

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Diagnostic du système d'AEP de la ville de Sour-El Ghouzlane
(w. Bouira) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0019-10

APA Citation (توثيق APA):

**Bounoua, Rabah (2010). Diagnostic du système d'AEP de la ville de Sour-El
Ghouzlane (w. Bouira)[Mem Ing, ENSH].**

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مباحثات، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN
HYDRAULIQUE

Spécialité : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable.

THEME :

**ETUDE DE DIAGNOSTIC DU SYSTEME
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
VILLE DE SOUR-EL-GHOZLANE (W.BOUIRA)**

Présenté par :

M^r: BOUNOUA RABAH

Promoteur :

M^r: B .SALAH

Devant le jury composé de :

Présidente: M^{me} F.AMMOUR

Examineurs: M^r B. BOUTAHRAOUI

M^{me} N.ZENDAGUI

M^{me} H.MEDDI

M^{me} W.MOKRANE

Octobre 2010

Dédicace

✓ *A tous ceux qui me sont chers.*

R. Bounoua

Remerciement

✓ A tous ceux qui ont contribué à ma formation

R. Bounoua

SOMMAIRE

Introduction generale

Chapitre I : présentation de l'agglomération

I-1) Introduction :	1
I-2) But de l'étude :	1
I-3) la zone d'étude :	1
I-4) composante physique du site :	2
a) Morphologie et tectonique :	2
b) La géomorphologie :	2
c) La géologie:.....	2
d) Géotechnique et zoning :	3
e) la sismicité :	3
I.5) La situation climatologique :	3
a)le climat :.....	3
b) La Pluviométrie :	3
c) la température :.....	4
d) Le vent :	4
I.6) La Situation topographique :	4
I.7) La Situation hydrologique :	4
I .8) situation hydraulique :	5
I.8.1) Ressources en eaux :.....	5
I.8.1.1) Les eaux de surface :.....	5
I.8.1.2) Les eaux souterraines :.....	5
I.8.2) Les Réservoirs de stockage :	7
I.8.2.1) les équipements des réservoirs :.....	8
I.8.3) Le réseau d'adduction :	9
I.8.3.1) Adductions des eaux souterraines :.....	10
I.8.3.2) Adduction des eaux du barrage de LAKHAL :	10
I.8.4) réseau de distribution:.....	11
I.9) Conclusion :.....	12

Chapitre II : estimation des besoins en eau

II.1) Introduction :	13
II.2) Evolution de la population entre 1998 et 2030 :	13
II-3) L'évaluation de la consommation moyenne journalière :	14
II-3-1) Besoins domestiques:	14
II-3.2) Consommation publique :	15
II.3.2.1) Besoins scolaires :	15
II.3.2.2) Besoins administratifs :	16
II.3.2.3) Besoins sanitaires :	16
II.3.2.4) Besoins socioculturels :	17
II.3.2.5) Besoins commerciaux :	17
II.3.3) Consommations Total :	18
II.4) Variation de la consommation journalière :	18
II.4.1) Consommation maximale journalière :	18
II.4.2) Consommation minimale journalière :	18
II.5) Variation de la consommation horaire :	19
II.5.1) Consommation maximale horaire:	19
II.5.2) Consommation minimale horaire :	19
II.5.3) Débit moyen horaire :	20
II.5.4) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :.....	20
II.6) Conclusion :	23

Chapitre III: diagnostic du réseau de distribution existant

III-1) Introduction :	24
III-2) Description du logiciel WATER CAD :	24
III.2.1) Fonction et application :	24
III.3) Détermination des débits (routes et nœuds) :	25
III.3.1) cas de pointe :	25
III.3.1.1) Débit spécifique :	25
III.3.1.2) Débit en route pour chaque tronçon:	26
III.3.1.3) Débit aux nœuds :	26
III.3.1.4) Résultats de la simulation :	35
III.3.2) Cas de pointe+ incendie ::	42

III.4) Constat :	42
III.5) Interprétation des résultats:	42
III.6) Conclusion :	44

Chapitre IV: dimensionnement du réseau de distribution a l'horizon 2030

IV.1) Introduction :	47
IV.2) Choix du schéma du réseau de distribution :	47
IV.3) Choix du type de réseau :	47
IV.4) Conception du réseau de l'agglomération :	48
IV.5) Principe du tracé du réseau :	48
IV.6) Choix du matériau des conduites :	48
IV.7) Comparaison entre les différents types des tuyaux :	48
IV.8) Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2030 :	51
IV.8.1) Calcul des débits :	51
IV.8.1.1) Détermination du débit spécifique :	51
IV.8.1.2) Calcul des débits en route :	51
IV.8.1.3) Détermination des débits nodaux:	52
IV.8.2) Répartition arbitraire des débits.....	56
IV.8.3) Détermination des diamètres et des vitesses.....	56
IV.9) Résultats de la simulation :	59
➤ Cas de pointe :	59
➤ Cas de pointe+incendie :	62
IV.10) Conclusion :	63

Chapitre V: les réservoirs

V-1) Introduction :	69
V-2) Vérification des capacités des réservoirs existants :	69
V-2.1) Vérification de la capacité du réservoir tampon de BEKOUCHE :	69
V 2-3) Vérifications des capacités des réservoirs de distribution :	69
V-2.3.1) Principe de calcul de capacité des réservoirs :	69
V-2.3-2) Calcul par la Méthode analytique :	69
V-2.3-3) Réservoir de SIDI SADEK :	71
V-2.3-3) Réservoir de BOUHAHAYA1 :	72

V-2.3.4) Réservoir d'AIN AMAR :	73
V-2.3-5) Réservoir de HAMIDOU :	74
V-2.3-6) Réservoir de HAOUCH MAZOUZ :	75
V .3) Hygiène et sécurité des réservoirs	77
V .4) Traversée des conduites dans les parois du réservoir	77
V-2) Conclusion :	78

Chapitre VI: étude d'adduction

VI.1) Introduction :	79
VI.2) Choix du tracé (condition technique) :	79
VI.3) Choix du type de tuyaux :	79
VI.4) Schéma hydraulique :	79
VI.5) Calcul de l'adduction :	80
VI -5-1) Adduction gravitaires :	80
VI -5-1.1) Détermination des diamètres avantageux des adductions gravitaires :	81
VI -5-1.2) L'adduction gravitaires reliant le R. ain amar et le R .hamidou:	83
VI -5-2) Adduction par refoulement :	85
VI -5-2.1) Diamètre économique:	85
VI -5-2.2) Pertes de charge :	85
VI -5-2.3) Hauteur manométrique totale (H_{mt}) :	86
VI -5-2.4) Puissance absorbée par la pompe :	86
VI -5-2.5) Energie consommée par la pompe	86
VI -5-2.6) Frais d'exploitation :	87
VI -5-2.7) Frais d'amortissement :	87
VI -5-3) Calcul du diamètre économique :	87
VI -5-3.1) Le tronçon : R.ain amar - R .bouhahaya	87
VI -5-3.2) Le tronçon : réservoir de hamidou - R.haouche mazouz :	89
VI-6) Conclusion.....	90

Chapitre VII: les accessoires du réseau

VII.1) Introduction	92
VII.2) les robinets :	92
VII.2.1) Les robinets vannes :	92
VII.2.2) Les vannes papillons :	93

VII.2.3) Les vannes d'isolement :	93
VII.2.4) Les vannes à clapet de non retour :	93
VII.2.5) Les vannes de réduction de pression :	93
VII.3) Régulateur de pression amont :	94
VII.4) Les ventouses :	94
VII.5) Organes de mesure :	95
VII.5.1) Mesure de débit :	95
VII.5.2) Mesure de pression :	96
VII.6) Pièces spéciales de raccordement :	97
VII.6.1) Les Tés :	97
VII.6.2) Les coudes :	97
VII.6.3) Les croix de jonction:	97
VII.7) Les poteaux d'incendie :	97
VII.10) Conclusion :	97

Chapitre VIII: organisation du chantier

VIII.1) Introduction :	98
VIII.2) Réalisation du réseau d'AEP :	98
VIII.3) Implantation de la trace des tranchées sur le terrain :	98
a-Matérialisation de l'axe :	98
b- Nivellement de la plate-forme de pose :	98
VIII.4) Excavation des tranchées :	98
VIII.4.1) Choix de la section transversale de la tranchée :	99
VIII.4.2) Calcul de la profondeur de la tranchée H_{tr} :	100
VIII.4.3) Choix du coefficient du talus :	100
VIII.5) Choix des engins :	101
VIII.5-1) l'engin Pour l'excavation des tranchées :	101
VIII.5-2) l'engin Pour le remblaiement des tranchées :	101
VIII.6) Calcul du volume de terrassement :	102
VIII.6.1) Calcul du volume de déblai :	102
VIII.6.2) calcule du volume de lit de sable :	102
VIII.6.3) Calcul du volume de remblai :	103
VIII.6.4)Volume excédentaire :	103
VIII.7) Pose de la canalisation :	105

VIII.7.1) Aménagement du lit de pose des conduites :	105
VIII.7.2) Introduction de la canalisation :	105
VIII.7.3) Epreuve de joint et de canalisation :	107
VIII.8) Conclusion :	107

Chapitre IX : gestion du réseau d'AEP

IX.1) Introduction :	108
IX.2) But de la gestion :	108
IX.3) Gestion et exploitation des ouvrages de stockage :	108
IX.3.1) Equipements des réservoirs :	108
IX.3.2) Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :	109
IX.3.2.1) Opération de nettoyage :	110
IX.3.2.2) Contrôle de la qualité de l'eau :	110
IX.4) Gestion et exploitation de réseau de distribution :	110
IX.4.1) Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau :	111
IX.4.2) La surveillance et l'entretien courant :	111
IX.4.3) Les actions de réduction des pertes d'eau :	111
IX.4.3.1) La recherche systématique des fuites :	111
IX.4.3.2) Le comptage :	111
IX.4.4) Rendement du réseau :	112
IX.4.5) La lutte contre le vieillissement des conduites :	112
IX. 5) Conclusion :	112

Conclusion général

Liste des tableaux

Tableau N°I.1: la pluviométrie moyenne mensuelle	4
Tableau N°I.2 : répartition mensuelle de la température	4
Tableau N°I.3: Les caractéristiques de barrage LEKHAL :.....	5
Tableau N°I.4 : les caractéristiques des différents forages et les puits:	6
Tableau N°I.5 : les caractéristiques des groupes électropompes :	6
Tableau N°I.5 : les caractéristiques des groupes électropompes :	7
Tableau N°I.6: les caractéristiques des réservoirs existants :.....	8
Tableau N°I.7 : les caractéristiques des conduites d'adduction :	11
Tableau N° II.1 : Population de la ville de SOUR EL GHOZLANE pour différents horizons :14	
Tableau N° II.2: tableau de répartition de la dotation unitaire à l'horizon 2030:.....	14
Tableau N°II.3 : Estimation des Besoins domestiques	15
Tableau N°II.4 : Estimations des Besoins scolaires	15
Tableau N°II.5 : Estimation des Besoins administratifs	16
Tableau N° II.6 : Estimations des Besoins sanitaires :.....	16
Tableau N° II.7 : Estimations des Besoins socioculturels.....	17
Tableau N° II.8 : Estimations des Besoins commerciaux :	17
Tableau N° II.9 : Récapitulation des consommations totales:	18
Tableau N° II.10: Calcul des consommations maximale et minimale journalières pour la commune:	19
Tableau N°II.11 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	19
Tableau N° II.12: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants :.....	20
Tableau N° II.13.: Calcul des consommations maximales, minimales, horaires pour la commune :	20
Tableau N°II-14: Variation des débits horaires de la ville :.....	21
Tableau N°III.1 : Calculs des débits routes et nœuds:	27
Tableau N°III.2 : Résultat de la simulation sur les nœuds :.....	35
Tableau N°III.3: résultats de la simulation sur les conduites :.....	37
Tableau N°IV.1 : Comparaison entre les différents types des tuyaux:	49
Tableau N°IV.2 : Détermination de débit spécifique.....	51
Tableau N°IV.3 : Calculs des débits routes et nœuds:.....	53
Tableau N°IV.4 : calcul des diamètres et des vitesses	57

Tableau N°IV.5 : résultats de la simulation sur les nœuds.....	59
Tableau N° IV.6 : résultats de la simulation sur les conduites :.....	60
Tableau N°V.1: vérification de la capacité du réservoir de SIDI SADEK a l'horizon 2030.....	71
Tableau N°V.2: vérification de la capacité du réservoir de BOUHAHAYA1 à l'horizon 2030	72
Tableau N°V.3: vérification de la capacité du réservoir d'AIN AMAR a l'horizon 2030	73
Tableau N°V.4: vérification de la capacité du réservoir d'AIN AMAR a l'horizon 2030	74
Tableau N°V.5: vérification de la capacité du réservoir d'AIN AMAR à l'horizon 2030	75
Tableau N°VI.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :	81
Tableau N°VI.2 : Les longueurs équivalentes des tronçons gravitaire :	82
Tableau N°VI-3: les cotes des réservoirs et la cote du terrain de point de jonction:	82
Tableau N°VI.4: Diamètres calculés pour les trois tronçons gravitaire :.....	83
Tableau N°VI.5 : La longueur équivalente du tronçon gravitaire :.....	84
Tableau N°VI.6: les cotes des deux réservoirs.....	84
Tableau N°VI.7: Diamètres calculés du tronçon (5-6) :.....	84
Tableau N°VI-8 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	88
Tableau N°VI.9 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.	88
Tableau N°VI.10 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites.	88
Tableau N°VI.11 : Bilan des frais des conduites.	89
Tableau N°VI.12 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	89
Tableau N°VI.13 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.	89
Tableau N°VI.14 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites.	90
Tableau N°VI.15 : Bilan des frais des conduites.	90
Tableau N°VIII.1 : choix du coefficient du talus:.....	100
Tableau N°VIII.2: Calcul du volume du déblai (réseau + adduction).	102
Tableau N°VIII. 3: Calcul du volume du lit du sable pour (réseau + adduction).	102
Tableau N°VIII. 4: Calcul du volume du remblai pour (réseau + adduction).....	103
Tableau N°VIII. 5: calcul du volume excédentaire pour le (réseau+adduction).....	104
Tableau N°VIII.6: Le volume Total des travaux pour le (réseau+adduction)	104
Tableau N° IX : Equipements des réservoirs	109

Liste des figures

Figure N° II.1 : estimation de la population pour différents horizons	14
Figure N°II.2 : histogramme de consommation journalières	22
Figure N°II.3 : tracé de la courbe de consommation cumulée	22
Figure N°III.1 : la répartition des vitesses et des pressions dans le réseau existant (cas du pointe).....	45
Figure N°III.1 : la répartition des vitesses et des pression dans le réseau existant (cas du pointe+incendie).....	46
Figure N°III.1 : la répartition arbitraire des débits(cas du pointe).....	64
Figure N°III.1 : la répartition des pressions dans le réseau projeté (cas du pointe).....	65
Figure N°III.1 : la répartition des vitesses dans le réseau projeté (cas du pointe)	66
Figure N°III.1 : la répartition des pressions dans le réseau projeté (cas du pointe+incendie) .	67
Figure N°III.1 : la répartition des vitesses dans le réseau projeté (cas du pointe+incendie) ...	68
Figures N°V.1 : la tuyauterie du réservoir de bouhahaya 1	76
Figures N°V.2 : traversée des conduites(manchon a bout lisse)	77
Figures N°V. 3 : traversée des conduites (gaine en fonte)	78
Figure N°VI.1: Schéma d'adduction R. bekouche-R. bouhahaya1et vers R.sidi sadek	81
Figure N°VI.2: Schéma d'adduction reliant le R.ain amar et le R .hamidou.....	84
Figure N°VI.3: Schéma d'adduction par refoulement reliant le R.ain amar et le R .bouhahaya	88
Figure N° VII.1 : robinet vanne	92
Figure N°VII.2 : les vannes papillons	93
Figure N°VII.3 : régulateur de pression amont	94
Figure N°VII.4 : Ventouse à deux flotteurs.	95
Figure N°VII.5 : Ventouse à un seul flotteur.	95
Figure N°VII.5 : Débitmètres déprimogènes.	96
Figure N°VII.7 : Manomètre (d'après document BAMO).....	96
Figure N°VII.8 : bouche d'incendie	97
Figure N°VIII.1 : Schéma d'une tranchée.....	99
Figure N°VIII.2 : Section type de tranchée.....	100
Figure N°VIII.3 : Pelle équipée en rétro	101
Figure N°VIII.4 : Chargeur	101
Figure N°VIII.5 : rayon de courbure de la conduite PEHD.	106
Figure N°VIII.6 : pose des conduites en PEHD dans les tranchées.....	107

Liste des planches

- 1) Plans de masse et réseau d'AEP existant
- 2) Plans de masse et réseau d'AEP projeté
- 3) Profil en long de l'adduction gravitaire (R.BEKOUCHE –R.BOUHAHAYA1)

Introduction Générale

Introduction générale

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

Pour qu'on puisse atteindre l'évolution dans notre vie journalière, ainsi que dans l'industrie et l'agriculture, il faut qu'il y'ait de l'eau en quantité suffisante, c'est le problème qu'on a rencontré dans la ville de SOUR EL GHOZLANE

Les questions récurrentes que le gestionnaire du réseau d'AEP de notre zone d'étude se pose, concernant le renouvellement de réseau sont les suivantes : «dois- je renouveler les canalisations ?, lesquelles dois je renouveler ?, quand dois-je envisager les travaux ? ».

A cet effet l'objet de notre étude consiste à faire un diagnostic de système d'alimentation en eau potable de la ville de SOUR EL GHOZLANE

Pour cela nous allons procéder tout d'abord à :

- la présentation du système actuel d'alimentation en eau potable.
- son état et les problèmes rencontrés du point de vue hydraulique.
- préconiser des solutions pour y remédier.

Et enfin proposer des solutions pour une bonne gestion et une exploitation du système.

Chapitre I :

Présentation de l'agglomération

I-1) Introduction :

Avant d'entamer les différents points nécessaires à l'étude. Il convient de faire ressortir les caractéristiques propres et prévaloir au niveau de la ville de SOUR EL GHOZLANE.

Ces caractéristiques vont nous guider à faire un bon diagnostic de réseau de distribution et la mise en place du schéma d'alimentation projeté ; ces caractéristiques sont représentées essentiellement par la situation topographique, géographique, géologique, hydrologique, climatologique et hydraulique.

I-2) But de l'étude :

La présente étude ; réalisée conformément à la demande de l'agglomération de SOUR EL GHOZLANE, a les objectifs suivants :

➤ Mettre en évidence les insuffisances du réseau ou des ouvrages pour répondre à la demande en eau potable actuelle et future Par :

-Une analyse du système existant (réseau /adduction/ouvrages)

-faire un bilan de l'adéquation des besoins en eau de l'agglomération

-Une simulation de fonctionnement du réseau

➤ Définir les améliorations à apporter pour assurer la desserte quantitative et qualitative des abonnés en toute sécurité ;

-Pour se faire, il a été donc nécessaire d'effectuer des missions de reconnaissance sur le site, de procéder à la collecte des données et informations relatives à la situation hydraulique existante, l'exploitation des documents et études antérieures avec le concours de la subdivision d'hydraulique et les services techniques concernés.

I-3) la zone d'étude :

La commune de SOUR-EL-GHOZLANE, connue sous le nom « d'AUZIA » (16 A.J.C), est essentiellement celle d'un établissement militaire systématiquement reconduite par tous les colonisations : Romaines, Turques puis Françaises.

A l'indépendance, SOUR-EL-GHOZLANE devient chef lieu de Daïra, elle est située au Sud –Est d'Alger sur la route de BOUSAADA à 150Km de chacune de ces deux villes et à 30Km de BOUIRA, son chef lieu de Wilaya.

*L'agglomération de SOUR EL GHOZLANE est limitée :

- ✓ Au Nord par les communes de RAOURAOUA et AIN-BESSEM
- ✓ Au Sud par les communes de MAAMOURA et DIRAH.
- ✓ A l'Est par la commune d'El HACHIMIA et El HAKIMIA
- ✓ A l'Ouest par la commune de DECHMIA.

I-4) composante physique du site :

a)-Morphologie et tectonique :

La région de SOUR EL GHOZLANE est constituée par des nappes dites sous numidiennes et epitelliennes « surmontant les terrains autochtones crétacés de la chaîne de Bibans, Le contact anormal entre ces deux types de terrains se trouve au Nord du chef lieu.

Tectoniquement cette région s'insère dans le vaste synclinorium du Djebel Dirah, faisant partie de la chaîne montagneuse des Bibans, remarquable par sa continuité. C'est en effet une vieille portion de l'Atlas très usée par l'érosion, et formant actuellement des hautes collines.

Ces dernières entourent de part et d'autre la ville de SOUR-EL-GHOZLANE qui est construite sur des terrains quaternaires, miocènes et éocène.

b) -La géomorphologie :

La commune de SOUR-EL-GHOZLANE se situe au cœur de la chaîne des Bibans une altitude moyenne de 900m. Le chef lieu occupe une butte qui domine la dépression de l'oued medjerad.

Les altitudes les plus élevées correspondent à la chaîne de hautes collines encadrant la ville de SOUR-EL-GHOZLANE sur sa partie nord-ouest et sud, Le plateau occupe tout le côté est.

Les pentes et la morphologie suivent cette description.

On trouve les pentes les plus faibles sur le plateau, Les pentes les plus fortes se situent sur les hautes collines.

c)- La géologie:

La stratigraphie se lit de faciès le plus récent au plus ancien.

On trouve les strates suivantes :

- alluvions récentes (a2) :
- Eboulis (A) :
- le miocène inférieur marron (m^{ib} , m^{ia}) :
- Marne et lumachelles (e^1) :
- Calcaire noire à patine blanche (eu-i) :
- Le Mastrichien danien ($c^9 - 10$) :
- Le companien supérieur ($c^8 - b$) :
- Le companien inférieur ($c^8 a$) :
- Marnes et rares bancs calcaires du turonien ($c^6 - 7$) et du canacien:
- Calcaire et marnes du cénomanien inférieur et moyen ($c^4 -$ et c^5) :
- Le trias (+) :

d)-Géotechnique et zoning :

La commune de SOUR-L-GHOZLANE possède plusieurs types de terrains qui ont les caractéristiques géotechniques suivantes :

- Les alluvions récentes et anciennes :
- Les terrains marneux et argileux du miocène (m^{ib}) et de l'éocène :
- Les grés (m 1a) et les calcaires :

e)-la séismicité :

d'après le fascicule de l'institut de météorologie intitulé les séismes d'Algérie de melle.grandjean,on note que la région est très sismique ,mais aucun séisme important enregistré, On signale néanmoins de petites secousses plusieurs fois par an, qui montrent une activité lente et permanente dans cette région.

D'après une étude en cours de CGS, Les failles qui se situent au nord de SOUR-EL-GHOZLANE sont des failles actives à prendre en considération.

Les résultats de l'étude géotechniques définissent les terrains les plus propices à une urbanisation, qui se situent :

*au nord de la commune aux alentours du VSA guelta zerga

*A l'est, sud-est et ouest de chef lieu.

I.5) La situation climatologique :

a)le climat :

L'étude climatique est très importante, Elle nous renseigne sur la pluviométrie, les températures, les taux d'humidité et les vents

La Commune de SOUR-EL-GHOZLANE a un climat continental avec deux saisons bien distinctes : un hiver froid, vigoureux, pluvieux, et un été très chaud et très sec.

b) LA Pluviométrie : les précipitations sont abondantes et s'étalent en moyenne sur deux saisons avec une répartition irrégulière. Cette région reçoit une moyenne annuelle d'environ 1450mm

Tableau N°I.1: la pluviométrie moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Précipitations (mm)	56,5	52,5	41,78	47,77	50,15	5,93	4,17	12,65	39,37	42,61	49,1	66,25

Station météorologique d'Ain-Bessem (2009).

c) **la température** : la région de SOUR-EL-GHOZLANE a une température moyenne de 15 C°

Tableau N°I.2 : répartition mensuelle de la température

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Température (°C)	7,84	8,52	10,41	14,15	19,52	24,93	28,06	27,42	22,71	19,37	12,45	8,85

Station météorologique d'Ain-Bessem (2009).

d)-**Le vent** : la direction des vents prédominants sont du nord-est et sud-ouest

I.6) La Situation topographique :

Le relief de la région de SOUR-EL-GHOZLANE est de caractère montagneux, présentant de grandes différences d'altitudes, On trouve l'altitude maximale qui est de 1000m et l'altitude minimale : 830m.

I.7) La Situation hydrologique :

La Commune de Sour-el-Ghozlane est parcourue par une multitude d'oueds dont les principaux sont : l'oued medjera, l'oued saf saf

- ✓ Le premier oued : Medjera qui est un affluent de l'oued Lakhâl.
Des dépôts quaternaires récents (a2) et anciens(q) recouvrent les alentours de chef lieu, s'étendant d'ouest à l'est, formant ainsi les terrasses au dessus du lit d'oued.
- ✓ Le second oued : Safsaf draine une couverture alluvionnaire, longeant la route de Bordj-Bou-Arredj.

Les oueds restent tributaires de la pluviométrie .Le ruissellement diffus quant à lui alimente des sources de résurgence. Des sources d'une bonne qualité émergent au pied des massifs gréseux.

Les calcaires vraconiens fournissent quelques sources localisées au niveau des failles qui jouent le rôle de drains naturels.

I.8) situation hydraulique :

Cette partie a pour but de mettre en évidence la situation actuelle de système d'alimentation en eau potable de la ville de SOUR EL GHOZLANE et faire une analyse sur les ressources existantes et les différents réservoirs de stockage et revoir le réseau de distribution et de l'adduction.

I.8.1) Ressources en eaux :

L'infrastructure de mobilisation en eau de SOUR EL GHOZLANE est relativement réduite. La ville tire ses ressources principalement des eaux souterraines (les forages). Ces dernières années l'alimentation en eau de la ville a été renforcée par les eaux de surface provenant du barrage LAKHAL situé à AIN BESSAM.

I.8.1.1) Les eaux de surface : L'exploitation des eaux de surface de la région pour l'alimentation de la ville de SOUR-EL-GHOZLANE, est assurée par le stockage du barrage Lakhal, affluent principal de la soummam.

Mais vu la pollution chimique causée par les rejets non traités des industries en amont du Barrage (usine détergents ENAD, et la cimenterie) l'adduction est interrompue (taux élevé d'azote et de phosphate contenus dans le prélèvement d'eau).

A l'aval du barrage, une station de traitement a été réalisée, malgré cela l'élimination de ce genre de pollution reste pratiquement difficile et coûteuse.

- Les caractéristiques du barrage de LEKHAL sont données dans le tableau ci-après :

Tableau N°I-3: Les caractéristiques de barrage LEKHAL

DESIGNATION	Capacité de la retenue millions m3	N.PHE de la retenue m	Niveau min de la retenue m	Niveau normal retenue m	Hauteur du barrage m
<i>Barrage sur oued lekhal</i>	30	689,03	667,50	684,40	45

I.8.1.2) Les eaux souterraines :

L'alimentation en eau potable se fait par les eaux souterraines exploitées qui se composent :

- des forages
- des puits

L'ensemble des forages et les puits produisent actuellement un débit de 30.77 l/s. les caractéristiques de ces derniers sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°I.4 : les caractéristiques des différents forages et les puits

forage et puits	débits	les coordonnées	la profondeur	observation
	(l/s)	m	m	
Forage de CARRIERE OUED LAKHEL	6.00	X = 587.500 Y = 321.700	250	Non exploité : nécessite un projet c.à.d il n'est pas équipé
Forage de SIDI HAMZA	6.00	X = 589.150 Y = 324.100	180	Non exploité : la pompe en panne Et nécessite un transformateur
Forage de BEKOUCHE	2.00	X = 593.300 Y = 319.200	140	exploité
Forage de DELPY 1	5.00	X = 591.050 Y = 319.400	170	exploité
Forage de SOUAGUI	1.00	X = 588.000 Y = 316.900	200	exploité
Forage de TBABKHA	2.00	X = 691.600 Y = 313.700	200	Non exploité : le taux de salinité est trop élevé
PUIT OUED LAKHEL	2.77	X = 589.500 Y = 317.500	8.00	Non exploité : nécessite la réhabilitation de la station
PUIT OUED LAHLIB	Hiver =1.00 Eté : sec	X= 591.200 Y= 315.550	8.00	exploité

NB : Actuellement l'alimentation en eau potable est assurée essentiellement par le barrage oued Lakhel, et par quelques forages et puits cités ci-dessus.

* Les forages : CARRIERE et SIDI HAMZA nécessitent la réhabilitation des équipements.

***Les caractéristiques des groupes électropompes :** sont données dans le tableau ci-après :

Tableau N°I.5 : les caractéristiques des groupes électropompes

stations	type de pompe	débit	h _{mt}	puissance	état des pompes
		m ³ /h	m	kW	
SP2	G.E.P. Axe horizontal	450	57	110	Mauvaise état
FORAGE DELPY 1	G.E.P. Immergée	23	104	30	Moyenne état

Tableau N°I.5 : les caractéristiques des groupes électropompes

stations	type de pompe	débit	h_{mt}	puissance	état des pompes
		m ³ /h	m	kW	
FORAGE BEKOUCHE	G.E.P. Immergée	25	96	30	A l'arrêt (en panne)
FORAGE SOUAGUI	G.E.P. Immergée	25	110	30	Bonne état
PUIT OUED LAHLIB	G.E.P. Immergée	12	87	13	Bonne état
St. de reprise Du Réservoir SI. A.E.K.	G.E.P. Axe horizontal	54	43	11	Bonne état
St. de reprise Du Réservoir BOUHAHAY.1.	G.E.P. Axe horizontal	54	43	11	Bonne état
PUIT OUED LAKHEL	G.E.P. Axe vertical	30	90	13	Manque équipement
St. Sidi-HAMZA	G.E.P. Immergée + (02) Pompes Axes horizontaux	30	--	---	Bonne état

I.8.2) Les Réservoirs de stockage :

Pour pouvoir satisfaire à tout moment, la demande en eau potable des abonnés, les réservoirs ont été réalisés de façon à satisfaire les besoins.

D'un point de vu hydraulique, le meilleur emplacement du réservoir est le centre de l'agglomération dont il est sensé desservir. Mais certaines considérations urbanistiques font que ce choix n'est pas toujours le meilleur.

Pour notre projet, les caractéristiques des réservoirs existants sont données dans le tableau suivant :

Tableau N°I.6: les caractéristiques des réservoirs existants :

Réservoirs	Année de mise en service	Capacité	C.T.N	C.R	C.T.P	Observations
		M ³	M	m	m	
R1 : Bekouche	1988	2000	949.50	950.00	953.00	Bon état
R2 : Bouhahaya.1	1988	750	934.50	935.00	938.00	Bon état
R3 : Hamidou	1982	500	934.50	935.00	938.00	Bon état
R4 : Sidi-A.E.K	-----	500	916.50	917.00	920.00	Bon état
R5 : Ain-Amar	1989	2000	965.50	965.0	968.0	Bon état
R6:h=Haouch.mazouz	1989	1000	946.50	947.00	950.00	Bon état
R7 :Draa-Lahmar	1974	500	899.50	900.00	903.00	Bon état
R8 : Sidi-Sadek	2000	2 X 300	933.50	934.00	937.00	Bon état
R9 : Bouhahaya.2	1989	200	989.50	900.00	903.00	Bon état

I.8.2.1) les équipements des réservoirs :

L'alimentation des neuf (09) réservoirs est assuré par les différents forages, Chaque réservoir est équipé hydrauliquement par différentes conduites telles que :

- ✓ Conduite trop plein.
- ✓ Conduite vidange.
- ✓ Conduite d'arrivé.
- ✓ Conduite de distribution.

a) réservoir 1 :

Le réservoir R1 de capacité 2000 m³, alimente le réservoir BOUHAHAYA1 de capacité 2000 m³ gravitairement avec une conduite de diamètre 400mm en amiante ciment, actuellement rénovée en fonte Ø 300

Il est à noté que par mesure de nécessité le réservoir BEKOUCHE peut alimenter tous les réservoirs existants.

L'alimentation de ce dernier est assurée par le Barrage LAKHEL situé à Ain-Bessem.

La durée de pompage vers le réservoir BEKOUCHE est de 72 h par semaine soit environs 3000 m³/j.

Il est à noter qu'au niveau du Barrage il existe quatre (04) pompes, dont trois (03) qui sont endommagées et une (01) fonctionnelle (SP2).

b) réservoir 2 :

R2 : BOUHAHAYA 1 de capacité 750m³ alimenté par le réservoir Bekouche de capacité 2000 m³ gravitairement avec une conduite de diamètre 400 en amiante ciment, actuellement rénovée en fonte Ø 300

c) réservoir 3 :

Le réservoir SI-HAMIDOU de capacité 500m³, alimenté par les sources de Dirah , Cascade , Madjana , et en même temps par le Barrage Lakhel.

d) réservoir 4 :

Réservoir Sidi-A.E.K.de capacité 500m³ et alimenté par le forage Souagui.

e) réservoir 5 :

Réservoir Ain-Amar, ce dernier est alimenté par la station de pompage au niveau du réservoir Bouhahaya 2000m³ (st. refoulement)

f) réservoir 6:

Haouche Mazouz de capacité 1000m³, alimenté par la station de pompage située au niveau du réservoir Sidi- A.E.K.

g) réservoir 7 :

Le réservoir Draa – Lahmar de capacité 500 m³, alimenté par le forage Delpy1, en même temps par le réservoir Sidi – A.E.K.

h) réservoir 8 :

Réservoir SIDI –SADEK de capacité 300 m³, il est alimenté par un puits et le barrage de oued Lakhel, ce dernier donne 240 m³/j., en même temps par le forage Sidi-Hamza, et du forage BEKOUCHE.

I) réservoir 9 : réservoir BOUHAHAYA 2 de capacité 200 m³. Alimenté par le puits oued Chka

I.8.3) Le réseau d'adduction :

Le réseau d'adduction de la ville de SOUR EL GHOZLANE est relativement complexe et de reconstitution difficile.

Il comporte deux types d'adductions qui véhiculent des eaux de provenance différentes (Eaux souterraines ; eaux superficielles)

I.8.3.1) Adductions des eaux souterraines :

- La conduite de DN80 en amiante ciment qui vient de forage de BEKOUCHE se raccorde avec une conduite de DN (102/125) sur 1800m pour alimenter le réservoir de SIDI SADEK avec une conduite de DN 125 en amiante ciment

Ce réservoir est alimenté aussi par un puits au moyen d'une conduite de DN 150 en amiante ciment avec un débit $Q=240\text{m}^3/\text{j}$

- Le forage de DELPY de débit $Q=6\text{l/s}$ alimente le réservoir de DRAA LAHMAR avec une conduite de DN200 en amiante ciment.
- Les eaux de forage de TABABKHA de débits $Q=1\text{l/s}$ sont véhiculées par une conduite DN100 en amiante ciment.
- Le forage de SOUAGUI de débit $Q=1\text{l/s}$ alimente le réservoir de SIDI A.E.K avec une conduite de DN100 en amiante ciment.
- Les eaux des sources de DIRAH sont véhiculées par une conduite de DN200 en amiante ciment pour alimenter le réservoir de SI HAMIDOU.
- La conduite DN80 en amiante ciment de $L=36\text{m}$ véhicule les eaux de forage de CASCADE pour raccorder avec la conduite qui vient de forage (le nom n'est pas cité) de DN150 en amiante ciment sur $L=9300\text{m}$ puis ces eaux transférées au réservoir de SI HAMIDOU avec une conduite de DN250 sur une longueur de $L=6600\text{m}$
- Les eaux de forage de MOUDJAMA sont véhiculées par une conduite de refoulement de DN125 sur une longueur $L=2800\text{m}$

I.8.3.2) Adduction des eaux du barrage LAKHAL:

L'adduction des eaux superficielles se compose :

- D'une conduite de DN400 qui véhicule un débit de $Q=3600\text{m}^3/\text{j}$ de barrage lakhal vers :

-le réservoir de BEKOUCHE avec un débit : $2550\text{m}^3/\text{j}$

-le complexe ENAD de débit : $450\text{m}^3/\text{j}$

-la cimenterie avec un débit : $600\text{m}^3/\text{j}$

- Une conduite DN300 en fonte véhicule l'eau gravitairement de réservoir de BEKOUCHE vers le réservoir BOUHAHAYA1
- Le réservoir de BOUHAHAYA2 alimente le réservoir d'AIN AMAR avec une conduite de DN 200 en amiante ciment par refoulement
- Le réservoir de SIDI A.E.K alimente par refoulement le réservoir de HAUCHE MAZOUZ par une conduite de DN125 en amiante ciment
- Les deux réseaux ; eaux superficielles et eaux souterraines sont interconnectés dans le réseau de distribution.

Le linéaire des conduites de différents diamètres et natures est de : 7756 m

Tableau N°I.7 : les caractéristiques des conduites d'adduction :

N°	Diamètre (mm)	Longueur(m)		
		fonte	Amiante ciment	acier
1	DN80	-	-	2319
2	DN80	-	360	-
3	DN100	-	1400	-
4	DN102	-	800	-
5	DN125	-	313	-
6	DN150	-	300	-
7	DN200	-	282	-
8	DN250	-	600	-
9	DN300	557	-	-
10	DN400	825	-	-
		1382	4055	2319
<i>total</i>		7756		

ON constate que le réseau d'adduction a un linéaire global de 7756 ml. Sur lesquels nous avons 2319 ml soit 30 % sont en acier. 4055ml soit 52 % sont en Amiante ciment et 1382 ml c.à.d. 18% en fonte.

I.8.4) réseau de distribution:

Le réseau de distribution existant desservant cette zone, est du type combiné maillé et ramifié. Il se caractérise par la vétusté de son état, et le sous dimensionnement des ses conduites. Il totalise un linéaire d'environ 37,177 Kms, de diamètres variant de 50 à 400 mm composés d'un matériau en amiante ciment. Celui-ci est loin de satisfaire les besoins en eau actuels et futurs, sans cesse croissants, ajoutée à cela la mauvaise répartition de la ressource entre les différents consommateurs, généré par les extensions qui se sont greffées sans étude d'intégration au réseau principal au fur et à mesure. Ceci provoque des dérèglements auxquels le service d'exploitation ne peut faire face, sans pour autant oublier le dysfonctionnement qui pourra être entre l'apport et la consommation.

Ce réseau de distribution est alimenté par les 9 réservoirs qui sont cités précédemment.

I.9) Conclusion :

Après ce résumé de la présentation de la ville, on a ressortir quelque point nécessaire, basé essentiellement sur la situation topographique qui va nous aidé à garantir une meilleure étude de réseau de distribution de la ville de SOUR EL GHOZLANE, de telle façon à assurer l'alimentation convenable à l'agglomération.

On a remarqué aussi que le réseau de distribution actuel desservant notre zone d'étude est composé en grande majorité des conduites en amiante ciment, qui sont classés comme cancérigène, donc nuisible pour la santé des abonnés. Nous allons donc changé l'ensemble de conduites actuelles par de conduites en polyéthylène haute densité (P.E.H.D) qui ont fait preuve d'une bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) et d'une durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans.

Nous allons donc procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de la commune.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau de l'agglomération

II.1) Introduction :

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

II.2) Evolution de la population entre 1998 et 2030 :

D'après le recensement RGPH 1998, la Population de la ville était estimée à 42822 habitants.

La population est estimée à partir de la relation suivante pour l'horizon 2030

$$P_n = P_0 \cdot (1+T)^n \dots\dots\dots \text{II.1}$$

Avec :

- P_n : population située à l'horizon prévu ;
- P_0 : population de base ou de l'année de référence (1998) ;
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;
- T : le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs :
 - Du taux d'accroissement naturel.
 - Du mouvement migratoire.

Le taux d'accroissement national varie de 2,8 à 4%

Nous avons la population en 1998 égale à 42822 hab. et en 2003 égale à 48744 hab. donc le Taux d'accroissement entre ces deux horizons sera égal à 2,624%

-Dans notre projet on prend le taux d'accroissement : $T=2.7\%$

- Le nombre d'habitants de la ville de SOUR EL GHOZLANE pour différents horizons est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° II.1 : Population de la ville de SOUR EL GHOZLANE pour différents horizons :

Désignation	La ville de SOUR EL GHOZLANE				
Horizons	1998	2010	2020	2030	2040
population	42822	58737	76669	100075	130627

- La figure suivante nous montre l'estimation de la population pour différents horizons :

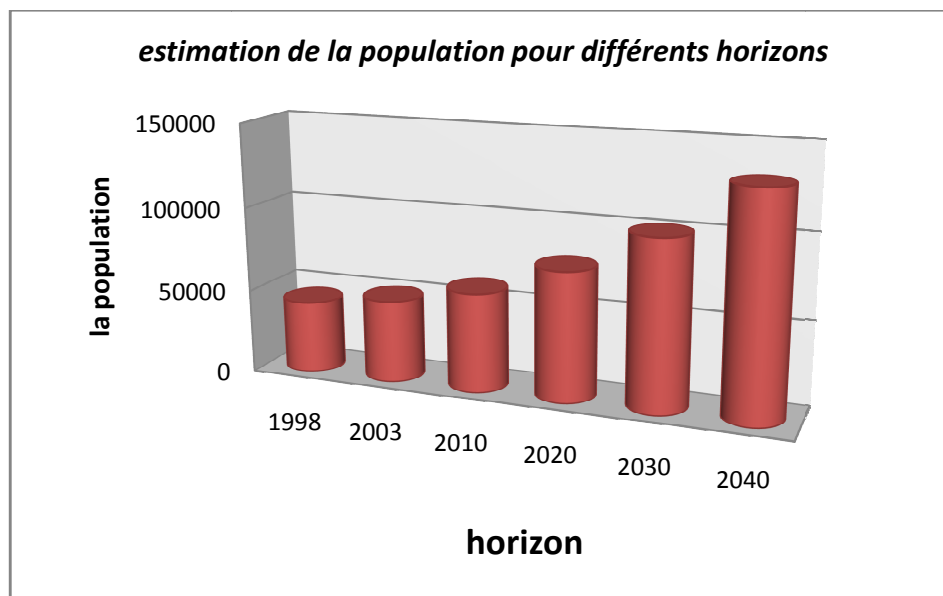


Figure II.1 : estimation de la population pour différents horizons

II-3) L'évaluation de la consommation moyenne journalière [1] :

II-3-1- Besoins domestiques:

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

Tableau N° II-2: tableau de répartition de la dotation unitaire à l'horizon 2030:

Besoins	Dotation (l/j/hab)
Boissons	5
Cuisine	10
Lavabo	10
Douche	50
Arrosage	50
Autres besoins	75
total	200

On peut prévoir donc une norme de la consommation à l'horizon 2030 qui est de :

$$dot = 200 \text{ l/j/habitant}$$

Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation suivante:

$$Q_{moy.j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (\text{m}^3/\text{jr}) \quad \dots\dots\dots\text{II.2}$$

dot: dotation moyenne en (l/j/hab)

N: nombre d'habitants

Le tableau suivant nous donne les besoins domestiques pour l'horizon 2030 :

Tableau N°II.3 : Estimation des Besoins domestiques

Horizon	Qi (L/j/hab)	Nombre d'habitants 'Ni'(hab)	Qmoyj (m ³ /j)
2030	200	100075	20015

II-3.2) Consommation publique :

Les besoins publics (équipements) se présentent comme suit :

- Besoins scolaires.
- Besoins socioculturels.
- Besoins administratifs.
- Besoins sanitaires.
- Besoins commerciaux.

D'après les informations de l'A.P.C, on peut estimer les besoins public comme suit :

II.3.2.1) Besoins scolaires :

L'estimation des besoins scolaires concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N°II.4 : Estimations des Besoins scolaires

Horizon	Etablissements	Nombre	Ni	Qi(l/j/hab)	Qmoyj(m ³ /j)
2030	Ecole fondamentales	11	360*11	10	40
	C.E.M	03	1200*3	10	36
	LYCEE	03	1000*3	10	45
Total					121

II.3.2.2) Besoins administratifs :

L'estimation des Besoins administratifs concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N°II.5 : Estimation des Besoins administratifs

Horizon	Etablissements	Nombre	Qi(l/j/hab)	Qmoyj(m ³ /j)
2030	A.P.C	65	10	0.975
	P.T.T	20	10	0.3
	Tribunal	35	10	0.2
	Daira	68	10	0.35
	Subdivision hydraulique	20	10	0.1
	OPGI	35	10	0.525
	Banque	30	10	0.45
	Protection civile	40	50	2
	Casorale	17	10	0.255
	prison	250	150	37.5
Total				49

II.3.2.3) Besoins sanitaires :

L'estimation des Besoins sanitaires concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.6 : Estimations des Besoins sanitaires :

Horizon	Etablissements	unité	Nombre d'unité	Qi(l/j/unité)	Qmoyj(m ³ /j)
2030	Hôpital	Lits	100	300	30
	polyclinique	m ²	800	15	12
	Salle de soin	m ²	1000	15	15
Total					57

II.3.2.4) Besoins socioculturels :

L'estimation des besoins culturels concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.7 : Estimations des Besoins socioculturels

Equipements	Effectifs (personnes.)	Dotation (l/j/personne)	Q_{moyj} (m³/j)
3 Cinéma	600	10	6
4 Mosquées	1200	15	18
3 CFPA	240	20	4.8
3 hôtels	120	150	18
Ecole paramédical	100	20	2
Maison de jeune	140	10	1.4
Stade	200	60	12
Total			63

II.3.2.5) besoins commerciaux :

L'estimation des Besoins commerciaux concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.8 : Estimations des Besoins commerciaux :

Horizon	Etablissements	unité	Nombre d'unité	Qi(l/j/unité)	Q_{moyj}(m³/j)
2030	Souk el fellah	m ²	2000	5	10
	2 Marchés	m ²	1600	5	8
	Centre commercial	m ²	1600	5	8
total					26

II.3.3) Consommations Total : les consommations totales sont données dans le tableau suivants :

Tableau N° II.9 : Récapitulation des consommations totales:

Horizon	Catégories des besoins		Qmoyj (m ³ /j)
2030	Besoins domestiques		20015
	Besoins publics	Besoins scolaires	121
		Besoins administratifs	49
		Besoins sanitaires	57
		Besoins socio culturels	63
		Besoins commerciaux	26
Total		20331	

II.4) Variation de la consommation journalière [1] :

II.4.1) Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le **coefficient d'irrégularité journalier maximum** (K_{max,j}) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peuvent être obtenus par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (\text{II.3})$$

Avec : $K_{\max,j} = (1.1 - 1.3)$: le coefficient d'irrégularité journalier maximum

On prend $K_{\max,j} = 1.2$.

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.4.2) Consommation minimale journalière :

Elle est définie à partir du **coefficient d'irrégularité journalière minimum** (K_{min,j}) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (\text{II.4})$$

Avec : $K_{\min,j} = (0.7 - 0.9)$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Les résultats sont représentés dans le tableau II-10:

Tableau N° II.10.: Calcul des consommations maximale et minimale journalières pour la commune:

Commune	Qmoy, j [m3/j]	Kmin, j	Qmin, j [m3/j]	Kmax, j	Qmax,j [m3/j]
El KHENEG	20331	0,8	16264.8	1,2	24397.2

II.5) Variation de la consommation horaire [1] :

II.5.1) Consommation maximale horaire:

Elle est représentée par le **coefficient d'irrégularité maximale horaire** ($K_{max,h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de 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 :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad (II.5)$$

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 $\alpha_{max} = 1,4$.

- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant :
Tableau N°II.11 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Donc pour notre cas on prend $B_{max} = 1.1$; d'où la valeur de $K_{max,h}$ sera :

$$K_{max,h} = 1.5 * 1.1 = 1.65.$$

$$\boxed{K_{max,h} = 1.65}.$$

II.5.2) Consommation minimale horaire :

Elle est donnée par le **coefficient d'irrégularité minimale horaire** $K_{min,h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \quad (II.6)$$

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 N° II-12 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° II.12: β_{min} en fonction du nombre d'habitants :

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend $\beta_{min} = 0,7$; d'où la valeur de $K_{min,h}$ sera :

$$K_{min,h} = 0,5 * 0,7 = 0,35.$$

$$\boxed{K_{min,h} = 0,35}.$$

II.5.3) Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (m^3 / h) \quad (II.7)$$

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

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

Donc : $Q_{moy,h} = \text{---}$

$$Q_{moy,h} = 847.125 m^3/h$$

Tableau N° II.13.: Calcul des consommations maximales, minimales, horaires pour la commune :

La ville	$Q_{moy, h}$ [m3/h]	$K_{min, h}$	$Q_{min, h}$ [m3/h]	$K_{max, h}$	$Q_{max, h}$ [m3/h]
SOUR EL GHOZLANE	847.125	0.35	296.5	1.65	1397.76

Dans notre travail nous avons opté pour la détermination du débit de pointe pour la méthode donnant les variations en se rapportant au nombre d'habitants

II.5.4) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

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 (voir l'annexe 1)

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisit la répartition dans la colonne qui concerne les (plus de 100000 hab.). (Puisque le nombre d'habitants à l'année 2030 sera 100075 hab.), dont la répartition est indiquée dans le tableau N°/ III. 14.

Tableau N°II-14: Variation des débits horaires de la ville

Heure	Consommation totale		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	$Q_{\max j}=24397.2\text{m}^3/\text{j}$			
h	%	m^3/h	%	m^3/h
0-01	3,35	817,31	3,35	817,31
01-02	3,3	805,11	6,65	1622,41
02-03	3,3	805,11	9,95	2427,52
03-04	3,2	780,71	13,15	3208,23
04-05	3,3	805,11	16,45	4013,34
05-06	3,4	829,50	19,85	4842,84
06-07	3,85	939,29	23,7	5782,14
07-08	4,5	1097,87	28,2	6880,01
08-09	5,2	1268,65	33,4	8148,66
09-10	5,1	1244,26	38,5	9392,92
10-11	4,85	1183,26	43,35	10576,19
11-12	4,6	1122,27	47,95	11698,46
12-13	4,6	1122,27	52,55	12820,73
13-14	4,6	1122,27	57,15	13943,00
14-15	4,75	1158,87	61,9	15101,87
15-16	4,7	1146,67	66,6	16248,54
16-17	4,7	1146,67	71,3	17395,20
17-18	4,4	1073,48	75,7	18468,68
18-19	4,4	1073,48	80,1	19542,16
19-20	4,3	1049,08	84,4	20591,24
20-21	4,3	1049,08	88,7	21640,32
21-22	3,8	927,09	92,5	22567,41
22-23	3,8	927,09	96,3	23494,50
23-24	3,7	902,70	100	24397,20
Total	100	24397,20		

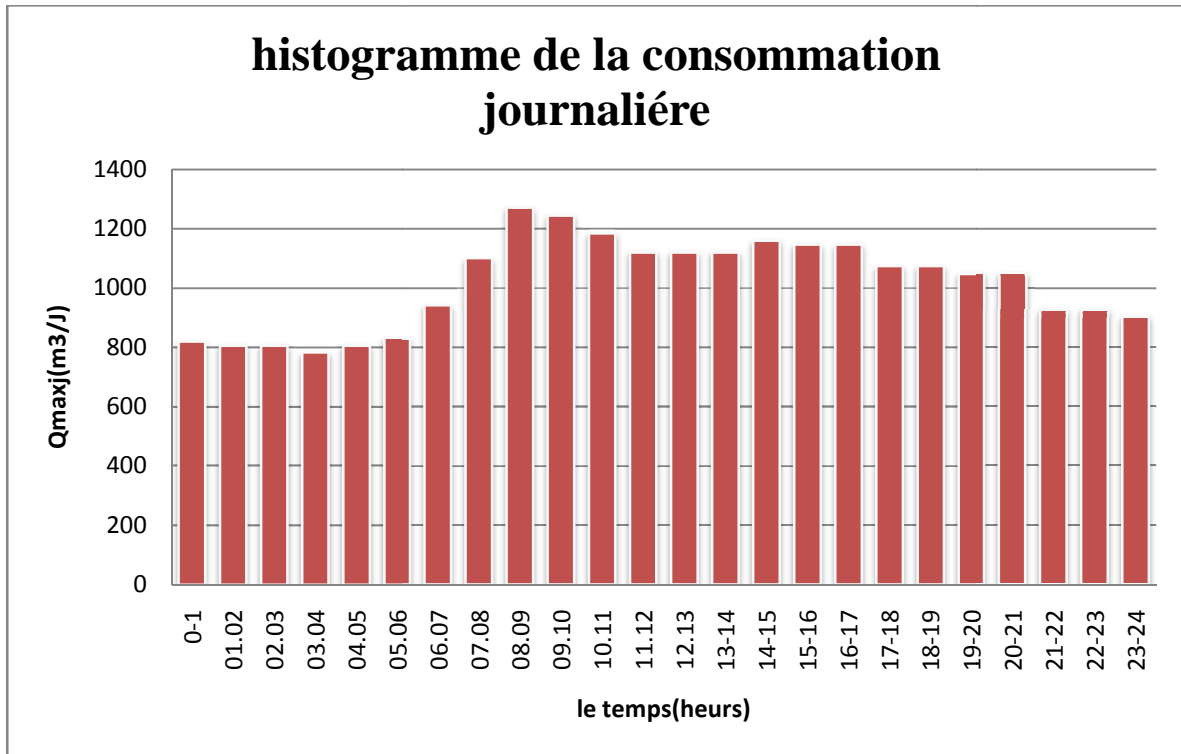


Figure N°II.2 : *histogramme de consommation journalière*

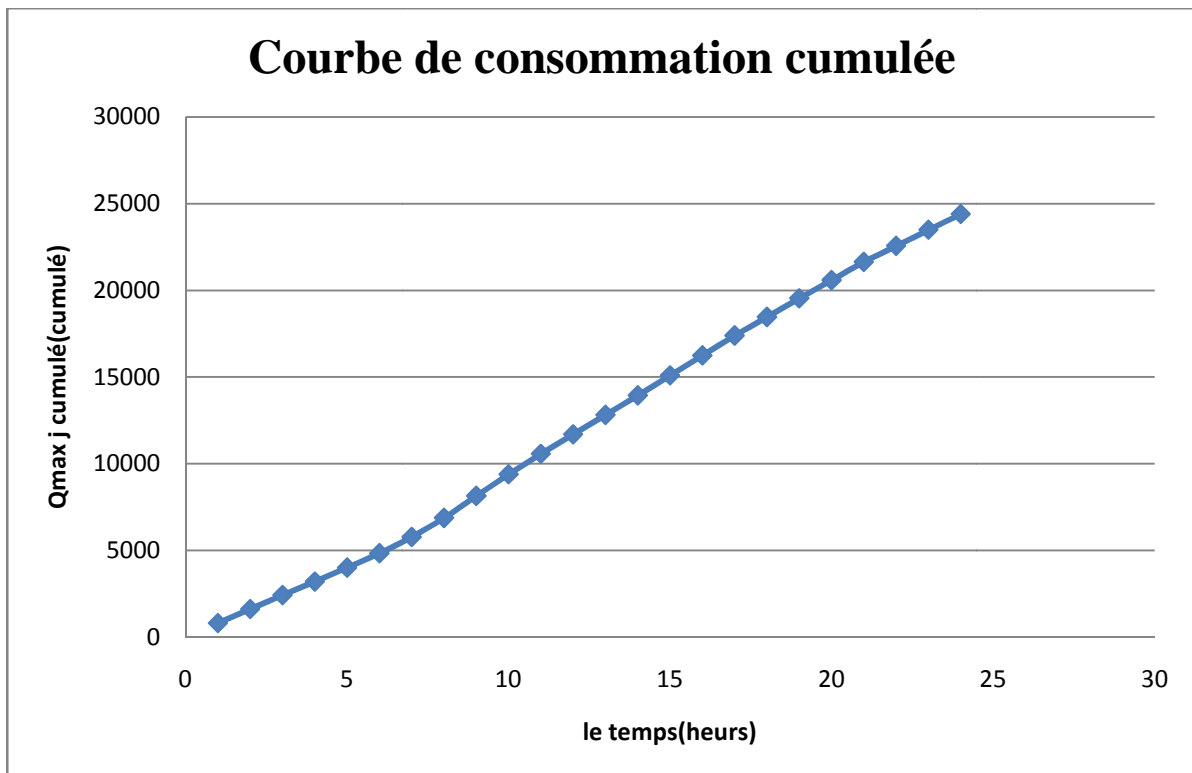


Figure N°II.3 : *tracé de la courbe de consommation cumulée*

II.6) Conclusion :

En comparant le débit maximum journalier caractérisant la consommation aux débits disponibles (débits des forges et de barrage)

On remarque que :

$$Q_{\text{fourni}} = 10080 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$Q_{\text{max,j}} = 24397.2\text{m}^3/\text{j.}$$

Donc le déficit = $14317.2\text{m}^3/\text{j}$

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par l'augmentation de débit fourni par le barrage de LEKHAL.

Chapitre III :

Diagnostic du réseau de distribution existant

III-1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel **WATERCAD**, en vue l'étudier. C'est-à-dire : déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se repérer aux hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées (bâtiments, etc...). Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits routes pour chaque tronçon.

III-2 Description du logiciel WATER CAD :

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, développé par Haestad Methods. Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

Dans cette étude nous avons travaillé avec La dernière version du logiciel

(La version 8XM).

III.2.1 Fonction et application :

Le modèle Water CAD® a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

Voici quelques exemples :

-La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme:

- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système;
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs;
- Préciser l'usage des stations de re-chloration (ou autres retraitements) en réseau;
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations

➤ Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

III.3 Détermination des débits (routes et nodaux) :

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
- On calcul le débit en route pendant l'heure de pointe ;
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

*Donc la simulation de fonctionnement du réseau de distribution considère les deux cas de fonctionnement les plus usuels, à savoir :

- Cas de fonctionnement en débit de pointe (Q_p) ;
- Cas de fonctionnement en débit de pointe plus incendie (Q_p+Q_{inc})

III.3.1) cas de pointe :

D'après le chapitre II de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 08h et 09h

$$Q_{pte} = 197 \text{ l/s.}$$

Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

Débit route : Q_{rte}

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc}$$

Avec $\sum Q_{cc} = \sum Q_{ind} = 0$ pas d'industrie dans le périmètre d'étude.

Donc $Q_{rte} = Q_{pte} = 197 \text{ l/s}$

III.3.1.1.) Débit spécifique :

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique Q_{spi} qui est égal à :

$$Q_{spi} = Q_r / \sum L_i \quad (\text{l/s/ml})$$

Avec : $Q_r = Q_{pt} = 197 \text{ l/s}$

$\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons = 33159.57m.

Donc $Q_{sp}=197/33159.57$

$$Q_{sp}=0.005941/s/ml$$

III.3.1.2) Débit en route pour chaque tronçon:

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * Li \text{ (l/s)}$$

Avec: Li: la longueur de tronçon

III.3.1.3) Débit aux nœuds :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, il sont déterminés par la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum q_{ri} + \sum Q_{conc} \text{ (l/s)}$$

Avec Q_{ni} : débit au nœud,

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré (Q_{conc} : est nul)

$\sum q_{ri}$: somme des débits en route des tronçons reliant deux nœuds.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau N° :III.1

Tableau N°III.1 : Calculs des débits routes et nodaux:

N° de noeud	La conduite	Début	fin	longueur	Qsp	Qroute		Qni																																																																																																																																																																																																																							
				m	l/s	l/s	l/s	l/s																																																																																																																																																																																																																							
J-1	P-2	J-1	J-2	25.28	0.006	0.150	0.543	0.271																																																																																																																																																																																																																							
	P-7	J-1	J-6	66.11		0.393			J-2	P-2	J-1	J-2	25.28	0.150	0.890	0.445	P-3	J-2	J-3	58.93	0.350	P-9	J-7	J-2	65.59	0.390	J-3	P-3	J-2	J-3	58.93	0.350	1.319	0.659	P-6	J-5	J-3	47.53	0.282	P-4	J-3	J-4	50.22	0.298	P-11	J-8	J-3	65.32	0.388	J-4	P-5	J-4	J-5	68.14	0.405	1.094	0.547	P-4	J-3	J-4	50.22	0.298	P-13	J-9	J-4	65.76	0.391	J-5	P-6	J-5	J-3	47.53	0.282	0.687	0.344	P-5	J-4	J-5	68.14	0.405	J-6	P-8	J-6	J-7	30.36	0.180	0.913	0.456	P-7	J-1	J-6	66.11	0.393	P-14	J-6	J-10	57.17	0.340	J-7	P-9	J-7	J-2	65.59	0.390	1.267	0.633	P-10	J-7	J-8	60.11	0.357	P-8	J-6	J-7	30.36	0.180	P-16	J-11	J-7	57.19	0.340	J-8	P-10	J-7	J-8	60.11	0.357	1.339	0.670	P-11	J-8	J-3	65.32	0.388	P-12	J-8	J-9	42.76	0.254	P-18	J-12	J-8	57.21	0.340	J-9	P-12	J-8	J-9	42.76	0.254	0.989	0.495	P-13	J-9	J-4	65.75	0.391	P-20	J-13	J-9	58.02	0.345	J-10	P-14	J-6	J-10	57.17	0.340	0.936	0.468	P-15	J-10	J-11	35.04	0.208	P-21	J-10	J-14	65.26	0.388	J-11	P-15	J-10	J-11	35.04	0.208	1.289	0.645	P-16	J-11	J-7	57.19	0.340	P-17	J-11	J-12	61.32	0.364	P-23	J-15	J-11	63.48	0.377	J-12	P-17	J-11	J-12	61.32	0.364	1.272	0.636	P-18	J-12	J-8	57.21	0.340	P-19	J-12	J-13	34.11	0.203	P-25	J-16
J-2	P-2	J-1	J-2	25.28		0.150	0.890	0.445																																																																																																																																																																																																																							
	P-3	J-2	J-3	58.93		0.350																																																																																																																																																																																																																									
	P-9	J-7	J-2	65.59		0.390																																																																																																																																																																																																																									
J-3	P-3	J-2	J-3	58.93		0.350	1.319	0.659																																																																																																																																																																																																																							
	P-6	J-5	J-3	47.53		0.282																																																																																																																																																																																																																									
	P-4	J-3	J-4	50.22		0.298																																																																																																																																																																																																																									
	P-11	J-8	J-3	65.32		0.388																																																																																																																																																																																																																									
J-4	P-5	J-4	J-5	68.14		0.405	1.094	0.547																																																																																																																																																																																																																							
	P-4	J-3	J-4	50.22		0.298																																																																																																																																																																																																																									
	P-13	J-9	J-4	65.76		0.391																																																																																																																																																																																																																									
J-5	P-6	J-5	J-3	47.53		0.282	0.687	0.344																																																																																																																																																																																																																							
	P-5	J-4	J-5	68.14		0.405																																																																																																																																																																																																																									
J-6	P-8	J-6	J-7	30.36		0.180	0.913	0.456																																																																																																																																																																																																																							
	P-7	J-1	J-6	66.11		0.393																																																																																																																																																																																																																									
	P-14	J-6	J-10	57.17		0.340																																																																																																																																																																																																																									
J-7	P-9	J-7	J-2	65.59		0.390	1.267	0.633																																																																																																																																																																																																																							
	P-10	J-7	J-8	60.11		0.357																																																																																																																																																																																																																									
	P-8	J-6	J-7	30.36		0.180																																																																																																																																																																																																																									
	P-16	J-11	J-7	57.19		0.340																																																																																																																																																																																																																									
J-8	P-10	J-7	J-8	60.11		0.357	1.339	0.670																																																																																																																																																																																																																							
	P-11	J-8	J-3	65.32		0.388																																																																																																																																																																																																																									
	P-12	J-8	J-9	42.76		0.254																																																																																																																																																																																																																									
	P-18	J-12	J-8	57.21	0.340																																																																																																																																																																																																																										
J-9	P-12	J-8	J-9	42.76	0.254	0.989	0.495																																																																																																																																																																																																																								
	P-13	J-9	J-4	65.75	0.391																																																																																																																																																																																																																										
	P-20	J-13	J-9	58.02	0.345																																																																																																																																																																																																																										
J-10	P-14	J-6	J-10	57.17	0.340	0.936	0.468																																																																																																																																																																																																																								
	P-15	J-10	J-11	35.04	0.208																																																																																																																																																																																																																										
	P-21	J-10	J-14	65.26	0.388																																																																																																																																																																																																																										
J-11	P-15	J-10	J-11	35.04	0.208	1.289	0.645																																																																																																																																																																																																																								
	P-16	J-11	J-7	57.19	0.340																																																																																																																																																																																																																										
	P-17	J-11	J-12	61.32	0.364																																																																																																																																																																																																																										
	P-23	J-15	J-11	63.48	0.377																																																																																																																																																																																																																										
J-12	P-17	J-11	J-12	61.32	0.364	1.272	0.636																																																																																																																																																																																																																								
	P-18	J-12	J-8	57.21	0.340																																																																																																																																																																																																																										
	P-19	J-12	J-13	34.11	0.203																																																																																																																																																																																																																										
	P-25	J-16	J-12	61.4	0.365																																																																																																																																																																																																																										

Tableau N°III.1 : Calculs des débits routes et nodaux:

N° de noeud	La conduit e	Début	fin	longueur	Qsp	Qroute		Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-13	P-19	J-12	J-13	34.11	0.006	0.203	0.917	0.458
	P-20	J-13	J-9	58.02		0.345		
	P-27	J-17	J-13	62.18		0.369		
J-14	P-21	J-10	J-14	65.26		0.388	0.978	0.489
	P-22	J-14	J-15	42.02		0.250		
	P-28	J-14	J-18	57.29		0.340		
J-15	P-22	J-14	J-15	42.02		0.250	1.330	0.665
	P-23	J-15	J-11	63.48		0.377		
	P-24	J-15	J-16	61.59		0.366		
	P-30	J-19	J-15	56.76		0.337		
J-16	P-24	J-15	J-16	61.59		0.366	1.297	0.648
	P-25	J-16	J-12	61.4		0.365		
	P-26	J-16	J-17	38.1		0.226		
	P-32	J-20	J-16	57.17		0.340		
J-17	P-26	J-16	J-17	38.1		0.226	0.954	0.477
	P-27	J-17	J-13	62.18		0.369		
	P-34	J-21	J-17	60.29		0.358		
J-18	P-28	J-14	J-18	57.29		0.340	0.973	0.487
	P-29	J-18	J-19	48.14		0.286		
	P-35	J-18	J-22	58.4		0.347		
J-19	P-29	J-18	J-19	48.14		0.286	1.339	0.670
	P-30	J-19	J-15	56.76		0.337		
	P-31	J-19	J-20	62.41		0.371		
	P-37	J-23	J-19	58.13		0.345		
J-20	P-31	J-19	J-20	62.41	0.371	1.401	0.700	
	P-32	J-20	J-16	57.17	0.340			
	P-33	J-20	J-21	58.01	0.345			
	P-39	J-24	J-20	58.16	0.346			
J-21	P-33	J-20	J-21	58.01	0.345	1.078	0.539	
	P-34	J-21	J-17	60.29	0.358			
	P-41	J-25	J-21	63.08	0.375			
J-22	P-35	J-18	J-22	58.4	0.347	1.021	0.510	
	P-36	J-22	J-23	55.78	0.331			
	P-42	J-22	J-26	57.65	0.342			
J-23	P-36	J-22	J-23	55.78	0.331	1.387	0.693	
	P-37	J-23	J-19	58.13	0.345			
	P-38	J-23	J-24	61.35	0.364			
	P-44	J-27	J-23	56.83	0.338			
J-24	P-38	J-23	J-24	61.35	0.364	1.549	0.774	
	P-39	J-24	J-20	58.16	0.346			
	P-40	J-24	J-25	83.04	0.493			
	P-46	J-28	J-24	57.14	0.339			

Tableau N°III.1 : Calculs des débits routes et nodaux:

N° de noeud	La conduite	Début	fin	longueur	Qsp	Qroute		Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-25	P-40	J-24	J-25	83.04	0.006	0.493	1.205	0.602
	P-41	J-25	J-21	63.08		0.375		
	P-48	J-29	J-25	56.68		0.337		
J-26	P-42	J-22	J-26	57.65		0.342	1.180	0.590
	P-43	J-26	J-27	52.43		0.311		
	P-49	J-26	J-30	88.53		0.526		
J-27	P-43	J-26	J-27	52.43		0.311	1.539	0.770
	P-44	J-27	J-23	56.83		0.338		
	P-45	J-27	J-28	61.95		0.368		
	P-51	J-31	J-27	87.86		0.522		
J-28	P-45	J-27	J-28	61.95		0.368	1.552	0.776
	P-46	J-28	J-24	57.14		0.339		
	P-47	J-28	J-29	85.12		0.506		
	P-54	J-33	J-28	56.95		0.338		
J-29	P-47	J-28	J-29	85.12		0.506	1.197	0.598
	P-48	J-29	J-25	56.68		0.337		
	P-56	J-34	J-29	59.6		0.354		
J-30	P-49	J-26	J-30	88.53		0.526	1.644	0.822
	P-50	J-30	J-31	39.82		0.237		
	P-57	J-30	J-35	148.36		0.881		
J-31	P-50	J-30	J-31	39.82		0.237	1.114	0.557
	P-51	J-31	J-27	87.86	0.522			
	P-52	J-31	J-32	59.84	0.356			
J-32	P-52	J-31	J-32	59.84	0.356	0.882	0.441	
	P-53	J-32	J-33	32.92	0.196			
	P-60	J-37	J-32	55.69	0.331			
J-33	P-53	J-32	J-33	32.92	0.196	1.046	0.523	
	P-54	J-33	J-28	56.95	0.338			
	P-55	J-33	J-34	86.15	0.512			
J-34	P-55	J-33	J-34	86.15	0.512	1.386	0.693	
	P-56	J-34	J-29	59.6	0.354			
	P-62	J-38	J-34	87.58	0.520			
J-35	P-57	J-30	J-35	148.36	0.881	2.186	1.093	
	P-58	J-35	J-36	166.79	0.991			
	P-65	J-35	J-40	52.81	0.314			
J-36	P-58	J-35	J-36	166.79	0.991	2.155	1.078	
	P-59	J-36	J-37	54.08	0.321			
	P-63	J-36	J-39	89.8	0.533			
	P-67	J-41	J-36	52.12	0.310			
J-37	P-59	J-36	J-37	54.08	0.321	1.194	0.597	
	P-60	J-37	J-32	55.69	0.331			
	P-61	J-37	J-38	91.17	0.542			

Tableau N°III.1 : Calculs des débits routes et nodaux:

N° de noeud	La conduite	Début	fin	longueur	Qsp	Qroute		Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-38	P-61	J-37	J-38	91.17	0.006	0.542	1.377	0.689
	P-62	J-38	J-34	87.58		0.520		
	P-64	J-39	J-38	53.07		0.315		
J-39	P-63	J-36	J-39	89.8		0.533	1.158	0.579
	P-64	J-39	J-38	53.07		0.315		
	P-68	J-39	J-42	52.09		0.309		
J-40	P-65	J-35	J-40	52.81		0.314	1.821	0.911
	P-66	J-40	J-41	167.96		0.998		
	P-124	J-81	J-40	85.8		0.510		
J-41	P-66	J-40	J-41	167.96		0.998	2.001	1.001
	P-67	J-41	J-36	52.12		0.310		
	P-69	J-42	J-41	89.18		0.530		
	P-70	J-41	J-43	27.59		0.164		
J-42	P-68	J-39	J-42	52.09		0.309	1.003	0.502
	P-69	J-42	J-41	89.18		0.530		
	P-72	J-44	J-42	27.61		0.164		
J-43	P-70	J-41	J-43	27.59		0.164	1.003	0.501
	P-71	J-43	J-44	90.07		0.535		
	P-74	J-43	J-46	51.13		0.304		
J-44	P-71	J-43	J-44	90.07		0.535	1.975	0.988
	P-72	J-44	J-42	27.61		0.164		
	P-76	J-47	J-44	51.19	0.304			
	P-73	J-44	J-45	163.61	0.972			
J-45	P-73	J-44	J-45	163.61	0.972	0.972	0.486	
J-46	P-74	J-43	J-46	51.13	0.304	1.742	0.871	
	P-75	J-46	J-47	90.3	0.536			
	P-77	J-46	J-48	151.83	0.902			
J-47	P-75	J-46	J-47	90.3	0.536	2.430	1.215	
	P-76	J-47	J-44	51.19	0.304			
	P-79	J-49	J-47	152.29	0.905			
	P-80	J-47	J-50	115.23	0.685			
J-48	P-77	J-46	J-48	151.83	0.902	1.834	0.917	
	P-78	J-48	J-49	91.2	0.542			
	P-82	J-48	J-51	65.69	0.390			
J-49	P-78	J-48	J-49	91.2	0.542	3.318	1.659	
	P-79	J-49	J-47	152.29	0.905			
	P-81	J-50	J-49	249.08	1.480			
	P-84	J-52	J-49	65.89	0.391			
J-50	P-80	J-47	J-50	115.23	0.685	2.164	1.082	
	P-81	J-50	J-49	249.08	1.480			

Tableau N°III.1 : Calculs des débits routes et nodaux:

N° de noeud	La conduite	Début	fin	longueur	Qsp	Qroute		Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-51	P-82	J-48	J-51	65.69	0.006	0.390	2.077	1.039
	P-83	J-51	J-52	92.08		0.547		
	P-88	J-51	J-55	191.89		1.140		
J-52	P-83	J-51	J-52	92.08		0.547	2.035	1.017
	P-84	J-52	J-49	65.89		0.391		
	P-85	J-52	J-53	67.83		0.403		
J-53	P-87	J-54	J-52	116.72		0.693	1.315	0.658
	P-85	J-52	J-53	67.83		0.403		
J-54	P-86	J-53	J-54	153.56		0.912	2.655	1.328
	P-86	J-53	J-54	153.56		0.912		
J-55	P-87	J-54	J-52	116.72		0.693	2.394	1.197
	P-89	J-55	J-54	176.63		1.049		
	P-88	J-51	J-55	191.89		1.140		
J-56	P-90	J-55	J-56	34.51		0.205	3.045	1.523
	P-90	J-55	J-56	34.51		0.205		
	P-91	J-56	J-57	116.02		0.689		
J-57	P-96	J-61	J-56	362.09		2.151	8.897	4.448
	P-91	J-56	J-57	116.02		0.689		
	P-92	J-57	J-58	612.71		3.640		
J-58	P-160	J-57	J-104	768.78		4.567	7.580	3.790
	P-92	J-57	J-58	612.71		3.640		
	P-93	J-58	J-59	293.94		1.746		
J-59	P-97	J-58	J-62	369.3		2.194	8.932	4.466
	P-93	J-58	J-59	293.94		1.746		
	P-94	J-59	J-60	511.04		3.036		
J-60	P-115	J-74	J-59	698.49		4.150	4.979	2.490
	P-94	J-59	J-60	511.04		3.036		
	P-95	J-60	J-61	213.02		1.266		
J-61	P-121	J-79	J-60	114.07		0.678	5.255	2.627
	P-95	J-60	J-61	213.02		1.266		
	P-96	J-61	J-56	362.09	2.151			
J-62	P-125	J-61	J-81	309.4	1.838	8.507	4.254	
	P-97	J-58	J-62	369.3	2.194			
	P-98	J-62	J-63	497.26	2.954			
J-63	P-102	J-62	J-67	565.37	3.359	9.029	4.514	
	P-98	J-62	J-63	497.26	2.954			
	P-99	J-63	J-64	430.68	2.559			
	P-100	J-63	J-65	591.79	3.516			

Tableau N°III.1 : Calculs des débits routes et nodaux:

N° de noeud	La conduite	Début	fin	longueur	Qsp	Qroute		Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-64	P-99	J-63	J-64	430.68	0.006	2.559	2.559	1.279
J-65	P-100	J-63	J-65	591.79		3.516	4.392	2.196
	P-101	J-65	J-66	147.46		0.876		
J-66	P-101	J-65	J-66	147.46		0.876	0.876	0.438
J-67	P-102	J-62	J-67	565.37		3.359	7.870	3.935
	P-103	J-67	J-68	338.01		2.008		
	P-111	J-72	J-67	421.33		2.503		
J-68	P-103	J-67	J-68	338.01		2.008	7.646	3.823
	P-104	J-68	J-69	521.39		3.098		
	P-106	J-70	J-68	427.6		2.540		
J-69	P-104	J-68	J-69	521.39		3.098	5.481	2.740
	P-105	J-69	J-70	401.11		2.383		
J-70	P-105	J-69	J-70	401.11		2.383	8.272	4.136
	P-106	J-70	J-68	427.6		2.540		
	P-107	J-70	J-71	563.62		3.348		
J-71	P-107	J-70	J-71	563.62		3.348	7.686	3.843
	P-108	J-71	J-72	262.57		1.560		
	P-110	J-73	J-71	467.53		2.778		
J-72	P-108	J-71	J-72	262.57		1.560	6.110	3.055
	P-109	J-72	J-73	344.57		2.047		
	P-111	J-72	J-67	421.33		2.503		
J-73	P-109	J-72	J-73	344.57		2.047	4.825	2.412
	P-110	J-73	J-71	467.53		2.778		
J-74	P-115	J-74	J-59	698.49		4.150	8.553	4.277
	P-116	J-74	J-75	107.95	0.641			
	P-128	J-74	J-83	633.3	3.762			
J-75	P-116	J-74	J-75	107.95	0.641	2.294	1.147	
	P-117	J-75	J-76	39.94	0.237			
	P-118	J-75	J-77	238.24	1.415			
J-76	P-117	J-75	J-76	39.94	0.237	0.237	0.119	
J-77	P-118	J-75	J-77	238.24	1.415	3.025	1.512	
	P-119	J-77	J-78	190.65	1.133			
	P-120	J-77	J-79	80.25	0.477			
J-78	P-119	J-77	J-78	190.65	1.133	1.133	0.566	
J-79	P-120	J-77	J-79	80.25	0.477	6.965	3.483	
	P-121	J-79	J-60	114.07	0.678			
	P-122	J-79	J-80	521.02	3.095			
	P-126	J-79	J-82	457.05	2.715			

Tableau N°III.1 : Calculs des débits routes et nodaux:

N° de noeud	La conduite	Début	fin	longueur	Qsp	Qroute		Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-80	P-122	J-79	J-80	521.02	0.006	3.095	7.160	3.580
	P-123	J-80	J-81	240.42		1.428		
	P-127	J-82	J-80	443.71		2.636		
J-81	P-123	J-80	J-81	240.42		1.428	3.776	1.888
	P-124	J-81	J-40	85.8		0.510		
	P-125	J-61	J-81	309.4		1.838		
J-82	P-126	J-79	J-82	457.05		2.715	8.940	4.470
	P-127	J-82	J-80	443.71		2.636		
	P-129	J-83	J-82	385.61		2.291		
	P-131	J-82	J-85	218.37		1.297		
J-83	P-128	J-74	J-83	633.3		3.762	8.941	4.470
	P-129	J-83	J-82	385.61		2.291		
	P-130	J-83	J-84	486.06		2.888		
J-84	P-130	J-83	J-84	486.06		2.888	2.888	1.444
J-85	P-131	J-82	J-85	218.37		1.297	5.403	2.702
	P-132	J-85	J-86	691.08		4.106		
J-86	P-132	J-85	J-86	691.08		4.106	4.106	2.053
J-87	P-134	J-87	J-88	58.02		0.345	0.345	0.172
J-88	P-134	J-87	J-88	58.02		0.345	1.137	0.568
	P-135	J-88	J-89	35.17		0.209		
	P-136	J-88	J-90	98.17		0.583		
J-89	P-135	J-88	J-89	35.17	0.209	0.209	0.104	
J-90	P-136	J-88	J-90	98.17	0.583	0.583	0.292	
J-91	P-137	J-91	J-92	1090.25	6.477	6.477	3.239	
J-92	P-137	J-91	J-92	1090.25	6.477	9.970	4.985	
	P-138	J-92	J-93	587.88	3.493			
J-93	P-138	J-92	J-93	587.88	3.493	6.328	3.164	
	P-139	J-93	J-94	166.97	0.992			
	P-140	J-93	J-95	87.09	0.517			
	P-141	J-93	J-96	223.28	1.326			
J-94	P-139	J-93	J-94	166.97	0.992	0.992	0.496	
J-95	P-140	J-93	J-95	87.09	0.517	2.708	1.354	
	P-144	J-97	J-95	165.73	0.985			
	P-145	J-95	J-99	202.96	1.206			
J-96	P-141	J-93	J-96	223.28	1.326	4.572	2.286	
	P-142	J-96	J-97	166.13	0.987			
	P-149	J-96	J-102	380.15	2.258			
J-97	P-142	J-96	J-97	166.13	0.987	2.781	1.391	
	P-143	J-97	J-98	136.3	0.810			
	P-144	J-97	J-95	165.73	0.985			
J-98	P-143	J-97	J-98	136.3	0.810	0.810	0.405	
J-99	P-145	J-95	J-99	202.96	1.206	4.020	2.010	
	P-147	J-99	J-100	473.67	2.814			

Tableau N°III.1 : Calculs des débits routes et nodaux:

N° de noeud	La conduite	Début	fin	longueur	Qsp	Qroute		Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-100	P-147	J-99	J-100	473.67	0.006	2.814	12.427	6.214
	P-148	J-100	J-101	971.58		5.772		
	P-161	J-102	J-100	361.31		2.147		
	P-162	J-100	J-108	285.22		1.694		
J-101	P-148	J-100	J-101	971.58		5.772	9.317	4.659
	P-151	J-103	J-101	596.69		3.545		
J-102	P-149	J-96	J-102	380.15		2.258	6.928	3.464
	P-150	J-102	J-103	424.63		2.523		
	P-161	J-102	J-100	361.31		2.147		
J-103	P-150	J-102	J-103	424.63		2.523	8.215	4.107
	P-151	J-103	J-101	596.69		3.545		
	P-152	J-103	J-104	361.41		2.147		
J-104	P-152	J-103	J-104	361.41		2.147	7.877	3.939
	P-153	J-104	J-105	195.7		1.163		
	P-160	J-57	J-104	768.78		4.567		
J-105	P-153	J-104	J-105	195.7	1.163	7.481	3.740	
	P-154	J-105	J-106	581.73	3.456			
	P-156	J-107	J-105	481.75	2.862			
J-106	P-154	J-105	J-106	581.73	3.456	4.419	2.210	
	P-155	J-106	J-107	162.09	0.963			
J-107	P-155	J-106	J-107	162.09	0.963	3.825	1.913	
	P-156	J-107	J-105	481.75	2.862			
J-108	P-162	J-100	J-108	285.22	1.694	12.999	6.499	
	P-163	J-108	J-109	534.47	3.175			
	P-170	J-108	J-115	1368.3	8.129			
J-109	P-163	J-108	J-109	534.47	3.175	3.700	1.850	
	P-164	J-109	J-110	78.06	0.464			
	P-165	J-109	J-111	10.22	0.061			
J-110	P-164	J-109	J-110	78.06	0.464	0.464	0.232	
J-111	P-165	J-109	J-111	10.22	0.061	5.741	2.870	
	P-166	J-111	J-112	162.52	0.966			
J-112	P-167	J-111	J-113	793.56	4.715	0.966	0.483	
	P-166	J-111	J-112	162.52	0.966			
J-113	P-167	J-111	J-113	793.56	4.715	5.817	2.908	
	P-168	J-113	J-114	185.5	1.102			
J-114	P-168	J-113	J-114	185.5	1.102	1.102	0.551	
J-115	P-170	J-108	J-115	1368.3	8.129	8.129	4.065	

III.3.1.4) Résultats de la simulation :

Tableau N°III.2 : Résultat de la simulation sur les nœuds :

N° des nœuds	CTN (m)	Débit (L/s)	Cote de charge (m)	Pression (m H2O)
J-1	873.5	0.27	923.17	49.67
J-2	873.8	0.45	923.18	49.38
J-3	877.7	0.66	923.19	45.49
J-4	883.2	0.55	923.19	39.99
J-5	881.5	0.34	923.19	41.69
J-6	866.4	0.46	923.21	56.81
J-7	866.9	0.63	923.21	56.31
J-8	874	0.67	923.21	49.21
J-9	880	0.5	923.21	43.21
J-10	860.3	0.46	923.48	63.18
J-11	861.6	0.66	923.5	61.9
J-12	871.5	0.64	923.46	51.96
J-13	878.5	0.46	923.45	44.95
J-14	853.2	0.49	923.71	70.51
J-15	858.9	0.67	923.55	64.65
J-16	875	0.66	923.55	48.55
J-17	878.1	0.48	923.55	45.45
J-18	852.5	0.49	923.75	71.25
J-19	863.7	0.67	923.69	59.99
J-20	882.7	0.7	923.67	40.97
J-21	877.9	0.54	923.67	45.77
J-22	858.6	0.51	923.82	65.22
J-23	857.2	0.69	923.82	66.62
J-24	884.3	0.77	923.82	39.52
J-25	879.3	0.77	923.83	44.53
J-26	865.7	0.59	923.91	58.21
J-27	871.9	0.77	923.95	52.05
J-28	885.3	0.78	924.02	38.72
J-29	882	0.6	924.09	42.09
J-30	877.5	0.82	924.63	47.13
J-31	882.4	0.56	924.62	42.22
J-32	885.9	0.44	925.05	39.15
J-33	886	0.52	924.97	38.97
J-34	882.5	0.69	925.81	43.31
J-35	881.7	1.09	926.36	44.66
J-36	888	1.08	926.4	38.4
J-37	886	0.6	926.07	40.07

Tableau N°III.2 : Résultat de la simulation sur les nœuds :

N° des nœuds	CTN (m)	Débit (L/s)	Cote de charge (m)	Pression (m H₂O)
J-38	883.1	0.69	926.11	43.01
J-39	884	0.58	926.33	42.33
J-40	881.5	0.91	926.99	45.49
J-41	889	1	926.42	37.42
J-42	887.4	0.5	926.52	39.12
J-43	890	0.5	927.12	37.12
J-44	888.3	0.99	926.64	38.34
J-45	881.7	0.49	926.61	44.91
J-46	890	0.87	927.43	37.43
J-47	889	1.22	927.1	38.1
J-48	896.7	0.92	927.53	30.83
J-49	892.5	1.66	927.19	34.69
J-50	884.2	1.08	927.1	42.9
J-51	899.5	1.04	927.59	28.09
J-52	896.2	1.02	927.25	31.05
J-53	893.8	0.66	927.26	33.46
J-54	904.8	1.33	927.31	22.51
J-55	906.7	1.2	927.8	21.1
J-56	906	1.52	927.87	21.87
J-57	905	4.45	928.19	23.19
J-58	897.5	3.79	928.06	30.56
J-59	883.2	4.47	927.95	44.75
J-60	873.9	2.49	927.92	54.02
J-61	871	2.63	927.78	56.78
J-62	892	4.25	928.34	36.34
J-63	900	4.51	926.31	26.31
J-64	903.5	1.28	926.29	22.79
J-65	940	2.2	926.03	-13.97
J-66	947	0.44	926.03	-20.97
J-67	905	3.94	951.42	46.42
J-68	919	3.82	960.06	41.06
J-69	934	2.74	970.65	36.65
J-70	927.4	4.14	960.72	33.32
J-71	916	3.84	954.25	38.25
J-72	918.1	3.06	953.36	35.26
J-73	925.7	2.41	953.6	27.9
J-74	892.9	4.28	927.67	34.77
J-75	884.2	1.15	927.66	43.46
J-76	881.3	0.12	927.66	46.36
J-77	878.9	1.51	927.56	48.66
J-78	881.9	0.57	927.55	45.65
J-79	877	3.48	927.56	50.56
J-80	884.1	3.58	927.41	43.31

Tableau N°III.2 : Résultat de la simulation sur les nœuds :

N° des nœuds	CTN (m)	Débit (L/s)	Cote de charge (m)	Pression (m H2O)
J-81	879.5	1.89	927.26	47.76
J-82	863	4.47	927.42	64.42
J-83	879.7	4.47	927.58	47.88
J-84	887	1.44	924.89	37.89
J-85	867.9	2.7	927.26	59.36
J-86	876	2.05	938.71	62.71
J-87	855.1	0.17	939.96	84.86
J-88	857.4	0.57	939.8	82.4
J-89	857.4	0.1	939.8	82.4
J-90	862.3	0.29	939.78	77.48
J-91	864.4	3.24	905.67	41.27
J-92	837.3	4.99	905.75	68.45
J-93	849.3	3.16	905.98	56.68
J-94	852.5	0.5	905.95	53.45
J-95	859.4	1.35	906.4	47
J-96	851.4	2.29	915.12	63.72
J-97	859.3	1.39	914.24	54.94
J-98	859.8	0.41	914.24	54.44
J-99	890.7	2.01	903.36	12.66
J-100	873	6.21	918.29	45.29
J-101	905.7	4.66	919.87	14.17
J-102	863.5	3.46	918.59	55.09
J-103	876.4	4.11	919.35	42.95
J-104	877.8	3.94	923.73	45.93
J-105	881.6	3.74	921.88	40.28
J-106	907.3	2.21	920.54	13.24
J-107	903.6	1.91	920.83	17.23
J-108	885.3	6.5	919.17	33.87
J-109	911.3	1.85	924.61	13.31
J-110	910	0.23	924.6	14.6
J-111	912	2.87	924.74	12.74
J-112	916.6	0.48	924.71	8.11
J-113	918.2	2.21	954.12	35.92
J-114	945	0.55	954.08	9.08
J-115	875	4.07	918.58	43.58

Tableau N°III.3: résultats de la simulation sur les conduites :

N° des conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-1	656.91	R-1	J-1	200	6.57	0.21
P-2	25.28	J-1	J-2	150	4.06	0.23
P-3	58.93	J-2	J-3	150	2.21	0.12
P-4	50.22	J-3	J-4	150	0.73	0.04
P-5	68.14	J-4	J-5	150	0.58	0.03

Tableau N°III.3: résultats de la simulation sur les conduites :

N° des conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-6	47.53	J-5	J-3	150	0.24	0.01
P-7	66.11	J-1	J-6	125	2.78	0.23
P-8	30.36	J-6	J-7	125	0.42	0.03
P-9	65.59	J-7	J-2	125	2.3	0.19
P-10	60.11	J-7	J-8	125	0.42	0.03
P-11	65.32	J-8	J-3	125	1.9	0.15
P-12	42.76	J-8	J-9	125	0.29	0.02
P-13	65.76	J-9	J-4	125	1.86	0.15
P-14	57.17	J-6	J-10	80	2.82	0.56
P-15	35.04	J-10	J-11	80	0.88	0.17
P-16	57.19	J-11	J-7	80	2.93	0.58
P-17	61.32	J-11	J-12	80	1	0.2
P-18	57.21	J-12	J-8	80	2.69	0.54
P-19	34.11	J-12	J-13	80	0.37	0.07
P-20	58.03	J-13	J-9	80	2.65	0.53
P-21	65.26	J-10	J-14	80	2.41	0.48
P-22	42.02	J-14	J-15	80	2.51	0.5
P-23	63.48	J-15	J-11	150	5.47	0.31
P-24	61.59	J-15	J-16	80	0.03	0.01
P-25	61.4	J-16	J-12	100	2.7	0.34
P-26	38.1	J-16	J-17	80	0.02	0
P-27	62.18	J-17	J-13	100	2.74	0.35
P-28	57.29	J-14	J-18	150	5.41	0.31
P-29	48.14	J-18	J-19	80	1.38	0.28
P-30	56.76	J-19	J-15	100	3.6	0.46
P-31	62.41	J-19	J-20	80	0.58	0.11
P-32	57.17	J-20	J-16	100	3.36	0.43
P-33	58.01	J-20	J-21	80	0.19	0.04
P-34	60.29	J-21	J-17	100	3.24	0.41
P-35	58.4	J-18	J-22	150	7.28	0.41
P-36	55.78	J-22	J-23	125	0.26	0.02
P-37	58.13	J-23	J-19	100	3.46	0.44
P-38	61.35	J-23	J-24	125	0.49	0.04
P-39	58.16	J-24	J-20	100	3.68	0.47
P-40	83.04	J-24	J-25	125	-0.65	0.05
P-41	63.08	J-25	J-21	100	3.59	0.46
P-42	57.65	J-22	J-26	150	8.05	0.46
P-43	52.43	J-26	J-27	100	1.86	0.24
P-44	56.83	J-27	J-23	100	3.4	0.43
P-45	61.95	J-27	J-28	100	2.39	0.3
P-46	57.14	J-28	J-24	100	4.3	0.55

Tableau N°III.3: résultats de la simulation sur les conduites :

N° des conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-47	85.12	J-28	J-29	100	1.9	0.24
P-48	56.66	J-29	J-25	100	5	0.64
P-49	88.54	J-26	J-30	100	6.78	0.86
P-50	39.82	J-30	J-31	80	0.66	0.13
P-51	87.86	J-31	J-27	80	3.64	0.72
P-52	59.84	J-31	J-32	80	3.54	0.7
P-53	32.92	J-32	J-33	80	1.91	0.38
P-54	56.95	J-33	J-28	80	5.57	1.11
P-55	86.15	J-33	J-34	80	4.18	0.83
P-56	59.6	J-34	J-29	80	7.5	1.49
P-57	148.36	J-30	J-35	100	8.26	1.05
P-58	166.79	J-35	J-36	100	0.97	0.12
P-59	54.09	J-36	J-37	100	5.74	0.73
P-60	55.69	J-37	J-32	80	5.89	1.17
P-61	91.17	J-37	J-38	80	0.75	0.15
P-62	87.58	J-38	J-34	150	12.37	0.7
P-63	89.8	J-36	J-39	100	1.8	0.23
P-64	53.07	J-39	J-38	150	13.8	0.78
P-65	52.81	J-35	J-40	100	8.39	1.07
P-66	167.96	J-40	J-41	80	2.36	0.47
P-67	52.12	J-41	J-36	200	9.58	0.3
P-68	52.1	J-39	J-42	150	12.59	0.71
P-69	89.19	J-42	J-41	80	1.26	0.25
P-70	27.59	J-41	J-43	80	6.96	1.39
P-71	90.07	J-43	J-44	80	3	0.6
P-72	27.61	J-44	J-42	150	14.35	0.81
P-73	163.61	J-44	J-45	80	0.49	0.1
P-74	51.14	J-43	J-46	125	10.46	0.85
P-75	90.26	J-46	J-47	125	7.99	0.65
P-76	51.19	J-47	J-44	125	12.82	1.04
P-77	151.83	J-46	J-48	250	19.33	0.39
P-78	91.2	J-48	J-49	80	2.48	0.49
P-79	152.29	J-49	J-47	150	4.85	0.27
P-80	115.37	J-47	J-50	200	1.2	0.04
P-81	248.96	J-50	J-49	125	2.28	0.19
P-82	65.69	J-48	J-51	250	22.73	0.46
P-83	92.08	J-51	J-52	80	2.44	0.49
P-84	65.89	J-52	J-49	150	6.31	0.36
P-85	67.83	J-52	J-53	80	0.49	0.1
P-86	153.56	J-53	J-54	100	1.15	0.15
P-87	116.73	J-54	J-52	150	4.39	0.25

Tableau N°III.3: résultats de la simulation sur les conduites :

N° des conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-88	191.91	J-51	J-55	250	26.21	0.53
P-89	176.73	J-54	J-55	125	6.87	0.56
P-90	34.5	J-55	J-56	250	34.28	0.7
P-91	115.98	J-56	J-57	250	41.99	0.86
P-92	612.63	J-57	J-58	300	17.07	0.24
P-93	293.95	J-58	J-59	400	47.81	0.38
P-94	511.04	J-59	J-60	400	19.34	0.15
P-95	213.04	J-60	J-61	150	4.96	0.28
P-96	362.09	J-61	J-56	200	6.19	0.2
P-97	369.3	J-58	J-62	300	34.53	0.49
P-98	497.26	J-62	J-63	125	8.43	0.69
P-99	430.68	J-63	J-64	150	1.28	0.07
P-100	591.76	J-63	J-65	125	2.64	0.21
P-101	147.46	J-65	J-66	125	0.44	0.04
P-102	565.37	J-62	J-67	150	47.21	2.67
P-103	337.92	J-67	J-68	150	36.65	2.07
P-104	521.39	J-68	J-69	150	32.38	1.83
P-105	401.11	J-69	J-70	150	36.03	2.04
P-106	427.45	J-70	J-68	150	8.09	0.46
P-107	563.53	J-70	J-71	150	23.8	1.35
P-108	262.56	J-71	J-72	150	12.33	0.7
P-109	344.57	J-72	J-73	150	5.22	0.3
P-110	467.51	J-73	J-71	150	7.63	0.43
P-111	421.37	J-72	J-67	150	14.5	0.82
P-112	370.66	R-2	J-69	150	71.15	4.03
P-113	258.96	R-3	J-74	200	99.33	3.16
P-114	151.39	R-4	J-74	150	99.69	5.64
P-115	698.49	J-74	J-59	300	24	0.34
P-116	107.95	J-74	J-75	200	5.09	0.16
P-117	39.94	J-75	J-76	100	0.12	0.02
P-118	238.24	J-75	J-77	150	3.82	0.22
P-119	190.65	J-77	J-78	100	0.57	0.07
P-120	80.25	J-77	J-79	150	1.74	0.1
P-121	114.07	J-79	J-60	150	11.89	0.67
P-122	521.08	J-79	J-80	200	6.84	0.22
P-123	240.42	J-80	J-81	150	5.03	0.28
P-124	85.8	J-81	J-40	150	11.66	0.66
P-125	309.4	J-81	J-61	150	8.52	0.48
P-126	457.33	J-79	J-82	150	3.31	0.19
P-127	443.71	J-82	J-80	200	1.77	0.06
P-128	633.3	J-74	J-83	300	14.27	0.2

Tableau N°III.3: résultats de la simulation sur les conduites :

N° des conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-129	385.61	J-83	J-82	200	8.36	0.27
P-130	486.07	J-83	J-84	60	1.44	0.51
P-131	218.38	J-82	J-85	150	5.43	0.31
P-132	691.08	J-85	J-86	150	29.01	1.64
P-133	883.31	R-1	J-85	200	31.74	1.01
P-134	58.02	J-87	J-88	60	0.96	0.34
P-135	35.17	J-88	J-89	60	0.1	0.04
P-136	98.17	J-88	J-90	60	0.29	0.1
P-137	1090.25	J-91	J-92	200	3.24	0.1
P-138	587.88	J-92	J-93	200	8.23	0.26
P-139	166.97	J-93	J-94	80	0.5	0.1
P-140	87.09	J-93	J-95	80	2.84	0.57
P-141	223.28	J-93	J-96	80	9.05	1.8
P-142	166.13	J-96	J-97	200	33.44	1.06
P-143	136.3	J-97	J-98	125	0.41	0.03
P-144	165.73	J-95	J-97	125	31.64	2.58
P-145	202.96	J-95	J-99	150	27.45	1.55
P-146	50.26	R-5	J-99	200	39.57	1.26
P-147	473.67	J-99	J-100	100	14.13	1.8
P-148	971.58	J-100	J-101	100	2.85	0.36
P-149	380.19	J-96	J-102	200	44.78	1.43
P-150	424.63	J-102	J-103	300	54.01	0.76
P-151	596.69	J-103	J-101	150	5.9	0.33
P-152	361.41	J-103	J-104	200	52.22	1.66
P-153	195.7	J-104	J-105	200	45.7	1.45
P-154	581.73	J-105	J-106	200	21.31	0.68
P-155	162.09	J-106	J-107	200	18.73	0.6
P-156	481.74	J-107	J-105	200	20.64	0.66
P-157	80.31	R-6	J-106	200	37.83	1.2
P-158	136.2	R-6	J-101	200	13.41	0.43
P-159	283.98	R-7	J-57	250	165.36	3.37
P-160	768.78	J-57	J-104	300	101.85	1.44
P-161	361.31	J-102	J-100	150	5.76	0.33
P-162	285.28	J-100	J-108	150	11.73	0.66
P-163	534.47	J-108	J-109	150	22.3	1.26
P-164	78.06	J-109	J-110	60	0.23	0.08
P-165	10.22	J-109	J-111	150	24.38	1.38
P-166	162.52	J-111	J-112	80	0.48	0.1
P-167	793.56	J-111	J-113	125	27.73	2.26
P-168	185.5	J-113	J-114	80	0.55	0.1
P-169	488.66	R-8	J-113	150	30.49	2.26

Tableau N°III.3: résultats de la simulation sur les conduites :

N° des conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-170	1 368.30	J-108	J-115	150	4.07	0.23
P-171	2 665.29	R-9	J-87	300	55.65	0.79
P-172	684.38	J-87	J-86	300	54.52	0.77
P-173	1 859.34	J-86	R-3	300	23.45	0.33

NB : il convient de souligner que les pressions dans un réseau de distribution ne doivent être supérieures à 6 bars, pour les pressions minimales selon le cas mais il est préférable qu'elles ne doivent pas être inférieures à 2 bars dans notre cas, nous remarquons qu'il ya une partie de l'agglomération qui ne reçoit pas de l'eau d'une manière convenable, du à la déférence d'altitude entre les habitations et les réservoirs.

Remarque : les résultats de la simulation pour le cas de la pointe est donnés dans la figure N°III .1

III.3.2) Cas de pointe+ incendie : Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par la le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud J-66 c.-à-d le débit dans ce nœud $Q_{ni}=17.441$ /s et les résultats de la simulation sont donnés dans la figure N°III .2:

- Après une simulation hydraulique du réseau de notre zone ; nous avons constaté quelques insuffisances dans le réseau et nous essayerons à trouver des solutions plus urgentes et moins couteuses pour que le réseau sera plus fiable en gardant toujours la même demande de l'état actuel

III.4) Constat :

Le réseau d'alimentation en eau potable de l'agglomération pose de nombreux problèmes de point de vue hydraulique, dues aux accroissements démographiques, et au mode d'exploitation du système d'alimentation en eau et le surdimensionnement ou le sous dimensionnement de réseau de distribution.

III.5) Interprétation des résultats:

Le réseau de distribution de l'agglomération de SOUR EL GHOZLANE présente plusieurs anomalies qui empêchent le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable. :

-après la simulation, on constate :

- ✓ La plupart des pressions obtenues sont favorables c.-à-d entre 2bar et 6bars Néanmoins dans certains nœuds la où la cote est faible, la pression dépasse les 6 bars, comme le nœud J-87 la pression est de l'ordre de 8.4bars. On remarque aussi que dans les nœuds J-65 et J-66 il ya une dépression a cause de la cote élevée de ces nœuds.

- ✓ Des vitesses faibles dans le réseau inférieur à 0.5m/s dans la plupart des tronçons de réseau, et nous avons des vitesses qui dépassent les 3 m/s.
- ✓ Les réservoirs : BOUHAHAYA2, SIDI AEK et DRAA LAHMAR n'ont pas lieu d'exister car le débit qui entre dans ces réservoirs supérieur au débit qui sort. (jouent un rôle des consommateurs ou réservoirs gaspilleurs)
- ✓ Le matériau des conduites est l'amiante ciment ce qui nous pousse à projeter un autre réseau qui possède des conduites en P.E.H.D

Remarque :

Le matériau utilisé dans le réseau de distribution existant est l'amiante ciment.

L'amiante est un matériau fibreux que l'on mélange avec du ciment qui est un silicate de calcium et d'aluminium. On constitue avec ce produit une sorte de toile qui est enroulée autour d'un mandrin et donne des tuyaux économiques, mais assez fragiles aux chocs.

La fibre d'amiante additionnée à des ciments, plastiques, résines, enduits, adhésifs apporte à ces éléments une partie de ses caractéristiques physico-chimiques, en particulier sa grande résistance (à la corrosion, à la chaleur, aux produits chimiques, etc.). Le plus connu des produits utilisant la fibre d'amiante en tant que charge additionnelle est l'amiante-ciment. L'amiante-ciment est constitué d'amiante et de ciment auquel on ajoute de l'eau. Les fibres d'amiante jouent ici le même rôle que les barres de fer dans le béton armé. Après solidification, le matériau obtenu devient très résistant, même en faible épaisseur. Ce qui explique pourquoi il intervenait fréquemment dans la fabrication de plaques, tubes et tuyaux ou revêtements de surface.

Les risques pour la santé :

L'exposition à l'amiante, même faible, est scientifiquement établie comme nocive. Si le fait est connu, la raison de cette nocivité, liée aux caractéristiques des fibres d'amiante, l'est peut-être moins. Les fibres d'amiante sont très fines (elles peuvent être jusqu'à 2000 fois plus fines qu'un cheveu) mais relativement longues (jusqu'à 0,02 mm). Du fait de leur taille, elles peuvent pénétrer profondément dans l'appareil respiratoire, jusqu'aux alvéoles pulmonaires. Du fait de leur longueur, elles sont difficiles à éliminer par l'organisme et elles s'incrustent. L'accumulation des fibres d'amiante dans l'organisme est responsable de l'apparition de pathologies graves, surtout au niveau pulmonaire. Les maladies induites par les fibres d'amiante sont de type cancéreux (comme le mésothéliome ou cancer de la plèvre) ou bien non cancéreux (comme l'asbestose). L'apparition des maladies liées à l'amiante dépend du type de fibre, de l'état du matériau contenant de l'amiante et de la durée d'exposition aggravant pour le cancer du poumon.

Les premiers signes de la maladie n'apparaissent généralement que 20 à 40 ans après l'exposition à l'amiante.

C'est pour quoi Le **décret n° 96-1133 du 24 décembre 1996**, pris en application du code du travail et du code de la consommation, prévoit que « la fabrication, la transformation, la vente, l'importation, la mise sur le marché national et la cession à quelque titre que ce soit de toutes variétés de fibres d'amiante, que ces substances soient ou non incorporées dans des matériaux, produits ou dispositifs » sont interdites. Cette réglementation est entrée en vigueur depuis le 1er janvier 1997.

III.6) Conclusion :

D'après ce chapitre on a constaté que le réseau d'alimentation en eau potable de l'agglomération de SOUR EL GHOZLANE doit être rénové a cause du matériau des conduites (amiante ciment) qu'est nuisible pour la sentie et on va projeter des conduites en P.E.H.D

On signal aussi que la population de S.E.G sera desservie en eau potable par le barrage KOUDIET-ASSERDOUNE, et L'ensemble des forages et les puits seront utilises pour le secours, le barrage de LAKHEL sera utilisé pour l'irrigation (après un renforcement de traitement).

Nous allons procéder dans les chapitres qui suivent au redimensionnement de réseau de distribution, l'adduction et les réservoirs.

Chapitre IV :

Dimensionnement du réseau de distribution a l'horizon 2030

IV.1 Introduction :

À partir de la simulation qu'on a fait sur le réseau de distribution de l'état actuel (2010), à partir des insuffisances au point de vue de dimensionnement et de matériau des conduites qu'on a déduite dans le chapitre précédent. Nous allons dans ce chapitre procéder à une nouvelle conception et à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel WATERCAD à l'horizon 2030, avec une population de 100075 habitants et le dimensionnement de ce dernier sera avec le débit de pointe et pointe plus incendie.

Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits routes pour chaque tronçon.

IV.2 Choix du schéma du réseau de distribution :

A cause de l'insuffisance qu'on a enregistrée dans le réseau de distribution de l'état actuel et à cause de déficit d'eau on a proposé que le système d'alimentation en eau potable de l'agglomération du SOUR EL GHOZLANE sera comme suit:

-à partir de l'adduction qui arrive de barrage de KOUDIET- ASSERDOUNE on alimente le réservoir de tête BEKOUCHE qui à son tour va alimenter par une conduite gravitaire le réservoir de BOUHAHAYA1 (existant).

-le réservoir de BOUHAHAYA 1 alimente le réseau, par refoulement, dessert le réservoir d'AIN AMAR.

-ce dernier alimente le réseau et le réservoir de HAMIDOU gravitairement

-le réservoir de HAMIDOU alimente le réseau et le réservoir de HAUCHE MAZOUZE par refoulement qui à son tour alimente le réseau.

IV.3 Choix du type de réseau [4] :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue trois schémas de réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux combinés (ramifiés+maillés). Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est le réseau maillé.

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant le tracé. Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon.

Il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon.

IV.4 Conception du réseau de l'agglomération :

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés

À prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers
- l'emplacement des consommateurs
- le relief
- le souci d'assurer un service souple et précis

IV.5 Principe du tracé du réseau :

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple les usines) ;
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles) (voir la planche 01)

IV.6 Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité).

IV.7 Comparaison entre les différents types des tuyaux :

Les matériaux constituant les canalisations d'eau potable sont divers. Pendant la première moitié du XXe siècle, le marché est marqué par la présence quasi exclusive de la fonte grise qui peu à peu partage la place avec l'acier, l'amiante-ciment et le PVC. A partir de 1950. Le PVC est plus largement utilisé, la technologie étant mieux maîtrisée. Il domine le marché dans les années 1970 mais connaît un lent déclin é partir de 1975 cédant peu à peu du terrain à la fonte ductile. Celle-ci, apparue discrètement au début des années 60, voit son utilisation croître jusqu'en 1970

Tableau N°IV.1 : Comparaison entre les différents types des tuyaux:

Résumé	Matériaux constitutifs des canalisations d'eau potable-avantages et inconvénients
<p>La fonte ductile est pérenne et dispose d'une profusion (abondance extrême) de pièces pour les branchements et raccordement [mais, présente un nombre de joints important et nécessite des butées "béton" lors des changements de direction pour les joints standards.</p> <p>L'acier permet une réduction importante du nombre de joints et est concurrentiel à la fonte au niveau du prix mais, nécessite une protection cathodique contre la corrosion.</p>	<p>La fonte ductile 41.7 à 5 % de carbone) : le carbone de la fonte grise se présente sous forme de graphite Lamellaire qui peut entraîner la formation de fissures. La fonte ductile a une meilleure résistance mécanique car elle est à graphite sphéroïdal (GS) ce qui élimine tout risque de propagation des fissures. Pour éviter la corrosion, elle est revêtue intérieurement de mortier de ciment et extérieurement de zinc métallique et de peinture bitumineuse. Lorsque que l'eau est tris agressive, les revêtements sont renforcés_ Les raccords entre tuyaux se font par emboîtement avec joint élastomère, tous les 6 à 8 m (selon le diamètre), Ces joints permettent des orientations angulaires importantes mais exigent des butées en béton ou des systèmes de verrouillage adaptés pour les changements de direction. L'installation de la fonte nécessite un remblai plus soigné que pour l'acier. Par rapport au M. les coûts de manutention sont plus chers car la fonte est plus lourde, tout comme les coûts hors pose pour les diamètres 400 mm</p> <p>L'acier 011 à 1.7 % de carbone) ; L'élasticité de l'acier, déterminée par l'épaisseur du corps et la nuance d'acier utilisée. est plus importante que celle de la fonte. Les risques d'ovalisation sont donc plus grands pour des tubes plus légers. Deux types de revêtements intérieurs sont appliqués pour assurer une protection contre la corrosion : le mortier de ciment pour les petits diamètres (80 à 600 mm) et la résine époxy pour les grands diamètres (500 à 2500 mm). Les revêtements extérieurs sont tri-couches résine époxy de forte adhérence à l'acier et de bonne résistance chimique adhésif copolymère ; polyéthylène (ou polypropylène). Malgré cela, l'acier nécessite une protection cathodique contre la corrosion extérieure_ L'assemblage, réalisé par soudure est plus cher que les raccords pratiqués sur la fonte mais assure une bonne étanchéité ainsi qu'une continuité de la résistance mécanique et de la flexibilité de la conduite sans point faible aux joints. L'absence de joint dans les grandes portions rectilignes permet une pose plus rapide celle de la fonte.</p>

Tableau N°.IV.1 : Comparaison entre les différents types des tuyaux:

Résumé	Matériaux constitutifs des canalisations d'eau potable- avantages et inconvénients
<p>Le béton est un bon compromis entre l'acier et la fonte (pose continue sans joint, protection cathodique inutile) mais peut affecter les Caractéristiques organoleptiques de l'eau.</p> <p>Le PE: résiste à la corrosion, à la casse et aux IV, permet une manutention plus aisée mais demande un savoir faire spécifique pour les raccords. A des risques d'ovalisation pour les gros diamètres</p>	<p>Le béton âme - tôle : les tuyaux en béton. utilisés pour des diamètres de 400 à 4000 mm. ont un tube médian en acier mince termine par des bagues d'about pour permettre leur assemblage soit par joints soudés et rejointoiement au mortier. soit par joints à garniture en élastomère (petits diamètres). Dans le cas des joints soudés, l'acier garantit l'étanchéité absolue et immédiate de la conduite et participe à sa résistance mécanique. Le béton assure quant à lui une protection contre la corrosion intérieure et extérieure. L'inconvénient du béton est qu'il peut affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau par rélargie de produits.</p> <p>Le FE : le polyéthylène se divise en deux classes selon le procédé de fabrication et les additifs utilisés : le PE haute densité (PFhd) et le PE basse densité (PEbd). plus souple et moins cher. Les diamètres peuvent aller jusqu'à 2500 mm. Pour les petits diamètres, le PE peut s'enrouler en couronne sur des centaines de mètres ce qui permet de diminuer le nombre de raccords et donc le risque de fuites. Sa souplesse lui donne également une grande adaptabilité au sol et une grande résistance au choc mais peut en contrepartie entraîner des risques d'ovalisation pour les plus gros diamètres. Il est inerte chimiquement et donc ne se corrode pas. Il résiste aux UV grâce au noir de carbone et est reconnaissable par son liseré bleu spécifique à l'eau potable. Par contre, les raccords demandent un savoir faire spécifique car le collage n'est pas possible : il faut une fusion. Elle se fait par soudure bout à bout (au miroir) ou par électrofusion pour les petits diamètres (chère pour les gros diamètres). La soudure bout à bout à une meilleure résistance mécanique mais sa mise en œuvre sur le terrain est plus lourde.</p>

- Donc d'après ce tableau on opte pour notre projet le P.E.H.D, suite à des nombreux avantages qu'ils procurent.

Tuyaux en P.E.H.D :

Les avantages :

- ✓ Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;
- ✓ Disponibilité sur le marché ;

- ✓ Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- ✓ Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- ✓ Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Les inconvénients :

- ✓ Nécessite une grande technicité pour la jonction.

IV.8 Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2030 :

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- Cas de pointe.
- Cas de pointe plus incendie.

IV.8.1 Calcul des débits :

IV.8.1.1 Détermination du débit spécifique :

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau:

$$Q_{sp} = Q_{\text{pointe}} / \sum L_i$$

Q pointe : débit de pointe calculé dans le chapitre II (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

Σ L_i : Somme des longueurs du tronçon (m).

Tableau N°.IV.2 : Détermination de débit spécifique

Heure de pointe	Q _{Pointe} (l/s)	352.4
	$\sum_{i=1}^{n=75} L_i$ (m)	29037.78
	q _{sp} (l/s/m)	0.0121

IV.8.1.2 Calcul des débits en route :

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i$$

Avec :

Q_{ri} : débit en route dans le tronçon i (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : longueur du tronçon (m).

IV.8.1.3 Détermination des débits nodaux:

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{ci}$$

Où :

Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

$\sum Q_{ri-k}$: la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).

$\sum Q_{ci}$: la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

❖ Les résultats du calcul des débits sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau N°IV.3 : Calculs des débits routes et nodaux:

N°de nœud	N°de tronçon	début	fin	L des tronçon(m)	Qsp(l/s/ml)	Qroute(l/s)	la somme	Qni(l/s)																																																																																																																																																																																																																					
J-1	P-2	J-1	J-2	133.07	0.01213	1.61	9.49	4.75																																																																																																																																																																																																																					
	P-6	J-5	J-1	649.31		7.87			J-2	P-2	J-1	J-2	133.07	1.61	9.37	4.68	P-3	J-2	J-3	510.56	6.19	P-24	J-2	J-17	128.55	1.55	J-3	P-3	J-2	J-3	510.56	6.19	14.09	7.05	P-4	J-3	J-4	289.45	3.51	P-15	J-11	J-3	361.7	4.38	J-4	P-4	J-3	J-4	289.45	3.51	11.73	5.87	P-5	J-4	J-5	235.91	2.86	P-7	J-4	J-6	441.9	5.36	J-5	P-5	J-4	J-5	235.91	2.86	11.74	5.87	P-6	J-5	J-1	649.31	7.87	P-11	J-9	J-5	82.51	1.00	J-6	P-7	J-4	J-6	441.9	5.36	9.38	4.69	P-8	J-6	J-7	203.57	2.46	P-13	J-10	J-6	128.18	1.55	J-7	P-8	J-6	J-7	203.57	2.46	8.63	4.32	P-9	J-7	J-8	161.63	1.96	P-56	J-32	J-7	346.63	4.20	J-8	P-9	J-7	J-8	161.63	1.96	9.71	4.86	P-10	J-8	J-9	303.98	3.68	P-65	J-8	J-40	335.19	4.06	J-9	P-10	J-8	J-9	303.98	3.68	7.66	3.83	P-11	J-9	J-5	82.51	1.00	P-62	J-9	J-39	245.17	2.97	J-10	P-13	J-10	J-6	128.18	1.55	17.90	8.95	P-14	J-10	J-11	716.69	8.69	P-50	J-31	J-10	630.68	7.65	J-11	P-14	J-10	J-11	716.69	8.69	28.68	14.34	P-15	J-11	J-3	361.7	4.38	P-17	J-12	J-11	949.9	11.52	P-21	J-11	J-16	336.08	4.07	J-12	P-17	J-12	J-11	949.9	11.52	15.14	7.57	P-18	J-12	J-13	298.46	3.62	J-13	P-18	J-12	J-13	298.46	3.62	12.02	6.01	P-19	J-13	J-14	245.27	2.97	P-22	J-16
J-2	P-2	J-1	J-2	133.07		1.61	9.37	4.68																																																																																																																																																																																																																					
	P-3	J-2	J-3	510.56		6.19																																																																																																																																																																																																																							
	P-24	J-2	J-17	128.55		1.55																																																																																																																																																																																																																							
J-3	P-3	J-2	J-3	510.56		6.19	14.09	7.05																																																																																																																																																																																																																					
	P-4	J-3	J-4	289.45		3.51																																																																																																																																																																																																																							
	P-15	J-11	J-3	361.7		4.38																																																																																																																																																																																																																							
J-4	P-4	J-3	J-4	289.45		3.51	11.73	5.87																																																																																																																																																																																																																					
	P-5	J-4	J-5	235.91		2.86																																																																																																																																																																																																																							
	P-7	J-4	J-6	441.9		5.36																																																																																																																																																																																																																							
J-5	P-5	J-4	J-5	235.91		2.86	11.74	5.87																																																																																																																																																																																																																					
	P-6	J-5	J-1	649.31		7.87																																																																																																																																																																																																																							
	P-11	J-9	J-5	82.51		1.00																																																																																																																																																																																																																							
J-6	P-7	J-4	J-6	441.9		5.36	9.38	4.69																																																																																																																																																																																																																					
	P-8	J-6	J-7	203.57		2.46																																																																																																																																																																																																																							
	P-13	J-10	J-6	128.18		1.55																																																																																																																																																																																																																							
J-7	P-8	J-6	J-7	203.57		2.46	8.63	4.32																																																																																																																																																																																																																					
	P-9	J-7	J-8	161.63		1.96																																																																																																																																																																																																																							
	P-56	J-32	J-7	346.63		4.20																																																																																																																																																																																																																							
J-8	P-9	J-7	J-8	161.63	1.96	9.71	4.86																																																																																																																																																																																																																						
	P-10	J-8	J-9	303.98	3.68																																																																																																																																																																																																																								
	P-65	J-8	J-40	335.19	4.06																																																																																																																																																																																																																								
J-9	P-10	J-8	J-9	303.98	3.68	7.66	3.83																																																																																																																																																																																																																						
	P-11	J-9	J-5	82.51	1.00																																																																																																																																																																																																																								
	P-62	J-9	J-39	245.17	2.97																																																																																																																																																																																																																								
J-10	P-13	J-10	J-6	128.18	1.55	17.90	8.95																																																																																																																																																																																																																						
	P-14	J-10	J-11	716.69	8.69																																																																																																																																																																																																																								
	P-50	J-31	J-10	630.68	7.65																																																																																																																																																																																																																								
J-11	P-14	J-10	J-11	716.69	8.69	28.68	14.34																																																																																																																																																																																																																						
	P-15	J-11	J-3	361.7	4.38																																																																																																																																																																																																																								
	P-17	J-12	J-11	949.9	11.52																																																																																																																																																																																																																								
	P-21	J-11	J-16	336.08	4.07																																																																																																																																																																																																																								
J-12	P-17	J-12	J-11	949.9	11.52	15.14	7.57																																																																																																																																																																																																																						
	P-18	J-12	J-13	298.46	3.62																																																																																																																																																																																																																								
J-13	P-18	J-12	J-13	298.46	3.62	12.02	6.01																																																																																																																																																																																																																						
	P-19	J-13	J-14	245.27	2.97																																																																																																																																																																																																																								
	P-22	J-16	J-13	447.59	5.42																																																																																																																																																																																																																								

Tableau N°IV.3 : Calculs des débits routes et nodaux:

N° de nœud	N° de tronçon	début	fin	L des tronçon(m)	Qsp(l/s/ml)	Qroute(l/s)	la somme	Qni(l/s)
J-14	P-19	J-13	J-14	245.27	0.01213	2.97	21.34	10.67
	P-20	J-14	J-15	788.82		9.56		
	P-31	J-14	J-18	725.25		8.79		
J-15	P-20	J-14	J-15	788.82		9.56	17.47	8.73
	P-25	J-17	J-15	355.52		4.31		
	P-32	J-15	J-19	295.82		3.58		
J-16	P-21	J-11	J-16	336.08		4.07	14.16	7.08
	P-22	J-16	J-13	447.59		5.42		
	P-23	J-16	J-17	383.57		4.65		
J-17	P-23	J-16	J-17	383.57		4.65	15.80	7.90
	P-24	J-2	J-17	128.55		1.55		
	P-25	J-17	J-15	355.52		4.31		
	P-30	J-21	J-17	435.02		5.27		
J-18	P-31	J-14	J-18	725.25		8.79	25.02	12.51
	P-27	J-18	J-19	1337.73		16.22		
J-19	P-27	J-18	J-19	1337.73		16.22	24.58	12.29
	P-28	J-19	J-20	392.53		4.76		
	P-32	J-15	J-19	295.82		3.58		
J-20	P-28	J-19	J-20	392.53		4.76	28.07	14.03
	P-29	J-20	J-21	572.26		6.91		
	P-34	J-20	J-21	1349.12		16.36		
J-21	P-29	J-20	J-21	572.26		6.94	28.58	14.29
	P-30	J-21	J-17	435.02		5.27		
	P-34	J-20	J-21	1349.12		16.36		
J-22	P-36	J-22	J-23	418.99	5.08	11.50	5.75	
	P-38	J-24	J-22	529.41	6.42			
J-23	P-36	J-22	J-23	418.99	5.08	17.14	8.57	
	P-37	J-23	J-24	432.23	5.24			
	P-39	J-23	J-25	561.57	6.81			
J-24	P-37	J-23	J-24	432.23	5.24	28.81	14.40	
	P-38	J-24	J-22	529.41	6.42			
	P-44	J-28	J-24	342.66	4.15			
	P-45	J-24	J-29	1070.43	12.98			
J-25	P-39	J-23	J-25	561.57	6.81	15.48	7.74	
	P-40	J-25	J-26	252.27	3.06			
	P-42	J-27	J-25	462.6	5.61			
J-26	P-40	J-25	J-26	252.27	3.06	12.30	6.15	
	P-41	J-26	J-27	337.13	4.08			
	P-43	J-26	J-28	424.49	5.19			

Tableau N°IV.3 : Calculs des débits routes et nodaux:

N°de nœud	N°de tronçon	début	fin	L des tronçon(m)	Qsp(l/s/ml)	Qroute(l/s)	la somme	Qni(l/s)
J-27	P-41	J-26	J-27	337.13	0.01213	4.08	9.70	4.85
	P-42	J-27	J-25	462.6		5.61		
J-28	P-43	J-26	J-28	424.49		5.14	12.05	6.02
	P-44	J-28	J-24	342.66		4.15		
	P-47	J-30	J-28	226.04		2.74		
J-29	P-45	J-24	J-29	1070.43		12.98	31.53	15.76
	P-46	J-29	J-30	682.69		8.28		
	P-48	J-29	J-31	846.19		10.26		
J-30	P-46	J-29	J-30	682.69		8.28	19.49	9.75
	P-47	J-30	J-28	226.04		2.74		
	P-49	J-31	J-30	698.28		8.47		
J-31	P-48	J-29	J-31	846.19		10.26	30.08	15.04
	P-49	J-31	J-30	698.28		8.47		
	P-50	J-31	J-10	630.68		7.65		
	P-51	J-31	J-32	304.61		3.69		
J-32	P-51	J-31	J-32	304.61		3.69	10.60	5.30
	P-52	J-32	J-33	222.71		2.70		
	P-56	J-32	J-7	346.63		4.20		
J-33	P-52	J-32	J-33	222.71		2.70	14.41	7.21
	P-53	J-33	J-34	519.31		6.29		
	P-55	J-35	J-33	446.15		5.41		
J-34	P-53	J-33	J-34	519.31		6.29	16.68	8.34
	P-54	J-34	J-35	278.77	3.38			
	P-58	J-34	J-36	226.85	2.75			
	P-73	J-44	J-34	350.1	4.24			
J-35	P-54	J-34	J-35	278.77	3.38	9.98	4.99	
	P-55	J-35	J-33	446.15	5.41			
	P-64	J-40	J-35	97.73	1.18			
J-36	P-58	J-34	J-36	226.85	2.75	5.75	2.88	
	P-61	J-38	J-36	158.66	1.92			
	P-74	J-36	J-45	88.64	1.07			
J-37	P-60	J-37	J-38	275.15	3.33	9.56	4.78	
	P-75	J-45	J-37	513.34	6.22			
J-38	P-60	J-37	J-38	275.15	3.33	6.64	3.32	
	P-61	J-38	J-36	158.66	1.92			
	P-70	J-43	J-38	113.87	1.38			

Tableau N°IV.3 : Calculs des débits routes et nœuds:

N° de nœud	N° de tronçon	début	fin	L des tronçons(m)	Qsp(l/s/ml)	Qroute(l/s)	la somme	Qni(l/s)
J-39	P-62	J-9	J-39	245.17	0.01213	2.93	14.40	7.20
	P-63	J-39	J-40	510.41		6.19		
	P-66	J-39	J-41	431.56		5.23		
J-40	P-63	J-39	J-40	510.41		6.19	15.81	7.91
	P-64	J-40	J-35	97.73		1.18		
	P-65	J-8	J-40	335.19		4.06		
	P-68	J-42	J-40	360.09		4.36		
J-41	P-66	J-39	J-41	431.56		5.23	24.02	12.01
	P-67	J-41	J-42	83.91		1.01		
	P-69	J-41	J-43	1464.93		17.76		
J-42	P-67	J-41	J-42	83.91		1.01	8.97	4.48
	P-68	J-42	J-40	360.09		4.36		
	P-71	J-42	J-44	295.46		3.58		
J-43	P-69	J-41	J-43	1464.93		17.76	21.49	10.75
	P-70	J-43	J-38	113.87		1.38		
	P-72	J-44	J-43	192.93	2.34			
J-44	P-71	J-42	J-44	295.46	3.58	10.17	5.09	
	P-72	J-44	J-43	192.93	2.34			
	P-73	J-44	J-34	350.1	4.24			
J-45	P-74	J-36	J-45	88.64	1.07	7.30	3.65	
	P-75	J-45	J-37	513.34	6.22			

IV.8.2 Répartition arbitraire des débits

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire la repartions arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon (figures III.1).

IV.8.3 Détermination des diamètres et des vitesses

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe N°1) et avec la formule de la continuité nous

déterminons la vitesse:
$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Le calcul est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°IV.4 : calcul des diamètres et des vitesses

N°du tronçon	débit (L/s)	Diamètres avantageux(m)	Vitesse (m/s)
P-1	33.13	200	1.06
P-2	18.39	75	4.16
P-3	4.88	75	1.11
P-4	2.41	75	0.55
P-5	12.4	125	1.01
P-6	9.99	125	0.81
P-7	15.86	150	0.90
P-8	23.81	150	1.35
P-9	19.49	150	1.10
P-10	2.77	75	0.63
P-11	16.53	150	0.94
P-12	90.76	300	1.28
P-13	44.36	250	0.90
P-14	18.93	150	1.07
P-15	14.33	150	0.81
P-16	43.22	250	0.88
P-17	16.06	150	0.91
P-18	19.59	150	1.11
P-19	4.85	75	1.10
P-20	18.89	150	1.07
P-21	6.32	100	0.81
P-22	18.43	150	1.04
P-23	17.67	150	1.00
P-24	18.59	150	1.05
P-25	1.13	50	0.58
P-26	76.68	300	1.09
P-27	29.76	200	0.95
P-28	28.77	200	0.92
P-29	7.94	100	1.01
P-30	27.23	200	0.87
P-31	34.41	200	1.10
P-32	11.29	125	0.92
P-33	27.68	200	0.88
P-34	5	75	1.13
P-35	86.56	300	1.23
P-36	40.82	200	1.30
P-37	17.29	150	0.98

Tableau N°IV.4 : calcul des diamètres et des vitesses

N°du tronçon	débit (L/s)	Diamètres avantageux(m)	Vitesse (m/s)
P-38	39.99	250	0.82
P-39	23.53	200	0.75
P-40	9.29	125	0.76
P-41	1.65	50	0.84
P-42	6.5	100	0.83
P-43	4.79	75	1.08
P-44	24.92	150	1.41
P-45	17.96	150	1.02
P-46	4.73	75	1.07
P-47	23.69	150	1.34
P-48	6.93	75	1.57
P-49	9.21	100	1.17
P-50	18.53	150	1.05
P-51	19.63	150	1.11
P-52	14.32	150	0.81
P-53	1.76	50	0.90
P-54	11.8	125	0.96
P-55	8.88	100	1.13
P-56	0.01	50	0.01
P-57	79.76	300	1.13
P-58	36.43	200	1.16
P-60	13.33	125	1.09
P-61	0.39	50	0.20
P-62	15.48	150	0.88
P-63	4.56	75	1.03
P-64	15.68	150	0.89
P-65	11.86	125	0.97
P-66	12.84	125	1.05
P-67	6.24	100	0.79
P-68	15.08	150	0.85
P-69	7.07	100	0.90
P-70	17.04	150	0.96
P-71	4.35	75	0.99
P-72	20.71	150	1.17
P-73	21.44	150	1.21
P-74	33.95	200	1.08
P-75	8.55	100	1.09
P-76	38.85	300	0.55

Remarque : la répartition arbitraire des débits est montrée dans la figure N°.IV.1

IV.9 Résultats de la simulation :

➤ Cas de pointe :

Tableau N°IV.5 : résultats de la simulation sur les nœuds

N°des nœuds	CTN(m)	débit (L/s)	Cote de charge (m)	Pression (m H2O)
J-1	876	4.74	935.38	59.3
J-2	882.7	4.68	935.86	53.1
J-3	883.6	7.05	935.22	51.5
J-4	890	5.87	935.13	45
J-5	881.5	5.86	934.83	53.2
J-6	906	4.69	936.48	30.4
J-7	887.5	4.32	936.21	48.6
J-8	876	4.86	935.62	59.5
J-9	879.6	3.83	934.77	55.1
J-10	905.3	8.95	937.92	32.6
J-11	878	14.34	937.02	58.9
J-12	905	7.57	939.02	34
J-13	900	6.01	940.78	40.7
J-14	908	10.67	942.73	34.7
J-15	881.4	8.73	941.27	59.7
J-16	877.2	7.08	937.27	59.9
J-17	877	7.9	936.23	59.1
J-18	918	12.51	946.61	28.6
J-19	885.6	12.28	942.48	56.8
J-20	885	14.03	941.27	56.2
J-21	877	14.29	936.01	58.9
J-22	934.4	5.75	966.51	32
J-23	927	0	964.66	37.6
J-24	919	14.4	963.77	44.7
J-25	916.5	7.74	962.99	46.4
J-26	918	6.15	960.91	42.8
J-27	926.7	4.85	960.93	34.2
J-28	905.2	6.02	957.31	52
J-29	917.4	15.76	952.83	35.4
J-30	902.1	9.75	952.92	50.7
J-31	897.9	15.04	942.77	44.8
J-32	883.1	5.3	941.22	58
J-33	898.3	7.2	939.61	41.2
J-34	887.6	8.34	937.55	49.8
J-35	879.2	4.99	935.62	56.3

Tableau N°IV.5 : résultats de la simulation sur les nœuds :

N°des nœuds	CTN(m)	débit (L/s)	Cote de charge (m)	Pression (m H2O)
J-36	894.2	2.87	937.19	42.9
J-37	876.7	4.78	935.38	58.6
J-38	875.5	3.32	935.46	59.8
J-39	884.5	7.2	934.29	49.7
J-40	877	7.9	935.21	58.1
J-41	875	12.01	933.93	58.8
J-42	875	4.48	934.69	61.3
J-43	879.8	10.74	935.15	55.2
J-44	876	5.08	935.46	59.3
J-45	919.27	3.65	936.48	17.21

Tableau N° IV.6 : résultats de la simulation sur les conduites :

N° des conduites	Longueur des tronçons (m)	Du nœud	Au nœud	Diametres (mm)	débits (L/s)	vitesses (m/s)
P-1	619.66	R-1	J-1	100	3.94	0.5
P-2	133.07	J-1	J-2	100	4.68	0.6
P-3	510.56	J-2	J-3	100	2.66	0.34
P-4	289.45	J-3	J-4	100	1.21	0.25
P-5	235.91	J-4	J-5	150	7.8	0.44
P-6	649.31	J-5	J-1	125	3.88	0.32
P-7	441.9	J-4	J-6	150	12.47	0.71
P-8	203.57	J-6	J-7	150	8.05	0.46
P-9	161.63	J-7	J-8	150	13.67	0.77
P-10	303.98	J-8	J-9	100	4.1	0.52
P-11	82.51	J-9	J-5	150	5.82	0.33
P-12	273.35	R-2	J-10	300	21.36	0.3
P-13	128.18	J-10	J-6	150	25.21	1.43
P-14	716.69	J-10	J-11	150	7.74	0.44
P-15	361.7	J-11	J-3	100	5.59	0.71
P-17	949.9	J-12	J-11	150	10.21	0.58
P-18	298.46	J-12	J-13	150	17.78	1.01
P-19	245.27	J-13	J-14	200	44.54	1.42
P-20	789.63	J-14	J-15	150	9.51	0.54
P-21	336.08	J-11	J-16	100	1.99	0.25
P-22	447.59	J-16	J-13	150	20.76	1.17
P-23	383.57	J-16	J-17	150	11.69	0.66
P-24	128.55	J-2	J-17	150	12.02	0.68
P-25	355.52	J-17	J-15	100	9.84	1.25

Tableau N° IV.6 : résultats de la simulation sur les conduites :

N° des conduites	Longueur des tronçons (m)	Du noeud	Au noeud	Diametres (mm)	débits (L/s)	vitesse (m/s)
P-26	453.17	R-4	J-18	300	125.28	1.77
P-27	1337.73	J-18	J-19	250	48.05	0.98
P-28	392.53	J-19	J-20	200	26.71	0.85
P-29	572.26	J-20	J-21	100	7.78	0.99
P-30	435.02	J-21	J-17	100	1.61	0.29
P-31	725.25	J-14	J-18	250	64.72	1.32
P-32	295.82	J-15	J-19	125	9.06	0.74
P-34	1349.12	J-20	J-21	100	4.9	0.62
P-35	338.4	R-6	J-22	350	141.06	1.47
P-36	418.99	J-22	J-23	200	32.43	1.03
P-37	433.29	J-23	J-24	125	6.23	0.51
P-38	526.73	J-24	J-22	300	102.89	1.46
P-39	561.57	J-23	J-25	200	26.2	0.83
P-40	252.27	J-25	J-26	125	13.19	1.07
P-41	337.13	J-26	J-27	100	0.42	0.27
P-42	462.6	J-27	J-25	100	5.27	0.67
P-43	424.49	J-26	J-28	100	7.46	0.95
P-44	345.33	J-28	J-24	200	70.76	1.75
P-45	1069.42	J-24	J-29	150	23.96	1.36
P-46	682.69	J-29	J-30	100	0.75	0.28
P-47	226.04	J-30	J-28	200	72.19	1.65
P-48	846.19	J-29	J-31	100	8.94	1.14
P-49	698.28	J-31	J-30	200	61.7	1.76
P-50	630.68	J-31	J-10	150	20.53	1.16
P-51	304.61	J-31	J-32	200	35.07	1.12
P-52	222.71	J-32	J-33	150	19.83	1.12
P-53	519.31	J-33	J-34	100	4.95	0.63
P-54	278.77	J-34	J-35	125	12.03	0.98
P-55	446.15	J-35	J-33	100	7.68	0.98
P-56	346.63	J-32	J-7	100	9.94	1.27
P-57	307.18	R-7	J-34	300	51.93	0.73
P-58	226.85	J-34	J-36	200	18.63	0.59
P-60	275.15	J-37	J-38	100	1.22	0.25
P-61	158.66	J-38	J-36	100	8.55	1.09
P-62	245.17	J-9	J-39	125	6.09	0.5
P-63	510.41	J-39	J-40	100	3.24	0.41
P-64	97.73	J-40	J-35	150	14.71	0.83

Tableau N° IV.6 : résultats de la simulation sur les conduites :

N° des conduites	Longueur des tronçons (m)	Du noeud	Au noeud	Diametres (mm)	débits (L/s)	vitesses (m/s)
P-65	335.19	J-8	J-40	125	4.71	0.38
P-66	431.56	J-39	J-41	100	2.13	0.27
P-67	83.91	J-41	J-42	100	7.75	0.99
P-68	360.09	J-42	J-40	150	8.29	0.47
P-69	1464.93	J-41	J-43	100	2.13	0.27
P-70	113.87	J-43	J-38	100	4.01	0.51
P-71	295.46	J-42	J-44	100	3.94	0.5
P-72	192.93	J-44	J-43	150	8.87	0.5
P-73	350.1	J-44	J-34	150	17.89	1.01
P-74	88.64	J-36	J-45	100	7.21	0.92
P-75	513.34	J-45	J-37	100	3.56	0.45

NB : après la projection d'un autre réseau de distribution nous remarquons que nous avons des pressions acceptables (2-6) bars dans tous les nœuds du réseau,

Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqué que il ya des vitesses faibles inférieures à 0,5 m/s mais ça s'influe pas sur notre réseau de distribution la nous avons les débits et les longueurs sont faibles et des vitesses supérieure à 1,5 m/s dans les conduites qui sort des réservoirs ou dans les conduites qui ont des pentes élevées.

Remarque : les résultats de la simulation sur les nœuds et sur les conduites pour le cas de pointe sont montrés dans la figure N°IV.2et la figure N°IV.3

➤ **Cas de pointe+incendie :**

Pour le cas du pointe+incendie on a fait le même travail que le précédent (cas de la pointe) sauf qu'on doit assurer le débit d'incendie (17l/s) dans le nœud le plus défavorable (J-22dans notre projet)

Remarque : les résultats de la simulation (cas du pointe +incendie) sur les nœuds et sur les conduites sont représentés dans les figures N° IV.4et N°IV.5

-la simulation sur les nœuds nous a données des pressions acceptables (2-6) bars dans tous les nœuds du réseau

Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqué qu'il ya des vitesses faibles inférieures à 0,5 m/s et des vitesses supérieure à 1,5 m/s dans les conduites qui sort des réservoirs ou dans les conduites qui ont des pentes élevée

IV.10 Conclusion :

Après la projection du réseau de distribution à l'agglomération, nous avons obtenu des pressions et des vitesses acceptables sur la plupart des nœuds, excepté dans quelques tronçons où les vitesses sont faibles et inférieures à 0,5 m/s et trop élevées dans les autres nœuds et des pressions peu élevées dues à la présence de la grande dénivellée entre le réservoir et les nœuds.

On a fait isoler trois réservoirs et on les garde dans le cas d'extension de la ville dans le futur.

Chapitre V :

Les réservoirs

V-1) Introduction :

Après le diagnostic du réseau de distribution et la projection d'un autre réseau donc il est nécessaire de vérifier et de recalculer les nouvelles capacités à l'horizon 2030 des réservoirs (bekouche.sidi sadek.bouhahaya1.ain amar.hamidou.haouche mazouz) sachant que actuellement ces réservoirs ont des capacités respectives : 2000m³, 2x300m³, 750m³, 2000m³, 500m³, 1000m³

V-2) vérification des capacités des réservoirs existants :

V-2.1) vérification de la capacité du réservoir tampon de BEKOUCHE :

Le réservoir de BEKOUCHE joue le rôle de tampon et de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par la station de pompage située au barrage de KOUDIATE ACERDOUNE et gravitairement vers les réservoirs situés dans la ville de SOUR EL GHOZLANE qui sont : sidi sadek (CTN :920m), bouhahaya1(CTN :935m), ain amar(CTN :968m),hamidou(CTN :945m),haouche mazouz(CTN :963m).

On calcul le volume du réservoir tampon par la formule suivant :

$$V = \frac{Q_{tr}}{2} * t$$

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=842.58 \text{ m}^3/\text{h}$).

t : le temps de vidange (t = 40 minute)

$$V = \left(\frac{842.58}{2} \right) * 0.75 = 316 \text{ (m}^3\text{)}$$

- à l'horizon de 2030 on a besoin d'un réservoir tampon de capacité 500m³ et le réservoir existant(BEKOUCHE) a une capacité égal a 2000m³ donc ce réservoir est suffisant.

V 2-3) vérifications des capacités des réservoirs de distribution :

V-2-3.1) Principe de calcul de capacité des réservoirs :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder:

- Soit à la méthode graphique, qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite, à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé ;
- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ.

V-2.3-2) Calcul par la Méthode analytique [1] :

La détermination de la capacité du réservoir de stockage est fonction des variations des débits de consommation durant les différentes heures de la journée. Elle est estimée en tenant compte du débit d'entrée comme celui de sortie. Le volume total sera alors :

$$V_t = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + \Delta V_{in}$$

Les volumes ΔV_{\max}^+ et ΔV_{\max}^- sont respectivement les excès et les déficits lors des différentes heures de la journée.

ΔV_{in} : volume de la réserve d'incendie, pris égal à 120 m^3 c'est-à-dire le volume nécessaire pour une durée d'extension d'incendie pendant deux (2) heures.

ΔV : volume d'apport – le volume consommé

Remarque : le volume d'apport = le volume max. journalier

le volume consommé horaire = le volume d'apport * ah * $\frac{24}{100}$

ah : coefficient horaire en fonction de la taille de la ville.

NB : On fait la simulation du réseau pour chaque heure dans le jour de la pointe pour déterminer les débits du départ pour chaque réservoir.

- Le calcul de la capacité de chaque réservoir est donné dans les tableaux suivants :

V-2.3-3) Réservoir de SIDI SADEK : ce réservoir de cote du terrain 934m reçoit un débit journalier égal à **706.75m³/j** à partir de réservoir de bekouche.

Tableau N°V.1: vérification de la capacité du réservoir de SIDI SADEK a l'horizon 2030

heures	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence=apport- consommation	
	consom	apport	consom	apport		
0-1	7.07	29.45	7.07	29.45	22.38	-
1-2	7.07	29.45	14.14	58.90	44.76	-
2-3	7.07	29.45	21.20	88.34	67.14	-
3-4	7.07	29.45	28.27	117.79	89.52	-
4-5	14.14	29.45	42.41	147.24	104.83	-
5-6	21.20	29.45	63.61	176.69	113.08	-
6-7	35.34	29.45	98.95	206.14	107.19	-
7-8	45.94	29.45	144.88	235.58	90.70	-
8-9	45.94	29.45	190.82	265.03	74.21	-
9-10	38.87	29.45	229.69	294.48	64.79	-
10-11	31.80	29.45	261.50	323.93	62.43	-
11-12	38.87	29.45	300.37	353.38	53.01	-
12-13	49.47	29.45	349.84	382.82	32.98	-
13-14	49.47	29.45	399.31	412.27	12.96	-
14-15	38.87	29.45	438.19	441.72	3.53	-
15-16	31.80	29.45	469.99	471.17	1.18	-
16-17	35.34	29.45	505.33	500.61	-	4.71
17.-18	45.94	29.45	551.27	530.06	-	21.20
18-19	45.94	29.45	597.20	559.51	-	37.69
19-20	35.34	29.45	632.54	588.96	-	43.58
20-21	31.80	29.45	664.35	618.41	-	45.94
21-22	21.20	29.45	685.55	647.85	-	37.69
22-23	14.14	29.45	699.68	677.30	-	22.38
23-24	7.07	29.45	706.75	706.75	-	0.00
Total	706.75	706.75				

On déduit la capacité comme suit :

$$V_t = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + \Delta V_{in}$$

D'après le tableau ci-dessus on a $\Delta V_{\max}^+ = 113.32$ et $\Delta V_{\max}^- = 45.63$.

$$\text{Donc } V_t = (113.08 + 45.94 + 120) = 279.02 \text{ m}^3 \quad \rightarrow V_t = 279.02 \text{ m}^3$$

- le réservoir existant à une capacité égale a $2X300\text{m}^3$ donc ce réservoir est suffisant pour l'alimentation.

V-2.3-3) Réservoir de BOUHAHAYA1 : ce réservoir de cote du terrain 935m recoit un débit maximal journalier égal à **2991.00m³/j** à partir du réservoir de bekouche.

Tableau N°V.2: vérification de la capacité du réservoir de BOUHAHAYA1 à l'horizon 2030

heures	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence=apport-consommation	
	consom	apport	consom	apport		
0-1	44.87	124.63	44.87	124.63	79.76	-
1-2	44.87	124.63	89.73	249.25	159.52	-
2-3	44.87	124.63	134.60	373.88	239.28	-
3-4	44.87	124.63	179.46	498.50	319.04	-
4-5	74.78	124.63	254.24	623.13	368.89	-
5-6	104.69	124.63	358.92	747.75	388.83	-
6-7	134.60	124.63	493.52	872.38	378.86	-
7-8	164.51	124.63	658.02	997.00	338.98	-
8-9	186.94	124.63	844.96	1121.63	276.67	-
9-10	186.94	124.63	1031.90	1246.25	214.36	-
10-11	186.94	124.63	1218.83	1370.88	152.04	-
11-12	186.94	124.63	1405.77	1495.50	89.73	-
12-13	149.55	124.63	1555.32	1620.13	64.81	-
13-14	149.55	124.63	1704.87	1744.75	39.88	-
14-15	164.51	124.63	1869.38	1869.38	0.00	-
15-16	179.46	124.63	2048.84	1994.00	-	54.84
16-17	179.46	124.63	2228.30	2118.63	-	109.67
17.-18	164.51	124.63	2392.80	2243.25	-	149.55
18-19	149.55	124.63	2542.35	2367.88	-	174.48
19-20	134.60	124.63	2676.95	2492.50	-	184.45
20-21	119.64	124.63	2796.59	2617.13	-	179.46
21-22	89.73	124.63	2886.32	2741.75	-	144.57
22-23	59.82	124.63	2946.14	2866.38	-	79.76
23-24	44.87	124.63	2991.00	2991.00	-	0.00
Total	2991.00	2991.00				184.45

On déduit la capacité comme suit :

$$V_t = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + \Delta V_{in}$$

D'après le tableau ci-dessus on a $\Delta V_{\max}^+ = 588.89$ et $\Delta V_{\max}^- = 279.35$

Donc $V_t = (388.83 + 184.45 + 120) = 693.28 \text{ m}^3 \rightarrow V_t = \mathbf{693.28 \text{ m}^3}$

- le réservoir existant à une capacité de 750m^3 donc il est suffisant pour l'alimentation.

V-2.3.4) Réservoir d'AIN AMAR : ce réservoir de cote du terrain 965m reçoit un débit maximal journalier égal à **8125.00m³/j** à partir de la station de reprise située à coté du réservoir de BOUHAHAYA1 (cette station fonctionne H24) a une cote du terrain égal 935m.

Tableau N°V.3: vérification de la capacité du réservoir d'AIN AMAR a l'horizon 2030

heures	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence=apport-conso	
	consom	apport	consom	apport		
0-1	121.88	338.54	121.88	338.54	216.67	-
1-2	121.88	338.54	243.75	677.08	433.33	-
2-3	121.88	338.54	365.63	1015.63	650.00	-
3-4	121.88	338.54	487.50	1354.17	866.67	-
4-5	203.13	338.54	690.63	1692.71	1002.08	-
5-6	284.38	338.54	975.00	2031.25	1056.25	-
6-7	365.63	338.54	1340.63	2369.79	1029.17	-
7-8	446.88	338.54	1787.50	2708.33	920.83	-
8-9	507.81	338.54	2295.31	3046.88	751.56	-
9-10	507.81	338.54	2803.13	3385.42	582.29	-
10-11	507.81	338.54	3310.94	3723.96	413.02	-
11-12	507.81	338.54	3818.75	4062.50	243.75	-
12-13	406.25	338.54	4225.00	4401.04	176.04	-
13-14	406.25	338.54	4631.25	4739.58	108.33	-
14-15	446.88	338.54	5078.13	5078.13	0.00	-
15-16	487.50	338.54	5565.63	5416.67	-	148.96
16-17	487.50	338.54	6053.13	5755.21	-	297.92
17-18	446.88	338.54	6500.00	6093.75	-	406.25
18-19	406.25	338.54	6906.25	6432.29	-	473.96
19-20	365.63	338.54	7271.88	6770.83	-	501.04
20-21	325.00	338.54	7596.88	7109.38	-	487.50
21-22	243.75	338.54	7840.63	7447.92	-	392.71
22-23	162.50	338.54	8003.13	7786.46	-	216.67
23-24	121.88	338.54	8125.00	8125.00	-	0.00
Total	8125.00	8125.00				

On déduit la capacité comme suit :

$$V_t = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + \Delta V_{in}$$

D'après le tableau ci-dessus on a $\Delta V_{\max}^+ = 824.24m^3$ et $\Delta V_{\max}^- = 117.10m^3$

Donc $V_t = (1056.25 + 501.04 + 120) = 1677.29 m^3 \rightarrow V_t = 1677.29 m^3$

- le réservoir existant à une capacité de 2000m³ donc il est suffisant pour l'alimentation.

V-2.3-5) Réservoir de HAMIDOU : ce réservoir de cote du terrain 935m reçoit un débit maximal journalier égal à **1183.00m³/j** à partir du réservoir de AIN AMAR.

Tableau N°V.4: vérification de la capacité du réservoir d'AIN AMAR a l'horizon 2030

heures	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence=apport- consommation	
	consom	apport	consom	apport		
0-1	11.83	49.29	11.83	49.29	37.46	-
1-2	11.83	49.29	23.66	98.58	74.93	-
2-3	11.83	49.29	35.48	147.88	112.39	-
3-4	11.83	49.29	47.31	197.17	149.85	-
4-5	23.66	49.29	70.97	246.46	175.49	-
5-6	35.48	49.29	106.45	295.75	189.30	-
6-7	59.14	49.29	165.59	345.04	179.45	-
7-8	76.88	49.29	242.47	394.33	151.86	-
8-9	76.88	49.29	319.36	443.63	124.27	-
9-10	65.05	49.29	384.41	492.92	108.51	-
10-11	53.23	49.29	437.64	542.21	104.57	-
11-12	65.05	49.29	502.69	591.50	88.81	-
12-13	82.80	49.29	585.49	640.79	55.31	-
13-14	82.80	49.29	668.28	690.08	21.80	-
14-15	65.05	49.29	733.34	739.38	6.04	-
15-16	53.23	49.29	786.56	788.67	2.10	-
16-17	59.14	49.29	845.70	837.96	-	7.74
17.-18	76.88	49.29	922.58	887.25	-	35.33
18-19	76.88	49.29	999.47	936.54	-	62.92
19-20	59.14	49.29	1058.61	985.83	-	72.77
20-21	53.23	49.29	1111.83	1035.13	-	76.71
21-22	35.48	49.29	1147.32	1084.42	-	62.90
22-23	23.66	49.29	1170.97	1133.71	-	37.26
23-24	11.83	49.29	1182.80	1183.00	-	0.00
Total	1183.00	1183.00				

On déduit la capacité comme suit :

$$V_t = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + \Delta V_{in}$$

D'après le tableau ci-dessus on a $\Delta V_{\max}^+ = 222.66$ et $\Delta V_{\max}^- = 90.46$.

Donc $V_t = (189.3 + 76.71 + 120) = 386.01 \text{ m}^3 \rightarrow V_t = \mathbf{386.01 \text{ m}^3}$

- le réservoir existant à une capacité égale à 500m^3 donc il est suffisant pour l'alimentation.

V-2.3-6) Réservoir de HAOUCH MAZOUZ : ce réservoir de cote du terrain 963m reçoit un débit journalier égal à **7216.00m³/j** à partir de la station de reprise située à coté du réservoir de HAMIDOU (elle fonctionne H24) de cote du terrain égal 935m.

Tableau N°V.5: vérification de la capacité du réservoir d'AIN AMAR à l'horizon 2030

Heures	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence=apport-consommation	
	consom	apport	consom	apport		
0-1	108.24	300.67	108.24	300.67	192.43	-
1-2	108.24	300.67	216.48	601.33	384.85	-
2-3	108.24	300.67	324.72	902.00	577.28	-
3-4	108.24	300.67	432.96	1202.67	769.71	-
4-5	180.40	300.67	613.36	1503.33	889.97	-
5-6	252.56	300.67	865.92	1804.00	938.08	-
6-7	324.72	300.67	1190.64	2104.67	914.03	-
7-8	396.88	300.67	1587.52	2405.33	817.81	-
8-9	451.00	300.67	2038.52	2706.00	667.48	-
9-10	451.00	300.67	2489.52	3006.67	517.15	-
10-11	451.00	300.67	2940.52	3307.33	366.81	-
11-12	451.00	300.67	3391.52	3608.00	216.48	-
12-13	360.80	300.67	3752.32	3908.67	156.35	-
13-14	360.80	300.67	4113.12	4209.33	96.21	-
14-15	396.88	300.67	4510.00	4510.00	0.00	-
15-16	432.96	300.67	4942.96	4810.67	-	132.29
16-17	432.96	300.67	5375.92	5111.33	-	264.59
17-18	396.88	300.67	5772.80	5412.00	-	360.80
18-19	360.80	300.67	6133.60	5712.67	-	420.93
19-20	324.72	300.67	6458.32	6013.33	-	444.99
20-21	288.64	300.67	6746.96	6314.00	-	432.96
21-22	216.48	300.67	6963.44	6614.67	-	348.77
22-23	144.32	300.67	7107.76	6915.33	-	192.43
23-24	108.24	300.67	7216.00	7216.00	-	0.00
Total	7216.00	7216.00				

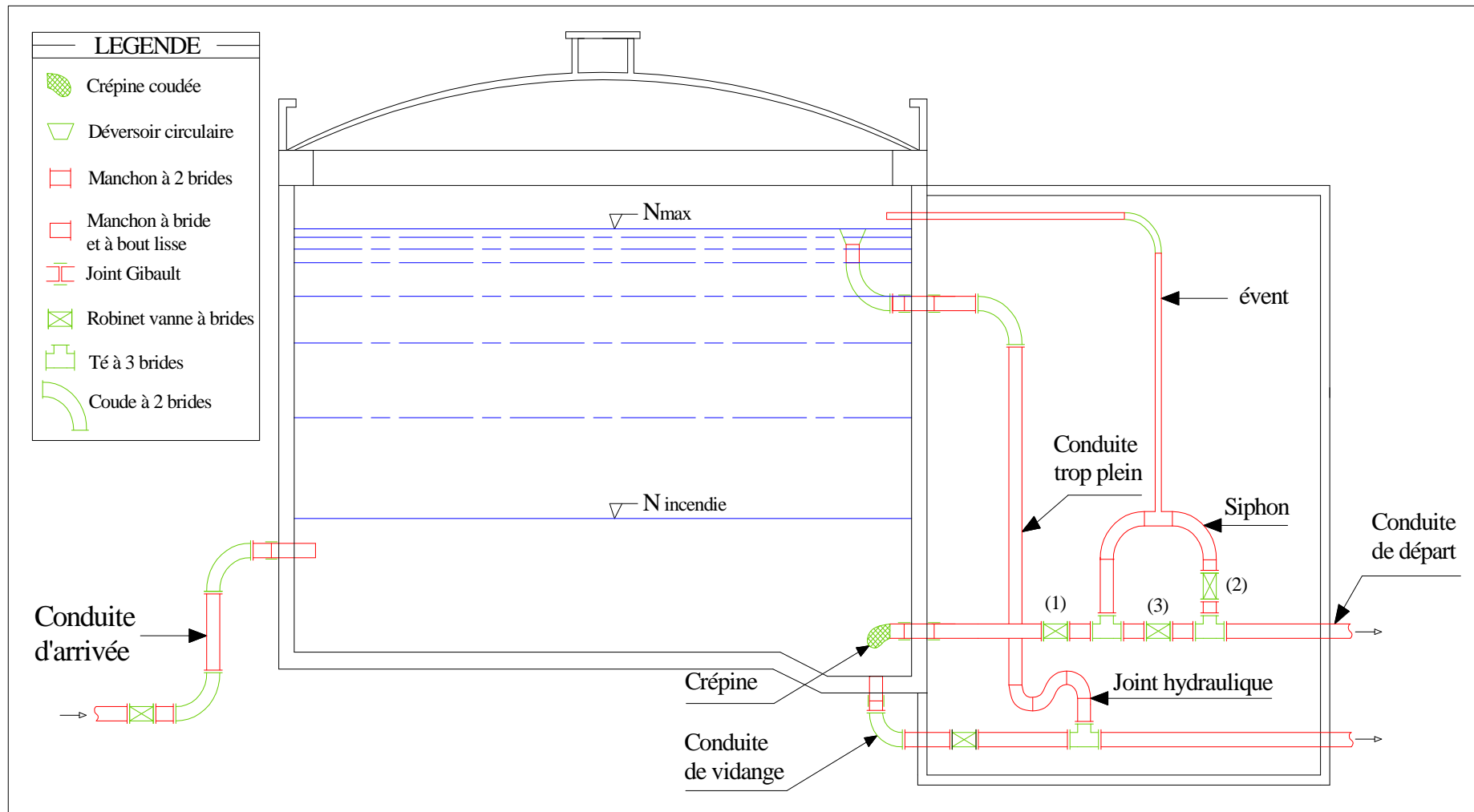
On déduit la capacité comme suit :

$$V_t = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + \Delta V_{in}$$

D'après le tableau ci-dessus on a $\Delta V_{\max}^+ = 554.00m^3$ et $\Delta V_{\max}^- = 262.79m^3$

Donc $V_t = (938.08 + 444.99 + 120) = 1503.07 m^3 \rightarrow V_t = 1503.07 m^3$

- donc on doit projeter un autre réservoir de capacité $750m^3$ situ proche du réservoir existant (capacité $1000m^3$) à une cote du terrain égal à 963 m.



Figures V.1 : la tuyauterie du réservoir de bouhahaya 1

V.3) Hygiène et sécurité des réservoirs [2]

Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure contre les élévations importantes de températures.

Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité. Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables. La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire.

Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau

V.4) Traversée des conduites dans les parois du réservoir

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

➤ **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure III.2).

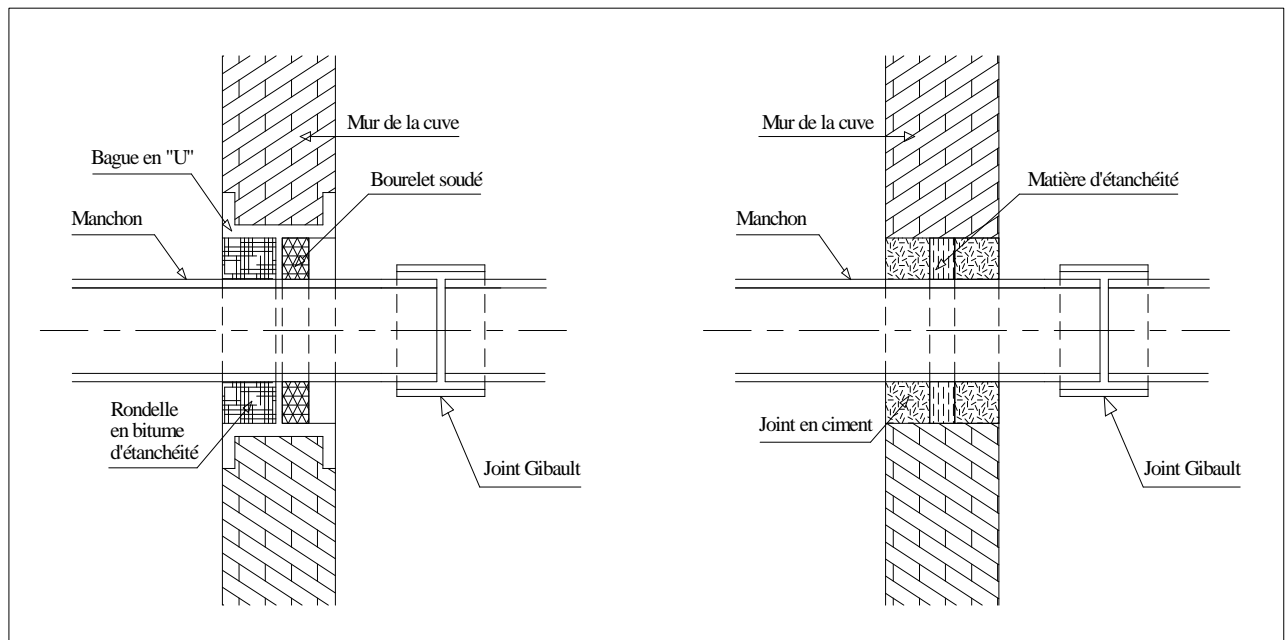


Figure V-2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

- **2^{ème} cas** : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure III-3).

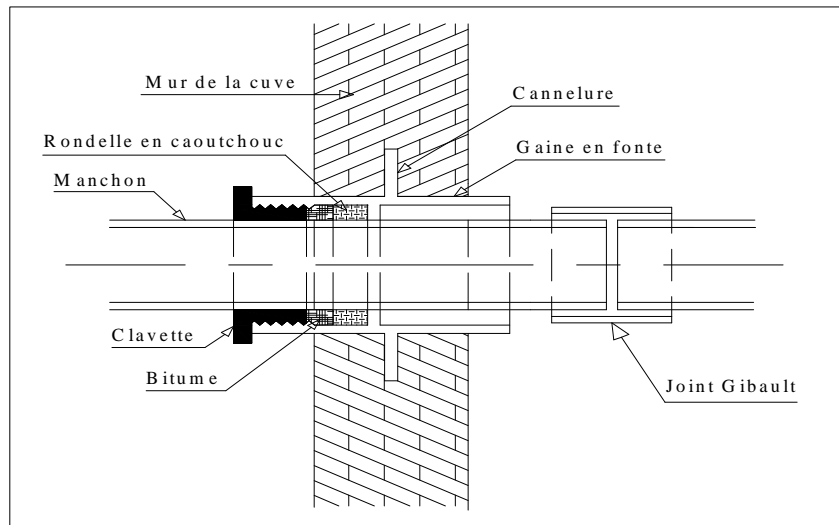


Figure V.3: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

V-2) Conclusion :

Le but de ce chapitre consiste à vérifier les capacités des réservoirs existants à l'horizon 2030 et on a trouvé qu'il faut projeter un seul réservoir de capacité (750 m³) à côté du réservoir de HAUCHE MAZOUZ de cote du terrain égal à 963m.

On a isolé trois réservoirs existants parce qu'ils sont implantés dans des cotes des terrains basses et les utilise dans le cas de l'extension de la ville.

Ces réservoirs projetés vont garantir l'alimentation en eau de l'agglomération à l'horizon 2030.

Chapitre VI :

Étude de l'adduction

VI.1)-Introduction :

Le but de ce chapitre est de dimensionner l'adduction qui lie les six réservoirs de l'agglomération de SOUR EL GHOUZLANE, qui sont : bekouche.sidi sadek.bouhahaya1.ain amar.hamidou.haouche mazouz) avec des cotes des trop plein respectives de : 953m ,937m, 938m, 968m, 938m, 950m.

VI.2- Choix du tracé (condition technique) :

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement, il sera tenu compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter

Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;

- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
 - Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression.
 - Éviter les forêts, bois et zones marécageuses
 - Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).
- Dans notre projet on a choisi un tracé un peu court mais il a traversé deux routes (route nationale N°8 et route W N°127) et puisque le relief de notre ville est un peu accidenté donc on a trouvé que le profil en long a une légère dénivellation
- le réservoir de SIDI SADEK est situé au milieu de la forêt donc il est obligatoire que notre adduction traverse cette forêt

VI.3- Choix du type de tuyaux :

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, condition de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture et le transport.

Dans notre étude nous avons choisi **des conduites en acier**, qui sont plus économiques que celles en fonte, vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Ils peuvent supporter des pressions importantes (3 à 20 bars).
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adaptent aux reliefs plus au moins accidentés.
- Le seul inconvénient c'est le risque de la corrosion qui nécessite un revêtement intérieur.

VI.4- Schéma hydraulique :

La variante qu'on a proposée pour le schéma hydraulique de notre adduction est comme suite :

- Le réservoir de BEKOUCHE alimente le réservoir de BOUHAHYA1 au moyen d'une conduite gravitaire de longueur de 5150m
- On fait un piquage dans cette dernière pour alimenter le réservoir de SIDI SADEK gravitirement sur une longueur de 1058m.
- Le réservoir de BOUHAHYA1 alimente le réservoir d'AIN AMAR par refoulement sur une longueur de 2315 m
- Le réservoir d'AIN AMAR alimente le réservoir de HAMIDOU gravitirement sur une longueur de 2880m

- Et enfin ce dernier alimente par refoulement le réservoir de HAOUCH MAZOUZ sur une longueur de 2712m.
- Après la proposition du schéma hydraulique de l'adduction on passe maintenant à la détermination des diamètres des conduites.

VI.5-calcul de l'adduction :

VI -5-1) Adduction gravitaires [1] [3] :

Le dimensionnement des adductions gravitaires doit répondre aux critères suivants :

- ✓ Détermination du diamètre le plus avantageux ;
- ✓ Choix du tracé de la conduite pour avoir la longueur minimale ;
- ✓ Type de tuyau à utiliser ;
- ✓ Pose de canalisation ;
- ✓ Protection de la conduite contre les effets intérieurs et extérieurs ;
- ✓ Organes accessoires ;

❖ **Méthode de calcul :**

Quatre paramètres interviennent pour le calcul d'une conduite gravitaire :

- Le Débit.....Q ;
- Le DiamètreD ;
- La Vitesse.....V ;
- Les Pertes de charge..... ΔH =charge disponible.

$$\Delta H = (Cp1-Cp2) = \text{Charge Disponible.}$$

La perte de charge totale est donnée par la formule de Darcy :

$$\Delta H = \frac{* * *}{* *} \quad (\text{VI-1})$$

Avec :

Q : le débit véhiculé dans la conduite.

$L_{eq}=L_g+L_{es}$: représente la longueur équivalente.

L_{es} : désigne la longueur équivalente aux pertes de charge singulières.

g : la pesanteur (9,81m/s²).

-nous pouvons déduire donc le diamètre de la conduite gravitaire :

$$D = \frac{* \lambda *}{* * \Delta} \quad \text{avec } \Delta H = (Cp1-Cp2) = \text{Charge Disponible.}$$

Sachant que l'écoulement est variable suivant le régime et la nature du matériau , donc on utilise la formule suivante :

$$\Delta = \frac{* * \beta}{* *} \quad (\text{VI-2})$$

Donc le diamètre avantageux :

$$= \frac{K' \cdot m \cdot \beta}{\Delta}$$

K, m, β : Coefficients qui dépendent du type de la tuyauterie et du régime d'écoulement.

Tableau VI-1: Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau :

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$ (conduites en P.E.H.D)

• VI -5-1.1) Détermination des diamètres avantageux des adductions gravitaires :

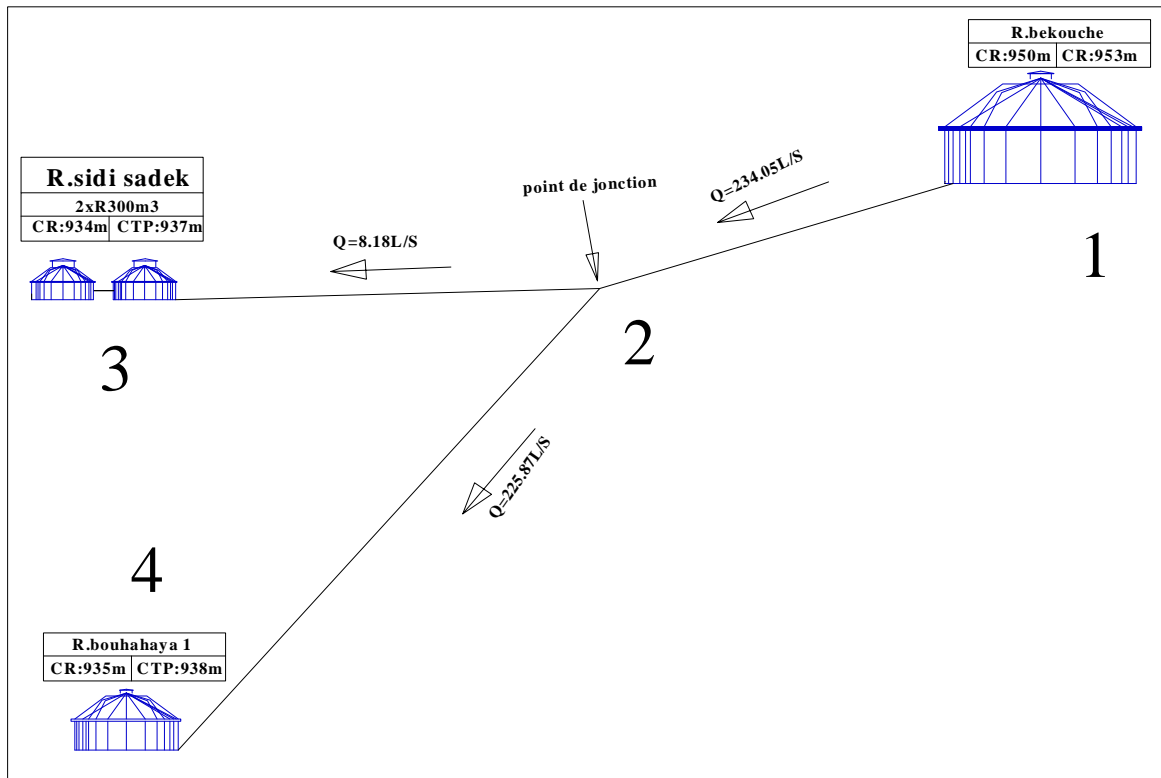


Figure VI-1: Schéma d'adduction R. bekouche-R. bouhahaya1 et vers R.sidi sadek

VI -5-1-1.1) Les longueurs équivalentes des différents tronçons :

On a $L_{eq} = L_g + L_{es}$

Mais on prend $L_{eq} = 1.1 * L_g$ (c a d en prend $L_{es} = 10\% L_g$)

Les longueurs équivalentes des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau N°VI-2 : Les longueurs équivalentes des tronçons gravitaire :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	R.BEKOUCHE	POINT du piquage	2087	2296
2	POINT du piquage	R.SIDI SADEK	1058	1164
3	POINT du piquage	R.BOUHAHAYA	3062	3368

VI-5-1-1.2) Les cotes (radier et trop plein) des réservoirs et la cote du terrain naturel du point de jonction : ces cotes sont données dans le tableau suivant :

Tableau N°VI-3: les cotes des réservoirs et la cote du terrain de point de jonction:

N° du point	Point	La cote	
		Cote du radier	cote du trop plein
1	R.BEKOUCHE	950	953
2	POINT DE jonction	CTN=860	
3	R.SIDI SADEK	934	937
4	R.BOUHAHAYA	935	938

VI-5-1-1.3) Calcul de la charge disponible

Pour calculer la charge disponible on prend toujours le point le plus défavorable, dans notre cas le réservoir de BOUHAHAYA 1 de cote 938m c'est le point le plus défavorable

Donc :

$$\Delta h = h_2 - h_1 = 953 - 938 = 15$$

VI-5-1-1.4) Calcul du gradient hydraulique (I):

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{15}{5664} = 0.0026 \text{ m/m}$$

VI-5-1-1.5) Calcul de la cote piézométrique de point du piquage :

On $\Delta H_i = J * L_{eq,i}$

$$\Delta h = 0.0026 * 2296 \quad \Delta h = 6.08$$

Donc la cote piézométrique de point du piquage :

$$Cp_{\text{point de jonction}} = 953 - 6.08 \quad \Rightarrow \quad Cp_{\text{point de jonction}} = 946.92 \text{m.}$$

- Pour déterminer le diamètre du tronçon (2-3) on utilise la formule suivante :

$$= \frac{\sqrt{\frac{\Delta H}{\beta}}}{\Delta}$$

Avec $\Delta H = Cp_{\text{point de jonction}} - Cp_{r.sidi sadek} = 946.92 - 937 \quad \Delta H = 9.92 \text{m}$

$$Q_{2-3}=8.18 \text{ L/S}$$

$$L_{eq}=1164\text{m} \quad \text{donc en trouve } D_{2-3}=100\text{mm}$$

Tableau N°VI-4: Diamètres calculés pour les trois tronçons gravitaire :

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H = (Cp1-Cp2)$ (m)	D _{calculé} (mm)
1-2	234.05	2087	2296	6.08	450
2-3	8.18	1058	1164	9.92	100
2-4	225.87	3062	3368	8.92	441

VI-5-1-1.6) Normalisation du diamètre de tronçon : point de jonction-R.bouhahaya :

On a $D_1 = 400\text{mm} < D = 441\text{mm} < D_2 = 450\text{mm}$ (D_1 et D_2 sont des diamètres normalisé)

On suppose que:
$$\Delta H = \frac{K'*(L - x)*Q^\beta}{D_2^m} + \frac{K'*x*Q^\beta}{D_1^m}$$

Donc on détermine la valeur x qui montre jusqu'à quelle longueur sera établi le diamètre ; $D_1 = 550$ mm et la longueur (L-x) sera pour le diamètre D_2

D'après le *Tableau N°VI-4* on a pour le premier tronçon : $\Delta H = 8.92\text{m}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnues

$$\begin{cases} 0,001052 * (0,22587)^2 \left(\frac{L - X}{0,4^{5,1}} + \frac{X}{0,45^{5,1}} \right) = 8.92\text{m} \Rightarrow X = 2918\text{m} \\ L - X = 450\text{m} \end{cases}$$

D'autre part on a:
$$\begin{cases} (L - X) = \frac{450}{1,1} = 409\text{m} \\ X = \frac{2918}{1,1} = 2653\text{m} \end{cases}$$

Et la vitesse d'écoulement
$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad \text{(VI-3)}$$

$$V_1 = \frac{4 * 0,22587}{\pi * 0,45^2} = 1.42 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 0,22587}{\pi * 0,40^2} = 1,49 \text{ m/s}$$

Donc : le tronçon reliant le POINT DU PIQUAGE-R.BOUHAHAYA1 est composé de deux conduites de diamètre 450 mm et 400mm de longueurs respectives 2653 m et 409 m

VI -5-1.2) L'adduction gravitaires reliant le R. ain amar et le R .hamidou: le schéma de l'adduction est donné dans la figure suivante:

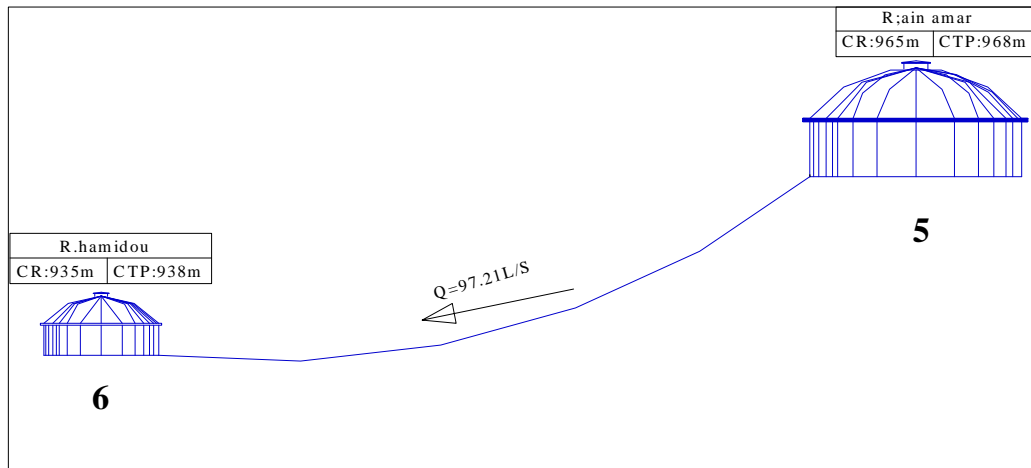


Figure VI-2: Schéma d'adduction reliant le R.ain amar et le R.hamidou

VI -5-1.2.1) Longueur équivalente :

Tableau N°VI-5 : La longueur équivalente du tronçon gravitaire :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
4	R.AINE AMAR	R.HAMIDOU	2880	3168

VI -5-1.2.2) Les cotes des deux réservoirs :

Tableau N°VI-6: les cotes des deux réservoirs

N° du point	Point	La cote	
		Cote du radier	trop plein cote du
5	R.AINE AMAR	965	968
6	R.HAMIDOU	935	938

VI -5-1.2.3) Le diamètre calculé : donnée dans le tableau suivant

Tableau N°VI-7: Diamètres calculés du tronçon (5-6) :

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH (m)	D _{calculé} (mm)
5-6	97.21	2880	3168	30	237

VI -5-1.2.4) Normalisation du diamètre de tronçon (5-6) :

On a $D_1 = 225 \text{ mm} < D = 237 \text{ mm} < D_2 = 250 \text{ mm}$ (D_1 et D_2 sont des diamètres normalisé)

On suppose que:
$$\Delta H = \frac{K'*(L - x)*Q^\beta}{D_2^m} + \frac{K'*x*Q^\beta}{D_1^m}$$

Donc on détermine la valeur x qui montre jusqu'à quelle longueur sera établie le diamètre D_1 et la longueur $(L-x)$ sera pour le diamètre D_2

D'après le *Tableau N°VI-7* on a: $\Delta H = 30\text{m}$

On fait le même travail on trouve que le tronçon reliant le R. AIN AMAR et le R.HAIDOULA est composé de deux conduites de diamètre 250 mm et 225 mm de longueurs respectives 1665m et 1503m

Avec les vitesses :

$$V1 = \frac{4 * 0,09721}{\pi * 0,25^2} = 0.98 \text{ m/s}$$

$$V2 = \frac{4 * 0,09721}{\pi * 0,225^2} = 1.44 \text{ m/s}$$

VI -5-2) Adduction par refoulement :

VI -5-2.1) Diamètre économique:

On peut déterminer approximativement le diamètre de la conduite à l'aide des formules donnant le diamètre économique.

Parmi ces formules, nous prenons celle de BONIN

Ainsi on aura :

$$D = \bar{Q} \quad (\text{VI-4})$$

Où :

: Diamètre économique en m ;

: Débit transitant dans la conduite en m³/s.

VI -5-2.2) Pertes de charge :

VI -5-2.2.1) Pertes de charge linéaire :

On calcule les pertes de charge linéaires par la formule suivante :

$$\Delta = \frac{*}{*} * \text{---} \quad (\text{VI-5})$$

Où :

Δ : Perte de charge linéaire ;

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans La conduite (m/s) ;

g: Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite d'adduction en mètre (m) ;

En régime turbulent est donné par la formule de NIKURADZE

$$= 1,14 - 0,86 -$$

NIKURADZE (VI-6)

ε : la rugosité équivalente de la paroi ;

VI -5-2.2.2) pertes de charge singulières :

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section etc, Généralement estimées à 15% des pertes de charge linéaires pour les adductions :

$$\Delta = 15\% * \Delta \quad (VI-7)$$

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

$$\Delta = \Delta + \Delta = 1,15 * \Delta \quad (VI-8)$$

Avec :

Δ : Perte de charge totale (m) ;

Δ : Perte de charge linéaire (m) ;

Δ : Perte de charge singulière (m) ;

VI -5-2.3) hauteur manométrique totale (H_{mt}) : la hauteur manométrique est donnée par la formule suivante :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_t \quad (VI-9)$$

ΔH_t : Perte de charge totale ;

H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan d'eau de pompage.

VI -5-2.4) puissance absorbée par la pompe :

$$= \frac{* * *}{*} \quad (VI-10)$$

Où :

P : Puissance en Kw

: Rendement de la pompe; =0,82 ;

Hmt : Hauteur manométrique totale ;

Q : Débit refoulé (m3/s);

VI -5-2.5) énergie consommée par la pompe

$$= * * \quad (\text{KWh/an}) \quad (VI-11)$$

Où :

: Nombre d'heures de pompage par jour, dans notre cas (24H) ;

P : Puissance en KW ;

VI -5-2.6) frais d'exploitation :

$$F = E * P \quad (VI-12)$$

Avec :

p: Prix du kWh d'après « Sonelgaz » p=4,67 DA/kWh

E : énergie consommée KWH / an ;

VI -5-2.7) frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 20 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A" ;

L'annuité d'amortissement est déterminée par la relation :

$$= \frac{1}{(1+i)^n} + \dots \quad (VI-13)$$

Où :

i : Taux d'annuité (i=8%) ;

n : Nombre d'année d'amortissement (n=20ans),

$$= \frac{0,08}{(1+0,08)^{20}} + 0,08 = 0,10185$$

VI -5-3) Calcul du diamètre économique :

VI -5-3.1) le tronçon : R.ain amar - R .bouhahaya : on a Qref=191.25l/s

$$= \sqrt{0.19125} \Rightarrow D=0.437\text{mm},$$

Donc : D=437mm ;

$$= (\quad - \quad) \Rightarrow = (968 - 935) = 33 ; =$$

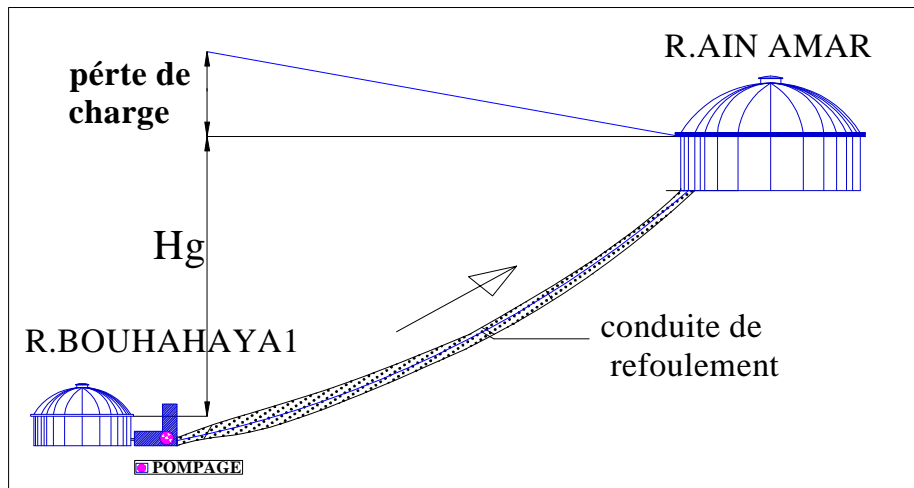


Figure VI-3: Schéma d'adduction par refoulement reliant le R.ain amar et le R .bouhahaya

Tableau VI-8 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

D mm	Q m ³ /s	V m/s	ϵ/D	A	λ	ΔHl (m)	ΔHt (m)	Hg (m)	HMT (m)
350	0.221	2.051	7.14E-04	0,101	0.030	42.564	48.948	33	81.948
400	0.221	1.570	6.25E-04	0,101	0.029	20.988	24.136	33	57.136
450	0.221	1.241	5.56E-04	0,101	0.028	11.256	12.945	33	45.945
500	0.221	1.005	5.00E-04	0,101	0.027	6.450	7.418	33	40.418
550	0.221	0.831	4.55E-04	0,101	0.026	3.899	4.484	33	37.484
600	0.221	0.698	4.17E-04	0,101	0.026	2.463	2.833	33	35.833

Tableau VI-9 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.

D (mm)	HMT (m)	Puissance (kW)	Energie kW/an	prix du DA/kWh	Dépense (DA)
350	81.948	187.50	1.64E+06	4,67	7.67E+06
400	57.136	130.73	1.15E+06	4,67	5.35E+06
450	45.945	105.12	9.21E+05	4,67	4.30E+06
500	40.418	92.48	8.10E+05	4,67	4.27E+06
550	37.484	85.76	7.51E+05	4,67	4.26E+06
600	35.833	81.99	7.18E+05	4,67	4.25E+06

Tableau VI-10 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites.

D (mm)	PRIX DA/ml	LONGUEUR (ml)	DEPENSES (DA)
350	1340	2315.7	3.16E+05
400	1540	2315.7	3.63E+05
450	1790	2315.7	4.22E+05
500	2000	2315.7	4.71E+05
550	2200	2315.7	5.19E+05
600	2600	2315.7	6.13E+05

Tableau VI-11 : Bilan des frais des conduites.

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais totaux (DA)
350	3.16E+05	7.67E+06	7.99E+06
400	3.63E+05	5.35E+06	5.71E+06
450	4.22E+05	4.30E+06	4.72E+06
500	4.71E+05	4.27E+06	4.75E+06
550	5.19E+05	4.26E+06	4.77E+06
600	6.13E+05	4.25E+06	4.86E+06

- D'après le tableau précédent on trouve que le diamètre économique est le diamètre D=450mm ; et la vitesse d'écoulement V=1.24m/s

Cette vitesse d'écoulement est vérifiée elle est dans la fourchette (1.2-2) m /s

VI -5-3.2) le tronçon : réservoir de hamidou - R.haouche mazouz : on a $Q_{ref}=83.52l/s$

$$= \sqrt{0.08352} \Rightarrow D=288\text{mm},$$

$$= (\quad - \quad) \Rightarrow = (950 - 938) = 12 \quad ; \quad =$$

Tableau VI-12 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

D mm	Q m ³ /s	V m/s	ε/D	A	λ	ΔHl (m)	ΔHt (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	0.0835	2.66	1.25E-03	0,101	3.57E-02	149.07	171.43	12	183.43
250	0.0835	1.70	1.00E-03	0,101	3.32E-02	45.49	52.31	12	64.31
300	0.0835	1.2	8.33E-04	0,101	3.14E-02	17.28	19.87	12	31.87
350	0.0835	0.87	7.14E-04	0,101	3.00E-02	7.63	8.78	12	20.78
400	0.0835	0.66	6.25E-04	0,101	2.88E-02	3.76	4.33	12	16.33
450	0.0835	0.53	5.56E-04	0,101	2.79E-02	2.02	2.32	12	14.32

Tableau VI-13 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.

D (mm)	HMT (m)	Puissance (kW)	Energie kW/an	prix du DA/kWh	Dépense (DA)
200	183.43	183.28	1.61E+06	4,67	7.50E+06
250	64.31	64.26	5.63E+05	4,67	2.63E+06
300	31.87	31.84	2.79E+05	4,67	1.33E+06
350	20.78	20.76	1.82E+05	4,67	1.30E+06
400	16.33	16.31	1.43E+05	4,67	1.28E+06
450	14.32	14.31	1.25E+05	4,67	1.27E+06

Tableau VI-14 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites.

D (mm)	PRIX DA/ml	LONGUEUR (ml)	DEPENSES (DA)
200	1050	2712	2.48E+05
250	1155	2712	2.72E+05
300	1230	2712	2.90E+05
350	1344	2712	3.17E+05
400	1544	2712	3.64E+05
450	1790	2712	4.22E+05

Tableau VI-15 : Bilan des frais des conduites.

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais totaux (DA)
200	2.48E+05	7.50E+06	7.75E+06
250	2.72E+05	2.63E+06	2.90E+06
300	2.90E+05	1.33E+06	1.59E+06
350	3.17E+05	1.30E+06	1.62E+06
400	3.64E+05	1.28E+06	1.65E+06
450	4.22E+05	1.27E+06	1.69E+06

- D'après le tableau précédent on trouve que le diamètre économique est le diamètre $D=300\text{mm}$; et la vitesse d'écoulement $V=1.2\text{m/s}$

Cette vitesse d'écoulement est vérifiée elle est dans la fourchette (1.2-2) m /s

VI-6) Conclusion

Notre adduction commence gravitairement de réservoir de BEKUCHE jusqu'au point du piquage avec une conduite du diamètre $D=450\text{mm}$, la conduite de point du piquage vers le réservoir de bouhahaya1 se compose par deux diamètres $D=450\text{mm}$ et $D=400\text{mm}$ sur des longueurs respectives 2918m et 450m ,le diamètre de la conduite qui sort du point du piquage vers le réservoir de SIDI SADEK est $D=100\text{mm}$.une conduite $D=450\text{mm}$ alimente le réservoir d'AIN AMAR par refoulement , deux conduites gravitaires en série de diamètre $D=250\text{mm}$ et $D=225\text{mm}$ lient le réservoir d'AIN AMAR avec le réservoir de HAMIDOU. Enfin ce dernier alimente le réservoir de HAUCHE MAZOUZ au moyen d'une conduite par refoulement de diamètre $D=300\text{mm}$.

-les frais des conduites de refoulement sont un peu élevés mais nous avons choisi les conduites les plus économiques.

Chapitre VII :

Les accessoires du réseau

VII.1) Introduction

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés, parmi lesquels on distingue les robinets-vannes à opercule, les robinets-vannes à papillons, les ventouses (simple ou à double orifice), les clapets d'air, les organes de mesure (débitmètre, manomètre), les pièces de raccordement pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger la canalisation ;
- Vider une conduite ;
- Chassé où faire pénétrer l'air dans une conduite.
- Soutirer des débits.

VII.2) les robinets :

VII.2.1) Les robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud de notre réseau, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux .

Le nombre de vanne doit être égal au nombre de branches moins 1.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

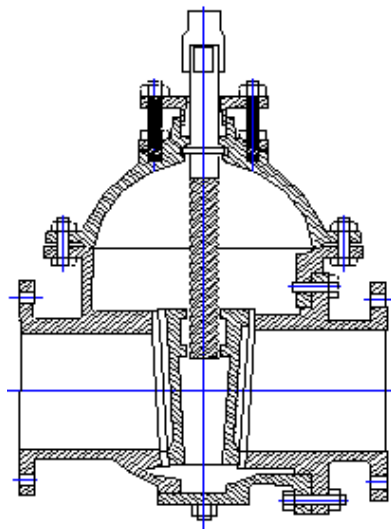


Figure N° VII.1 : robinet vanne

VII.2.2) Les vannes papillons :

Ce sont des vannes à survitesse utilisée surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite)

Dans notre projet on place ce genre des vannes a l'amont des conduites : P1, P12, P35, P57, P26, P76, P77, P78, Ce sont des vannes déséquilibrées se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elles occasionnent une faible perte de charge et présentent une rangeabilité importante. Pour la régulation, la manœuvre de l'obturateur est limitée à 60° car au-delà du gain le débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présentent même un maximum vers 80°, ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.



Figure N°VII.2 : les vannes papillons

VII.2.3) Les vannes d'isolement : on utilise ces vannes au niveau des conduites : P78 pour isoler le réservoir de DRAA LAHMAR, P77 pour isoler le réservoir de SIDI AEK, P76 pour isoler le réservoir de BOUHAHAYA2 (sont des réservoirs existants liés au réseau mais n'alimentent pas, on a gardé ces réservoirs dans le cas de l'extension de la ville).

VII.2.4) Les vannes à clapet de non retour :

Les vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. On les installe à la jonction de deux paliers de pression ou sur la conduite de refoulement des pompes et sur les conduites où sont installés les compteurs d'eau.

Dans notre projet on utilise les clapets de non retour dans les conduites : P1, P12, P35, P57, P26, P76, P77, P78, pour empêcher l'eau d'entrer aux réservoirs à partir du réseau.

VII.2.5) Les vannes de réduction de pression : Ces vannes permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée dans notre projet on les place au niveau le nœud J-42 (la pression dans ce nœud dépasse les 6bars)

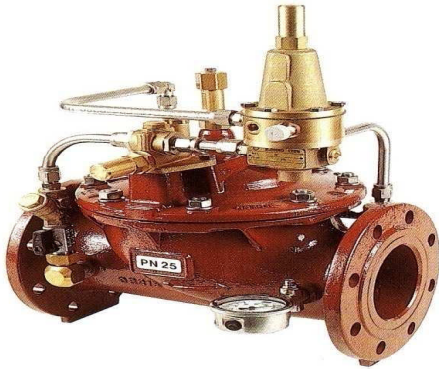
C.à.d. on réduisant la pression jusqu'à 6bars.

VII.3) Régulateur de pression amont :

Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans les conduites gravitaires.

Dans notre projet on les utilise au niveau de la conduite : P74 pour élever la pression du nœud J-45 jusqu'à 2bars.

HYDROSTAB AMONT Réf. 551



■ **Fonction**

Transfère les excédents d'un réseau amont vers un réseau aval dès que la pression amont dépasse une valeur pré-déterminée, quelles que soient les variations de pression aval et du débit transféré.
En ligne : mainteneur de pression amont.
En dérivation : déchargeur.

■ **Réglages**

- Standard
P = 1 à 20 bar (DN 50 à 700)
- Autres
P = 0,2 à 2 bar (DN 50 à 700)
P = 1,5 à 2,5 bar (DN 50 à 350)
Pour les DN supérieurs, nous consulter.

Figure N°VII.3 : régulateur de pression amont

VII.4) Les ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

- Ventouse simple : Assure le dégazage des conduites à haute pression.
- Ventouse à deux orifices : Réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment du remplissage soit au cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi généralement en admet un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominale. la vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse.

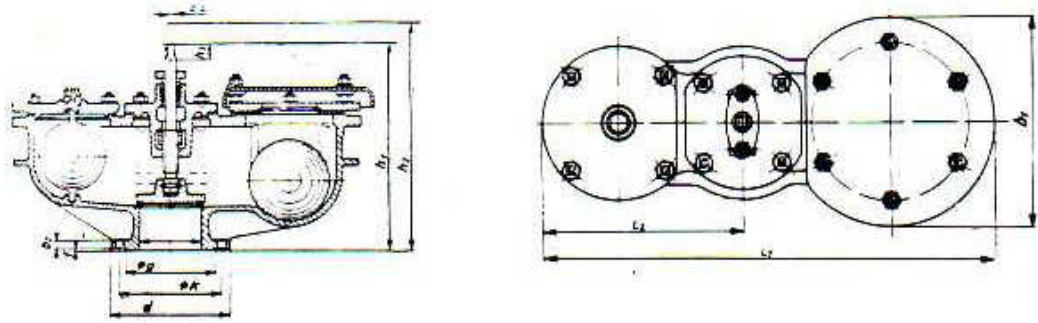


Figure N°VII.4 : Ventouse à deux flotteurs.

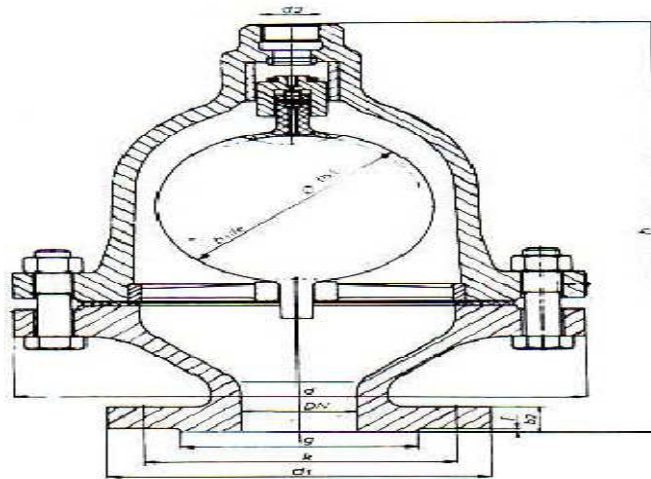


Figure N°VII.5 : Ventouse à un seul flotteur.

- Dans notre projet on utilise les ventouses a un seul flotteur dans les conduites : P1, P12, P35, P57, P26, P76, P77, P78 (sortie des réservoirs).

VII.5) Organes de mesure : dans notre projet on place ces organes a la sortie et a l'entrée des réservoirs ainsi que a l'entrée du réseau pour mesurer les pressions et les débits.

VII.5.1) Mesure de débit :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure VIII-8). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle

- On utilise ces appareils a la rentrée et la sortie des réservoirs et a l'entrée du réseau

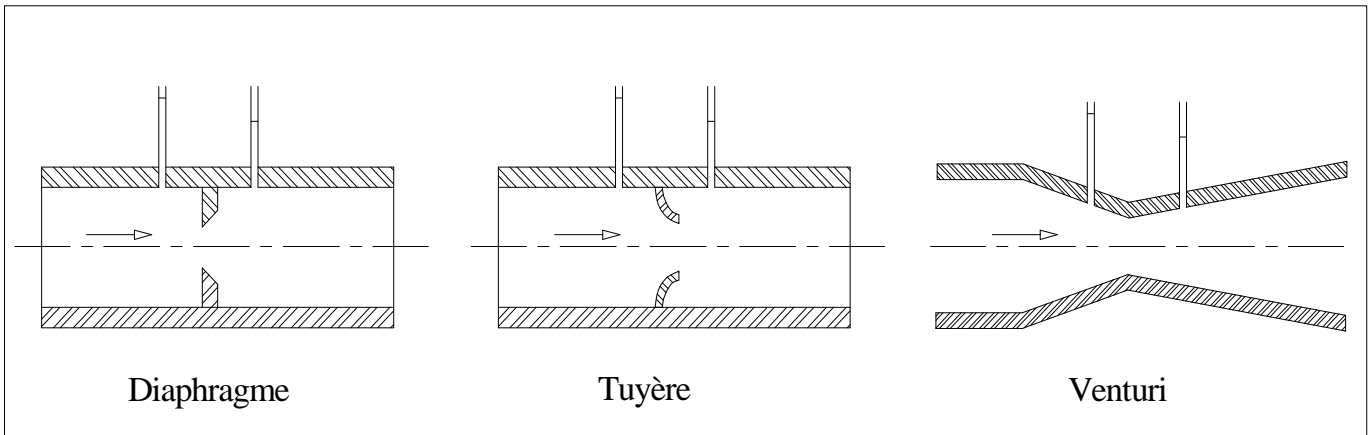


Figure N°VII.6: Débitmètres déprimogènes

VII.5.2) Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ *manomètres à aiguilles*

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VI-9).

➤ *manomètres à soufflet*

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.



Figure N°VII.7 : Manomètre (d'après document BAMO)

- On utilise dans notre projet le manomètre aiguilles pour mesurer la pression a la sortie des réservoirs et l'entrée du réseau

VII.6) pièces spéciales de raccordement :

VII.6.1) les Tés : ils sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.

VII.6.2) les coudes : ils sont utilisés pour le changement de direction.

VII.6.3) les croix de jonction: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires

Dans notre projet on les utilise au niveau des nœuds : J-34.J-31.J-.J10.J-11.J-17.

VII.7) les poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre aux quelles on ajoute une prise frontale de 100mm si le débit d'incendie excède 500l /min ou si la pression de l'eau est faible.

Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100mm de diamètres et de débit de 17L/S dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200m

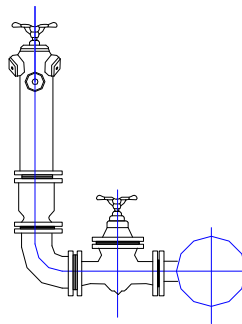


Figure N°VII.8 : bouche d'incendie

VII.10) Conclusion :

Les accessoires sont indispensables dans un réseau d'alimentation en eau potable car on vient de constater le rôle que jouent ces différents accessoires au niveau d'un réseau. Certains d'entre eux isolent les réservoirs (cas de vannes d'isolement) par contre d'autre chassent l'air de la conduite en cas d'écoulement ou font rentrer l'air dans la conduite en cas de vidange (cas des ventouses).

Chapitre VIII :

Organisation du chantier

VIII.1- Introduction :

On appelle travaux de terrassement l'ensemble des procédés d'extraction des terres (décapages, déblais et remblais)

L'exécution de ces principaux travaux fait signe de démarrage du chantier de construction de l'aménagement hydraulique et de proposer l'exécution des travaux la plus économiques.

VIII.2- Réalisation du réseau d'AEP :

Les étapes des différents travaux sur les chantiers de réalisation d'un réseau d'A.E.P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain ;
- Excavation des tranchées ;
- Aménagement du lit de pose des conduites ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées.

VIII.3- Implantation de la trace des tranchées sur le terrain :

a-Matérialisation de l'axe :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

b- Nivellement de la plate-forme de pose :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul.

On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VIII.4- Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

a- Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

b- Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excavée atteint 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être d'une façon qu'un homme puisse y travailler sans difficulté ; et elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place ; on pratique aux endroits des joints des tuyaux ; des élargissements et approfondissement de la tranchée appelée « niches ».

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- Profondeur de la tranchée « H_{tr} »
- Largeur de la tranchée « b »
- Distance de la mise de la cavalière.

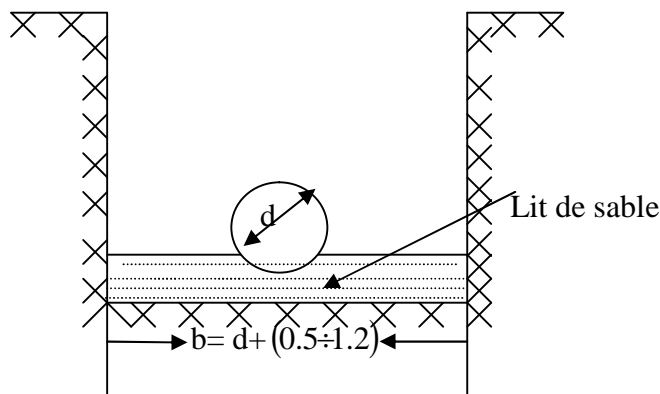


Figure N°VIII.1 : Schéma d'une tranchée

VIII.4.1- Choix de la section transversale de la tranchée :

Pour le choix de cette section ; on propose deux variantes ; l'une trapézoïdale et l'autre rectangulaire :

$$b = d + 2a$$

$$H_{tr} = e + d + H_{min}$$

$$B = b + 2m.H$$

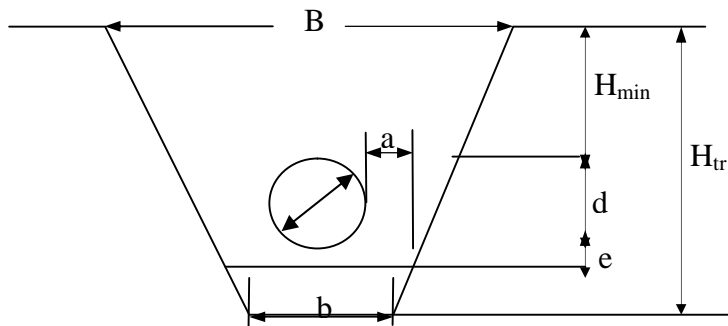


Figure N°VIII.2 : Section type de tranchée

H_{min} : profondeur minimale au dessus de la génératrice supérieure de la Conduite, égale en générale 1 m.

e : épaisseur de la couche préparée (lit de sable)

b : largeur du fond de la tranchée.

a : distance entre la génératrice latérale et la base du talus : on prend $a=0.5m$

B : largeur superficielle de la tranchée.

VIII.4.2- Calcul de la profondeur de la tranchée H_{tr} :

$$\begin{aligned} H_{tr} &= e + d + H_{min} \\ &= d + 0.10 + 1.0 \end{aligned}$$

donc:

$$H_{tr} = d + 1.10 \quad (m)$$

VIII.4.3- Choix du coefficient du talus :

Le coefficient du talus est choisi en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol (limon argileux $m = 0$).

Tableau N°VIII.1 : choix du coefficient du talus:

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
sable	$m=0,5$	$m=1$
limon sableux	$m=0,25$	$m=0,67$
limon argileux	$m=0$	$m=0,5$

Pour notre région, le talus de la tranchée pour tout le système sera uniforme et de coefficient $m=0$, c'est à dire qu'on retient la variante dont la section rectangulaire. [9]

VIII.5 : Choix des engins :

VIII.5-1 : l'engin Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- 1- Temps de fouille ;
- 2- Temps de transport ;
- 3- Temps de déchargement ;
- 4- Temps de remise en position de déblais.

Ce des engins très réponsus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Figure N°VIII.3 : Pelle équipée en rétro

VIII.5-2 : l'engin Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure N°VIII.4 : Chargeur

VIII.6- Calcul du volume de terrassement :

VIII.6.1: Calcul du volume de déblai :

La surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = b * H$$

$$b = 0.3 * (N-1) + (0.5 * 2) + (\emptyset * N) \quad N = \text{nombre de conduite} = 1$$

$$\text{Donc } b = 1 + \emptyset$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau N°VIII.2

Tableau N°VIII.2: Calcul du volume du déblai (réseau + adduction).

Diamètre (mm)	Longueur	largueur	Profondeur	Surface d'une tranchée (m ²)	Volume de déblai (m ³)
	(m)	b=D+1(m)	Htr=D+1.1(m)		
100	14325	1.10	1.20	1.32	18909.00
125	2489	1.13	1.23	1.38	3430.15
150	7892	1.15	1.25	1.44	11344.75
200	3419	1.20	1.30	1.56	5333.64
225	1503	1.23	1.33	1.62	2439.56
250	3728	1.25	1.35	1.69	6291.00
300	4273	1.30	1.40	1.82	7776.86
350	338	1.35	1.45	1.96	661.64
400	450	1.40	1.50	2.10	945.00
450	7320	1.45	1.55	2.25	16451.70
Total	45737				73583.30

□ Donc le volume total de déblai : **Vd=73583.30m3**

VIII.6.2 : calcule du volume de lit de sable :

Ce lit correspond a une couche de sable de 10 cm sur le fond de la tranché, donc c'est une surface constante le long de la tranché, on calcul cette surface en utilisant la formule suivante

$$S = e * b * L$$

Tableau N°VIII. 3: Calcul du volume du lit du sable pour (réseau + adduction).

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de sable (m ³)
100	14325	1.10	157.58
125	2489	1.13	28.00
150	7892	1.15	90.76
200	3419	1.20	41.03
225	1503	1.23	18.41
250	3728	1.25	46.60
300	4273	1.30	55.55
350	338	1.35	4.56
400	450	1.40	6.30
450	7320	1.45	106.14
Total	45737		554.93

□ Donc le volume total du lit du sable : **Vd=554.93m3**

VIII.6.3 : Calcul du volume de remblai :

Ce volume est déduit a partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³) ;

V_d : Volume du déblai (m³) ;

V_s : Volume du sable

V : Volume occuper par la conduite (m³) ; $V = L * \frac{\pi * D^2}{4}$

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

Tableau N°VIII. 4: Calcul du volume du remblai pour (réseau + adduction).

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m ³)	Volume de la conduite (m ³)	Volume du lit de sable (m ³)	Volume de remblai (m ³)
100	18909	112.45125	1575.75	17220.7988
125	3430.15	30.529141	280.0125	3119.60836
150	11344.75	139.39245	907.58	10297.7776
200	5333.64	107.3566	410.28	4816.0034
225	2439.56	59.730159	184.1175	2195.71234
250	6291	182.905	466	5642.095
300	7776.86	301.88745	555.49	6919.48255
350	661.64	32.502925	45.63	583.507075
400	945	56.52	63	825.48
450	16451.7	1163.6055	1061.4	14226.6945
Total	73583.3	2186.880475	5549.26	65847.1595

Donc le volume total du remblai : **$V_r = 65847.15m^3$**

VIII.6.4: Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

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

V_f : Volume du sol foisonné en (m3).

Avec : $V_f = V_d * K_f$

V_d : Volume du déblai en (m³)

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

Tableau N°VIII. 5: calcul du volume excédentaire pour le (réseau+adduction)

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m ³)	Volume foisonné (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
100	18909	23447.16	17220.7988	6226.3613
125	3430.15	4253.386	3119.60836	1133.7776
150	11344.75	14067.49	10297.7776	3769.7125
200	5333.64	6613.7136	4816.0034	1797.7102
225	2439.56	3025.0544	2195.71234	829.34206
250	6291	7800.84	5642.095	2158.745
300	7776.86	9643.3064	6919.48255	2723.8239
350	661.64	820.4336	583.507075	236.92653
400	945	1171.8	825.48	346.32
450	16451.7	20400.108	14226.6945	6173.4135
Total	73583.3	91243.292	65847.1595	25396.132

Donc le volume total excédentaire : **V_r=25396.13m³**

Tableau VIII-6: Le volume Total des travaux pour le (réseau+adduction)

Diamètre (mm)	Longueur(m)	Volume de déblai (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume du lit de sable (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
100	(m)	18909	17220.79	1575.75	6226.3613
125	2489	3430.15	3119.60	280.0125	1133.7776
150	7892	11344.75	10297.77	907.58	3769.7125
200	3419	5333.64	4816.00	410.28	1797.7102
225	1503	2439.56	2195.71	184.1175	829.34206
250	3728	6291	5642.09	466	2158.745
300	4273	7776.86	6919.48	555.49	2723.8239
350	338	661.64	583.50	45.63	236.92653
400	450	945	825.48	63	346.32
450	7320	16451.7	14226.69	1061.4	6173.4135
Total	45737	73583.3	65847.1595	5549.26	25396.132

VIII.7- Pose de la canalisation :

Les tubes en PEHD se prêtent parfaitement à la pose en tranchée.

Leur légèreté et leur mode d'assemblage rapide rendent la mise en œuvre plus aisée.

La performance à long terme des conduites pression en PEHD dépend directement de la qualité de l'exécution et des matériaux utilisés à la pose du produit.

Une surveillance compétente est recommandée à toutes les étapes.

La pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- Aménagement du lit de pose ;
- Introduction de canalisation dans les tranchées ;

VIII.7.1- Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procèdera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable et d'une couche maigre de béton, suivant la nature du terrain, le lit de sable est à une épaisseur d'environ 10 cm.

VIII.7.2- Introduction de la canalisation :

La pose en enterré doit rester en accord avec le projet, cependant, la souplesse naturelle des canalisations (en PE) leur permet d'éviter l'utilisation de coudes lorsque les rayons de courbures du tracé

Sont compatibles avec les rayons de courbures des tubes PE,

(Voir figure N° VIII.5).

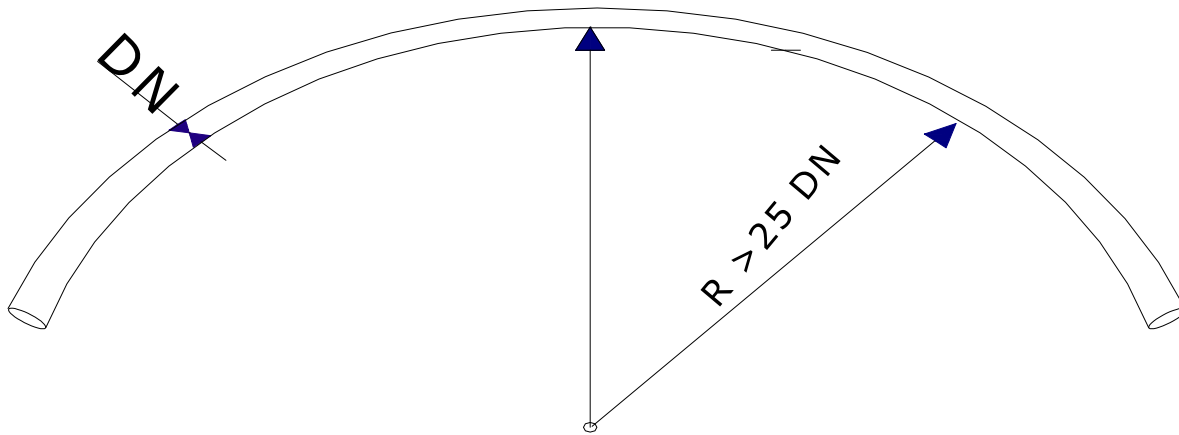


Figure N°VIII.5 : rayon de courbure de la conduite PEHD.

Autrement la pose doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage ;
- De ne pas laisser les revêtements à endommager ;
- Vérifier l'alignement.

La figure N° VIII.6 montre comment on pose les conduites PE dans les tranchées



Figure N°VIII.6 : pose des conduites en PEHD dans les tranchées

VIII.7.3- Epreuve de joint et de canalisation :

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement on l'effectue 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 en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VIII.8-Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

Chapitre IX :

Gestion du réseau d'AEP

IX.1) Introduction :

La gestion d'alimentation en eau potable nécessite d'accomplir avec exactitude un ensemble de tâches. L'objectif est d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable et de garantir à chaque usager une desserte en continue et en toute circonstance, dans les bonnes conditions de qualité, de pression.

Dans cette optique d'assurer la gestion technique et économique des systèmes d'alimentation en eau potable, la notion de gestion, maintenance, et exploitation, et les opérations d'entretiens et de contrôles à effectuer sur les ouvrages et les installations du système d'alimentation en eau potable seront élaborés dans ce qui suit.

IX.2) But de la gestion :

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable à pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

IX.3) Gestion et exploitation des ouvrages de stockage [6] :

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans au minimum).

Les problèmes d'exploitation ou d'entretiens qui concernent les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la construction et d'équipements.

IX.3.1) Equipements des réservoirs :

Le tableau ci-dessous fournit une liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir :

Tableau N° IX : Equipements des réservoirs

Fonction	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> - Clapet - Equipements de trop plein - Vidange - Siphon pour réserve incendie - Canalisations de liaison - Compteur - Clapet à rentrée d'air - Purgeur d'air
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Niveau - Poste de livraison électrique - Débit - Télécommande - Equipements de télétransmission
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> - Trappes de visite pour les personnels et le matériel - Equipements spéciaux pour le nettoyage - Pompe d'alimentation en eau
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> - Appareils de manutention - Joints de montage - Eclairage

IX.3.2) Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle

Les réservoirs doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

IX.3.2.1) Opération de nettoyage :

Le vidange et le nettoyage des réservoirs doit se faire au moins une fois par an. Ces opérations doivent être suivies d'une désinfection l'ouvrage et d'un contrôle de la qualité de l'eau après remise en eau de l'ouvrage.

Prévention des accidents (sécurité) :

Un réservoir est un ouvrage qui présente un certain nombre de risques (chutes, noyades, asphyxie,...) pour le personnel d'exploitation et des précautions particulières doivent impérativement être observées.

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre au moment de la conception de façon à ménager des moyens d'accès et de circulation commodes et conformes aux règles de sécurité.

Ces dispositions doivent comprendre la mise en place des garde-corps, mains-courantes, plinthes, portillons ou chaîne de sécurité, escalier, échelles, crinolines, crosses,...

IX.3.2.2) Contrôle de la qualité de l'eau :

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir, il convient :

- d'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi-enterrés.
- De veiller est ce que les entrées d'air (ventilations, trop-plein...) soient correctement protégées contre les entrées de poussière, d'insectes et d'animaux ;
- De limiter l'éclairage naturel de l'intérieur du réservoir ;
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir.
- **contrôle mensuel :**
 - ouvrages de croisements, étanchéité
 - Ouvrages en ligne, état d'étanchéité de la fermeture des trappes ; regards et des portes.
- **Contrôles semestriels :**
 - Ouvrage en ligne ; état d'étanchéité de la fermeture des trappes, regards et des portes
 - Organes et réducteurs de robinetterie à l'intérieur des regards

IX.4) Gestion et exploitation de réseau de distribution :

Afin d'assurer une bonne gestion du réseau d'adduction et de distribution, il faut que ce dernier soit bien conçu en respectant les diverses normes et les conditions de pose des conduites, et d'équiper le réseau de différentes organes et accessoires en adaptant les matériaux qui facilitera sa gestion et son entretien.

IX.4.1) Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau :

Le maintien de la qualité de l'eau pendant sa distribution nécessite un suivi de contrôle et de prévention ; il est indispensable de procéder à des analyses périodiques sur la majorité du réseau pour obtenir une cartographie de la qualité sur les paramètres tels que : le chlore, la bactériologie, la turbidité.

IX.4.2) La surveillance et l'entretien courant :

La garantie d'une maintenance contenue comporte les activités d'inspection, d'entretiens et de remise en état, est l'une des tâches les plus importantes dans le cadre de la gestion d'un réseau.

Pour l'exploitation, la première tâche est de suivre le fonctionnement des adductions et de réseau ; cette surveillance systématique s'appuiera sur les observations faites lors de l'entretien courant des ouvrages et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion des travaux de réparations.

IX.4.3) Les actions de réduction des pertes d'eau :

Elles portent généralement en priorité sur la recherche de fuite du réseau et sur le comptage.

IX.4.3.1) La recherche systématique des fuites :

La fuite engendre des vibrations acoustiques, ces dernières ont une fréquence audible variable de 100 à 3500 Hz, et se propagent avec une atténuation plus ou moins rapide le long de la conduite et dans le sol.

Les méthodes employées depuis très longtemps pour rechercher des fuites consistent à écouter et analyser les bruits captés au niveau de la conduite ou du sol.

a) Les amplificateurs mécaniques :

Ils sont composés d'une tige métallique servant de capteur d'une membrane vibrante et d'une cloche métallique formant caisse de résonance reliée à une paire d'écouteurs, ces écouteurs isolant partiellement des bruits transmis par l'air.

b) Les amplificateurs électriques :

Ces appareils sont identiques aux précédents dans leur principe, mais le capteur est constitué d'un microphone. Ce sont les appareils les plus utilisés actuellement.

IX.4.3.2) Le comptage :

Pour l'exploitation rationnelle d'un système d'AEP, il est impératif de connaître avec précision les volumes d'eau en différents points des installations (au prélèvement, de traitement et de distribution...).

Le choix du compteur est basé sur les critères suivants : le débit, le diamètre, la précision, la fiabilité et la pression de service.

IX.4.4) Rendement du réseau :

Le rendement du réseau de distribution d'eau potable mesure l'écart entre le volume entrant dans le réseau et les volumes consommés ou facturé.

Donc c'est un élément important pour le gestionnaire de service et il doit lui porter une attention constante.

IX.4.5) La lutte contre le vieillissement des conduites :

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps, celui-ci est due, soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau (chute de pression, chute de rendement du réseau et coupure), soit à d'autres dommages (dégradation de la qualité de l'eau, déstabilisation et inondation des lits de pose).

IX. 5) Conclusion :

Dans ce contexte, les gestionnaires doivent toujours prendre des décisions, argumentées et pertinentes, ce qui nécessite une stratégie d'étude efficace basée, d'une part sur la connaissance du comportement du système de distribution d'eau potable et d'autre part sur l'utilisation d'indicateur appropriés sur l'évaluation des performances de fonctionnement du système. Ces indicateurs sont établis par le gestionnaire selon ces propriétés de gestion mais aussi à partir des directives et normes des documents officiels.

Conclusion Générale

Conclusion générale

A travers cette étude, nous avons présentée en premier lieu un aperçu général sur les insuffisances que contient le système d'alimentation en eau potable de la ville de SOUR EL GHOZLANE.

Dans ce cadre nous avons cité quelques anomalies existantes au niveau de réseau de distribution, l'adduction, des ouvrages de stockage et des sources.

Les remèdes contre ces insuffisances s'impose à ces recommandations :

- La rénovation du réseau de distribution du SOUR EL GHOZLANE.
- L'alimentation de ce dernier se fait depuis le barrage KOUDIATE-ASSERDOUNE et on laisse l'ensemble des forages et les puits pour le secoure pour garder la nappe.
- la projection d'un réservoir de capacité 750m^3 a une cote adéquate.
- La substitution de la conduite d'adduction et son tracé.

Par la suite un exposé des accessoires ont été faits ; ainsi que la protection des conduites.

En dernier lieu, et pour mieux gérer notre réseau, on a cité les notions de gestion, d'exploitation et les opérations d'entretien à effectuer sur les différents ouvrages.

Nous dirons que dans ce travail, nous avons traité les différents points concernant l'étude de système d'alimentation en eau potable. Cependant, dans toute étude, on trouve des insuffisances qui espérons-le seront comblées par des travaux futurs.

Références bibliographique

Bibliographie

- [1] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [2] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL
- [3] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [4] **DUPONT.A** : Edition Eyrolles Paris 1988Hydraulique urbaineTome I et II.
- [5] **SAFEGE** : Département systèmes d'information.
- [6] **LYONNAISE DES EAUX** : Mémento du gestionnaire de l'AEP et de l'assainissement tome 1 LAVOISIER TEC &DOC ; 1994 France
- [7] **MICHEL.A.MOREL**:exercice de mécanique des fluides (tome 2).Chihab -Eyrolles 1994
- [8] **J.BONNIN** : Hydraulique urbaine appliquée en agglomération de petite et moyenne Importance
- [9] : **E .IVANOV** Organisation et la construction d'un système du projet de distribution de l'eau, ENSH 1985.

Webographie

- [a] http://www.eau.fndae.fr/documentation/numero_HS12.htm
- [b] <http://www.astee-org/commission/corrosion-protection-reseau>
- [c] : Moteur de recherche [http:// www .google.com](http://www.google.com)\ adduction d'eau.

Annexes

Les annexes

Tableau : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source : (polycop d'A.E.P de Salah Boualem).

Tableau : variation du coefficient β_{\max}

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

Tableau : variation du coefficient β_{\min}

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

Tableau : Relation entre les diamètres avantageux et les débits

Diamètres (mm)	50	75	100	125	150	175	200	250	300
Débits limites (l/s)	< 3	3 à 7,3	7,3 à 10,6	10,6 à 15,10	15,10 à 19,8	19,8 à 26,5	265 à 42	42 à 65	65 à 93

Tableau : prix des conduites en acier Algérien (Anabib)

Diamètres (mm)	Prix de mètre linéaire (DA)
200	3137,08
250	3749,30
300	4455,52
350	5249,74
400	6125,96
450	7078,18
500	8100,40
550	9186,62
650	11527,06
700	12769,28
800	15367,72
900	18078,16
1000	20852,60
1100	23643,04
1200	26401,48
1400	31630,36
1500	34004,80

Tableau : Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.60	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53

Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	13.2	13.2	14.3	15.5	15.8

$J=\Delta H/L$ =gradient de perte de charge

(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)