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS ;

$\nu = 0,0178 / (1 + 0,0337 \cdot t + 0,000221 \cdot t^2)$ (V.7) t

t : Température de l'eau en degré.

V.16.2 Calcul des pertes de charges singulières :

Les pertes de charges singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section (rétrécissement, élargissement de la conduite)...etc. Dans notre cas les pertes de charge singulières représente **15%** de celle linéaire :

$$\Delta H_S = 0,15 \times \Delta H_L \dots\dots\dots(V.8)$$

V.16.3 Calcul des pertes de charge Totale :

Par la suite la perte de charge totale sera donnée comme suit :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = 1,15 \times \Delta H_L \dots\dots\dots(V.9)$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale en (m) ;

ΔH_S : Perte de charge singulière en (m) ;

ΔH_L : Perte de charge linéaire en (m).

V.16.4 La hauteur manométrique totale HMT :

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge :

$$HM_T = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

H_g : La hauteur géométrique (m) ;

ΔH_T : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_a : Perte de charge à l'aspiration (m) ;

ΔH_r : Perte de charge au refoulement (m).

V.16.5 Puissance des pompes :

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

Avec :

$$P = \frac{g \times Q \times H_{MT}}{\eta} \dots\dots\dots(V.11)$$

P :Puissance absorbée par la pompe (kw) g :Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Q :Débit refoulé (m³/s) ;

H_{MT} : Hauteur manométrique totale (m)

η : Rendement du pompage (70%)

V.16.6 Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée par la station de pompage est donnée par la formule suivante : **Avec** :

$$E = P \times T \times 365 \dots \dots \dots (V.12)$$

E : Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kwh);

P ; Puissance absorbée (kw);

T : Temps de pompage en (heure); dans notre cas T = 18h.

V.16.7 Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante: **Avec**

:

$$F_{exp} = E \times e \dots \dots \dots (V.13)$$

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;

E : Énergie totale dépensée par la pompe (Kw) ; e: Prix unitaire donné par la SONELGAZ. (2,489DA/kw .h)

V.16.8 Frais d'investissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{inv} = P_{rc} \times A \dots \dots \dots (V.14)$$

P_{rc} : Prix de la conduite en (DA), conclu les frais de différents équipements de la conduit.

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + 1 \dots \dots \dots (V.15)$$

i : Taux d'annuité ; i = 8 % en Algérie ; n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

A.N :
$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30}} + 0,08 \quad \square \quad A = 0,089 \dots \dots \dots (V.16)$$

Le tableau qui suit présent les frais de pose des conduites : déblais, remblais, pose de lit et les frais d'excavation. On basant sur les données suivantes :

Tableau (V.4) : Frais de pose des conduites.

Equipement	Unité	Prix (DA)
Déblais	M3	400
Remblai	M3	400
Excavation	M3	300
Li de pose	M3	800
Grillage	M.L	18

❖Frais d'exploitation :

Il faut d'abord évoquer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D1, D2,....., Dn. Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut définir les hauteurs manométriques totales (Hmt) correspondant à chaque canalisation D1, D2,..... Dn. Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donné que le débit de refoulement **Q** est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D1, D2,....., Dn.

Remarque : après avoir trouvé les frais d'amortissement et d'exploitation, on pourra disposer le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation, le choix se tiendra sur le diamètre dont prix total est le moins élevé.

2) Cas gravitaire :

Dans le cas d'un système gravitaire en charge. Le diamètre le plus avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau a l'amont et celui à l'aval) et du débit d'eau demandé. Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste admissible, c'est-à-dire comprise entre 0.50 m/s et 1,50 m/s. Une vitesse inférieure à 0.50 m/s dynamise les dépôts dans la conduite, parfois difficiles à évacuer, et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : le coup de bélier croit, cavitation et bruits possibles, plus de risques de fuites. On se base dans le calcul sur l'hypothèse dite que la charge

disponible est égale aux pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations. Il est rarement soutirer un diamètre normalisé au proche à être normalisé dans le calcul d'une conduite gravitaire, dans le cas contraire on sera obligé de remplacer notre conduit par deux conduites en série des diamètres D1 et D2 dont le diamètre calculer est compris entre ces de diamètre.

$$D1 < D < D2$$

Application : (Adduction par refoulement)

L'adduction comporte quatre tronçons principaux :

1. Premier tronçon : « S.P Projetés – S.P polygone »

□□ Calcul de diamètre économique

➤ Débit de pompage est de 79,58 l/s.

⇒ **Formule de Bresse**

$$D \square 1,5 \cdot \sqrt{Q} \square D \square 1,5 \cdot \sqrt{0,08} = 0,42 \square D = 423,15 \text{mm}$$

⇒ **Formule de Bonin**

$$D \square \sqrt{\quad} \square D \square \sqrt{0,08} = 0,28 \text{m} \square D \square 282,10 \text{mm}$$

Pour choisir un diamètre économique, ont procédé par l'étude technico-économique sur les diamètres suivants :

Pour le DN= 280 mm

□ Calcul de la vitesse d'écoulement

$$\frac{4 \times 0,08}{3,14 \times (0,28)^2} = 1,30 \text{ m/s}$$

Détermination de nombre de Reynolds 'Re'

$$Re = \frac{1,30 \times 0,28}{10^{-6}} = 3,64 \times 10^5$$

□ Détermination du coefficient de frottement 'λ'

$$\square \square 1,14 \square 0,86 \text{Ln} \left(\frac{0,5 \times 10^{-3}}{0,28} \right)]^{-2}$$

$$\square 0,0230374$$

Avec : □□□□□□□□□□□□

□ Calcul de la Perte de charge linéaire

$$\square H_L = 0,0230374 \times \frac{9000 \times (1,30)^2}{2 \times 9,81 \times 0,28} = 63,29 \text{ m}$$

□ Calcul de la Perte de charge singulière

$$\square H_s \square 15\% \times \square H_L \square 0,15 \times 63,29 \square \square H_s = 9,49 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \square H_T = 1,15 \times \frac{0,0230374 \times 9000 \times (1,30)^2}{2 \times 9,81 \times 0,28}$$

$$\square \square H_T = 72,78 \text{ m}$$

□ Calcul de la HMT de la pompe

$$HMT = H_g + \square H_T$$

$$H_g = C_A - C_D$$

⇒ Cote de départ est : 151,68

⇒ Cote d'arrivée est : 210,84 Hg = 210,84 – 151,68 = 59,16m Donc :

$$HMT = 59,16 + 72,78 \square HMT = 131,94 \text{ m}$$

□ Calcul de l'énergie consommée par la pompe

Puissance de la pompe :

$$P = \frac{9 \times 0,81 \times 0,08 \times 131,94}{0,70} = 147,15 \text{ kw}$$

Donc :

$$E = P \times T \times 365$$

$$E = 147,15 \times 22 \times 365$$

$$E = 1\ 181\ 611,29 \text{ kw/h}$$

□ Calcul de frais d'exploitation

$$F_E \square 1\ 181\ 611,29 \times 2,49$$

$$F_E = 2\ 942\ 212,12 \text{ DA}$$

□ Frais d'investissement

$$F_{inv} = 38\ 906\ 370,00 \times 0,089 \square F_{inv} = 3\ 462\ 666,93 \text{ DA}$$

Avec : (P_{rc} = prix en ml de la conduite ϕ 280 * L)

D'abord tous les calculs des tronçons qui suivent sont résumés dans le tableau suivant : **Tableau (V.5): Détermination du Régime d'écoulement**

Tronçons	Q (m ³ /s)	D (m)	L (m)	V (m/s)	Re 10 ⁵	λ	Régime d'écoulement
S.P projetée - S.P polygone	0,08	0,25	9000	1,62	4,05	0,0237815	Turbulent
		0,32		1,02	3,21	0,022388	
		0,40		0,63	2,53	0,0210726	
S.P projetée – S.R (Magra)	0,04	0,16	3924	1,85	2,96	0,0268678	Turbulent
		0,20		1,18	2,37	0,0252541	
		0,25		0,76	1,89	0,0237815	
S.P polygone – château d'eau (Rouïba)	0,05	0,20	2500	1,59	3,17	0,0252541	Turbulent
		0,25		1,02	2,54	0,0237815	
		0,32		0,64	2,02	0,022388	
Pt de piquage – Rv (Khouamliya)	0,03	0,16	44	1,48	2,36	0,0268678	Turbulent
		0,20		0,94	1,89	0,0252541	
		0,25		0,60	1,51	0,0237815	
S .R – RV (Magra)	0,04	0,16	1149	1,85	2,96	0,0268678	Turbulent
		0,20		1,18	2,36	0,0252541	
		0,25		0,76	1,89	0,0237815	

Tableau (V.6) : Calcul de la hauteur géométrique total.

Tronçons	Hg m	Δh L	Δh S	Δh T	Hmt m
S.P projetée - S.P polygone	59,16	114,80	17,22	132,02	191,18
		34,03	5,10	39,14	98,30
		9,70		11,16	70,32

			1,46		
S.P projetée – S.R (Magra)	67,7	114,96	17,24	132,20	199,90
		35,41	5,31	40,72	108,42
		10,93	1,64	12,56	80,26
S.P polygone – château d'eau (Rouïba)	139	40,65	6,10	46,75	185,75
		12,54	1,88	14,42	153,42
		3,72	0,56	4,28	143,28
Pt de piquage – Rv (Khouamliya)	63,23	46,64	7,00	53,64	116,87
		0,25	0,04	0,29	63,52
		0,08	0,01	0,09	63,32
S.R – Rv (Magra)	81,2	33,66	5,05	38,71	119,91
		8,29	1,24	9,54	90,74
		3,20	0,48	3,68	84,88

Tableau (V.7): Calcul du Frais d'exploitation

Tronçons	D(m)	Hmt(m)	P (Kw)	E (Kw/h)	Frais d'exploitation (DA)
S.P projetée - S.P polygone	0,25	191,18	213,22	1 400 840,67	3 488 093,27
	0,32	98,30	109,62	720 235,71	1 793 386,91
	0,40	70,32	78,42	515 225,53	1 282 911,57
S.P projetée – S.R (Magra)	0,16	199,90	104,16	684 327,84	1 703 976,32
	0,20	108,42	56,49	371 148,76	924 160,42

	0,25	80,26	41,82	274 770,01	684 177,32
S.P polygone – château d'eau (Rouïba)	0,20	185,75	129,92	853 584,15	2 125 424,52
	0,25	153,42	107,31	705 049,80	1 755 574,00
	0,32	143,28	100,21	658 411,41	1 639 444,42
Pt de piquage – Rv (Khouamliya)	0,16	116,87	48,59	319 261,92	794 962,17
	0,20	63,52	26,41	173 527,99	432 084,70
	0,25	63,32	26,33	172 978,79	430 717,20
S.R – Rv (Magra)	0,16	119,91	62,48	410 491,04	1 022 122,69
	0,20	90,74	47,28	310 624,88	773 455,96
	0,25	84,88	44,23	290 567,00	723 511,82

Tableau (V.8) : Calcul du Frais d'investissement

Tronçons	D (m)	Prix ml DA)	L (ml)	Prix de la conduite (DA)	A (DA/ an)	Frais d'investissement (DA)
S.P projetée – S.P polygone	0,25	5043,49	9000	45 391 410,00	0,089	4 039 835,49
	0,32	4 322,93		38 906 370,00		3 462 666,93
	0,40	6 936,23		62 426 070,00		5 555 920,23
S .P projetée – S.R Magra	0,16	2 071,48	3924	8 128 487,52		723 435,39
	0,20	1 848,65		7 254 102,60		645 615,13
	0,25	2 869,93		11 261 605,32		1 002 282,87
S.P polygone – château d'eau Rouïba	0,20	3 242,24	2500	8 105 600,00		721 398,40
	0,25	4 163,37		10 408 425,00		926 349,83
	0,32	6 309,37		15 773 425,00		1 403 834,83
Pt de piquage – Rv Khouamliya	0,16	1 713,83	44	75 408,52		6 711,36
	0,20	1 216,17		53 511,48	4 762,52	
	0,25	1 898,66		83 541,04	7 435,15	
	0,16	1 713,83	1149	1 969 190,67	175 257,97	
	0,20	1 848,65		2 124 098,85	189 044,80	

S.R – Rv Magra				
	0,25	5 043,49	3 297 549,57	293 481,91

Tableau (V.9) : Frais d'investissement, frais d'exploitation

Tronçons	D (m)	Frais d'exploitation DA	Frais d'investissement (DA)	Frais total (DA)
S.P projetée – S.P polygone	0,25	3 488 093,27	4 039 835,49	7 527 928,76
	0,32	1 793 386,91	3 462 666,93	5 256 053,84
	0,40	1 282 911,57	5 555 920,23	6 838 831,80
S .P projetée – S.R Magra	0,16	1 703 976,32	723 435,39	2 427 411,71
	0,20	924 160,42	645 615,13	1 569 775,56
	0,25	684 177,32	1 002 282,87	1 686 460,19
S.P polygone – château d'eau Rouïba	0,20	2 125 424,52	721 398,40	2 846 822,92
	0,25	1 755 574,00	926 349,83	2 681 923,82
	0,32	1 639 444,42	1 403 834,83	3 043 279,24
Pt de piquage – Rv Khouamliya	0,16	794 962,17	6 711,36	801 673,53
	0,20	432 084,70	4 762,52	436 847,22
	0,25	430 717,20	7 435,15	438 152,35
S.R – Rv Magra	0,16	1 022 122,69	175 257,97	1 197 380,66
	0,20	773 455,96	189 044,80	962 500,76
	0,25	723 511,82	293 481,91	1 016 993,73

Interprétation des résultats :

D'après les tableaux précédents nous avons déclaré que les diamètres économiques de chaque tronçon sont mentionnés sur le tableau suivant :

Tableau (V.10) : les caractéristiques des différents tronçons

Tronçons	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	HMT(m)	Matériaux
1 ^{er} tronçon	0,08	315	1,02	98,30	PEHD
2 ^{ème} tronçon	0,04	200	1,18	108,42	PEHD
3 ^{ème} tronçon	0,05	250	1,02	153,42	PEHD

4^{ème} tronçon	0,03	200	0,94	63,52	PEHD
5^{ème} tronçon	0,04	200	1,18	90,74	PEHD

Commentaire :

Le paramètre le plus important est le diamètre des conduites qui doit être choisi de telle façon que les vitesses doivent se situées dans une gamme acceptable qui est comprise entre 0,5 -1,6 m/s, et pour ce faire nous avons toujours recours à l'aspect technico-économique. En fin le choix du matériau des conduites est fait selon les mêmes critères technico-économique notamment en tenant compte le cout et sa disponibilité sur le marché national.

(à l'aide de l'abaque des prix de tube HT sidi belabes : www.groupe-chiali.com)

VI-17/Pose des conduites :

La pose enterre des conduites d'assemblage s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante (0,8 m minimum), au niveau des points, on établit des élargissements de tranchées de façon à faciliter le travail.

- Le fond de la tranchée doit être purgé de grosse pierre.
- Lit de pose : il doit être bien niveler et d'épaisseur de 0,15m à 0,20m. □ Terre ordinaire : gravier.
- Terrains imperméable : pierres concassées qui jouent le rôle de drain.
- Terrain rocheux : lit de béton maigre.
- La profondeur de la tranchée est de 0,9 à 1, 0 m à partir de la génératrice supérieur pour les conduites en acier (conduite d'adduction). Les joints soudés seront exécutés au-dessus de la fouille ou les tuyaux seront maintenus par bois disposés en travers de la tranchée.

VI.17.1. Ordre de la pose :

1. On commence par les joints, les plus hauts pour faciliter l'écoulement naturel et évacuer les eaux d'infiltration (s'il y a lieu).
2. On procède aux essais des joints avec la pression de service :
 - La durée d'essai est de 30 min.
 - La variation de pression doit être inférieure à 0,2 bar
3. Un premier remblai est fait avec da la terre ne comportant par de grosses pierres et de texture similaire au lit de sable jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite.
4. Après un léger comptage et arrosage vient le remblai définitif

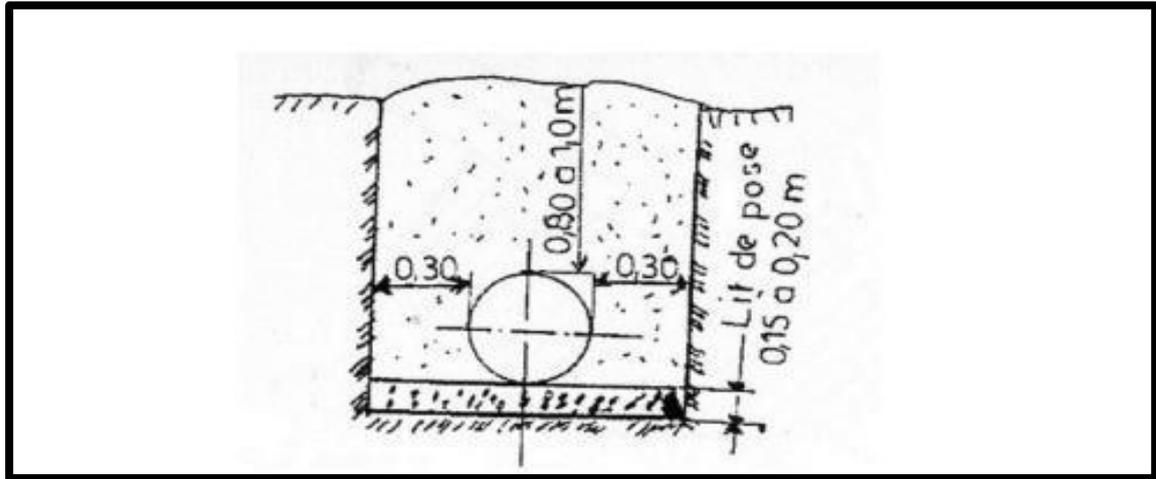


Figure VI.23: Pose en tranchée

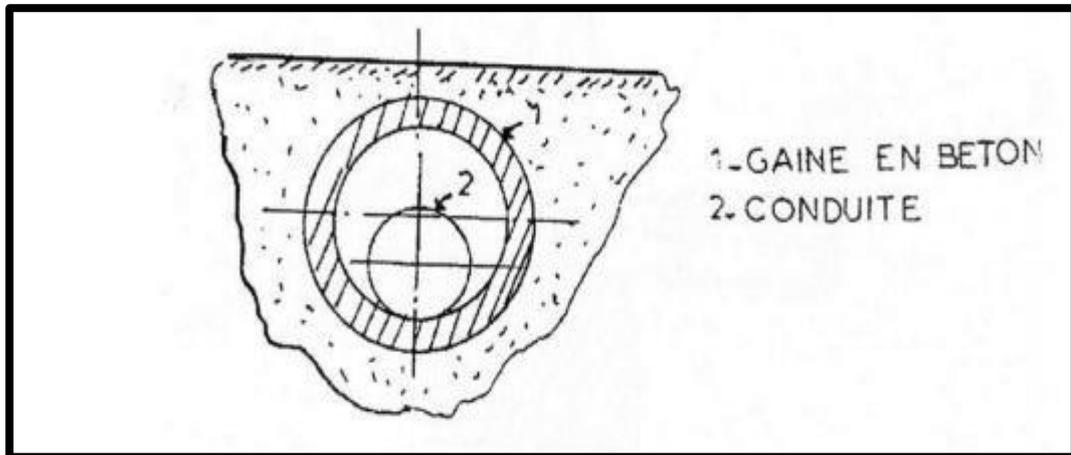


Figure VI.24: pose sur semelle continue

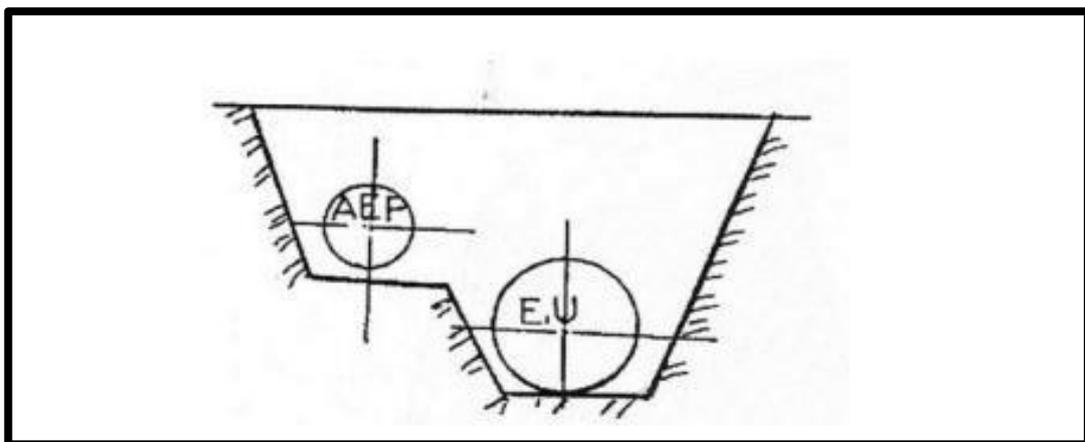


Figure VI.25: pose à proximité d'une conduite d'eau usée

VI.18/Dimensionnement de station pompage :

La station de pompage projetée aura (4) pompes sont installées dans la bache de refoulement

-Deux (2) pompes sont installées en parallèles pour refouler vers le polygone ;

-Deux (2) pompes sont installées en parallèles pour refouler vers la station de reprise de Magra.

Nous avons proposé d'importer deux pompes dans chaque tronçon où une se fonctionne et l'autre est de secours.

□ **S.P projetée – S.P polygone:** est tenue de refouler un débit de 79,58 l/s où la conduite adduction est de diamètre 315 mm, et la hauteur manométrique totale est de HMT = 98,30 m

-Courbe caractéristique de la conduite (Tronçon I) :

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation :

$$H_c = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots (V.17)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

$$\Delta H_T = 1,15 * \Delta H_{lin} \dots\dots\dots (V.18)$$

Avec :

ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire (m) ;

Avec : λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement;

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

Dec : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ; g

: accélération de la pesanteur (m/s²).

Tableau (V.11): Courbe caractéristique de la conduite de refoulement N°01

N	Q l/s	Hg m	Lref (m)	Dec (mm)	λ	ΔH_{lin}	ΔH_t	Hc (m)
1	0	59,16	9000	315	0,022388016	0	0	0
2	20	59,16	9000	315	0,022388016	2,15	2,47	61,62
3	40	59,16	9000	315	0,022388016	8,60	9,89	69,04
4	60	59,16	9000	315	0,022388016	19,35	22,25	81,40
5	80	59,16	9000	315	0,022388016	34,39	39,55	98,70
6	100	59,16	9000	315	0,022388016	53,74	61,80	120,95
7	120	59,16	9000	315	0,022388016	77,38	88,99	148,14
8	140	59,16	9000	315	0,022388016	105,32	121,12	180,27

Nous avons tracé les courbes caractéristiques a l'aide de cette équation :

$$H_C = H_g + A_r * Q^2 \dots\dots\dots (V.19)$$

Avec :

$$A_r = \frac{8 \times l}{\pi^2 \times D^5} \dots\dots\dots (V.20)$$

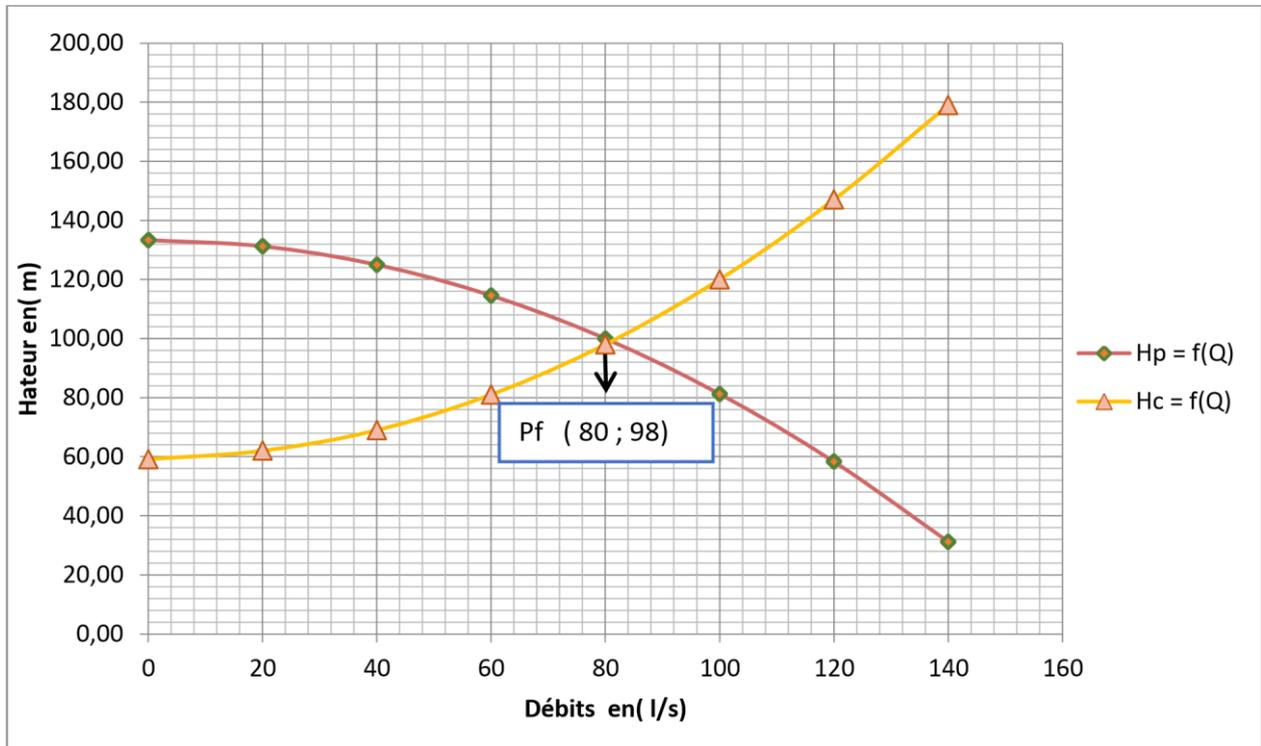


Figure VI.16 : Point de fonctionnement de La Pompe

□ **S.P projetée – S.R magra** : est tenue de refouler un débit de 37,18 l/s où la conduite adduction est de diamètre 200 mm, et la hauteur manométrique totale est de HMT =108,42

Tableau (V.12): Courbe caractéristique de la conduite de refoulement N°02

N	Q l/s	Hg m	Lref (m)	Dec (mm)	λ	ΔH_{lin}	ΔH_t	Hc (m)
1	0	67,7	3924	200	0,0252541	2,56	2,95	70,65
2	10	67,7	3924	200	0,0252541	10,25	11,78	79,48
3	20	67,7	3924	200	0,0252541	23,05	26,51	94,21
4	30	67,7	3924	200	0,0252541	40,98	47,13	114,83
5	40	67,7	3924	200	0,0252541	64,03	73,64	141,34
6	50	67,7	3924	200	0,0252541	92,21	106,04	173,74
7	60	67,7	3924	200	0,0252541	125,51	144,33	212,03
8	70	67,7	3924	200	0,0252541	2,56	2,95	70,65

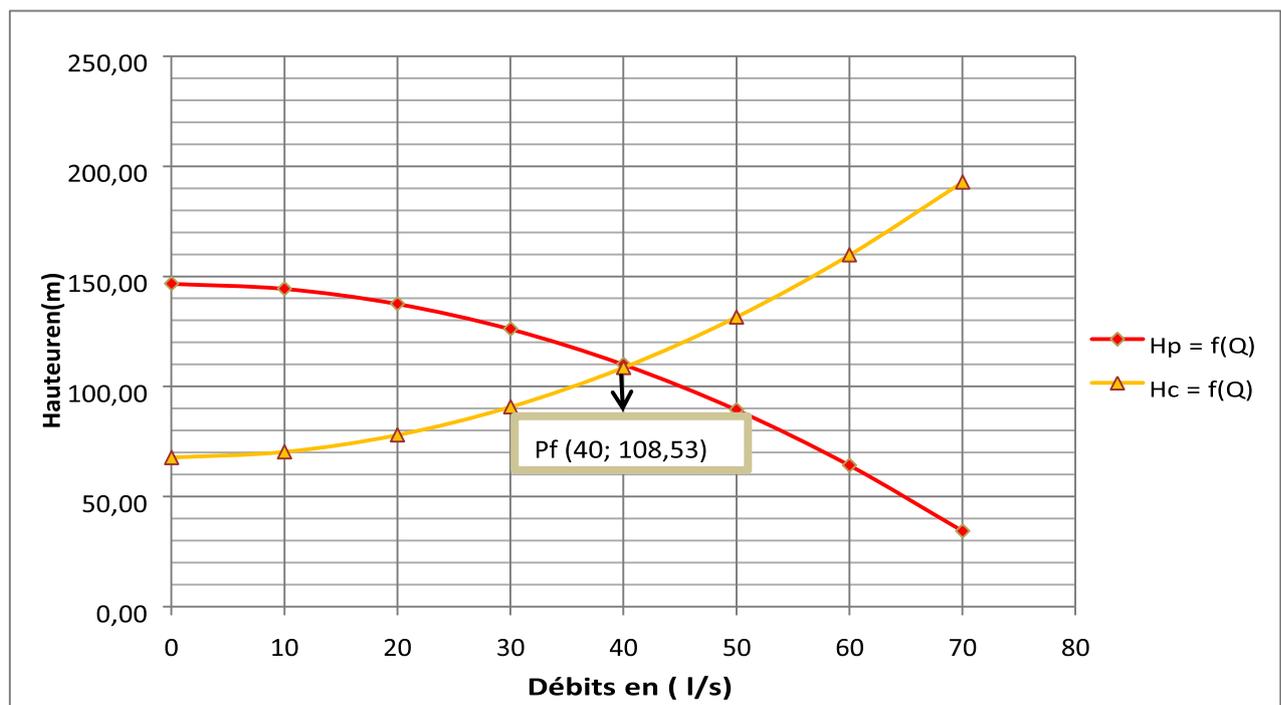


Figure VI.17 : Point de fonctionnement de la pompe

-A l'aide de l'intersection des deux courbes précédentes nous avons déterminé le point de fonctionnement de chaque tronçon.

Nous avons proposé de changer les pompes après l'installation de la station de pompage pour le bon service, donc nous avons déterminé le point fonctionnement de chaque pompe (tronçon).

□ Pour le tronçon **S.P polygone - Chat d'eau Rouïba**: est tenue de refouler un débit de 49,91 l/s où la conduite adduction est de diamètre 200 mm, et la hauteur manométrique totale est de HMT =185,75 m

Tableau (V.13): Courbe caractéristique de la conduite refoulement N°03

N	Q l/s	Hg m	Lref (m)	Dec (mm)	Λ	ΔH_{lin}	ΔH_t	Hc (m)
1	0	139	2500	200	0,0252541	0	0	139,00
2	10	139	2500	200	0,0252541	1,63	1,88	140,88
3	20	139	2500	200	0,0252541	6,53	7,51	146,51
4	30	139	2500	200	0,0252541	14,69	16,89	155,89
5	40	139	2500	200	0,0252541	26,11	30,03	169,03
6	50	139	2500	200	0,0252541	40,80	46,92	185,92
7	60	139	2500	200	0,0252541	58,75	67,56	206,56
8	70	139	2500	200	0,0252541	79,96	91,96	230,96
9	80	139	2500	200	0,0252541	104,44	120,11	259,11
10	90	139	2500	200	0,0252541	132,18	152,01	291,01

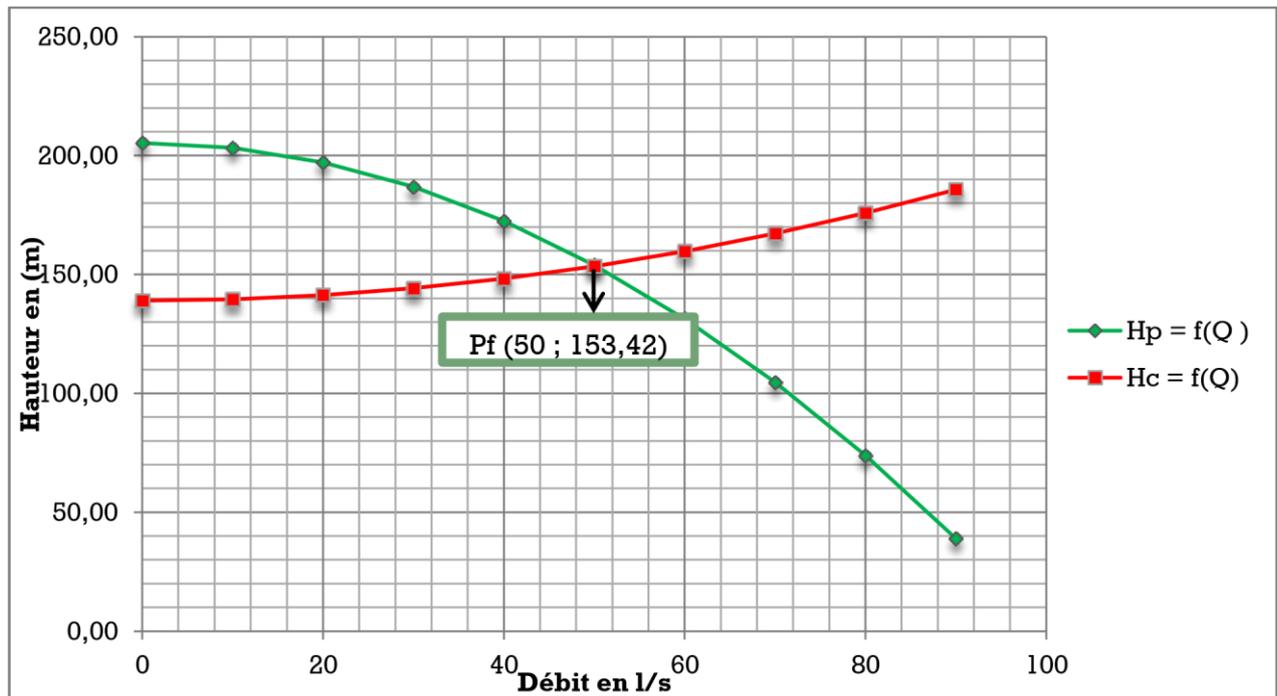


Figure V.18 : Point de fonctionnement de la pompe

□ **S.R magra-R.magra:** est tenue de refouler un débit de 37,18 l/s où la conduite adduction est de diamètre 200 mm, et la hauteur manométrique totale est de HMT =90,74 m

Tableau (V.14) : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement N°04

N	Q l/s	Hg m	Lref (m)	Dec (mm)	λ	ΔH_{lin}	ΔH_t	Hc (m)
1	0	81,2	1149	200	0,0252541	0	0	81,20

2	10	81,2	1149	200	0,0252541	0,75	0,86	82,06
3	20	81,2	1149	200	0,0252541	3,00	3,45	84,65
4	30	81,2	1149	200	0,0252541	6,75	7,76	88,96
5	40	81,2	1149	200	0,0252541	12,00	13,80	95,00
6	50	81,2	1149	200	0,0252541	18,75	21,56	102,76
7	60	81,2	1149	200	0,0252541	27,00	31,05	112,25
8	70	81,2	1149	200	0,0252541	36,75	42,26	123,46
9	80	81,2	1149	200	0,0252541	48,00	55,20	136,40

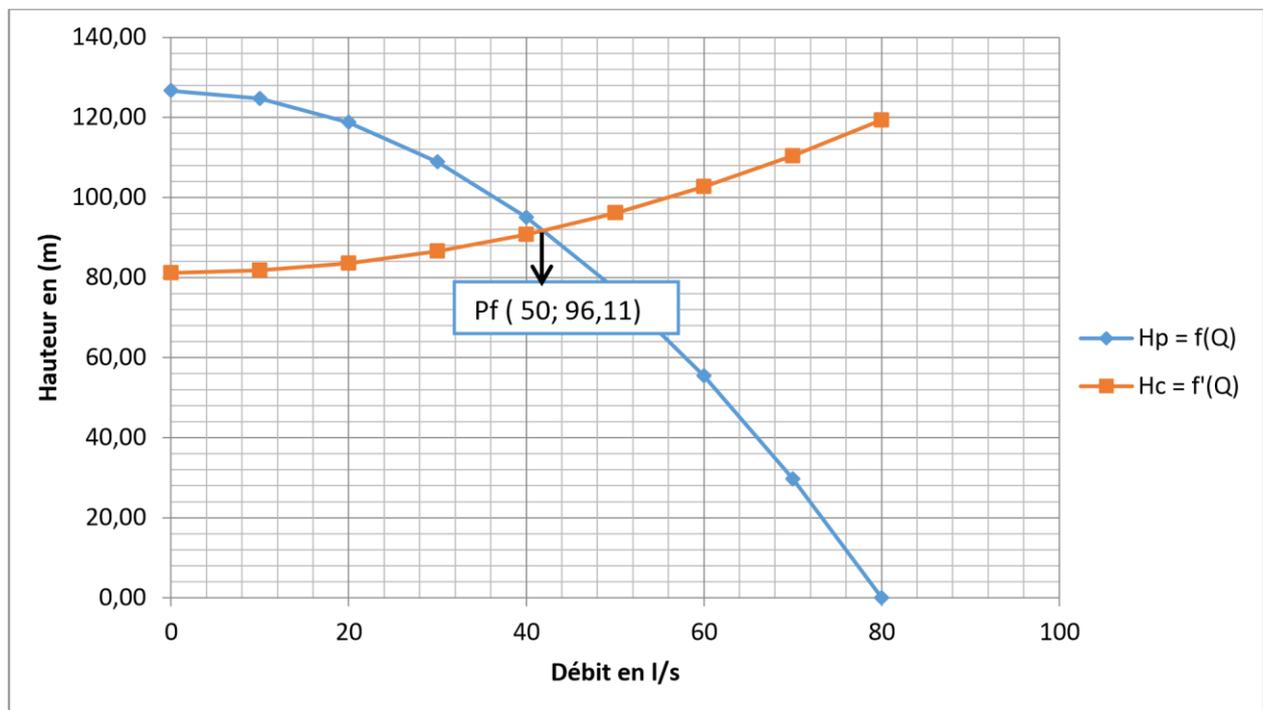


Figure V.19 : Point de fonctionnement de la pompe

VI.18.1/ La Puissance absorbée par la pompe :

La puissance absorbée est le travail par l'unité de temps fournit à la pompe. Elle s'exprime en kilowatts (KW) :

$$Pa = \frac{9,81 * HMT * Q}{\eta}$$

Avec :

- Pa : puissance absorbée (KW).

- Q : le débit à refouler (m3/s).

- HMT : hauteur manométrique totale (m).
- η : rendement de la pompe.

La courbe de la puissance absorbée par la pompe est également d'allure parabolique. Elle exprime les variations de la puissance absorbée par la pompe en fonction du débit $P=f(Q)$.

Tableau (V.15): Les puissances Absorbés par chaque pompe

	pompe I	pompe II	pompe III	pompe IV
Débit l/s	80	40	50	50
HMT m	98	108,53	153,42	77,2
Rendement	70%			
Puissance absorbé Kw	109,87	60,83	107,5	54,10

V.19/ La bache de la station de pompage :

$Q_{max,j} = 6139,16 \text{ m}^3/\text{j}$

Pour notre cas on prend $t=1/4 \text{ h}=15\text{min}$ Donc

:

$$V = \frac{Q_{maxj} \cdot t}{18h} \dots\dots\dots (V.21)$$

$$A. N : V = \frac{6139,16}{18} * \frac{1}{4} = 85,26 \text{ m}^3$$

Avec :

- Vsr : Volume de la station de pompage (m 3) ;
- t : Temps nécessaires pour maintenir la crépine en charge, en général $t = (1/ 4)$ heure ;
- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier ;
- 18 h : les heures de pompage ;

Nous projetons une bache à eau de capacité : $v =100 \text{ m}^3$ d'une forme géométrique carrée ;
Calculons la surface de la bache :

$V = S \cdot H$; avec : $H_{eau}=3\text{m}$ et $V=100 \text{ m}^3$

$$S = \frac{100}{3} = 34 \text{ m}^2$$

$$S=L^2= \sqrt{s} = \sqrt{34}= 5,83m= 6m$$

$$H= H_{\text{eau}}+ 0,5= 3+0,5=3,5m$$

Tableau (V.16): Récapitulation des dimensions de la bache à eau de la station

OUVRAGE	La capacité (m ³)	Surface (m ²)	Hauteur d'eau (m)	Longueur (m)	Largueur (m)
S.P projetée	100	34.00	3,00	6.00	6.00

Conclusion :

Au cours de ce travail nous avons projeté une station de pompage dans le but de renforcer un débit pour une bonne alimentation en eau potable dans les trois centres ; où nous avons la dimensionné ainsi le dimensionnement la bache à eau et les conduites de refoulement dont le type P.E.H.D, dans lequel nous avons fait une étude technico-économique, nous avons choisi des diamètres commercialisés selon les prix moins cher.

CHAPITRE V

REALISATION DU PROJET

Introduction :

Avant de lancer le projet dans la réalisation de l'ouvrage, il est nécessaire de prendre le temps de découper le projet en tâches afin de planifier l'exécution de ces tâches et de définir les ressources à mobiliser, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VI.1/Différents travaux à entreprendre :

VI.1.1/Travaux concernant l'adduction :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

d) Pose des conduites :

L'étude et la pose d'une conduite, restent des facteurs très importants pour une distribution adéquate, une perte qui serait faible dans le décente, afin d'obtenir un débit presque constant.

Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

e)Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

f) Remblayage des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

g) Nivellement et compactage :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VI.1.2/Travaux concernant les stations de pompage :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

a) Décapage :

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

b) Coulage du béton de propreté :

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

c) Remblayage :

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

d) Coulage du béton :

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demis -poteaux et les semelles nécessitent une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite est une pompe à béton.

e) Maçonnerie :

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VI.2/Calcul des volumes des travaux :

VI.2.1/Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

A) Décapage de la couche de terre végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs

Le volume de la couche à décaper est :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³) ;

L : longueur total des tranchées en (m) ;

b : largeur de la couche végétale en (m) ;

e : épaisseur de la couche en (m), e = 0,1 m.

B) Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

$$S_{exc} = b \times h \dots\dots\dots (VI.2)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;
 b : largeur de la tranchée;
 h : profondeur de la tranchée.

$$V_{exc} = S_{exc} \times L \dots\dots\dots (VI. 3)$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;
 L : distance entre deux coupes consécutives.

1. La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite ; Elle est donnée par la relation VII.4:

$$H_{tr} = 0,10 + D + 0,20 + h \dots\dots\dots (VI. 4)$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m) ;
 D : diamètre de la conduite (m) ;
 h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol **on prend (h=1)**

2. Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m} \dots\dots\dots (VI. 5)$$

b : largeur de la tranchée (m) ;
 D : diamètre de la conduite (m)

h = 0,80 - 1,20 on prend : h=1

Tableau VI.1 : Calcul du volume de Terrassement

Diamètres (mm)	Longueurs des canalisations	largeurs (b)=0,30+D+0,30	(Htr)=0,10+D+0,20+h	Volumes de terrassement (m ³)
315	9000	0,915	1,615	13 299,53
250	2500	0,85	1,55	3 293,75
200	3924	0,8	1,5	4 708,80
150	44	0,75	1,45	47,85
TOTAL =				21 349,93

C) Volume de Lit de sable :

Ce lit correspond à une couche de sable de 15cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, le volume du lit de sable est déterminée suivant la formule VI-6 :

$$V_s = b * e * L \dots\dots\dots (VI.6)$$

Vs : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 0,1m;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VI.2)

h = 10 cm - 20 cm on prend : e = 0,1 m

Tableau VI.2 : Calcul du volume de lit de sable

Diamètres (mm)	Longueurs des canalisations	largeur (b)=0,30+D+0,30	épaisseur du lit de sable	Volumes de lit de sable (m ³)
315	9000	0,915	0,1	823,50
250	2500	0,85	0,1	212,50
200	3924	0,8	0,1	313,92
150	44	0,75	0,1	3,30
TOTAL =				1 353,22

❖ **REMBLAI EN LIT DE SABLE AU DESSUS :**

e = 20 cm - 30 cm on prend : e = 0,3 m

Tableau VI.3 : Calcul du volume du remblai de sable

Diamètres (mm)	Longueurs des canalisations	largeurs (b)=0,30+D+0,30	épaisseur du remblai de sable	Volumes du remblai de sable
315	9000	0,915	0,3	2 470,50
250	2500	0,85	0,3	637,50
200	3924	0,8	0,3	941,76
150	44	0,75	0,3	9,90
TOTAL =				4 059,66

D) Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi D^2}{4} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Sc : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S \times L_c \dots\dots\dots (VI.8)$$

Vc : volume de la conduite (m³).

Les résultats de calcul du volume de la conduite sont regroupés dans le tableau (VI.3)

Tableau VI.4 : Calcul du volume de remblai en tout venant

Diamètres (mm)	Longueur de la canalisation	largeurs (b)=0,30+D+0,30	Volumes de la canalisation	Volumes de remblai en tout venant
315	9000	0,915	70,1024625	9 935,42
250	2500	0,85	12,265625	2 431,48
200	3924	0,8	12,32136	3 440,80
150	44	0,75	0,077715	34,57
TOTAL =				15 842,28

❖ **TRANSPORT A LA DECHARGE :**

Tableau VI.5 : Calcul du volume transport à la décharge

Diamètres (mm)	Longueurs de la canalisation	largeur (b)=0,30+D+0,30	Volumes de la canalisation	Volume transport à la décharge
315	9000	0,915	70,1024625	3 364,10
250	2500	0,85	12,265625	862,27
200	3924	0,8	12,32136	1 268,00
150	44	0,75	0,077715	13,28
TOTAL =				5 507,65

VI.3/DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF :

VI.3.1/ STATION DE POMPAGE ET ADDUCTION :

Tableau VI.6 : Devis Quantitatif et Estimatif

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	MONTANT TOTALE
I-TERRASSEMENT					
1	Ouverture d'une tranchée dans un terrain de toutes nature avec utilisation d'engin mécanique y compris réglage du fond de la tranchée et ouverture de piste provisoire pour manutention des engins et camions et Barbara de soudure et toute sujétion de bonne exécution	m ³	21 010,40	400,00	8 404 160,00
2	Fourniture et pose d'un lit de sable provenant de l'oued ep = 0.10 m d'épaisseur y compris réglage et toute sujétion de bonne exécution	m ³	1 339,72	800,00	1 071 776,00
3	Remblai en sable provenant de l'oued ep=0.30 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite y compris réglage, compactage et toute sujétion de bonne exécution.	m ³	4 019,16	800,00	3 215 328,00
4	Remblai en tout venant y compris réglage, compactage et toute sujétion de bonne exécution.	m ³	15 563,27	250,00	3 890 817,58
5	Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais compte tenue de leur foisonnement, y compris tous frais de dépôts à la décharge, le chargement sur véhicule et le déchargement et toute sujétion inhérente à la décharge publique	m ³	5 447,13	150,00	817 069,46
TOTAL 1=					17 399 151,03

II-CONDUITES ET ACCESSOIRES

1	F/P de conduite en PEHD, PN16, y compris mise en place de grillage avertisseur bleu, soudure et toute sujestion de bonne execution.				
1-1	Ø315 mm	ML	9000	9 464,06	85 176 495,00
1-2	Ø200 mm	ML	5117	4 037,03	20 657 456,93
1-3	Ø250 mm	ML	2500	6 245,96	15 614 887,50
2	Fourniture et pose des ventouses bridées double pole PN16, y compris vanne incorporée, Té réduit et toute sujestion de mise en place et de bonne execution.				
2-1	Ø315 mm	U	6	300 000,00	1 800 000,00
2-2	Ø250 mm	U	3	200 000,00	600 000,00
2-3	Ø200 mm	U	6	100 000,00	600 000,00
3	Fourniture et pose des robinets vannes bridés pour vidange DN150 mm, PN 16, type époxy blue bridé y compris toute sujestion de mise en place et de bonne execution.				
3-1	Ø315 mm	U	6	200 000,00	1 200 000,00
3-2	Ø250 mm	U	3	150 000,00	450 000,00
3-3	Ø200 mm	U	6	100 000,00	600 000,00
6	Construction des regards en béton armé dosé à 350Kg/m ³ pour vannes de vidanges et ventouses dimension intérieur(1.20x1.20)m, H variable et épaisseur 0,20m avec tampon en fonte(0,85 × 0,85)m y compris toute sujestion de bonne execution.	U	30	50 000,00	1 500 000,00
7	réalisation d'une traversé de chaabat y compris terrassement de toute nature avec gaine de protection en BA Ø500, y compris socle en béton pour fixation et toute sujestion de bonne execution.	FF	1	500 000,00	500 000,00
8	réalisation d'une traversé de chemin comunal y compris ouverture de la chaussé, terrassement de toute nature avec gaine de protection en BA Ø500, remise en état de la chausé, remblai en sable de carrière et toute sujestion de mise en place et de bonne execution.	U	3	500 000,00	1 500 000,00
9	Exécution les Essais de pressions sur la totalité de conduite.	FF	1	300 000,00	300 000,00
TOTAL 2 =					130 498 839,43

III-GENIE CIVILE STATION DE POMPAGE (100 m³)

1	Décapage de la terre de toute nature exécuté sur toutes les surfaces à bâtir de 20 cm d'épaisseur. Y/C Transport à la D.P	m ³	39,20	200,00	7 840,00
2	Fouille en grande masse sur terrain de toute nature exécuté avec engins mécanique et réglage manuel des parois jusqu'à bon sol	m ³	310,80	300,00	93 240,00
3	remblais derrière les murs des voiles	m ³	52,28	200,00	10 456,20
4	évacuation des terres excédentaires vers la décharge publique,	m ³	258,00	150,00	38 700,00
5	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³ et ép 0,10 cm y compris toute sujétion	m ³	6,00	10 000,00	60 000,00
6	BETON ARME				
6-1	*RADIERS				
	Fourniture et mise en place de béton armé dosé à 350 kg/m ³ , y/c coffrage, ferrailage et TS de mise en œuvre (selon plans fournis)	m ³	21,94	50 000,00	1 096 875,00
6-2	*VOILES:				
	Fourniture et mise en place de Béton armé dosé à 350 kg/m ³ , y/c coffrage, ferrailage et TS de mise en œuvre (selon plans fournis)	m ³	33,69	50 000,00	1 684 375,00
6-3	*DALLES:				
	Fourniture et mise en place de béton armé dosé à 350 kg/m ³ , y/c coffrage, ferrailage et TS de mise en œuvre (selon plans fournis)	m ³	13,98	50 000,00	698 750,00
7	Hérissage du local en pierre sèche	M2	21,94	2 000,00	43 875,00
8	F/P de joint water stop	ML	40,00	2 000,00	80 000,00
9	Maconnerie / Enduit : Maconnerie en brique creuse double parois y/c dosage du mortier à 400 kg/ m ³ en ciment CPA 325 arrachement, brossage ,nettoyage et TS de mise en œuvre ép,25 cm pour local	M2	192,00	1 000,00	192 000,00
10	Enduit en ciment lisse CPA 325 dosé à 400 kg/m ³ en trois couches dégressives y/c l'alignement, la verticalité avec utilisation des règles de dressage et finition lisse et TS de mise en œuvre sur mur intérieur et sous plafond de local	M2	192,00	1 200,00	230 400,00
11	Enduit en ciment lisse CPA 325 dose à 400 kg/m ³ en trois couches y/c l'alignement, la verticalité avec utilisation des règles et TS la mise en œuvre sur mur extérieur de la bâche	M2	192,00	1 200,00	230 400,00
12	Enduit en ciment lisse CPA 325 dosé à 400 kg/m ³ en trois couches y/c l'alignement, la verticalité avec utilisation des règles et TS la mise en œuvre sur mur extérieur de la bâche	M2	200,00	1 200,00	240 000,00

13	Enduit en ciment lisse CPA 325 dosé à 400 kg/m ³ en trois couches dégressives y/c l'alignement, la verticalité avec utilisation des règles de dressage et finition lisse, adjuvant hydrofuge et TS le mise en œuvre sur mur intérieur et sous plafond de la bâche.	M2	200,00	1 200,00	240 000,00
14	Enduit en ciment lisse CPA 325 dosé à 400 kg/m ³ en trois couches dégressives y/c l'alignement, la verticalité avec utilisation des règles de dressage et finition lisse et TS de mise en œuvre sur mur intérieur et sous plafond de local	M2	200,00	1 200,00	240 000,00
15	Revêtement en chape de béton ép. ,10 cm pour local en ciment CPA 325 dosé à 400 kg/m ³ et TS de mise en œuvre	M2	45,00	3 000,00	135 000,00
16	F/P de calage y compris béton de colle et toute surjection de mise en place et de bonne exécution,	M2	45,00	3 000,00	135 000,00
18	<u>Étanchéité :</u> <u>Local</u> Forme de pente en béton dosé 250 kg/m ³	M2	81,00	1 500,00	121 500,00
19	F/P de l'étanchéité en pax aluminium	U	81,00	3 000,00	243 000,00
20	Relevé d'étanchéité multicouche	ML	81,00	500,00	40 500,00
24	<u>Bâche:</u> Enduit en flinckot en deux couches sur mur extérieur de la bâche à eau	M2	112,00	200,00	22 400,00
25	<u>Menuiserie métallique :</u> F/P de porte métallique à deux vantaux 2,00 x 1,80 m , y compris peinture et toutes sujétion	U	1,00	100 000,00	100 000,00
26	F/P de porte fenêtre 1,20 x 1,00 m y compris bar rodage et toute sujétion	U	4,00	15 000,00	60 000,00
27	<u>Peinture / vitrerie :</u> Badigeonnage à la chaux en deux couches sur mur extérieur de la bâche et local y/c sous plafond de local et T.S de mise en œuvre	M2	400,00	200,00	80 000,00
28	Peinture vinylique en deux couches comprenant nettoyage des murs, rebouchage des trous sur mur extérieur de la bâche et local y/c sous plafond de local et TS de mise en œuvre	M2	400,00	300,00	120 000,00
29	Echelle métallique	U	1,00	20 000,00	20 000,00
30	fourniture et pose d'un garde-fou (3,00 ml)	U	1,00	50 000,00	50 000,00
31	Descente pour les eaux pluviales en PVC Ø 110	ML	3,60	1 000,00	3 600,00
32	<u>éclairage intérieur :</u> F/D'interrupteur simple allumage.	FF	1,00	80 000,00	80 000,00
	réalisation d'un mur de clôture en perpain (20 cm) y/c tout sujétion de bonne exécution	ML	56,00	15 000,00	840 000,00
TOTAL 3 =					7 237 911,20

IV/-EQUIPEMENT STATION DE POMPAGE (100 m³)

1	F/P de groupe électropompe à axe horizontale HMT = 98 ,00 m Q = 80,00 l/s puissance du moteur =109,87 Kw y compris toute sujétion de mise en service et de bonne exécution.	U	2	4 000 000,00	8 000 000,00
2	F/P de groupe électropompe Immergée HMT = 108 ,53 m Q = 40,00 l/s puissance du moteur = 60,84 KW y compris toute sujétion de mise en service et de bonne exécution.	U	2	2 500 000,00	5 000 000,00
3	F/P de groupe électropompe Immergée HMT = 155 ,00 m Q = 50,00 l/s puissance du moteur = 108,61 KW y compris toute sujétion de mise en service et de bonne exécution.	U	2	3 000 000,00	6 000 000,00
4	F/P de groupe électropompe Immergée HMT = 95,00 m Q = 40,00 l/s puissance du moteur = 53,25 Kw y compris toute sujétion de mise en service et de bonne exécution.	U	2	1 800 000,00	3 600 000,00
5	F/P d'armoire de commande avec protection thermique y compris sondes de niveau avec câble étanche, clapet anti-retour, manchon bridé en acier galvanisé, coude bridé, vanne d'arrêt, TE réduit, robinet vanne 1/4 de tour, manomètre de pression, compteur d'eau, ventouse y compris toute sujétion de mise en service.	FF	1	2 000 000,00	2 000 000,00
TOTAL 4 =					24 600 000,00

Montant total HT (1+2+3+4)	179 735 901,66
TVA19%	34 149 821,31
Montant totale TTC	213 885 722,97
Montant Arrondi	214 000 000,00

Arrêté la présente estimation en TTC :
Deux cent quatorze million (DA)

DELAI DE REALISATION DU PROJET: 12 mois

❖ PLANNING :

Tableau VI.7 : planning

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	1 ^{er} mois	2 ^{ieme} mois	3 ^{ieme} mois	4 ^{ieme} mois	5 ^{ieme} mois	6 ^{ieme} mois	7 ^{ieme} mois	8 ^{ieme} mois	9 ^{ieme} mois	10 ^{ieme} mois	11 ^{ieme} mois	12 ^{ieme} mois
1	Terrassement	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Conduites et Accessoires	-											-
3	Génie civil S.P 100 (m ³)												
4	Equipement S.P 100(m ³)												
5	Essai de pompage et conception du projet												

Conclusion :

Nous avons conclu à partir de ce travail que l’organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Le coût total du projet qui est de **214 000 000,00 DA**.
- La durée du projet qui est environ de **12 mois**.

Enfin le choix des engins les plus approprié pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d’ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l’ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l’importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d’argent que ces méthodes de conduite de chantier peuvent apporter.

CONCLUSION GENERALE

A travers ce mémoire, nous avons traité une étude d'adduction des villages nord d'Amria (Khouamliya, Magra, Rouïba), de la Wilaya d'Ain Temouchent.

Pour cela nous avons regroupé toutes les informations relatives à la zone d'étude pour renforcer les besoins en eau, ayant défini des données sur la zone pour l'élaboration de notre étude d'adduction. Où nous avons estimé les besoins en eau potable de la zone d'étude à l'horizon de calcul (long terme) sont évalués à **71,05 l/s**.

Pour l'état de réseau, nous avons dimensionné le réseau de distribution de les trois zones de l'année 2019 dont les réseaux sont du type mixte constituée des mailles avec des ramifications à l'aide du logiciel EPANET et en parallèle nous avons fait une présentation des ouvrages de stockage qui sont implantés au niveau des trois localités (magra ; khouamliya et Rouïaba).

Au cours de ce travail nous avons projeté une station de pompage dans le but de renforcer un débit pour la satisfaction en eau dans les trois agglomérations, où nous avons dimensionné cette dernière après un dimensionnement des conduites des refoulements dont le type P.E.H.D PN comprise entre (10 bar-20 bar). Avec une étude technico-économique où nous avons trouvé un diamètre économique comprise entre 200 et 315 m dans les 5 tronçons étudiés.

Concernant l'organisation de chantier, nous avons trouvé les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier. Le coût total du projet qui est de **214 000 000 DA** et les délais du projet qui est environ de **12 mois**.

Enfin, ce projet de fin d'étude nous a permis de découvrir tout ce qui est concerné l'alimentation en eau potable. On espère que cette étude remédiera au maximum de problèmes rencontrés et qu'elle présente un support important pour l'exécution du projet d'alimentation en eau potable de ces agglomérations.

BIBLIOGRAPHIE

-La Subdivision des ressources en eau de la commune d'Amria

- PDAU 2008
- Données de base par le directeur de la subdivision Mr Al Amri rachid
- Les plans de la station de pompage

-L'Algérienne des eaux (AMRIA)

- Recensement 2019

- L'assemblée populaire communale

- Nombre d'habitant à l'horizon 2008
- La forme géométrique des réservoirs existants

-Direction des Ressources en Eau

- Apprentissage de logiciel d'EPANET
- Autocad 2007

-Logiciel EPANET

-Logiciel GOOGLE EARTH PRO

-PFE de CHEBBI Yassine « ETUDE DE L'ADDITION EN EAU POTABLE DES VILLAGES SUD DE KADIRIA APARTIR DU SYSTEME KOUDIAT ACERDOUNE (W. BOUIRA) »

- A. LENCASTRE. Hydraulique générale, édition Eyrolles, Paris1983.Page:15.18.22.
- MOUNIR BOUSLIM ESIE. « Alimentation en Eau Potable », Page 10-62-64.
- DUPONT ANDRE. Hydraulique urbain, Tome II, Edition Eyrolles, 1979-Page : 46.
- JEAN FRANCOI. Pompes centrifuges, hélico-centrifuges et axiales, cavitation B4313, traité génie mécanique. Page : 93.94.95.
- JEAN LOUP ROBERT. Technique et documentation, LAVOISIER. Page : 82.

- PFE d'ISSA MOHAMET NOUR « Diagnostic du réseau d'Alimentation en eau potable de la cité 20 AOUT BOUDAUD »

- C. GOMELLA et H. GUERREE 'La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales'' EYROLLES édition 1974.
- M.C BOUALEM SALAH 'support d'alimentation en eau potable « E.N.S.H 1993 ».

-PFE « Étude du transfert en eau potable à partir de la nappe Chott El Gharbi vers les agglomérations de la wilaya de Naâma (Tronçon Errachidia vers réservoir Abdel moula) qui a présenté par le binôme Kerroucha Sadek et Habbaz Roza »

- Jacques Bonnin, Hydraulique urbain applique aux agglomérations de petite et moyenne importance, éditions eyro Boudaoud 1986
- S.O.G.R..E.A.H, 1978, Les pompes et les petites stations de pompage

ANNEXE N°1 :

Variation de la consommation

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				
(h)	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

ANNEXE N°02 : Prix de Tube HT



Usine & Siège : Voie A Zone Industrielle BP 160 - 22000 Sidi Bel Abbès

Téléphone : 048 70 31 90

Télécopie : 048 70 35 58

Site Web : www.groupe-chiali.com

e-mail : info@groupe-chiali.com

TUBE PVC A COLLER PN04

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	Jonction	Pression Service	Prix HT le M/L
10 001 0401	Tube PVC	40	1,8	A Coller	4 Bars	70,18
10 001 0501	Tube PVC	50	1,8	A Coller	4 Bars	88,90
10 001 0631	Tube PVC	63	1,8	A Coller	4 Bars	112,93
10 001 0801	Tube PVC	80 LST	2,5	A Coller	4 Bars	194,08
10 001 0811	Tube PVC	80	1,8	A Coller	4 Bars	167,06
10 001 0901	Tube PVC	90	1,8	A Coller	4 Bars	159,86
10 001 1001	Tube PVC	100	1,8	A Coller	4 Bars	179,35
10 001 1101	Tube PVC	110	2,0	A Coller	4 Bars	215,03
10 001 1251	Tube PVC	125	2,4	A Coller	4 Bars	293,56
10 001 1601	Tube PVC	160	3,2	A Coller	4 Bars	505,49
10 001 2001	Tube PVC	200	3,6	A Coller	4 Bars	689,76

TUBE PVC A JOINT PN04

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	Jonction	Pression Service	Prix HT le M/L
10 002 1601	Tube PVC	160	3,2	A Joint	4 Bars	511,89
10 002 2001	Tube PVC	200	3,6	A Joint	4 Bars	701,32
10 002 2501	Tube PVC	250	4,9	A Joint	4 Bars	1 084,94
10 002 3151	Tube PVC	315	6,2	A Joint	4 Bars	1 734,57
10 002 4001	Tube PVC	400	7,8	A Joint	4 Bars	2 701,32
10 002 5001	Tube PVC	500	9,8	A Joint	4 Bars	4 228,62
10 002 6301	Tube PVC	630	12,3	A Joint	4 Bars	6 687,28

TUBE PEHD EAU PN06

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT
110020201	TUBE PEHD Ø 20 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	32,21
110020251	TUBE PEHD Ø 25 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	41,09
110020321	TUBE PEHD Ø 32 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	53,95
110020401	TUBE PEHD Ø 40 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	69,88
110060501	TUBE PEHD Ø 50 PN 06 EP 2.4 mm	ML	87,64
110060631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 06 EP. 2.5 mm	ML	131,72
110060751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 06 EP. 2.9 mm	ML	186,46
110060901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 06 EP. 3.5 mm	ML	257,19
110061101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 06 EP. 4.2 mm	ML	374,09
110061251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN 06 EP. 4.8 mm	ML	477,23
110061601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN 06 EP. 6.2 mm	ML	787,69
110062001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN 06 EP. 7.7 mm	ML	1 216,17
110062501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN 06 EP. 9.6 mm	ML	1 898,66
110063151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN6 EP. 12.1 mm	ML	2 951,91
110064001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN6 EP. 15.3 mm	ML	4 703,04
110065001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN6 EP. 19.1 mm	ML	7 241,55
110066301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN6 EP. 19.1 mm	ML	11 492,57

TUBE PEHD EAU PN10

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT
110030201	TUBE PEHD Ø 20 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	34,32
110030251	TUBE PEHD Ø 25 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	43,78
110070321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN10 EP. 2.0 mm	ML	55,10
110070401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 10 EP. 2.4 mm	ML	83,50
110070501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN10 EP. 3.0 mm	ML	128,66
110070631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN10 EP. 3.8 mm	ML	203,83
110070751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 10 EP. 4.5 mm	ML	289,41
110070901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN10 EP. 5.4 mm	ML	381,88
110071101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN10 EP. 6.6 mm	ML	568,93
110071251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN10 EP. 7.4 mm	ML	721,36
110071601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN10 EP. 9.5 mm	ML	1 181,58
110072001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN10 EP. 11.9 mm	ML	1 848,65
110072501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN10 EP. 14.8 mm	ML	2 869,93
110073151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN10 EP. 18.7 mm	ML	4 322,93
110074001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN10 EP. 23.7 mm	ML	6 936,23
110075001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN10 EP. 29.7 mm	ML	10 783,03
110076301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN10 EP. 37.4 mm	ML	17 077,20

TUBE PEHD EAU PN16

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT
110080201	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 20 PN 16 EP. 2.0 mm	ML	33,20
110080251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 25 PN 16 EP. 2.3 mm	ML	48,78
110080321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN 16 EP. 3.0 mm	ML	79,24
110080401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 16 EP. 3.7 mm	ML	122,69
110080501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 16 EP. 4.6 mm	ML	190,29
110080631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	301,05
110080751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 16 EP. 6.8 mm	ML	423,18
110080901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	554,17
110081101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0 mm	ML	822,24
110081251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	1 048,61
110081601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	1 713,83
110082001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	2 691,35
110082501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	ML	4 163,97
110083151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN16 EP. 28.6 mm	ML	6 309,37
110084001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN16 EP. 36.3 mm	ML	10 192,06
110085001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN16 EP. 45.4 mm	ML	15 889,78
110086301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN16 EP. 57.2 mm	ML	25 229,57

TUBE PEHD EAU PN20

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT
110090201	Tube PEHD Ø 20 PN 20 EP. 3.0 mm	ML	38,00
110090251	Tube PEHD Ø 25 PN 20 EP. 3.5 mm	ML	60,57
110090321	Tube PEHD Ø 32 PN 20 EP. 4.4 mm	ML	93,71
110090401	Tube PEHD Ø 40 PN 20 EP. 5.5 mm	ML	146,28
110090501	Tube PEHD Ø 50 PN 20 EP. 6.9 mm	ML	226,56
110090631	Tube PEHD Ø 63 PN 20 EP. 8.6 mm	ML	361,70
110090751	Tube PEHD Ø 75 PN 20 EP. 10.3 mm	ML	508,54
110090901	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 90 PN 20 EP 10.1mm	ML	678,64
110091101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN20 EP. 12.3 mm	ML	1 004,91
110091251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN20 EP. 14.0 mm	ML	1 273,74
110091601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN20 EP. 17.9 mm	ML	2 071,43
110092001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN20 EP. 22.4 mm	ML	3 242,24
110092501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN20 EP. 27.9 mm	ML	5 043,49
110093151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN20 EP. 35.2 mm	ML	7 705,89
110094001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN20 EP. 44.7 mm	ML	12 418,48
110095001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN20 EP. 55.8 mm	ML	19 337,24
110096301	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 630 PN 20 EP 70.3 mm	ML	30 722,26

TUBE PEHD EAU PN25

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT
110240201	Tube PEHD Ø 20 PN 25 EP. 3.4 mm	ML	46,75
110240251	Tube PEHD Ø 25 PN 25 EP. 4.2 mm	ML	69,41
110240321	Tube PEHD Ø 32 PN 25 EP. 5.4 mm	ML	111,29
110240401	Tube PEHD Ø 40 PN 25 EP. 6.7 mm	ML	173,53
110241501	Tube PEHD Ø 50 PN 25 EP. 8.3 mm	ML	270,76
110240631	Tube PEHD Ø 63 PN 25 EP. 10.5 mm	ML	425,65
110240751	Tube PEHD Ø 75 PN 25 EP. 12.5 mm	ML	606,35
110240901	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 90 PN 25 EP 12.3 mm	ML	790,87
110241101	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 110 PN 25 EP 15.1 mm	ML	1 185,01
110241251	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 125 PN 25 EP 17.1 mm	ML	1 508,08
110241601	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 160 PN 25 EP 21.9 mm	ML	2 464,49
110242001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 200 PN 25 EP 27.4 mm	ML	3 778,74
110242501	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 250 PN 25 EP 34.2 mm	ML	5 895,75
110243151	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 315 PN 25 EP 43.1 mm	ML	9 153,06
110244001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 400 PN 25 EP 54.7 mm	ML	14 738,90