



جامعة بجاية
Tasdawit n' Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'**Hydraulique**

Laboratoire d'**Hydraulique appliquée et environnement**

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

DERROUAZ Nesreddine

MAKHOUKHI Fateh

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE:

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU D'ALIMENTATION EN
EAU POTABLE DE LA VILLE DE SOUK EL HAD W.BOUMERDES**

Soutenu le **04 /11/2021** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. BEDJOU**
- Promoteur : **Mr. YAKOUBI**
- Examineur (s) : **Mr.SELLAOUI**

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I : Presentation du site

I.1 INTRODUCTION :	4
I.2 PRESENTATION ET SITUATION DE LA COMMUNE :	4
I.2.1 Situation :	4
I.2.2 Accessibilité (réseau routier) :	5
I.2.3 Données naturelles :	5
I.2.3.1 Topographie :	5
I.2.3.2 Géologie :	5
I.2.3.3 Hydrographie :	5
I.2.3.4 Séismicité :	5
I.2.3.5 Climatologie :	6
I.2.3.6 Démographie	6
I.2.4 Morphologie et structure urbaine :	6
I.2.4.1 POS N°01 :	7
I.2.4.1.1 Caractéristiques actuelles :	7
I.2.4.2 POS N°02 :	8
I.2.4.2.1 Caractéristiques actuelles :	8
I.2.4.3 POS N°03 :	8
I.2.4.3.1 Caractéristiques actuelles :	8
I.2.4.4 POS N°04 :	9
I.2.4.4.1 Caractéristiques actuelles :	9
I.3 CONCLUSION :	9

Chapitre II : Diagnostic

II.2. INTRODUCTION	11
II.3. SITUATION DU RESEAU D'AEP ACTUEL	11
II.4. DIAGNOSTIC DES EQUIPEMENTS [1]	11
II.4.1 Diagnostic physique d'adduction	11
II.4.1.1 FORAGE - STATION DE POMPAGE	11
a. Forage F4R et F5 vers la station de pompage ;	11
b. Forage F21 vers la station de pompage ;	11
II.4.1.2 Station de pompage - Ouvrage de stockage	11

a. Station de pompage - 200m ³ Souk El Had :	11
b. Entre les de réservoirs 200m ³ et 300m ³ :	11
II.4.2 Diagnostic physique du forage	12
II.4.2.1 FORAGE F5 Soukl E l Had.....	12
a. Reportage photographique	12
b. Description du forage.....	12
c. Etat des équipements :	13
d. Recommandations et travaux d'urgence :	13
II.4.2.2 Forage F4r Soukl El Had	14
a. Description du forage.....	14
b. Etat du génie civil et l'état des équipements :	14
c. Recommandations et travaux d'urgence :	14
II.4.3 Forage F21 Soukl E l Had	15
a. Reportage photographique	15
b. Description de l'abri de forage	15
c. Etat du génie civil et état des équipements :	16
d. Recommandations et travaux d'urgence :	16
II.4.4 Diagnostic de station de pompage:	16
II.4.4.1 Etat de la station de pompage	16
II.4.4.2 ETAT DES RESERVOIRS DE LA STATION DE POMPAGE	19
II.4.5 DIAGNOSTIC DES OUVRAGES DE STOCKAGE	21
II.4.5.1 RESERVOIR R1 300M3.....	21
a. Reportage photographique	21
b. Description du réservoir.....	22
II.4.5.2 RESERVOIR R2 200M3.....	23
a. REPORTAGE PHOTOGRAPHIQUE.....	23
b. Description du réservoir.....	25
II.4.6 Diagnostic de réseau de distribution.....	26
II.4.6.1 Démarche à suivre dans l'établissement du plan de recollement :	26
II.4.6.2 Etat du réseau :	27
a. Zone Haute	27
b. Zone Basse :	28
II.5. CONCLUSION.....	28

Chapitre III : Estimation des besoins en eau

III.1. INTRODUCTION	30
III.2. EVOLUTION DEMOGRAPHIQUE	30
III.3. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU.....	32
III.3.1 Consommation moyenne journalière	32
III.3.2 Besoins en eau par catégorie	32
III.3.2.1 Besoins domestique.....	32
III.3.2.2 Besoins des équipements.....	33
III.3.2.3 Majorations « autres usages ».....	33
III.3.3 Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj,j}$	35
III.3.4 Consommation maximal journalière $Q_{max,j}$	35
III.3.5 Variation de la consommation horaire	36
III.3.5.1 Consommation maximum horaire.....	37
III.3.5.2 Répartition des consommations horaires durant les 24 heures :	37
III.4. CONCLUSION	40

Chapitre IV : Réservoirs

IV.1. Introduction.....	42
IV.2. Principales fonctions d'un réservoir.....	42
IV.3. Classification des réservoirs	42
IV.4. Rôles d'un réservoir	43
IV.5. Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir	43
IV.6. Emplacement du réservoir	44
IV.7. Types de réservoirs	44
IV.8. Choix du type de réservoir :	45
IV.9. Equipements d'un réservoir.....	45
IV.9. 1. Conduite d'adduction.....	45
IV.9. 2. Conduite de distribution.....	46
IV.9. 3. Conduite de trop plein.....	46
IV.9. 4. Conduite de vidange	47
IV.9. 5. Conduite de bay-passe	47

IV.9. 6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie	47
IV.10. Capacité du réservoir	48
IV.10. 1. Volume total du réservoir :	49
IV.10. 2. Dimensionnement du réservoir projeté :	50
IV.10. 3. Diamètre du réservoir :	50
IV.10. 4. Résultats des calculs de dimensionnement des réservoirs :	50
IV.11. Conclusion :	53

Chapitre V : Adduction

V.1 Introduction.....	55
V.2 Type d'adduction.....	55
V.2.1Adduction gravitaire	55
V.2.2Adduction par refoulement.....	56
V.2.3Adduction mixte	56
V.3 Choix du tracé.....	56
V.4 Profil en long.....	56
V.5 Choix du type des conduites	57
V.6 Pose des conduites.....	58
V.7 Les équipements du système d'adduction	58
V.7.1.Organes de sectionnement.....	58
V.7.3.1. Robinet vanne :	58
V.7.3.2. Robinet vanne papillon.....	58
V.7.2Organes de protection	59
V.7.2.3. Purge.....	59
V.7.2.4. Les vidanges	60
V.7.2.5. Les butées	60
V.7.2.6. Clapet	61
V.8 Prix des conduites.....	61

V.9 Etude Technico-économique	61
V.9.1 Calcul du diamètre économique	62
V.9.2 Calcul de la vitesse.....	62
V.9.3 Calcul des pertes de charges.....	62
V.9.3.1. Pertes de charge linéaires H_L	62
V.9.3.2. Pertes de charge singulières H_S	63
V.9.4 Calcul de la hauteur manométrique totale H_{mt}	64
V.9.5 Puissance absorbée par la pompe	64
V.9.6 Énergies annuelle consommées par la pompe	64
V.9.7 Frais d'exploitation.....	64
V.9.8 Frais d'amortissement.....	65
V.9.9 Bilan économique	65
V.9.9.3. Calcul du débit véhiculé dans les tronçons	66
V.10 Dimensionnement de l'adduction refoulement.....	66
V.10.1 STP Souk El Had – Réservoir 1	66
V.10.1.4. Caractéristiques du tronçon :	66
V.10.1.5. Calcul du diamètre	66
V.10.1.6. Calcul de la HMT :.....	66
V.10.1.7. Calcul des frais d'exploitation :	67
V.10.1.8. Calcul des frais d'amortissement :	67
V.10.1.9. Calcul du bilan :	67
V.11 Dimensionnement de l'adduction gravitaire	67
V.11.1 Reservoir 1 – Reservoir 2.....	67
V.11.1.10. Caractéristiques du tronçon :	67
V.11.1.11. Calcul du diamètre	68
V.11.1.12. Calcul de la HMT :.....	68
V.11.1.13. Calcul des perte des charge créés par la vanne	68
V.11.1.14. Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ (%)......	68

V.11.1.15. Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α_v	68
V.12 Conclusion	70

Chapitre VI : Pompes

VI.1 INTRODUCTION	72
VI.2 LE CHOIX DE LA POMPE	72
VI.3 CLASSIFICATION DES POMPES	72
VI.4 CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES DES POMPES	73
VI.4.1 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	73
VI.4.2 Hauteur manométrique totale (Hmt)	74
VI.4.3 Le débit (Q).....	74
VI.4.4 La vitesse de rotation (N).....	74
VI.4.5 La puissance	75
VI.4.4.1 La puissance absorbée par la pompe (Pa)	75
VI.4.4.2 La puissance utile (Pu).....	75
VI.4.4.3 Le rendement (η)	75
VI.4.6 Le point de fonctionnement d'une pompe	75
VI.4.4.1 Première variante : modification du temps de pompage.....	75
VI.4.4.2 Deuxième variante : Régulation par étouffement	75
VI.4.4.3 Troisième variante : Rognage de la roue	76
VI.4.7 Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation	77
VI.5 COUPLAGE DES POMPES	77
VI.6 ETUDE DE LA CAVITATION	77
VI.7 CHOIX DU TYPE DE POMPE POUR STATION DE REPRISE SOUK EL HAD	79
VI.7.1 Caractéristiques de la conduite.....	79
VI.7.2 Caractéristiques de la pompe	79
VI.7.4.1 Modification du temps de pompage	80
VI.7.4.2 Régulation par étouffement (le vannage).....	80
VI.7.4.3 Rognage de la roue	81
VI.7.4.4 Modification de la vitesse de rotation de la pompe	81
VI.7.4.5 Etude de la cavitation.....	81
VI.7.4.6 Equipements des stations de pompage.....	82
VI.7.4.6.a. Les équipements d'aspiration	82

VI.7.4.6.b. Les équipements de refoulement	82
VI.8 CONCLUSION	83

Chapitre VII distribution

VII.1.Introduction	85
VII.2.Types des réseaux	85
VII.2.1.Réseau de distribution ramifié	85
VII.2.2.Réseau de distribution maillé.....	86
VII.2.3.Réseau de distribution étagé	87
VII.2.4.Réseau de distribution à alimentation distinctes	87
VII.3.Choix du type des matériaux	87
VII.4.Exigences du réseau de distribution.....	87
VII.5.Exigences du réseau de distribution.....	88
VII.6.Calculs hydrauliques du réseau de distribution	88
VII.6.1. Débit de pointe.....	88
VII.6.2.Débit spécifique	89
VII.6.3.Débit de route	89
VII.6.4.Débit au noeud.....	89
VII.6.5.Calcul des débits par tronçon.....	89
VII.6.6.Calcul des débits soutirés	89
VII.6.7.Calcul du débit maximum horaire.....	90
VII.7.Description du réseau de distribution	90
VII.8.Calcul des débits en route et les débits aux nœuds	91
VII.9.Modalisation et simulation du réseau	92
VII.10Conclusion.....	95
Conclusion générale.....	97
Référence bibliographie	99

Liste des figures

Chapitre I Présentation du site

Figure I-1: Plan de situation de la ville Souk El Had	4
---	---

Chapitre II Diagnostic

Figure II-1 : Vue générale de l'abri	12
Figure II-2 : Etat du Génie civil	12
Figure II-3 : Vue Général du forage (inaccessible)	14
Figure II-4: Vue Général du forage (inaccessible).....	15
Figure II-5 : Vue d'extérieur de la station de pompage SOUK EL HAD.....	16
Figure II-6 : Vue d'intérieur de la Station de pompage SOUK EL HAD.....	17
Figure II-7 : Bras de Souk El Had.....	17
Figure II-8 : Détérioration de la station.....	17
Figure II-9 : Etat des conduites d'aspiration.....	18
Figure II-10 : Etat de la pompe.....	18
Figure II-11: Vue du réservoir 1000m3.....	19
Figure II-12 : Equipements de la chambre des vannes.....	19
Figure II-13 : Conduite de distribution.....	20
Figure II-14 : Vue du réservoir 300m3.....	20
Figure II-15 : dégradation de l'état du réservoir abandonné	20
Figure II-16 : réservoirs d'air à l'arrêt	20
Figure II-17 : Vue d'extérieur du réservoir R1.....	21
Figure II-18: Fuite au niveau du flotteur.....	21
Figure II-19 : Réservoir 300m3 semi enterré	21
Figure II-20 : Les mauvaises herbes	21
Figure II-21 : Vue général du réservoir 200m3 enterré	23
Figure II-22 : Erosion de la coupole réservoir 200m3 enterré.....	23
Figure II-23 : dégradation des conduites, fuites dans un mauvais état et les câbles électriques sont Mal placé	24
Figure II-24 : dégradation avancé de la conduite d'arrivé	24
Figure II-25: conduites de trop plein et de vidange	24

Figure II-26 : Passage des deux conduites de distribution en parallèle sous le pont à l'entrée de la Ville.	27
Figure II-27 : Regard de vidange (Vanne N°01°)	27
Figure II-28 : Passagedes deux conduites principales de distrubtion en parallèle sous le pont à l'entrée de la ville.....	28

Chapitre III Estimation des besoins en eau

Figure III-1 : Histogramme de l'évolution de la population	31
Figure III-2 :Histogramme de la variation de la consommation horaire.....	32
Figure III-3 :Histogramme de la consommation horaire –Zone haute	39
Figure III-4 :Histogramme de la consommation horaire -Zone basse.....	40

Chapitre IV Réservoir

Figure IV-1 :Réservoir enterré.....	44
Figure IV-2 : Réservoir semi-enterré	45
Figure IV-3 : Adduction avec chute libre , Adduction noyée.....	46
Figure IV-4 : Conduite de distribution	46
Figure IV-5 : Système Bay-bass	47
Figure IV-6 :Système à deux prises	48
Figure IV-7 :Système à siphon	48

Chapitre V Adduction

Figure V-1 : Différents Types d'adduction	55
Figure V-2 : Robinet vanne à opercule	58
Figure V-3 :Robinet vanne papillon.....	58
Figure V-4 :Ventouse	60
Figure V-5 : Butée.....	60
Figure V-6 : Clapet anti retour.....	61
Figure V-7 : Schéma d'adduction projeté	69

Chapitre VI Les pompes

Figure VI.1 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	74
Figure VI.2 : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuges.....	77
Figure VI-3 : Le point de fonctionnement de la pompe	80

Chapitre VII Distribution

Figure VII-1 : Un réseau ramifié.....	85
Figure VII-2 : Une casse dans un réseau ramifié.....	86
Figure VII-3 : Un réseau maillé.....	86
Figure VII-4 : Une casse dans un réseau maillé.....	87
Figure VII-5 : Schéma présentative du réseau de distribution	91
Figure VII-6 : Résultats de la simulation de la vitesse.....	93
Figure VII-7 : Résultats de la simulation de pression	94

Liste des tableaux

Chapitre I Présentation de la zone d'étude

Tableau (I-1) Les différentes zones d'analyse du chef-lieu de la ville de Souk El Had.....	7
Tableau (I-2) Récapitulatif des équipements existants et projetés POS N°01.....	7
Tableau (I-3) Récapitulatif des équipements existants et projetés POS N°02.....	8
Tableau (I-4) Récapitulatif des équipements existants et projetés POS N°03.....	8
Tableau (I-5) Les équipements projetés POS N°04.....	9

Chapitre II Diagnostique

Tableau (II-1) récapitulatif de l'état des adductions existantes	12
Tableau (II-2) données générales de forage F5	13
Tableau (II-3) état du génie civil de forage F5.....	13
Tableau (II-4) données générales de forage F4r.....	14
Tableau (II-5) données générales de forage F21.....	15
Tableau (II-6) données générale du réservoir R1	22
Tableau (II-7) récapitulatif de l'état duréservoir R1.....	22
Tableau (II-8) état des équipements de réservoir R1.....	23
Tableau (II-9) données générale du réservoir R2.....	25
Tableau (II-10) récapitulatif de l'état du réservoir R2	25
Tableau (II-11) état des équipements du réservoir R2	25
Tableau(II-12) détail de la distribution pour la ville de Souk El Had.....	26

Chapitre III Estimation des besoins en eau

Tableau (III-1). Evolution démographique de la ville de Souk El Had.....	30
Tableau (III-2) Evolution démographique incluant les programmes de logements	31
Tableau (III.3) Besoins domestiques en eau de la zone d'étude	33
Tableau (III-4) Besoins des équipements selon le plan national de l'eau (PNE)	33
Tableau (III-5) Tableau montrant le besoin total des différents équipements de la ville.....	34
Tableau (III-6) Estimation des différents besoins pour l'horizon futur (2046).....	34
Tableau (III-7) La consommation moyenne journalière majorée.....	35
Tableau (III-8) Variation des valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitant.....	37
Tableau (III-9) Représentation des valeurs de $K_{max.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l'horizon 2046.....	37

Tableau (III-10) La répartition horaire de la consommation journalière en eau de la zone basse.....	37
Tableau (III.11) Répartition horaire de la consommation journalière en eau de la zone haute....	38

Chapitre IV Réservoir

Tableau (IV-1) Détermination de la capacité du réservoir R1.....	50
Tableau (IV-2) Fiche technique du réservoir R1.....	51
Tableau (IV-3) Détermination de la capacité du réservoir R2.....	52
Tableau (IV-4) Fiche technique du réservoir R2.....	53

Chapitre V Adduction

Tableau (V-1)Calcul de débit véhiculé.....	66
Tableau (V-2) Calcul de HMT.....	66
Tableau (V-3) Frais d'exploitation du tronçon SP Souk El Had -R1.....	67
Tableau)V-4)Calcul des frais d'amortissement.....	67
Tableau (V-5) Calcul du bilan.....	67
Tableau (V-6)Calcul de HMT.....	68

Chapitre VI Pompes

Tableau (VI-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	78
Tableau (VI-2) : Caractéristiques de la pompe.....	79

Chapitre VII Distribution

Tableau (VII-1) Tableau de calcule des débits pour chaque Nœud de la zone haute.....	91
Tableau (VII-2) Tableau de calcul des débits pour chaque Nœud de la zone basse.....	92
Tableau(VII-3)Tableau de calcul hydraulique pour le réseau de distribution projeté-Zone haut..	92
Tableau (VII-4) Tableau de calcul hydraulique pour le réseau de distribution projeté-Zone	93
Tableau (VII-5) Tableau de calcul des pressions aux nœuds –Zone haute.....	94
Tableau (VII-6) Tableau de calcul des pressions aux nœuds –Zone basse.....	95

Introduction

générale

Introduction générale

L'étude de l'histoire de l'humanité nous montre que les plus grandes civilisations furent bâties respectant nombreux critères. Mais, nul ne peut nier le fait que l'eau a toujours été le critère majeur sur lequel se basait leur choix.

Vu l'importance de cette ressource, l'homme s'est investi pour en assurer disponibilité, proximité et qualité.

En Algérie, les réseaux d'eau potable constituent le noyau de l'infrastructure urbaine visant à desservir en continu la population en eau potable. Beaucoup de problèmes sont rencontrés dans leurs exploitations et gestion. Ces problèmes sont souvent liés à l'âge des conduites, à la nature des terrains, aux conditions d'exploitation..., L'exploitant du réseau doit donc veiller à la bonne marche de son réseau (réparation, réhabilitation), pour cela il doit disposer d'outils nécessaires tels que les modèles hydrauliques.

Le réseau de la ville Souk El Had présente un problème de manque d'eau potable qui est dû essentiellement a :

- Une conception qui ne répond plus aux besoins en eau des habitants.
- La vétusté et la corrosion avancée de certains tronçons des conduites.
- Le volume d'eau qui arrive aux consommateurs est loin des besoins existants, à cause des pertes de charges, des fuites et du manque d'entretien au niveau des stations de pompage.

Notre travail consiste donc à faire une étude de diagnostic et réhabilitation du réseau Souk El Had willaya de Boumerdes, visant à améliorer son fonctionnement et à assurer une meilleure satisfaction en eau potable de la zone d'étude.

Les deux premiers chapitres seront consacrés à la présentation du site et à l'estimation des besoins actuels (2021) et à l'horizon (2046) pour la ville de Souk El Had willaya de Boumerdes.

Ensuite, nous passerons au chapitre deux qui constitue un diagnostic physique du réseau de la ville objet de notre étude.

Ainsi dans le quatrième chapitre nous dimensionnerons les réservoirs et comparer leur capacité avec celle des réservoirs existants et de projeter si nécessaire d'autres réservoirs pour une meilleure satisfaction.

Puis, nous entamerons le cinquième chapitre qui est consacré au dimensionnement des conduites d'adduction de l'acheminement de l'eau depuis la source jusqu'aux différents points de stockage.

Le sixième chapitre portera sur le choix des pompes à partir du catalogue numérique CAPRARI.

Le dernier chapitre portera sur un cas de distribution en eau potable pour la ville Souk El Had willaya de Boumerdesen utilisant logiciel EPANET.

Finalement, on terminera par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation

du site

Chapitre I

Présentation du site

Introduction :

Afin d'alimenter une zone quelconque en eau potable, nous avons besoin d'une identification détaillée de celle-ci. Dans ce chapitre seront citées toutes informations concernant la situation géographiques, mais aussi des données topographiques, démographiques, hydrographiques et autres de la commune de Souk El Had ; et ce, en guise d'estimer de manière optimale, les besoin en eau de notre zone d'étude

Présentation et situation de la commune :

Situation :

La commune de Souk El Had se situe au centre de la Wilaya de Boumerdes, à 20 Km au sud du chef-lieu de la Wilaya et à 50 Km à l'Est de de la capitale (Alger), elle s'étend sur une superficie de 1780 ha, elle est limitée comme suit ;

- Au Nord-Est, par la commune de Si Mustapha.
- Au Sud, par la commune de Béni Amrane.
- A l'Ouest et au Nord –Ouest, par la commune de Thénia.
- A l'Est, par la commune d'Isser.



Figure I-1 : Plan de situation de la ville de Souk El Had

Chapitre I

Présentation du site

Accessibilité (réseau routier) :

La commune de Souk El Had est accessible à partir de deux voies importantes :

- La 1^{ère} étant la RN05 qui travers la commune du Nord au Sud et la relie avec Alger (passant par Boumerdes) d'une part et avec Lakhdaria d'autre part (passant par Beni Amrane).
- La 2^{ème} c'est la CW68 qui la relie avec les communes de : Chabet El Aneur et Draa El Mizan.

En plus de la voie ferrée : Alger-Thénia-Constantine.

Données naturelles :

Topographie :

La ville de Souk El Had est élevée à environ 37m au-dessus du niveau de la mer

L'endroit le plus élevé 207 m se situe au Nord-ouest de la commune (Dajebel Balloul).

Le territoire de la commune de Souk El Had s'inscrit dans un domaine dont la morphologie dominante correspond à des reliefs callinaires à sommets arrondis. En reliefs montagneux et les bas des versants.

Géologie :

L'étude stratigraphique des principaux affleurements de ce territoire montre que les terrains appartiennent au domaine post-nappes, qui est caractérisé par des formations néogènes et miocènes souvent argilo-marneuses.

Hydrographie :

Le réseau hydrographique dans cette commune est partagé entre les principaux oueds suivants ;

L'oued Tissa : qui coule directement vers la vallée d'Isser, d'une orientation Ouest-Est.

L'oued Tifa : qui passe au sud de la commune de Souk El Had et qui prend une allure Sud-Ouest – Nord-Est.

Chapitre I

Présentation du site

Séismicité :

Selon le nouveau Zoning établi par le RPA2003 la commune de Souk El Had est classée dans la zone « II b » (séismicité moyenne) c'est pourquoi toute construction qui sera érigée sur le territoire de la commune doit respecter les règles parasismiques en vigueur.

Climatologie :

La commune de Souk El Had se caractérise par un étage bioclimatique de type méditerranéen.

Une période pluvieuse et humide, du mois d'Octobre jusqu'au mois de Mai, avec une moyenne de 763mm/an.

Une période chaude et sèche, du mois de Juin jusqu'à Septembre, avec peu de précipitations 53mm/an.

Une température maximale de 33.8°C et minimal de 7.6 °C.

Les vents dominants sont ceux du Sud-Ouest (prolongement de la vallée de l'oued Isser).

Démographie

La commune de Souk El Had est habitée par une population moyenne, maîtrisable par son volume et d'origine rurale locale. Elle dispersée sur l'ensemble de l'aire de la commune avec une concentration plus forte au chef-lieu.

Cette population a atteint un volume de 4860 habitants en 2004 dont 4014 habitants au seul chef-lieu.

Selon l'APC de Souk El Had , la population de la commune de Souk El Had s'élevait à 6181 habitants en 2014 dont **5836** habitants au chef-lieu, pour un taux d'accroissement de **2.43%**.

Morphologie et structure urbaine :

L'analyse de la situation actuelle consiste en l'étude de l'ensemble du tissu urbain et ses composantes. Il s'agit d'une analyse du cadre bâti, son fonctionnement, ses superficies et son assemblage sur le site.

Le plan directeur d'aménagement et d'urbanisme de la commune de Souk El Had (PDAU) à procéder au découpage spatial de la masse totale de Souk El Had chef-lieu en quatre (04) zones d'analyse comme suit : (POS N°01, POS N°02, POS N°03 et POS N°04). Ces zones présentent chacune une typologie et similitude propre.[1]

Chapitre I

Présentation du site

Tableau (I.1) Les différentes zones d'analyse du chef-lieu de la ville de Souk El Had[2]

zone	Superficie totale (Ha)	Superficie libre (Ha)	Superficie occupée (Ha)
POS N°01	28	8	20
POS N°02	31	14.5	16.5
POS N°03	31	20	11
POS N°04	30	23	7

POS N°01 :

Caractéristiques actuelles :

Le Pos N°01 est caractérisée par les lotissements suivants : 164 logements OPCI, 144 chalets.

Tableau (I.2) Récapitulatif des équipements existants et projetés POS N°01

Equipements existants	Nombre	Equipements projetés	Nombre
Centre de sante	01	Salle de soins	01
Ecole primaire	02	Une crèche	01
CEM	01	Un complexe sportif	01
Terrain de jeux	01	Salle de cinéma	01
Station de service	01	Un centre culturel	01
Maison cantonnière	01	-	-
PTT	01	-	-
Maison de jeunes	01	-	-

Chapitre I

Présentation du site

I.2.4.2 POS N°02 :

I.2.4.2.1 Caractéristiques actuelles :

Le Pos N°02 est caractérisée par les lotissements suivants : 30 logements vétustes (cité Sotrawa), cité EPLF 154 logements, lotissements résidentiel 63 logements, cité de recasement et habitat individuel.

Tableau (I.3) Récapitulatif des équipements existants et projetés POS N°02

Equipements existants	Nombre	Equipements projetés	Nombre
APC	01	Lycée	01
Mosquée	01	CEM	01
Ecole primaire	01	Une placette publique	01
Parc communal	01	Aire de jeux	01
Salle de sport	01	Aire de stationnement	01
Gendarmerie nationale	01	-	-
Une stèle	01	-	-
Bibliothèque	01	-	-

POS N°03 :

Caractéristiques actuelles :

Le Pos N°03 est caractérisée par les lotissements suivants : cité évolutif 65 logements, cité 18 février, 249 logements, habitat auto construction et cité coloniale vétuste.

Il est caractérisé aussi par deux cimetières (musulman et chrétien) et une décharge sauvage.

Tableau (I.4) Récapitulatif des équipements existants et projetés POS N°03

Equipements existants	Nombre	Equipements projetés	Nombre
Salle polyvalente	01	Salle de sport	01
Terrain de jeux	01	Une placette publique	01
Ecole primaire	01	placette	01

Chapitre I

Présentation du site

I.2.4.4 POS N°04 :

Caractéristiques actuelles :

Le Pos N°04 est caractérisée par les lotissements suivants : cité 28 logements vétuste et un lotissement résidentiel 53 logements.

Tableau (I.5) Les équipements projetés POS N°04

Equipements projetés	Nombre
Salle de soin	01
Terrain de sport	01
Aire de jeux	01

Remarque :

Selon l'APC de la commune de SOUK EL HAD, les programmes de logements maintenu à la réalisation à court terme sont ;

- 50 logements RHP.
- 60 logements LSL.
- 100 logements RHP.
- 50 logements LPA.
- 50 logements LSP.
- 248+50 logements à livrer.
- 20+30 logements promotionnels.
- 75 logements promotionnels.

Soit un totale de **435 logements**

I.3 Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude du point de vue géographique, topographique, climatologique et sismique. Ces données nous serviront de base pour l'élaboration du projet d'alimentation en eau potable de la commune.

Chapitre II

Diagnostic

Chapitre II

Diagnostic

Introduction

Dans ce chapitre du diagnostic physique nous allons établir l'état des forages et des équipements hydrauliques du réseau d'AEP de la ville de Souk El Had dans le but d'obtenir un meilleur fonctionnement et améliorer les performances de ces derniers.

Situation du réseau d'AEP actuel

Le système d'alimentation en eau potable actuel est composé de :

- L'adduction est en PEHD de diamètre 200 sur une linéaire de 900 m et de 200m pour le Ø250.
- Une station de reprise qui permet le relèvement de l'eau vers les réservoirs existants.
- 2 réservoirs destinés pour le stockage et l'alimentation.
- Conduites de distribution en PEHD .

Diagnostic des équipements [1]

Dans cette partie on traite le diagnostic physique des équipements des forages , stations de pompage , les ouvrages de stockage, l'adduction et la distribution .

Diagnostic physique d'adduction

FORAGE - STATION DE POMPAGE

a. Forage F4R et F5 vers la station de pompage ;

L'adduction est en PEHD de diamètres 200 et 315 sur un linéaire de 429 m pour le Ø200 et de 1352 m pour le Ø315.

Ces adductions ont été rénovées entre les années 2003 et 2011 ne représentent pas des fuites pour cela on peut dire que leur état physique est bon.

b. Forage F21 vers la station de pompage ;

L'adduction est en Acier de diamètres 200 sur un linéaire de 658 m.

Cette conduite d'adduction ne représente pas des fuites

Station de pompage - Ouvrage de stockage

a. Station de pompage - 200m³ Souk El Had :

Le transfert se fait à partir de la station de pompage SOUK EL HAD à travers une conduite d'adduction par refoulement de diamètre ø200 en Acier qui alimente le réservoir de capacité 200 m³ sur un linéaire de 900 m.

b. Entre les réservoirs 200m³ et 300m³ :

Une conduite d'adduction gravitaire de diamètre ø250 en Acier qui alimente le réservoir de capacité 300 m³ à partir du réservoir 200 m³ sur un linéaire de 200m.

Chapitre II Diagnostic

Tableau (II-1) récapitulatif de l'état des adductions existantes :

Adduction	Matériaux	Diamètre (mm)	Linéaire (m)	Etat
SP Souk El Had vers R 200 m ³	Acier	200	900	Moyen
R 200 m ³ vers le R300 m ³	Acier	250	200	Moyen
Total			1100	

Diagnostic physique du forage

Pour ces abris de forages, on a établi des tableaux qui contiennent des informations générales, l'état du génie civil des ouvrages et l'état des différents équipements.

Ce travail est complété par une liste de recommandations et travaux d'urgence pour la restauration des ouvrages endommagés.

FORAGE F5 Souk El Had

a. Reportage photographique



FigureII-01 : Vue générale de l'abri

FigureII-02 : Etat du Génie civil

Chapitre II Diagnostique

b. Description du forage

Tableau (II-2) données générales de forage F5

Localité	Champs de captage de Soul El Had
Forme géométrique	Rectangulaire
Nature de l'ouvrage	Structure en béton armé
Année de mise en service	1994
L'accès extérieur	Accès difficile pour les véhicules.
La porte de clôture	N'existante pas
La porte de l'abri	Dans un état moyen, reprendre la peinture
La clôture	N'existe pas
L'accès intérieur	Inaccessible
Eclairage	N'existe pas

Tableau (II-3) état du génie civil de forage F5

	Degré	Etat
Etat du génie civil	Degré 2	Dans un état moyen
Peinture	Degré 2	Etat moyen pour l'abri à repeindre
Evacuation des eaux pluviales	Degré 3	Sans évacuation

c. Etat des équipements :

Lors de la sortie sur le champ de captage de Souk El Had, on a trouvé les portes des abris et des clôtures soudées par le gestionnaire (ADE) à cause des voleurs .donc on n'a pas pu accéder à l'intérieur pour voir l'état des différents équipements.

d. Recommandations et travaux d'urgence :

- Aménagement de l'accès à partir de la route nationale N°05 ;
- Construire une clôture.
- Revoir l'état de la porte de l'abri, repeindre.
- Mettre en place de l'éclairage à extérieur

Chapitre II Diagnostique

Forage F4r Soukl El Had

Reportage photographique



FigureII -03 : Vue Général du forage (inaccessible)

a. Description du forage

Tableau (II4) données générales de forage F4r

Localité	Champs de captage de Soul El Had
Forme géométrique	Rectangulaire
Nature de l'ouvrage	Structure en béton armé, murs en parpaing
Année de mise en service	2006
L'accès extérieur	Inaccessible
La porte de clôture	un état moyen, apparition de la corrosion superficielle
La porte de l'abri	-
La clôture	Existante, en moyen état
L'accès intérieur	Inaccessible
Eclairage	N'existe pas

b. Etat du génie civil et l'état des équipements :

Lors de notre sortie sur le champ de captage de Souk El Had, on a trouvé les portes des abris et des clôtures soudées par le gestionnaire (ADE) à cause des voleurs donc on n'a pas pu accéder à l'intérieur pour voir l'état des équipements.

c. Recommandations et travaux d'urgence :

- Aménagement de l'accès à partir de la route nationale N°05.
- Mettre en place de l'éclairage à extérieur.

Chapitre II Diagnostic

Forage F21 Soukl E I Had

a. Reportage photographique



FigureII -04 Vue Général du forage (inaccessible).

b. Description de l'abri de forage

Tableau (II-5) données générales de forage F21

Localité	Champs de captage de Soul El Had
Forme géométrique	Rectangulaire
Nature de l'ouvrage	Structure en béton armé, murs en parpaing
Année de mise en service	2000
L'accès extérieur	Accès difficile pour les véhicules.
La porte de clôture	Il existe deux portes en état moyen, apparition de la corrosion superficielle
La porte de l'abri	-
La clôture	Bon état
L'accès intérieur	Inaccessible
Eclairage	N'existe pas

Remarque :

Le forage est en arrêt, pour son entretien.

Chapitre II

Diagnostic

c. Etat du génie civil et état des équipements :

Lors de notre sortie sur le champ de captage de Souk El Had, on a trouvé les portes des abris et des clôtures soudées par le gestionnaire (ADE) à cause des voleurs .donc on n'a pas pu accéder à l'intérieur pour voir l'état des équipements.

d. Recommandations et travaux d'urgence :

- Aménagement de l'accès.
- Mettre en place de l'éclairage à extérieur.

Suite à différentes visites effectués sur sites des forages et à l'issue de ce diagnostic, nous attirons l'attention des services concernés sur les points suivants :

- L'accessibilité aux différents forages n'existe pas.
- La peinture est en mauvais état sur pratiquement l'ensemble des abris.
- L'évacuation des eaux pluviales n'existe pas.
- Il faut mettre en place de l'éclairage a extérieur.
- Toutes les portes sont en moyen état , il est nécessaire de refaire la peinture.
- Pour pallier à ces anomalies, il faudra les entretenir périodiquement

Diagnostic de station de pompage:

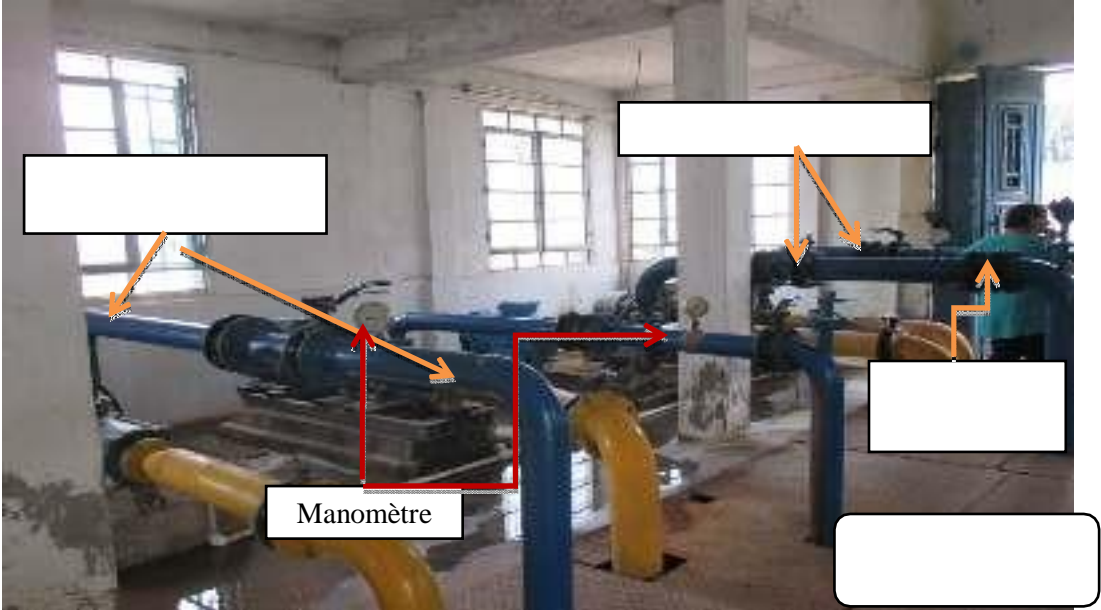
La station de pompage de Souk El Had est constituée de trois bras, Beni Amrane, Grâacha et Souk El Had. Pour cette étude on parlera du bras de Souk El Had. Il est constitué de deux pompes, une qui fonctionne et l'autre de secoure (elles ont les même caractéristiques) à axe horizontale.

Etat de la station de pompage



FigureII-05 : Vue d'extérieur de la station de pompageSOUK EL HAD

Chapitre II
Diagnostic



FigureII -06 : Vue d'intérieur de la Station de pompage SOUK EL HAD

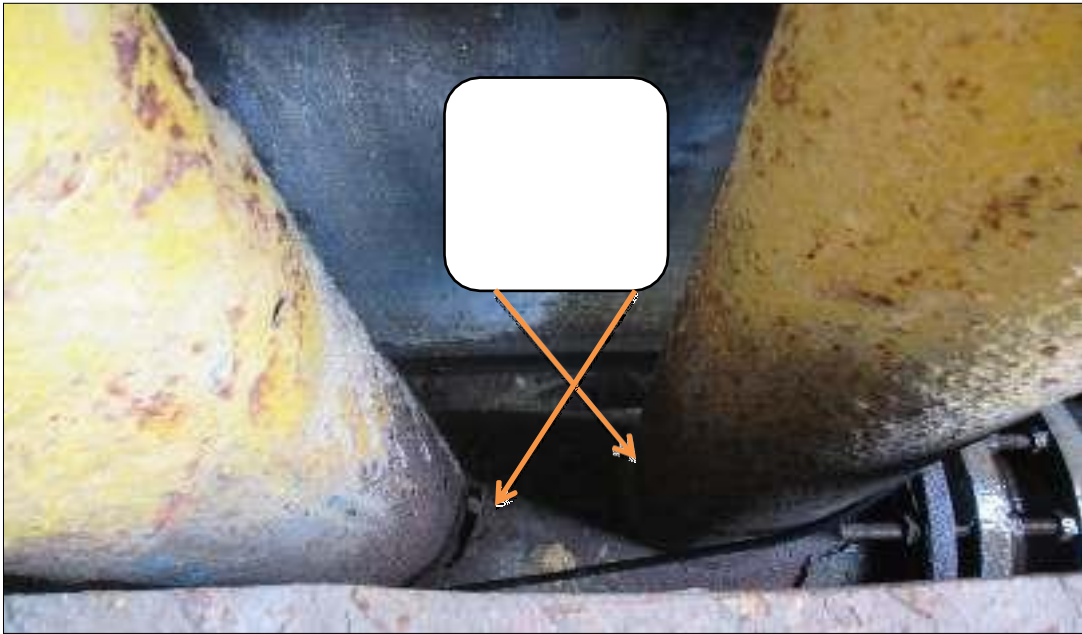


FigureII -07 : Bras de Souk El Had.



FigureII-08 : Détérioration de la station.

Chapitre II Diagnostic



FigureII-09 : Etat des conduites d'aspiration.



FigureII-10 :Etat de la pompe.

- Toutes les conduites sont corrodées.
- Toutes les conduites de refoulement sont équipées d'un manomètre, ce dernier ne fonctionne pas.
- Absence des ventouses.
- Mauvaise état du sol.

Chapitre II Diagnostic

- Dégradation avancé des pompes au niveau des roues.

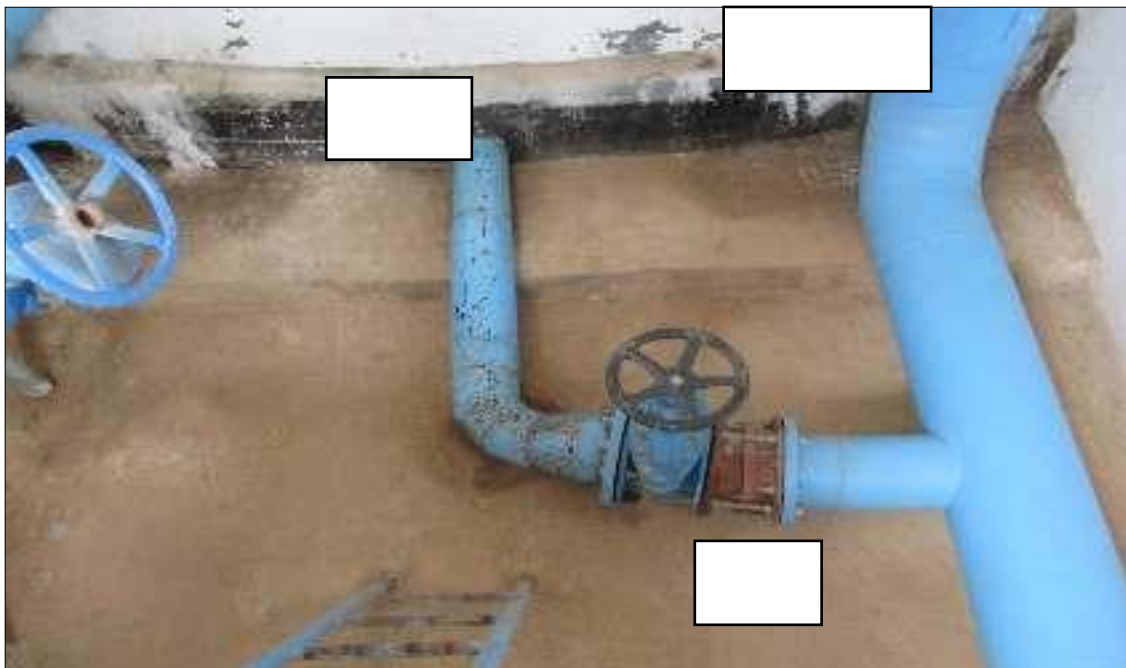
Recommandation :

- D'après notre visite, on a conclu que la station de pompage nécessite une rénovation des équipements hydromécanique y compris les pompes du bras SOUK EL HAD.

ETAT DES RESERVOIRS DE LA STATION DE POMPAGE



FigureII-11: Vue du réservoir 1000m³



FigureII-12 : Equipements de la chambre des vannes

Chapitre II Diagnostic



FigureII-13 : Conduite de distribution



FigureII-14 : Vue du réservoir 300m³ FigureII-15 : Dégradation de l'état du réservoir



FigureII-16 : réservoirs d'air à l'arrêt

Chapitre II Diagnostic

Remarque :

- Les réservoirs d'air ne fonctionnent pas.

Recommandation :

- Il est nécessaire de prévoir des réservoirs d'air pour chaque bras.

DIAGNOSTIC DES OUVRAGES DE STOCKAGE

Le Stockage actuel de l'eau potable pour l'aire d'étude est assuré par trois réservoirs.

RESERVOIR R1 300M3

a. Reportage photographique



Figure II-17 : Vue d'extérieur du réservoir R₁ Figure II-18: Fuite au niveau du flotteur



Figure II-19 : Réservoir 300m³ semi enterré

Figure II-20 : Les mauvaises herbes

Chapitre II
Diagnostique

b. Description du réservoir

Tableau (II-6) données générale du réservoir R1

Capacité (m³)	300	Alimente la zone basse de SOUK EL HAD
Forme géométrique	Circulaire-semi enterré	
Nature de l'ouvrage	En Béton armé	
Année de mise en service	1988	
Cote radier (m)	105	
Cote trop plein (m)	109	

Tableau (II-7) récapitulatif de l'état du réservoir R1

	Degré	Etat et recommandation
L'accès extérieur	3	- Difficile, surtout pour les engins. - Un aménagement nécessaire pour l'accès.
Le portail de clôture	2	- Etat moyen. - Repeindre.
La clôture	2	- Moyen état. - Repeindre.
L'accès intérieur	2	- un peu difficile. - Enlever les mauvaises herbes.
Eclairage	3	- N'existe pas. - Mettre de l'éclairage.
Etat du génie civil	2	- Moyen état. - Repeindre.
Peinture	2	- Moyen état. - Repeindre.
Etanchéité de la toiture	2	- Moyen état. - Reprendre l'Etanchéité .
Grille d'aération	2	- Moyen état. - repeindre.
Echelle	2	- non conforme. - A refaire.
Porte de la chambre de vanne	3	- N'existe pas. - Mettre une porte.

Tableau (II-8) état des équipements de réservoir R1

	Type	Diamètre Ø mm	degré	Etat
Conduite d'entrée	Acier	150 PN10	2	moyen état Apparition de la corrosion.
Conduites de distribution (2)	Amiante Ciment	150 PN10 200 PN16	1	Bon état.
Conduite trop plein	Acier	150 PN10	1	Bon état.
Conduite de vidange	Acier	150 PN10	1	Bon état
Vanne d'entrée	Acier	150 PN10	2	Moyen état
Vanne de départ	Acier	200 PN16	1	Bon état
Vanne de la conduite de vidange	Acier	150 PN10	2	Moyen état

RESERVOIR R2 200M3

a. REPORTAGE PHOTOGRAPHIQUE



FigureII-21 : Vue général du réservoir 200m³ enterré



FigureII-22 : Erosion de la coupole réservoir 200m³ enterré



Figure II-23 : dégradation des conduites, fuites dans un mauvais état et les câbles électriques sont mal placés.

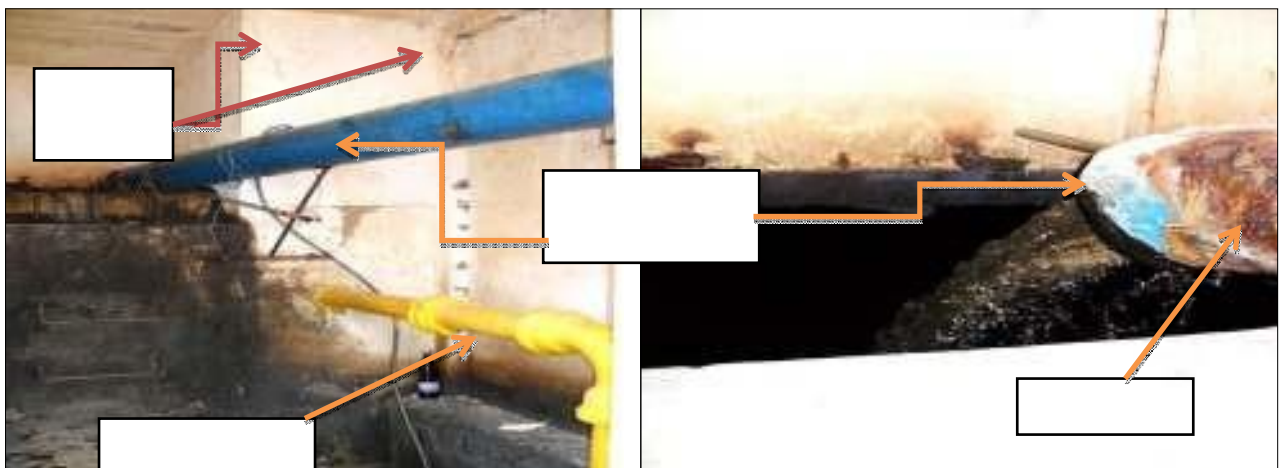


Figure II-24 : dégradation avancé de la conduite d'arrivé



Figure II-25: conduites de trop plein et de vidange

Chapitre II Diagnostique

b. Description du réservoir

Tableau (II-9) données générale du réservoir R2

Capacité (m ³)	200	Alimente la zone Haute de SOUK EL HAD
Forme géométrique	Circulaire- enterré	
Nature de l'ouvrage	En Béton armé	
Année de mise en service	1988	
Cote radier (m)	130	
Cote trop plein (m)	132	

Tableau (II-10)récapitulatif de l'état du réservoir R2

	Degré	Etat et recommandation
L'accès extérieur	3	- Difficile, surtout pour les engins - Un aménagement nécessaire pour l'accès.
Le portail de clôture	2	- Etat moyen - Repeindre
La clôture	2	- Moyen état - Repeindre
L'accès intérieur	2	- un peu difficile. - Enlever les mauvaises herbes
Eclairage	3	- N'existe pas. - Mettre de l'éclairage.
Etat du génie civil	2	- Etat Dégrader. - Il nécessite une expertise approfondie par un organisme spécialisé en génie civil.
Peinture	3	
Etanchéité de la toiture	2	
Grille d'aération	2	
Echelle	2	- Moyen état. - A refaire.
Porte de la chambre de vanne	2	- Moyen état. - repeindre.

Tableau (II-11)état des équipements du réservoir R2

	Type	Diamètre Ø mm	degré	État
Conduite d'entrée	Acier	200	3	Mauvaise état. Conduite corrodé.
Conduite de distribution	Acier / Amiante Ciment	250 / 150	2	Moyen état. Toutes les conduites sont corrodées.
Conduite trop plein	Acier	100		
Conduite de vidange	Acier	100		
Vanne d'entrée	-	-	-	N'existe pas.
Vanne de départ	Acier	200	2	Moyen état
Vanne de la conduite de vidange	Acier	100	2	Moyen état

Chapitre II Diagnostic

Diagnostic de réseau de distribution

Démarche à suivre dans l'établissement du plan de recollement :

Avant d'entamer le travail de terrain, notre bureau d'étude a procédé à la collecte de tous les plans des réseaux d'AEP existants et projetés de tous les lotissements, cités et des quartiers qui sont situés dans la limite du projet. Ces plans sont très utiles et serviront de guide en cas d'absence d'information. Après la collecte des données et le traitement général de l'information le bureau d'études a procédé à la partie réservée au terrain à savoir :

- Le repérage sur site du tracé des conduites.
- le positionnement des vannes qui sont abritées dans des regards ou bien identifiées par leurs bouches à clef.

Après avoir reconstitué le réseau global de la ville il a été procédé à l'interprétation des données ainsi recueillies et les comparer au différents plans en notre possession. Une deuxième correction, du plan de recollement constitué, a été effectuée par les services de l'hydraulique a fin d'avoir une meilleur coordination entre les différents services.

Il est à signaler que les plans récupérés des réseaux projetés et réalisés ne reflètent pas la réalité du réseau existant. Quelques changements ont été opérés sur le réseau projeté au cours de la réalisation ou pendant l'exploitation.

a- Principe de fonctionnement :

L'alimentation en eau potable de la ville de Souk El Had est assurée par deux réservoirs (200m³ et 300m³). On note que chaque réservoir alimente une partie de la ville comme suit ;

- La zone haute est alimentée à partir du réservoir (R₂) de capacité 200 m³.
- La zone basse est alimentée à partir du réservoir (R₁) de capacité 300m³..

Actuellement le réseau fonctionné à plein temps y a pas de coupure sauf dans le cas des travaux de réparation (fuite, pagne, changement d'une conduite) les coupures d'eau seront à partir de la vanne se du réservoir parce que les vannes de sectorisation ne fonctionnent pas donc toute la population sera pénalisée

Tableau (II-12) Détail de la distribution pour la ville de Souk El Had

Localité	Fréquence	Plage horaire	Gestionnaire	Nombre d'abonnés		compteurs	
				Au forfait	Au compteur	fonctionnels	défectueux
Zone Haute	7/7	24/24	ADE	117	1353	1299	54
Zone Basse	7/7	24/24	ADE				
Total Abonnés				1416			

Chapitre II Diagnostic

- Selon le service gestionnaire ADE de la ville de Souk El Had, l'eau est de bonne qualité.

Etat du réseau :

a. Zone Haute

L'alimentation en eau potable de la zone Haute de la ville de SOUK EL HAD est gravitaire à partir du réservoir (R₂) 200m³ par une conduite principale de diamètre 150 mm en Amiante Ciment sur un linéaire de 1780 m, et aussi par l'intermédiaire des réseaux maillés avec des différents matériaux variant entre l'acier , Acier galvanisé, l'amiante ciment, et le PEHD.



FigureII-26 : Passage des deux conduites de distribution en parallèle sous le pont à l'entrée de la ville.



FigureII-27 : Regard de vidange (Vanne N°01°)

Chapitre II Diagnostic

b. Zone Basse :

L'alimentation en eau potable de la zone Basse de la ville de SOUK EL HAD est gravitaire à partir du réservoir (R₁) 300m³ par une conduite principale de diamètre Ø200 mm en Amiante Ciment sur un linéaire de 888 m, et aussi par l'intermédiaire des réseaux maillés avec des différents matériaux variant entre l'Acier, l'amiante ciment, PVC et le PEHD.

Le réseau est composé d'une maille principale en Amiante Ciment de diamètre Ø150/Ø100, des sous mailles de diamètre Ø100 en Amiante Ciment



FigureII-28 : Passage des deux conduites principales de distribution en parallèle sous le pont à l'entrée de la ville.

Conclusion

Le réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Souk El Had date depuis l'année 1988 c'est-à-dire 27 ans de mise en service, après avoir fait le diagnostic, nous avons remarqué ce qui suit ;

- Présence de la corrosion au niveau des conduites, la pièce spéciale et les vanne.
- Les vannes ne sont pas fonctionnelles.
- Les débits mètre ne sont pas fonctionnels.
- Les pièces spéciales sont en mauvais état.
- Quelques regards de vannes sont pleins de déchets et sont dépourvus de tampons.

Le réseau est composé de différents matériaux dont l'Amiante Ciment représente 42% du linéaire total du réseau. Ce dernier n'est pas l'objet de la production nationale.

75% du réseau existant est ancien, composé d'Amiante Ciment, d'Acier et de PVC.

Les différents problèmes rencontrés lors des interventions pour la réparation des fuites sont dans le réseau en amiante-ciment vu l'indisponibilité de la pièce spéciale sur le marché. Pour cela, nous recommandons le réaménagement et la rénovation du réseau en (Amiante ciment, PVC et Acier) par un matériau adéquat qui répond aux normes nationales et internationales.

Chapitre III

Estimation des besoins en eau

Chapitre III Estimation des besoins en eau

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

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

Evolution démographique

L'évolution démographique est basée sur les données du recensement RGPH 2009, et les programmes de logements maintenue pour la réalisation.

Selon RGPH 2009 la Populations au chef-lieu de Souk El Had est de **5 836 habitants**

Le taux d'accroissement est de 2,4 % (fixe avec la DRE de Boumerdes)

En utilisant la formule de la croissance géométrique pour l'estimation de la population à court, moyen et long terme

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

Où:

P_n : Population à l'horizon d'étude.

P_0 : Population de base (2009).

T : taux d'accroissement. (T=2.4 %).

n : l'écart d'années entre les deux horizons.

Nous obtenons les résultats représentés dans le tableau suivant :

Tableau (III-1).Evolution démographique de la ville de Souk El Had

Horizons	RGPH	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2009	2021	2026	2036	2046
Taux d'accroissement (%)		2.4	2.4	2.4	2.4
Population	5 836	7 758	8 734	11 072	14 035

Chapitre III Estimation des besoins en eau

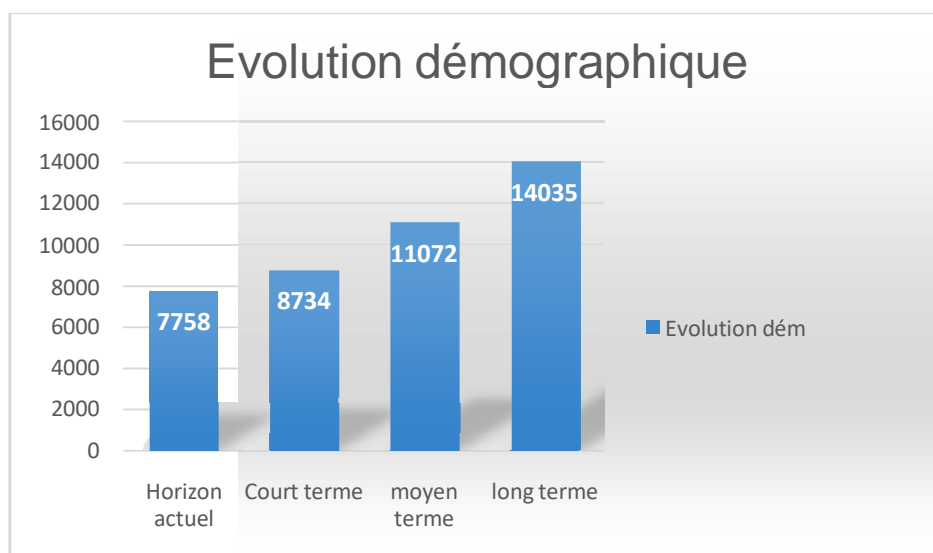


Figure III-1 Histogramme montrant l'évolution démographique de la ville de Souk El Had

Les programmes LPA, et promotionnels seront ajoutés à la croissance de la population à court terme.

- 30+20+75 logements promotionnels
- 50 logements LPA.

Soit un total de **175 logements**.

Population = 175 x 7 = 1225 habitants (7 étant l'estimation du nombre de personnes par logement).

Tableau (III-2) Evolution démographique incluant les programmes de logements

Horizons	RGPH	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2009	2021	2026	2036	2046
Taux d'accroissement (%)		2,4	2,4	2,4	2,4
Population	5 836	7758	8 734	11 072	14 035
Programme de logements prévu selon APC			1225	1225	1225
Population Total	5 836	7758	9 959	12 297	15 260

Chapitre III Estimation des besoins en eau

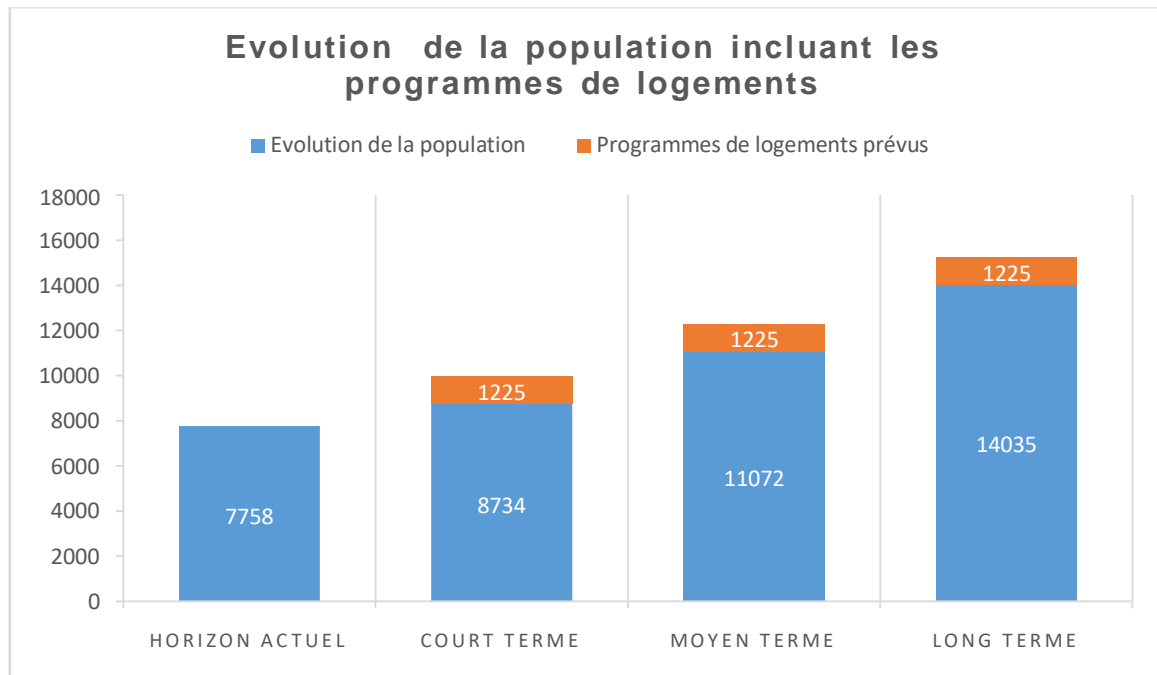


Figure III-2 Histogramme montrant l'évolution démographique de la ville incluant les programmes de logements

Estimation des besoins en eau

Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est désignée par **Qmoyj** et calculé par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{(N \times D)}{1000} (m^3/j) \quad (2.2)$$

Avec :

- **Qmoyj**: Consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- **N**: nombre de consommateurs ;
- **D** : dotation moyenne en $l/j/cons.$

Besoins en eau par catégorie

Besoins domestique

S'agissant de réseaux importants et complexes, nous allons établir les prévisions pour les **25 prochaines années**. Les besoins seront localisés géographiquement et ils seront exprimés en besoin à la production, c'est-à-dire tenir compte du comptage des compteurs des abonnés et des pertes en réseau.

Chapitre III Estimation des besoins en eau

Tableau (III-3) Besoins domestiques en eau de la zone d'étude.

Horizons	Nombre d'habitants	Dotation(l/j/hab)	Qmoyj(m3/j)	Qmoyj(l/s)
Actuel (2021)	7578	150	1136,70	13,16
Court terme (2026)	9959	150	1493,85	17,29
Moyen terme (2036)	12297	150	1844,55	21,35
Long terme (2046)	15260	150	2289,00	26,49

Besoins des équipements

Afin d'estimer les besoins d'équipements de la ville de Souk El Had, nous devons recenser les différents équipements existants et ceux qui seront projetés dans le cadre de l'étude de révision du PDAU de la commune en question.

Mais vu l'indisponibilité des données sur les équipements projetés et l'absence de l'information sur les unités existante et à projeter au niveau de la zone d'activité, nous recommandons de se référer à l'étude d'actualisation du plan national de l'eau (PNE) Algérie, mission 2 – volet 4 – tome 1 réalisé en Août 2010 pour le compte du ministère des ressources en eau pour une bonne

Majorations « autres usages »

Les besoins administratifs, des commerces et de l'artisanat / petite industrie sont considérés comme étroitement liés à la typologie de l'agglomération et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, de coefficients de majoration spécifiques à chaque catégorie d'usagers :

Tableau (III- 4) Besoins des équipements selon le plan national de l'eau (PNE)

UNITE %	TAUX DU MAJORATION AUTRE USAGE			
	Taux Administration	Taux Commerce	Tauxartisanat et petite industrie	Taux total
Métropolies à statutparticulier de délégation (SPE)	35	17.5	17.5	70
Métropolies	30	15	15	60
Urbainsupérieur	25	12.5	12.5	50
Urbain	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7.5	7.5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Eparse	0	0	0	0

La ville de Souk El Had est considérée comme ville urbaine. Ce qui nous laisse avec les résultats représentés dans le tableau si dessous.

Chapitre III Estimation des besoins en eau

Tableau (III.5) Tableau montrant le besoin total des différents équipements de la ville

Besoins administratifs (m³/j)	276
Besoins commerciaux (m³/j)	138
Besoins industriels (m³/j)	138
Besoin total d'équipements (m³/j)	552

Pour estimer les besoins d'équipements en 2046, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques en appliquant la formule suivante :

$$\frac{Q_{\text{équi actuel}}}{Q_{\text{dom actuel}}} = \frac{Q_{\text{équi Futur}}}{Q_{\text{dom Futur}}} \quad (2.3)$$

Avec:

- $Q_{\text{équi actuel}}$: besoins d'équipements en 2021 (m³/j) ;
- $Q_{\text{équi futur}}$: besoins d'équipements en 2046(m³/j) ;
- $Q_{\text{dom actuel}}$: besoins domestiques en 2021 (m³/j) ;
- $Q_{\text{dom futur}}$: besoins domestiques en 2046(m³/j).

Les résultats sont donnés dans le **tableau (II-5)** suivant :

Tableau (III-6) Estimation des différents besoins pour l'horizon futur (2046).

Horizon	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2021	2026	2036	2046
Besoins administratifs (m³/j)	276	398	492	610
Besoins commerciaux (m³/j)	138	199	246	305
Besoins industriels (m³/j)	138	199	246	305
Total (m³/j)	551	797	984	1221

Chapitre III Estimation des besoins en eau

Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj,j}$

L'ensemble des fuites sur les adductions et le réseau, varie suivant le type de tuyaux, leur vétusté, la nature de terrain et la qualité de l'entretien. Nous considérons qu'il est difficile de réduire les pertes à moins de 10 % (rapportée à la production) même pour un réseau neuf, et que 15 % des pertes caractérisent un réseau en bon état et très bien entretenu.

C'est au-delà de 20% que l'on doit réagir et accentuer les campagnes anti-fuites (on envisage le renouvellement des conduites). Tenant compte que le réseau existant est vétuste pour compenser les fuites au niveau du réseau de l'adduction, du réseau, on effectue une majoration de 20%, telle que :

$$Q_{maj,j} = 1.2 \times Q_{moy,j} \quad (2.4)$$

Avec:

- $Q_{maj,j}$: débit majoré journalier (m^3/j) ;
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier (m^3/j).

Mais vu que la majoration des débits d'équipements a d'ores et déjà été effectuée lors de l'établissement du plan national de l'eau (PNE), Nous procéderons uniquement à la majoration des débits moyens journaliers domestiques tel que mentionné ci-dessus et représenté ci-dessous :

Le **tableau (II-6)** ci-après regroupe les résultats de calcul.

Tableau (III-7) La consommation moyenne journalière majorée.

	Q_{moyj}	$Q_{maj,j}$	Q_{equip}	Q_{tot}
Débits actuels	1136,70	1364.04	552	1916.04
Débits futures (2046)	2289	2746,8	1221	3967,8

Consommation maximal journalière $Q_{max,j}$

La population de la ville de Souk El Had se distribue selon deux parties distinctes à savoir :

- Une partie haute comprenant 35% de l'agglomération totale.
- Une partie basse comprenant 65% de l'agglomération totale.
-

La consommation quotidienne de l'eau n'est pas constante, mais varie en présentant des maximums et des minimums journaliers. Pour tenir compte de cette variation on doit considérer le coefficient dit « coefficient d'irrégularité journalière » K_{max} qui correspond à la concentration de tout l'écoulement (demande) sur une durée donnée de la journée, donc tenir compte des fuites, des pertes et des saisons où la consommation est maximale.

Chapitre III Estimation des besoins en eau

Cette consommation représente le débit du jour le plus chargé de l'année, elle se détermine par la formule suivante :

$$O_{max.j} = K_{max.j} \times O_{maj.j} \quad (2.5)$$

- $Q_{max.j}$: débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{maj.j}$: débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- $K_{max.j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui tient compte de l'augmentation de la consommation. Il est compris entre **1.1** et **1.3** ; on prend $K_{max.j} = 1.2$.

Nous allons donc procéder au calcul des débits maximums journaliers de chacune des zones précédemment citées.

Variation de la consommation horaire

Consommation maximum horaire

Le débit maximum horaire est une consommation d'eau journalière qui varie durant les 24 heures, elle peut être exprimée par la formule suivante :

$$O_{max.h} = K_{max.h} \times O_{moy.h} \quad (2.6)$$

Avec:

- $Q_{max.h}$: débit maximum horaire (m^3/h) ;
- $Q_{max.j}$: débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $K_{max.h}$: coefficient de variation horaire.
- $Q_{moy.h} = Q_{max.j}/24$

La valeur de $K_{max.h}$ dépend de α_{max} et β_{max} tel que :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (2.7)$$

- α_{max} : coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, compris entre **1.2** et **1.3**, on prend $\alpha_{max} = 1.3$
- β_{max} : coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant représenté dans le **tableau (II-8)** ci-dessous:

Tableau (III-8) Variation des valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitant.

Nombre d'habitants $\times(10^3)$	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	1000
--------------------------------------	---	-----	-----	---	---	----	----	----	-----	-----	------

Chapitre III Estimation des besoins en eau

Valeurs de β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1
--------------------------	---	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	-----	------	---

Selon le **tableau (III-8)** on détermine les valeurs de β_{max} et on calcule le K_{max} , afin d'estimer les valeurs de $Q_{max,h}$ pour l'horizon 2046.

Le **tableau(III-9)** suivant représente les résultats des trois (03) calculs sus-cités.

Tableau (III-9) Représentation des valeurs de K_{max} et $Q_{max,h}$ pour l'horizon 2046.

	zone haute	Zone basse
Nbre d'habitants	5341	9919
$Q_{max,j}$ (m ³ /j)	1666,48	3094,88
$K_{max,h}$	1,84	1,69
$Q_{moy,h}$ (m ³ /h)	69,44	128,95
$Q_{max,h}$ (m ³ /h)	127,76	217,93

Répartition des consommations horaires durant les 24 heures :

La répartition de la consommation horaire des deux zones est représentée dans le tableau suivant.

Tableau (III-10) Répartition horaire de la consommation journalière en eau -Zone haute

Heures	Q _{maxj} = 1666.48				
	Coefficient de répartition horaire α_i	Q _{h,i} (m ³ /h)	Coefficient cumulé de répartition horaire α_i	Q _{h,i} cumulé(m ³ /h)	Observation
00-01	0,85	14,16508	0,85	14,16508	Q _{min}
01-02	0,85	14,16508	1,7	28,33016	
02-03	0,85	14,16508	2,55	42,49524	
03-04	1	16,6648	3,55	59,16004	
04-05	2,7	44,99496	6,25	104,155	Q _{max}
05-06	4,7	78,32456	10,95	182,47956	
06-07	5,35	89,15668	16,3	271,63624	
07-08	5,85	97,48908	22,15	369,12532	
08-09	4,5	74,9916	26,65	444,11692	
09-10	4,2	69,99216	30,85	514,10908	
10-11	5,5	91,6564	36,35	605,76548	
11-12	7,5	124,986	43,85	730,75148	
12-13	7,9	131,65192	51,75	862,4034	
Heures	Q _{maxj} = 1666.48				

Chapitre III Estimation des besoins en eau

	Coefficient de répartition horaire α_i	$Q_{h,i}(m^3/h)$	Coefficient cumulé de répartition horaire α_i	$Q_{h,i}cumulé(m^3/h)$	
13-14	6,35	105,82148	58,1		
14-15	5,2	86,65696	63,3		
15-16	4,8	79,99104	68,1	1134,8729	
16-17	4	66,6592	72,1	1201,5321	
17-18	4,5	74,9916	76,6	1276,5237	
18-19	6,2	103,32176	82,8	1379,8454	
19-20	5,7	94,98936	88,5	1474,8348	
20-21	5,5	91,6564	94	1566,4912	
21-22	3	49,9944	97	1616,4856	
22-23	2	33,3296	99	1649,8152	
23-24	1	16,6648	100	1666,48	Qmin

Tableau(III.11) Répartition horaire de la consommation journalière en eau -Zone basse

Heures	Qmaxj = 3094.88 m3/j				Observation
	Coefficient de répartition horaire α_i	$Q_{h,i} (m^3/h)$	Coefficient cumulé de répartition horaire α_i	$Q_{h,i}cumulé (m^3/h)$	
00-01	1	30,9488	1	30,9488	Qmin
01-02	1	30,9488	2	61,8976	
02-03	1	30,9488	3	92,8464	
03-04	1	30,9488	4	123,7952	
04-05	2	61,8976	6	185,6928	
05-06	3	92,8464	9	278,5392	
06-07	5	154,744	14	433,2832	
07-08	6,5	201,1672	20,5	634,4504	
08-09	6,5	201,1672	27	835,6176	
09-10	5,5	170,2184	32,5	1005,836	
10-11	4,5	139,2696	37	1145,1056	

Chapitre III Estimation des besoins en eau

11-12	5,5	170,2184	42,5	1315,324	
Heures	Q_{maxj} = 3094.88 m³/j				
	Coefficient de répartition horaire α_i	Q_{h,i} (m³/h)	Coefficient cumulé de répartition horaire α_i	Q_{h,i} cumulé (m³/h)	Observation
12-13	7	216,6416	49,5	1531,9656	Q_{max}
13-14	7	216,6416	56,5	1748,6072	
14-15	5,5	170,2184	62	1918,8256	
15-16	4,5	139,2696	66,5	2058,0952	
16-17	5	154,744	71,5	2212,8392	
17-18	6,5	201,1672	78	2414,0064	
18-19	6,5	201,1672	84,5	2615,1736	
19-20	5	154,744	89,5	2769,9176	
20-21	4,5	139,2696	94	2909,1872	
21-22	3	92,8464	97	3002,0336	
22-23	2	61,8976	99	3063,9312	
23-24	1	0	100	3063,9312	Q_{min}

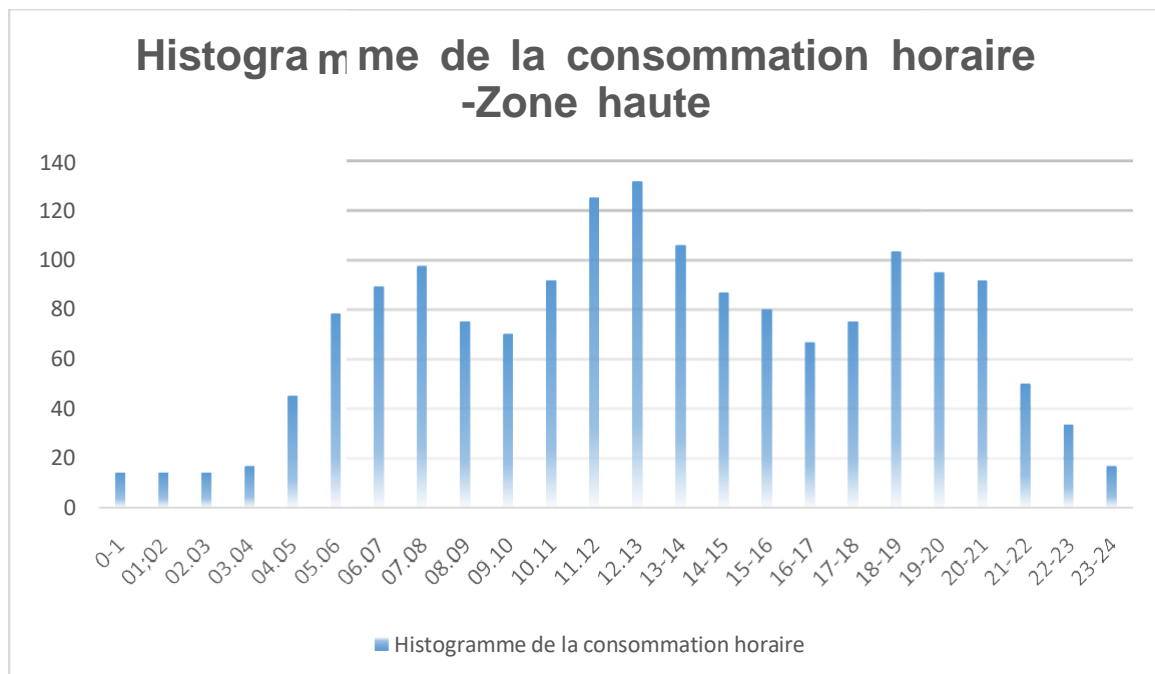


Figure III-3 Histogramme de la consommation horaire –Zone haute

Chapitre III Estimation des besoins en eau

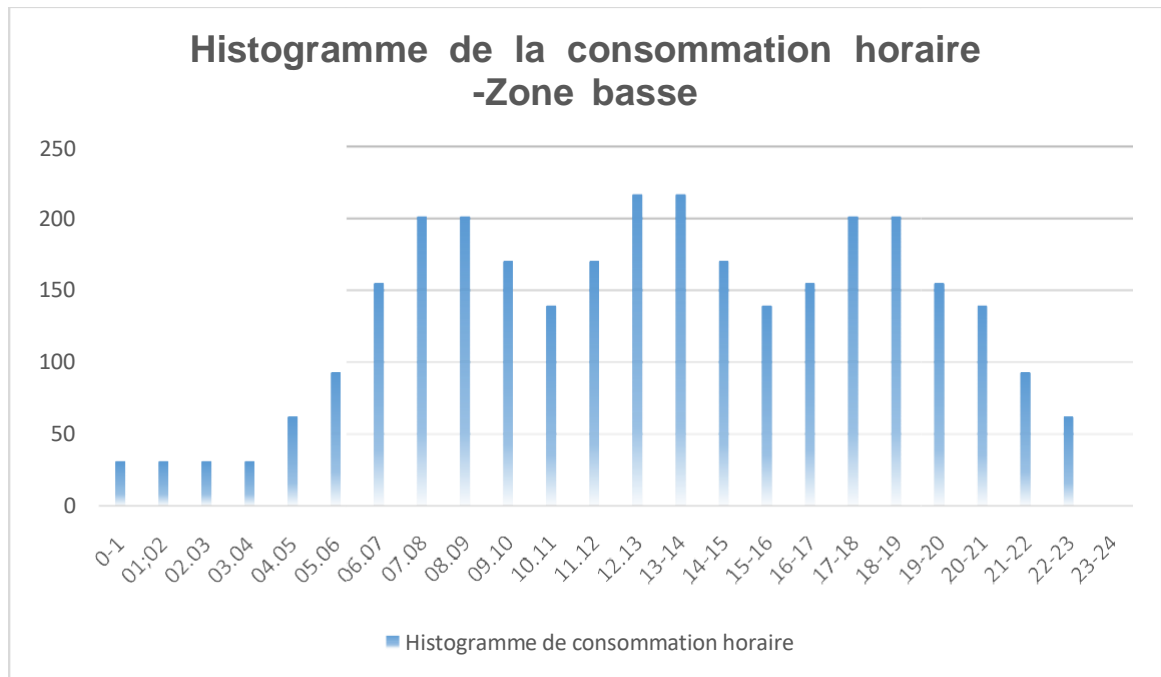


Figure III-4 Histogramme de la consommation horaire -Zone basse

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons mené à terme l'estimation des besoins en eau potable de la ville de Souk El Had. Et ce en prenant en comptes non seulement la population mais aussi les différents équipements en place ainsi que ceux à projeter.

Chapitre IV

Réservoir

Chapitre IV

Réservoirs

Introduction

Avant d'être distribuée, l'eau doit de premier abord être acheminée vers des ouvrages de stockage qui eux assureront une distribution continue en faveur des usagers.

En effet, les réservoirs permettent d'assurer les débits demandés aux heures de pointe et de réserver une partie de leurs stockages et la dédier à la lutte contre les incendies.

Ce chapitre aura donc pour but de dimensionner ces ouvrage pour notre zone d'étude.

Principales fonctions d'un réservoir

On peut classer les fonctions principales assurées par les réservoirs selon deux points de vue, soit technique ou économique :[5]

- **Du point de vue technique**

Le réservoir assure les fonctions suivantes :

- La régulation du débit.
- La sécurité d'approvisionnement.
- La régulation de la pression.
- La simplification de l'exploitation.
- Le rôle d'un réacteur participant au traitement de l'eau.

- **Du point de vue économique**

Le réservoir permet la réduction :

- Des investissements sur les ouvrages de production.
- Des investissements sur le réseau de distribution.
- Des dépenses d'énergie.

Aussi les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux différents incidents à titre d'exemple une panne électrique pouvant arrêter la station de pompage, remplacement d'une pompe, accident sur la conduite de refoulement...etc. Ils offrent aussi les quantités d'eau nécessaires pour combattre efficacement les incendies.

Classification des réservoirs

On distingue plusieurs types de réservoirs, ils sont classés à partir de leur[6] :

- **Position par rapport au sol :**

- Réservoir enterré, semi-enterré et les réservoirs sur le sol ;
- Réservoir surélevé ou la cuve du réservoir étant disposée sur une tour ;
- Réservoir avec station de surpression associée ;

Chapitre IV

Réservoirs

- Réservoir sous pression : un dispositif de compression d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.
- **La forme :**
 - Réservoirs circulaires ;
 - Réservoirs carrés ou rectangulaires ;
 - Réservoirs quelconques.
- **Mode de fermeture :**
 - Réservoirs couverts ;
 - Réservoirs non couverts.
- **Matériaux de construction :**
 - Réservoirs métalliques ;
 - Réservoirs en maçonnerie ;
 - Réservoirs en béton armé ou précontrainte.

- **L'usage :**
 - Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
 - Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
 - Réservoir de traitement.

Rôles d'un réservoir

Le réservoir est un ouvrage à préconiser dans la majeure partie des cas il offre les avantages suivants[5] :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Sollicitation régulière des points d'eau ;
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution ;
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes).
- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage ;
- Assurer une réserve d'incendie ;
- Milieu où on peut traiter l'eau avec du chlore ou de l'eau de javel.

Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir

Les principales exigences sont :

- **La résistance** : le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties ;
- **L'étanchéité** : le réservoir doit conserver le volume d'eau qu'il contient sans fuites ;
- **La durabilité** : le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales après un long contact avec le liquide.

Chapitre IV

Réservoirs

Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte de certaines considérations technique et économiques[6] :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire ;
- Il est préférable que le remplissage se fait d'une façon gravitaire pour des raisons économiques ;
- Il est préférable que l'implantation doive être à l'extrémité de la zone à alimenter ;
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir assurer une pression suffisante au heures de pointes
- La nature du sol joue un rôle important dans le choix de l'emplacement d'un réservoir. Il est indispensable, en effet, d'établir un réservoir sur un sol parfaitement résistant.

Types de réservoirs

- **Réservoir enterré ou semi-enterré:**

Ce système repose également sur un principe de mise en pression gravitaire de l'eau stockée. La différence de hauteur est obtenue par l'exploitation d'une dénivelée naturelle du terrain.

- **Avantages :**
 - Capacité de stockage plus grande par rapport au réservoir sur tour ;
 - Cout de construction plus faible ;
 - Intégration plus facile dans le paysage ;
 - Vulnérabilité plus faible au vandalisme ;
 - Conservation de la température d'eau constante.
- **Inconvénients :**
 - La topographie du site peut conduire à des surcouts au niveau de la mise en place d'un tel système.

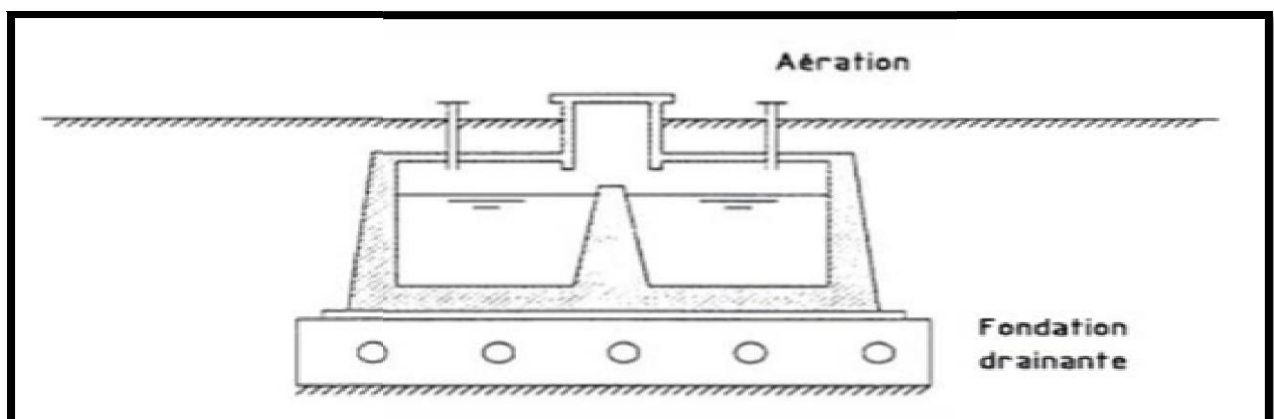


Figure IV-1 Réservoir enterré

Chapitre IV

Réservoirs

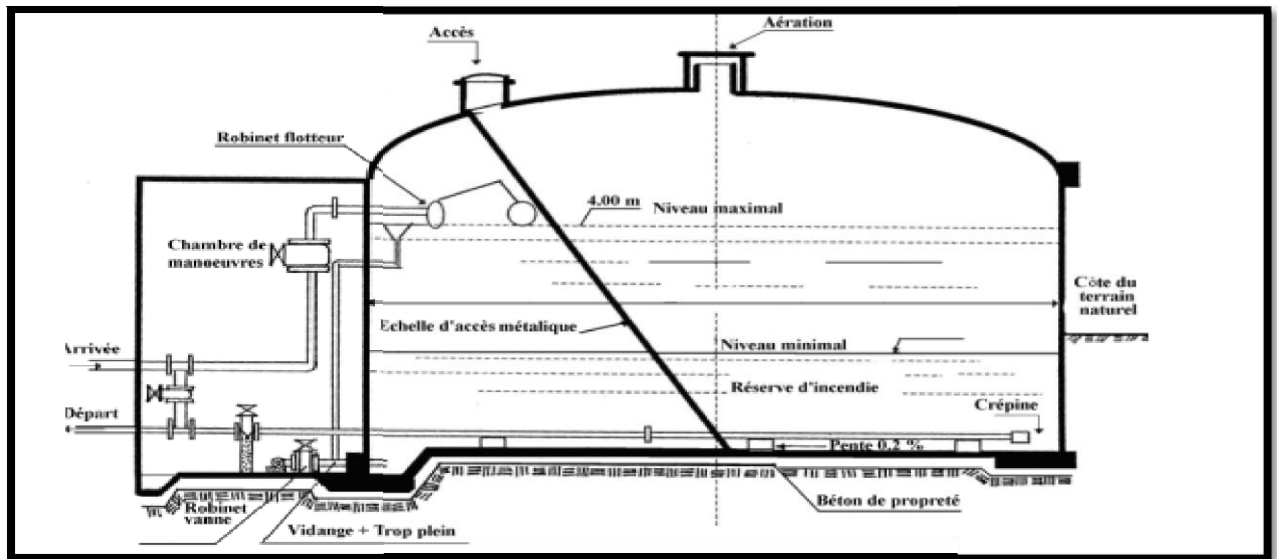


Figure IV-2 Réservoir semi-enterré

Choix du type de réservoir :

Les critères les plus souvent retenus pour le choix du type des réservoirs sont les suivants :

- Le facteur économique ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- La possibilité d'adaptation au réseau ;
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

Les réservoirs enterrés ou semi-enterrés représentent les avantages suivants par rapport aux réservoirs sur tours :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale plus simplifiée ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante.

Equipements d'un réservoir

Pour assurer un bon fonctionnement d'un réservoir, il doit être équipé des éléments suivants [6] :

IV.9. 1. Conduite d'adduction

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint son niveau maximal dans la cuve :

- Obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ;
- Un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement

L'adduction s'effectue par surverse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines,

Chapitre IV

Réservoirs

ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée. L'installation du robinet flotteur interrompe l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximal.

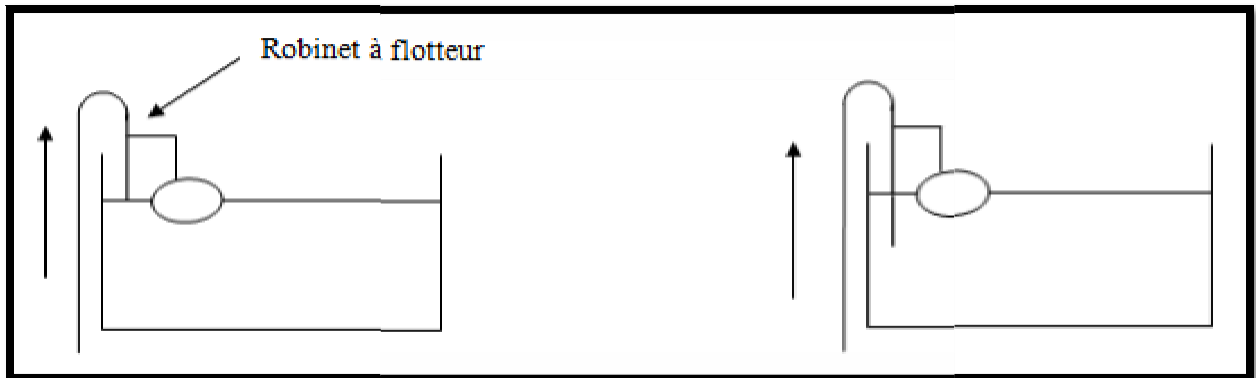


Figure IV-3 Adduction avec chute libre/ Adduction noyée

IV.9. 2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite s'effectue de 0.5m à 0.2m au-dessus du radier en vue afin d'éviter l'introduction des boues ou des sables qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve.

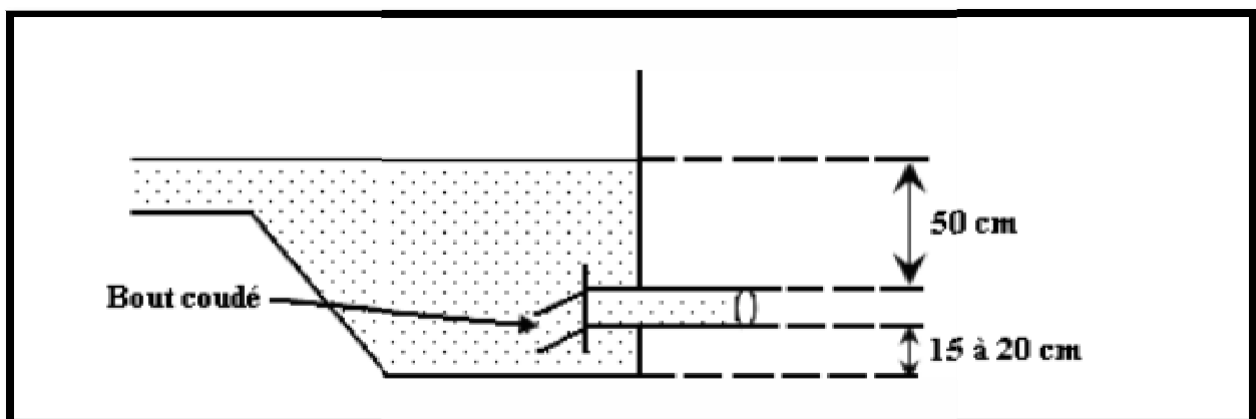


Figure IV-4 Conduite de distribution

IV.9. 3. Conduite de trop plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, la canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin.

Chapitre IV

Réservoirs

IV.9. 4. Conduite de vidange

La conduite de vidange contient un robinet vanne. Elle est nécessaire pour le nettoyage et l'inspection ainsi qu'à des éventuelles réparations. Elle est placée en bas du réservoir et reliée généralement à la conduite de trop plein.

IV.9. 5. Conduite de bay-passe

Le bay-basse est un dispositif reliant la conduite d'amenée (adduction) d'eau à la conduite de départ (distribution), son utilisation est bien nécessaire lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation du réservoir. En temps normale vanne d'amenée et de distribution sont ouvertes et le bay-basse est fermée. Lorsque le dispositif bay-basse est ouvert les vannes d'amené et de distribution sont fermée.

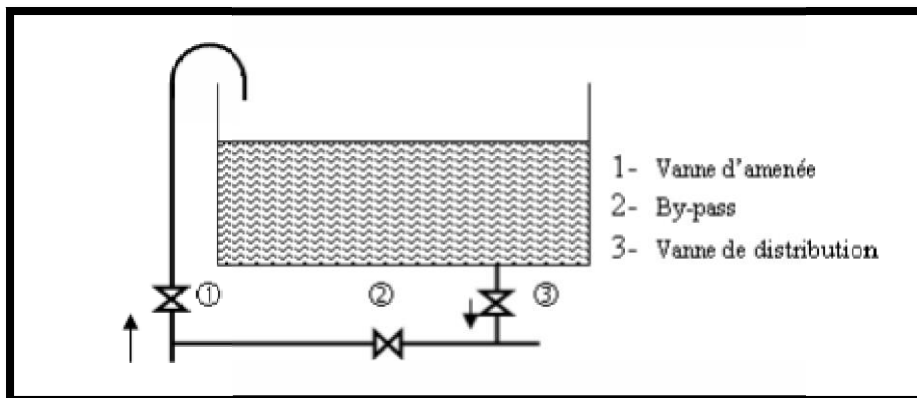


Figure IV-5 Système Baypass

6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence.

- **Système à deux prises :**

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2. La prise située au voisinage du fond est condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre. L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroit de lui donner un goût désagréable.

En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte, en cas d'incendie, 1 est ouverte.

Chapitre IV

Réservoirs

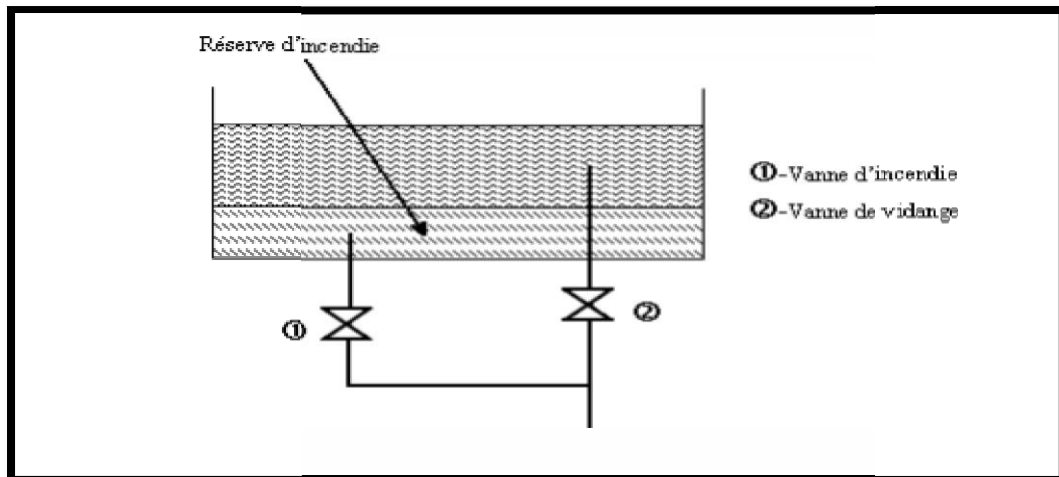


Figure IV.9-6 Système à deux prises

- **Système à siphon :**

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la coté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir.

En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée, en cas d'incendie, 2 est ouverte et 1

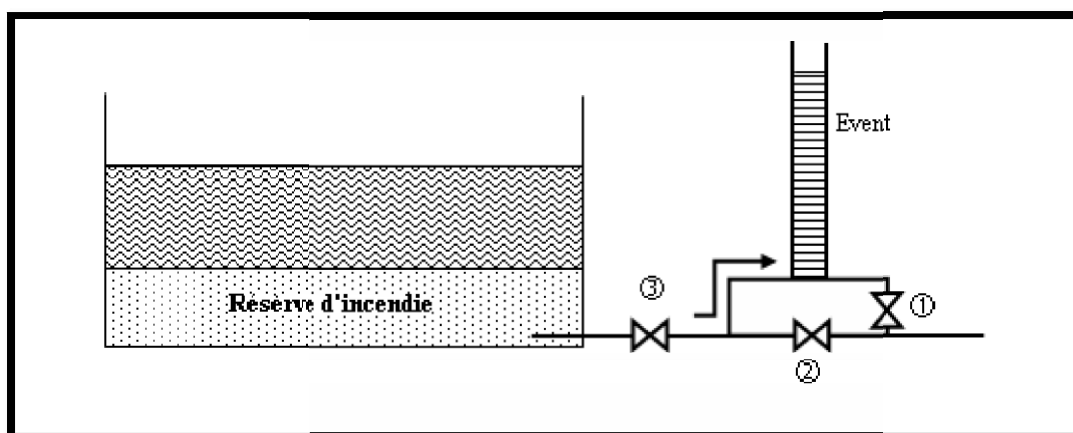


Figure IV.9-7 Système à siphon

Capacité du réservoir

La capacité du réservoir est déterminée selon les variations du débit entrant et sortant. La capacité est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en tenant compte du jour de la plus forte consommation.

Chapitre IV

Réservoirs

Pour estimer la capacité du réservoir, nous devons procéder à deux méthodes :

- Méthode graphique
- Méthode analytique
-

- **Méthode graphique :**

Elle 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.

- **Méthode analytique :**

Cette méthode consiste à calculer le résidu dans le réservoir pour chaque heure de la journée en fonction de la différence entre l'apport et la distribution. Cette différence est reportée dans la colonne des surplus et déficits selon son signe. La valeur maximale trouvée $P\% \max$ sera le pourcentage du volume de stockage suivant la formule suivante :

$$P_{\max\%} = |R^+ \max| + |R^- \max| \quad \text{IV-1}$$

Avec :

- $R^+ \max$: Résidu maximal positif (%) ;
- $R^- \max$: Résidu minimal négatif (%) ;
- P_{\max} : Résidu maximal dans le réservoir.

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

$$V_{\max} = \frac{(P_{\max\%} \times Q_{\max.j})}{100} \quad \text{IV-2}$$

Avec

- V_{\max} : Volume maximale de stockage du réservoir (m³) ;
- $P_{\max\%}$: Résidu maximal dans le réservoir ;
- $Q_{\max.j}$: Débit maximal journalier (m³ /h).

1. Volume total du réservoir :

Le volume total du réservoir se calcul en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à 120m³. Le volume total est donné par la formule suivante :

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{incendie}} \quad \text{IV-3}$$

Avec :

- V_t : Volume total du réservoir (m³) ;
- V_{\max} : Volume maximale de stockage du réservoir (m³) ;
- V_{incendie} : Volume de la réserve d'incendie ($V_{\text{inc}} = 120\text{m}^3$).

Chapitre IV

Réservoirs

IV.11. 2. Dimensionnement du réservoir projeté :

La section circulaire est généralement choisie pour les réservoirs ayant une capacité inférieure à 10000 m³, ce qui nous permis de choisir cette forme pour le réservoir projeté. la hauteur de l'eau dans la cuve est souvent comprise entre 3 et 6 m.

Les dimensions seront déterminées comme suit :

IV.11. 3. Diamètre du réservoir :

Le diamètre d'un réservoir circulaire est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Vt = Sr \times Hr \quad \text{IV-4}$$

$$Sr = \frac{Vt}{Hr} \quad \text{IV-5}$$

$$Sr = \frac{\pi \times Dr^2}{4} \rightarrow Dr = \sqrt{\frac{4 \times Sr}{\pi}} \quad \text{IV-6}$$

Avec :

- Vt : Volume total du réservoir (m³) ;
- Sr : Surface du réservoir (m²) ;
- Dr : Diamètre du réservoir (m) ;
- Hr : Hauteur du réservoir (m).

IV.11. 4. Résultats des calculs de dimensionnement des réservoirs :

Lesréservoirs seront alimentéscommesuit :

RéservoirR1

Tableau(IV.10-1)Détermination de la capacité du réservoir R1

Heures	Apport		Distribution		Adduction		Sortie		Surplus		Déficit		Résidu	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	5	238,068	0,30	14,17	2,71	83,82	3,01	143,12	1,99	94,95			1,99	94,95
1-2	5	238,068	0,30	14,17	2,71	83,82	3,01	143,12	1,99	94,95			3,99	189,90
2-3	5	238,068	0,30	14,17	2,71	83,82	3,01	143,12	1,99	94,95			5,98	284,85
3-4	5	238,068	0,35	16,67	2,71	83,82	3,06	145,62	1,94	92,45			7,92	377,30
4-5	5	238,068	0,95	44,99	2,71	83,82	3,65	173,94	1,35	64,12			9,27	441,42
5-6	5	238,068	1,65	78,32	2,71	83,82	4,35	207,28	0,65	30,79			9,92	472,21
6-7	5	238,068	1,87	89,16	2,71	83,82	4,58	218,11	0,42	19,96			10,34	492,17
7-8	5	238,068	2,05	97,49	2,71	83,82	4,76	226,44	0,24	11,63			10,58	503,79
8-9	5	238,068	1,58	74,99	2,71	83,82	4,28	203,95	0,72	34,12			11,30	537,92

Chapitre IV

Réservoirs

Heures	Apport		Distribution		Adduction		Sortie		Surplus		Déficit		Résidu	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
9-10	5	238,068	1,47	69,99	2,71	83,82	4,18	198,95	0,82	39,12			12,12	577,04
10-11	5	238,068	1,93	91,66	2,71	83,82	4,63	220,61	0,37	17,46			12,49	594,50
11-12	5	238,068	2,63	124,99	2,71	83,82	5,33	253,94			-0,33	-15,87	12,15	578,62
12-13	5	238,068	2,77	131,65	2,71	83,82	5,47	260,61			-0,47	-22,54	11,68	556,09
13-14	5	238,068	2,22	105,82	2,71	83,82	4,93	234,78	0,07	3,29			11,75	559,38
14-15	5	238,068	1,82	86,66	2,71	83,82	4,53	215,61	0,47	22,46			12,22	581,84
15-16	5	238,068	1,68	79,99	2,71	83,82	4,39	208,94	0,61	29,12			12,83	610,96
16-17	5	238,068	1,40	66,66	2,71	83,82	4,11	195,61	0,89	42,46			13,72	653,42
17-18	5	238,068	1,58	74,99	2,71	83,82	4,28	203,95	0,72	34,12			14,44	687,54
18-19	0	0	2,17	103,32	2,71	83,82	4,88	232,28			-4,88	-232,28	9,56	455,27
19-20	0	0	2,00	94,99	2,71	83,82	4,70	223,94			-4,70	-223,94	4,86	231,32
20-21	0	0	1,93	91,66	2,71	83,82	4,63	220,61			-4,63	-220,61	0,23	10,71
21-22	0	0	1,05	49,99	2,71	83,82	3,76	178,95			-3,76	-178,95	-3,53	-168,24
22-23	5	238,068	0,70	33,33	2,71	83,82	3,41	162,28	1,59	75,79			-1,94	-92,45
23-24	5	238,068	0,35	16,67	2,71	83,82	3,06	145,62	1,94	92,45			0,00	0,00

D'après le tableau, nous avons les résultats suivants :

- Résidu maximal positif (%) $R^+_{max} = 14.44\%$;
- Résidu minimal négatif (%) $R^-_{max} = -3.53\%$.

Donc le résidu maximal dans le réservoir est de :

$$P_{max\%} = 17.97\%$$

D'où le volume maximal de stockage du réservoir (m³) :

$$V_{max} = 855.8m^3$$

Le volume total du réservoir R1 :

$$V_t = 855.8 + 120 = 975.8m^3$$

Le volume total normalisé du réservoir est de **1000 m³**

La zone haute de notre ville d'étude devra être dotée d'un nouveau réservoir d'une capacité de 1000 m³ et dont la fiche technique est présentée là-dessous.

Tableau (IV-2) Fiche technique du réservoir R1

V _{max} (m)	V _t (m ³)	H _r (m)	S _r (m ²)	D _r (m)
855.8	975.8	6.5	155	14

Réservoir R2

Tableau(IV.10-3) Détermination de la capacité du réservoir R2

Heures	Apport		Distribution		Surplus		Déficit		Résidu	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	5	154,744	1	30,95	4,00	123,80			4,00	123,80
1-2	5	154,744	1	30,95	4,00	123,80			8,00	247,59
2-3	5	154,744	1	30,95	4,00	123,80			12,00	371,39
3-4	5	154,744	1	30,95	4,00	123,80			16,00	495,18
4-5	5	154,744	2	61,90	3,00	92,85			19,00	588,03
5-6	5	154,744	3	92,85	2,00	61,90			21,00	649,93
6-7	5	154,744	5	154,74	0,00	0,00			21,00	649,93
7-8	5	154,744	6,5	201,17			-1,50	-46,42	19,50	603,50
8-9	5	154,744	6,5	201,17			-1,50	-46,42	18,00	557,08
9-10	5	154,744	5,5	170,22			-0,50	-15,47	17,50	541,60
10-11	5	154,744	4,5	139,27	0,50	15,47			18,00	557,08
11-12	5	154,744	5,5	170,22			-0,50	-15,87	17,50	541,60
12-13	5	154,744	7	216,64			-2,00	-22,54	15,50	479,71
13-14	5	154,744	7	216,64			-2,00	-61,90	13,50	417,81
14-15	5	154,744	5,5	170,22			-0,50	-15,47	13,00	402,33
15-16	5	154,744	4,5	139,27	0,50	15,47			13,50	417,81
16-17	5	154,744	5	154,74	0,00	0,00			13,50	417,81
17-18	5	154,744	6,5	201,17			-1,50	-46,42	12,00	371,39
18-19	0	0,000	6,5	201,17			-6,50	-232,28	5,50	170,22
19-20	0	0,000	5	154,74			-5,00	-223,94	0,50	15,47
20-21	0	0,000	4,5	139,27			-4,50	-220,61	-4,00	-123,80
21-22	0	0,000	3	92,85			-3,00	-178,95	-7,00	-216,64
22-23	5	154,744	2	61,90	3,00	92,85			-4,00	-123,80
23-24	5	154,744	1	30,95	4,00	123,80			0,00	0,00

D'après le tableau on peut distinguer :

- Résidu maximal positif (%) $R^+_{max} = 21\%$;
- Résidu minimal négatif (%) $R^-_{max} = -7\%$.

Donc le résidu maximal dans le réservoir est de

$$P_{max}\% = 28\%$$

Chapitre IV

Réservoirs

D'où le volume maximal de stockage du réservoir (m^3) :

$$V_{max} = 866.6 m^3$$

Le volume total du réservoir R2:

$$V_t = 866.6 + 120 = 986.6 m^3$$

Le volume total normalisé du réservoir est de **1000 m^3** .

La zone basse de notre ville d'étude doit, semblablement à la zone haute, être dotée d'un nouveau réservoir d'une capacité de $1000 m^3$. La fiche technique de celui-ci sera présentée ci-après.

Tableau (IV-4) Fiche technique du réservoir R2

V_{max} (m)	V_t (m^3)	H_r (m)	S_r (m^2)	D_r (m)
866.6	1000	6	165	14.5

NB: Il est recommandé d'opter pour des réservoirs semi enterrés.

IV.11. Conclusion :

Parce que les réservoirs en place ne parviennent plus à satisfaire les besoins en eau de la ville de Souk El Had, nous avons fait recours à cette étude qui à sa fin, nous a montré la nécessité de projeter deux nouveaux réservoirs R1 et R2.

Le réservoir R1 puisera son eau à partir de la station de pompage de Souk El Had. Quant au réservoir R2, lui sera alimenté par écoulement gravitaire de la part du réservoir R1 lui-même.

Dans le chapitre suivant nous allons traiter le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement liant la station de pompage de la ville de Souk El Had au réservoir R1 ainsi que la conduite d'adduction par écoulement gravitaire liant les deux réservoirs R1 et R2

Chapitre V

Adduction

Chapitre V Adduction

Introduction

Afin d'atteindre les différents ouvrages de stockage depuis la source (distance généralement considérable), l'eau doit être acheminée à travers des canalisations de dimensions relativement grandes que nous appelons des conduites d'adduction. Pour se faire, nous devons parallèlement mener des études sur le plan technique ainsi que sur le plan économique. Les deux volets étant étroitement liés l'un à l'autre, Ces études nous permettront par la fin d'opter pour le système d'adduction qui semblera le plus optimal pour notre cas d'étude.

Type d'adduction

D'après leur fonctionnement, les conduites d'amenée (ou adductions) peuvent être classées en trois groupes suivant la charge [7]:

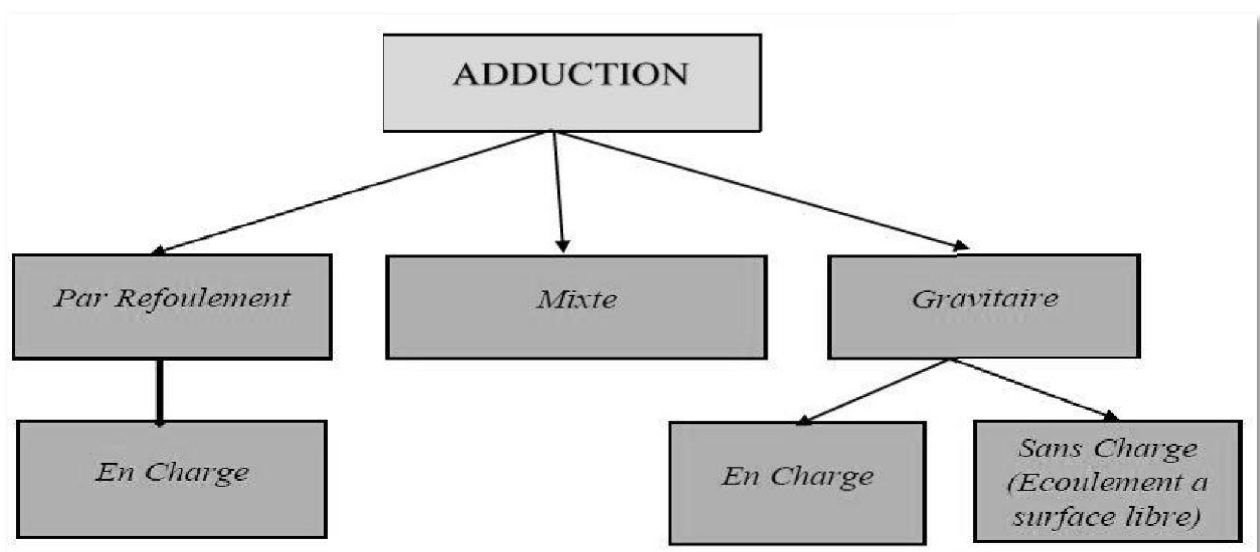


Figure V-1 Différents Types d'adduction

Adduction gravitaire

C'est un écoulement qui se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliquée (Conditionnée par la pente, Pesanteur). Dans le cas d'une conduite gravitaire, la source d'eau doit se situer à une cote supérieure à celle du réservoir d'accueil.

Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- En charge ;
- Sans charge (Ecoulement a surface libre).

Chapitre V

Adduction

Adduction par refoulement

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

Adduction mixte

- Refoulement gravitaire
- Gravitaire-Refoulement

La conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse que par l'installation d'un réservoir intermédiaire ou réservoir tampon.

Remarque : Dans le cas de notre étude, il s'agit d'un type d'adduction : par refoulement.

Choix du tracé

Le choix du tracé se fait en tenant compte de certains impératifs d'ordre techniques, économiques et topographiques, qui se résument comme suit. [6], [8]

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement de matériaux lors de la réalisation ;
- Éviter les contre pentes qui donnent des cantonnements d'air. En plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des aplatissements de canalisation ;
- Pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leurs exploitations et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation ainsi que la détection des fuites et les vannes défectueuses.

Profil en long

Les impératifs du profil en long sont[9]:

- Profondeur : Les canalisations sont posées en tranchée avec une hauteur de couverture minimale de 0.80m au-dessus de la génératrice supérieure.
- Pente : En principe, les montées sont lentes (pente minimale de 3 pour mille) et les descentes sont rapides (pente minimale de 5 pour mille) afin de pouvoir éliminer facilement les bulles d'air en les accumulant dans les points hauts.
- Equipement points hauts : Les points hauts doivent être équipés de ventouses pour libérer les canalisations des bulles d'air emprisonnées.
- Equipement des points bas : Les points bas sont à équiper de robinets vannes de vidange pour la vidange des conduites au moment d'éventuelles réparations.

Chapitre V

Adduction

Choix du type des conduites

Actuellement, il existe au moins 6 types de matériaux pour les conduites utilisées dans le domaine hydraulique :

- La fonte ductile
- L'acier
- Le béton armé (tôle d'acier ou armatures) ou non
- Le PVC (Poly Vinyle Chlorure)
- Le PE (Poly Ethylène)
 - PEHD 80 et 100 (Poly Ethylène Haute Densité 80 ou 100)
 - PEBD (Poly Ethylène Basse Densité)
- Le PRV (Polyester Renforcé de Fibre de Verre)

Le choix d'un type de matériau n'est jamais facile et doit se faire en tenant en compte les facteurs suivants :

- Les conditions topographiques du terrain (type de relief, instabilité du sol, encombrement du sous-sol) ;
- Les propriétés mécaniques propres aux tuyaux et aux sols vis-à-vis de la stabilité de cet ensemble tuyau/sol ;
- La capacité d'écoulement hydraulique (diamètre, pente, vitesse, coefficient de rugosité, qualités physico-chimiques du fluide transporté) ;
- L'érosion et la corrosion par suite d'attaque physico-chimique ;
- Les conditions d'installation et de raccordement sur chantier
- L'environnement ...etc.

Remarque

Pour nos conduites d'adduction, notre choix se portera sur des conduites en PEHD en raison des avantages qu'elles présentent :

- Le PEHD est monobloc et homogène ;
- Disponible dans le marché ;
- Grande flexibilité : encourage la pose sur de grandes longueurs et améliore les capacités hydrauliques ;
- Prix raisonnable ;
- Résistance à la fissuration ;
- Peu sensible aux mouvements de terrain ;
- Etanchéité parfaite avec système de raccords électro soudables, mécaniques ou soudure bout à bout ;
- Résistance chimique et indifférence à la corrosion ;
- Résistance mécanique élevée ;
- Facilité de mise en œuvre ;
- Respecte l'environnement ;
- Faible coefficient de rugosité, peu de perte de charge.

Chapitre V

Adduction

Pose des conduites

Les conduites peuvent être posées en terre, en élévation au-dessus du sol, en galerie, sur des ouvrages d'arts ou même dans le lit d'une rivière.

La pose en terre constitue le mode de pose le plus souvent utilisé. Elle permet en effet d'avoir une eau relativement fraîche en été. Il s'agit de placer la conduite dans une tranchée de largeur suffisante (minimum 0,60 m). Une distance variant de 0,60 à 1,20 m doit être gardée entre le niveau du sol et la génératrice supérieure du tuyau.

Le fond de la fouille est recouvert d'un lit de pose (gravier ou pierre cassée) de 0,15 à 0,20 m d'épaisseur. La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre. Le remblaiement est achevé avec du tout-venant.

Si la conduite traverse des terrains marécageux, il faut prévoir, sous le tuyau, une semelle continue en béton armé ou des pieux atteignant le bon sol.

Lorsqu'il faut franchir une rivière ou un canal, la conduite peut emprunter le caniveau ordinairement réservé sous le trottoir d'un pont route, s'il existe. Un siphon peut aussi être utilisé pour traverser un canal ou une rivière (exemple: le siphon qui traverse le canal de Bizerte pour alimenter la ville, le pont est en effet mobile). Notons aussi qu'il faut procéder à l'épreuve des tuyaux d'une conduite primitivement posée. Il s'agit d'un essai visant à vérifier la stabilité de la conduite ainsi que l'étanchéité des joints, sous une pression de service majorée de 50 % de sécurité.

Les équipements du système d'adduction

V.7.1. Organes de sectionnement

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit, Nous citons [10] :

Robinet vanne :

C'est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Figure.

Robinet vanne papillon

C'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.

Chapitre V Adduction

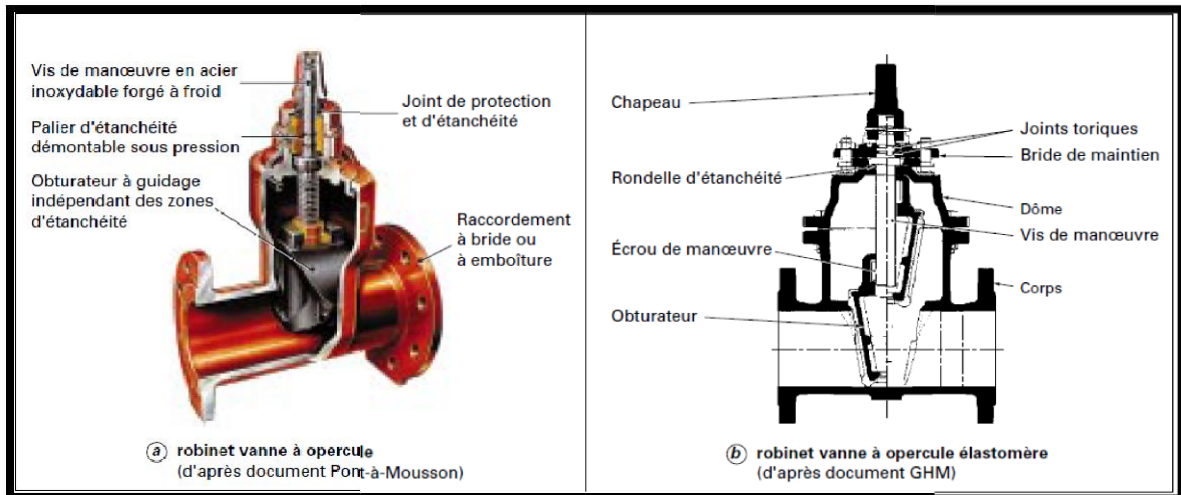


Figure V-2 Robinet vanne à opercule

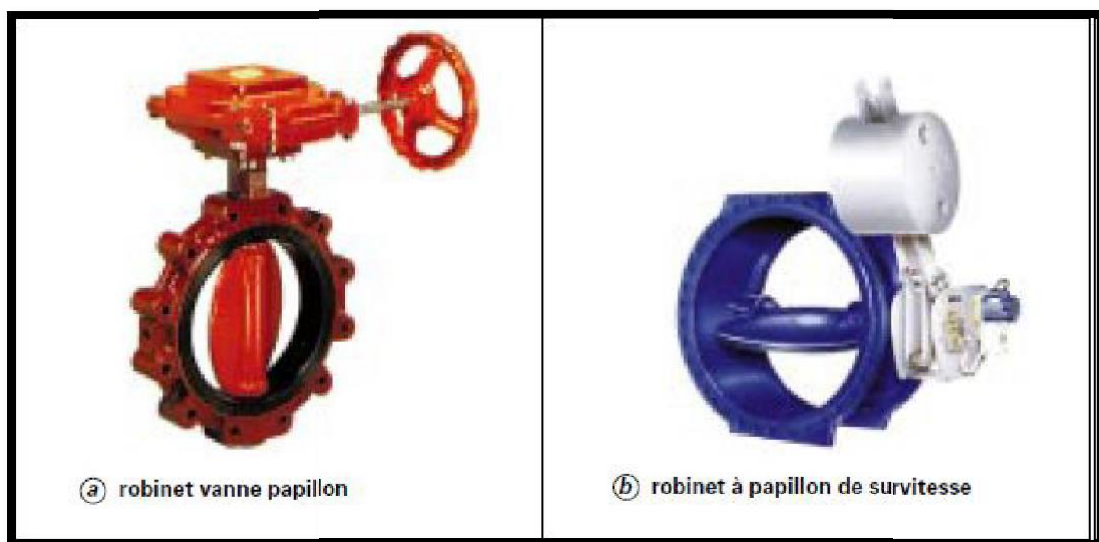


Figure V-3 Robinet vanne papillon

V.7.2 Organes de protection

- Placer aux points hauts des purges d'air et ventouses ;
- Placer aux points bas ces vidanges ;
- Placer des butées aux angles et changement de direction.
- Placer des clapets.

Purge

Servent à évacuer l'air présent dans l'eau, il est nécessaire de les installer lorsqu'il y'a des points hauts sur le réseau. Elles peuvent être soit :

- Manuelles « vannes classiques » ;
- Automatiques « ventouses ».

Chapitre V Adduction

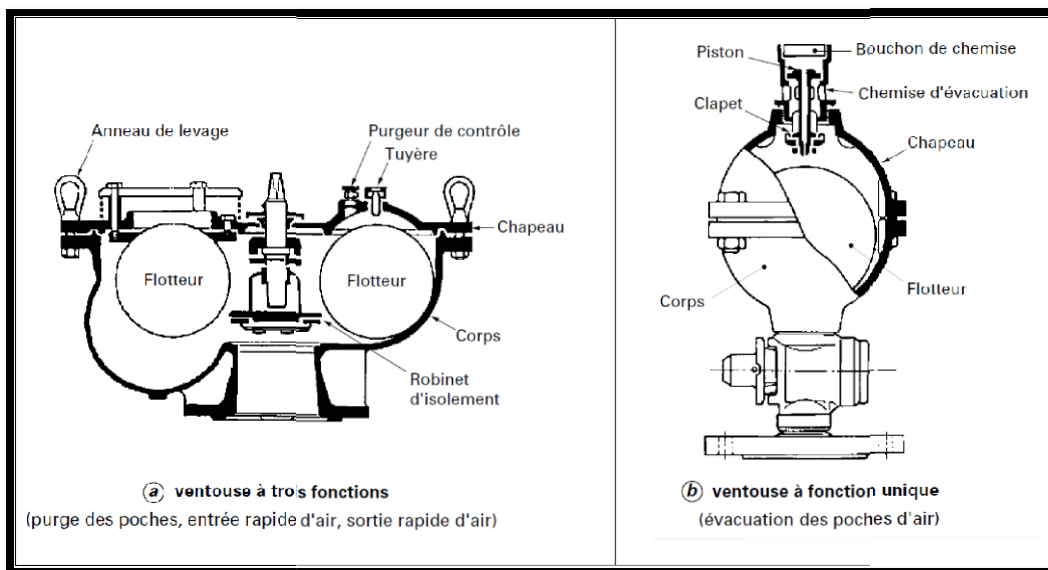


Figure V-4 Ventouse

Les vidanges

Ces équipements sont simplement des vannes que l'on positionne à des points particuliers du réseau afin de pouvoir nettoyer si nécessaire. Ces points particuliers sont les points bas et les extrémités du réseau.

Les butées

L'hydrodynamique des écoulements en charge, stipule qu'à chaque changement de direction ou de diamètre, il y a apparition de nouvelles forces, qu'il faut absolument essayer d'équilibrer pour garantir la stabilité du système.

Nous sommes obligés de prévoir des « stabilisateurs ». Ces derniers, encore appelés « Butées » seront réalisés en béton ou en béton armé.



Figure V-5 Butée

Chapitre V Adduction

Clapet

Destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.

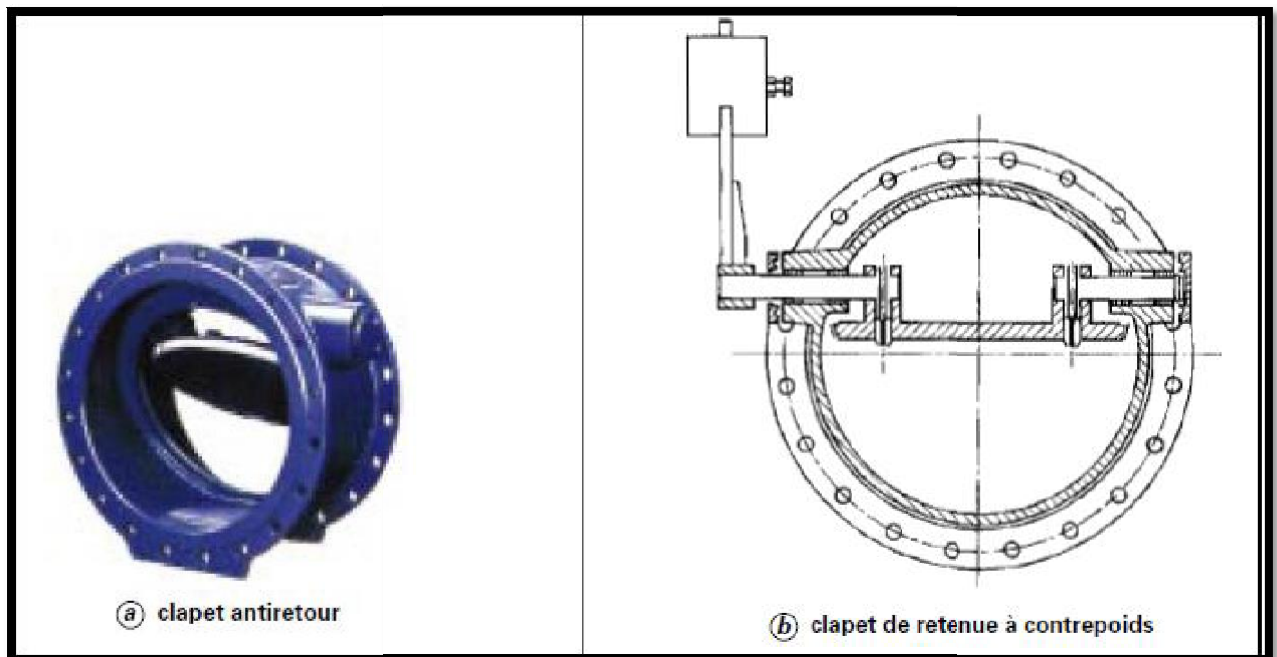


Figure V-6 Clapet anti retour

Prix des conduites

Les prix des conduites en PEF D sont donnés dans l'annexe (2) [11].

Etude économique Technico-

Le choix le plus économique du diamètre de la conduite se fait selon :

- **Critère technique** : le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite et la vitesse d'écoulement doit être comprise généralement entre 0.5 et 1.5 m/s et pouvant aller jusqu'à 2 m/s.
- **Frais d'investissement** : les frais d'exploitation et d'amortissement doivent présenter un bilan minimal et sont proportionnels aux diamètres des conduites.

Calcul du diamètre économique

Pour les conduites de refoulement, le diamètre est déterminé par les deux formules suivantes [12]:

$$L = \sqrt{O(\text{Relation de Bonnin})} \quad V-1$$

$$D = 1,5 * \sqrt{O(\text{Relation de Bress})} \quad V-2$$

Avec :

Chapitre V

Adduction

- Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s).

On prendra tous les diamètres compris entre D_1 et D_2 , mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 2 m/s.

Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement de l'eau dans les tuyaux, se calcule par la formule suivante :

$$A = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad \text{V-3}$$

Avec :

- ✓ V : vitesse d'écoulement (m/s).
- ✓ Q : débit dans la conduite (m³/s).
- ✓ D : diamètre de conduite (m).

Calcul des pertes de charges

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours.

On distingue :

- Les pertes de charge linéaires qui correspondent aux frottements de l'eau contre les parois de la tuyauterie, elles peuvent être calculées ou tirées à partir d'un abaque. Elles sont exprimées en (m/m) et varient avec le débit qui transite dans l'adduction.
- Les pertes de charges singulières correspondent à la présence d'un obstacle particulier, coude, vanne, etc. Elles sont généralement données par le constructeur et exprimées en (m).

Pertes de charge linéaires H_L

Elles se calculent moyennant la formule de Darcy-Weisbach[13] :

$$H_L = J \cdot L = \frac{8 \cdot L \cdot V^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} \quad \text{V-4}$$

$$J = \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot D} = \frac{8 \cdot D^2}{\pi^5 \cdot D^2 \cdot g} \quad \text{V-5}$$

Avec :

- ✓ J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/ml).
- ✓ L : Longueur de la conduite.
- ✓ D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).
- ✓ V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).
- ✓ g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).
- ✓ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.

Chapitre V

Adduction

Le coefficient de Darcy caractérise l'écoulement et la nature de la rugosité des canalisations, il se détermine par les formules suivantes :

- **Régime turbulent rugueux :**

Il est donné par la formule de Nikuradazi[13]:

$$= [1.14 - 0.86 \times \ln \left(\frac{K}{D} \right)]^{-2} \quad \mathbf{V-6}$$

- **Régime de transition :**

On utilise la formule de Colebrook[13] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad \mathbf{V-7}$$

D'où :

- **K** : Rugosité absolue de la conduite. Pour les conduites en PEHD la valeur prise est égale à [14]:
 - 0.01 mm pour les diamètres inférieures ou égaux à 200 mm ($DN \leq 200$) ;
 - 0.02 mm pour les diamètres supérieurs à 200 mm ($DN > 200$) ;
- **Re** : Nombre de Reynolds donné par la relation ci-après :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad \mathbf{V-8}$$

Avec :

- **V** : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- **ν** : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stocks [15] :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 \times T^\circ + 0.000221 \times T^{\circ 2}} \quad \mathbf{V-9}$$

Avec :

- **T°** : Température de l'eau en degré, à $T^\circ = 20^\circ\text{C}$: $\nu = 0.01 \text{ Stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. [13]

Pertes de charge singulières HS

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées de 10% à 15% des pertes de charge linéaires. Généralement pour un réseau neuf, on prend 10%.

$$\Delta H_S = 0.1 \times \Delta H_L \quad \mathbf{V-10}$$

Avec :

- ΔH_S : Pertes de charge singulières (m) ;
- ΔH_L : Pertes de charge linéaires (m).

Chapitre V

Adduction

Donc :

$$Z\Delta H = 1.10 \times \Delta HL \quad \text{V-11}$$

Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge résultant de l'aspiration et du refoulement.

$$HMT = Hg + Z\Delta H \quad \text{V-12}$$

Avec :

- ✓ $\Sigma\Delta H$: Perte de charge totale.
- ✓ **HMT** : Hauteur manométrique.
- ✓ **H_g** : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau.

Puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$Pa = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{8} \quad \text{V-13}$$

Où :

- ✓ **Q** : débit transité (m³/s).
- ✓ **η** : rendement de la pompe.
- ✓ **g** : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²).

Énergies annuelle consommées par la pompe

Elle est donnée par la relation suivante :

$$E = Pa * T * 365 \quad \text{V-14}$$

Avec :

- **E** : énergie consommée par la pompe (kWh).
- **T** : nombre d'heures de pompage (T=24h).
- **Pa** : puissance absorbée par la pompe (KW).

Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{exp} = E \times e' \quad \text{V-15}$$

Avec :

- **F_{exp}** : frais d'exploitation (DA).
- **E** : Energie totale dépensée par la pompe (kW).

Chapitre V

Adduction

- e' : prix du kWh = 4,67 DA/KWh fixé par la SONELGAZ.

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 30 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A".

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad \mathbf{V-16}$$

Avec :

- A : amortissement annuel de la conduite.
- i : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie).
- n : durée d'exploitation de la conduite = 30 ans.

Donc :

$$A = 0.08 / (1 + 0.08)^{30} - 1 + 0.08 = 0.0888 = 8.88\%$$

$$A = 0,08883$$

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{amor} = A * PU * L \quad \mathbf{V-17}$$

Avec :

- PU : prix unitaire de la conduite.
- F_{amor} : frais d'amortissement.
- L : longueur de la conduite.

Bilan économique

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$BL = F_{exp} + F_{amor} \quad \mathbf{V-18}$$

Avec :

- F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA).
- F_{amor} : Les frais d'amortissement.
- BL : Le bilan.

Chapitre V Adduction

V.9.9.3. Calcul du débit véhiculé dans les tronçons

Tableau V-1 calcul de débit véhiculé

Tronçons	Débit véhiculé (l/s)
SP Souk El Had – R1	$55.11 \times (24/20) = 66.132$
R1- R2	$55.11 \times (65/100) = 35.82$

Dimensionnement de l'adduction refoulement

STP Souk El Had – Réservoir 1

Caractéristiques du tronçon :

- Débit refoulé : $0.066 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique de refoulement : 76 m
- Longueur de la conduite : 900 m (PEHD)

Calcul du diamètre

D'après la formule de BONNIN, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D_{\min} = \sqrt{0} = 0.26 \text{ m}$$

D'autre part la formule de BRESSE nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D_{\max} = 1,5\sqrt{0} = 0.38 \text{ m}$$

D'où, les diamètres nominalisés pour le PEHD sont : 315mm(PN16) et 400mm(PN16)

Calcul de la HMT :

Tableau V-2 Calcul de HMT

D _{ext} (mm)	E (mm)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	L (m)	Ht (m)	Hmt (m)
315	28.6	0.257	1.27	326390	0.0121	0.0038	900	3.762	79.762
400	36.3	0.327	0.60	196200	0.0132	0.0007	900	0.693	76.693

Chapitre V Adduction

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau V-3: Frais d'exploitation du tronçon SP Souk El Had – R1

D_{int}(m)	Q (m³/s)	H_{mt}(m)	P_a (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (DA)
0.257	0.66	79.762	6.88	50224	234546.08
0.327	0.66	76.693	6.62	48326	225682.42

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau V-4 Calcul des frais d'amortissement

D_{int} (m)	Prix (DA)	L (m)	A	F_{am} (DA)
0.257	6881.37	900	0.0888	549959.09
0.327	11116.05	900	0.0888	888394.716

Calcul du bilan :

Tableau V-5 calcul du bilan

D_{ext} (m)	V (m/s)	F_{exp}(DA)	F_{am} (DA)	Totaux (DA)
0.257	1.27	234546.08	549959.09	784505.17
0.327	0.6	225682.42	888394.716	1114077.14

Le diamètre le plus économique est 315mm avec une vitesse acceptable de 1.27 m, une HMT de 79.76 m et un bilan minimal de 784505.17 DA

Dimensionnement de l'adduction gravitaire

Reservoir 1 – Reservoir 2

Caractéristiques du tronçon :

- Débit : 0.035m³/s
- Hauteur disponible : 30 m
- Longueur de la conduite : 200 m (PEHD)

Chapitre V Adduction

Calcul du diamètre

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 * Q}{V_{\max} * \pi}} = \mathbf{0.17 \text{ m}}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 * Q}{V_{\min} * \pi}} = \mathbf{0.30 \text{ m}}$$

D'où, les diamètres nominalisés pour le PEHD sont : 200mm(PN16) et 250mm(PN16)

Calcul de la HMT :

Tableau V-6 Calcul de HMT

Dext (mm)	E (mm)	D int (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	L (m)	Ht (m)	Hg(m)
200	18.2	0.163	1.74	283620	0.0206	0.0195	200	4.29	30
250	22.7	0.203	1.08	219240	0.0195	0.0057	200	1.25	30

On optera pour un diamètre de **250 mm** avec une perte de charge **Ht = 1.25 m** qui est inférieur a **hg = 30 m** avec une vitesse de **1.08 m/s**

Pour garder le même débit véhicule dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre , on utilise une vanne.

Calcul desperte des charge créés par la vanne

$$\Delta h_v = H_g - \Delta H_t$$

$$\Delta h_v = 30 - 1.25 = 28.75 \text{ m}$$

Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ (%)

$$\Delta h_v = \xi \times \frac{v^2}{2g}$$

Donc $\xi = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2}$

$$\xi = 28.75 \times \frac{2 \times 9.81}{1.08^2} = 484 \text{ m}$$

Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α_v

L'angle de l'ouverture de la vanne est determine d'apre le tableau donnees dans Annexe (5)

Chapitre V Adduction

Le type de la vanne sera **vanne à papillon** avec un angle d'ouverture de **66.8°**

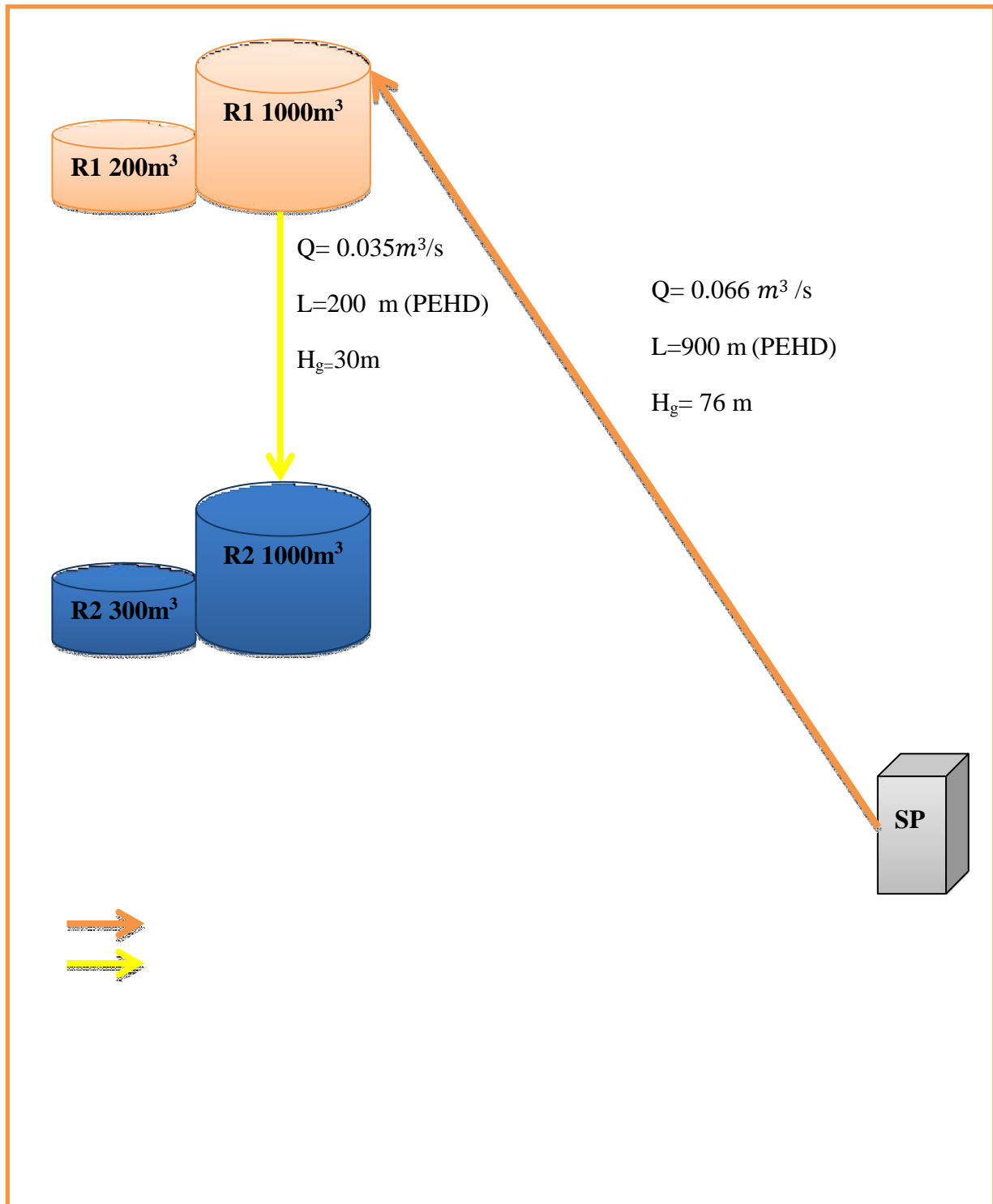


Figure V-7 : schéma d'adduction projeté

Chapitre V

Adduction

Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et/ou gravitaire) a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Ces besoins nous ont permis de calculer les diamètres économiques nécessaires avec des frais minimaux pour les conduites de refoulement. Pour les conduites gravitaires on a déterminé les diamètres avantageux qui sont tirés de la formule de DARCY-WEISBACH

Chapitre VI

Pompes

Introduction

Afin que nos deux réservoirs soient alimentés en eau, nous devons nous servir d'une station de pompage qui nous permettra de combler la différence de hauteur géométrique entre la source de l'eau et le réservoir R1. qui s'étend jusqu'à 59m.

Le choix de la pompe

Le choix du type de pompe à installer doit se faire de façon à :

- ▶ Assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique de la pompe ;
- ▶ Assurer le rendement maximum;
- ▶ Une vitesse de rotation assez importante ;
- ▶ Vérifier les conditions de non cavitation ;
- ▶ Puissance absorbée minimale.

Dans le projet actuel, on opte pour les pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal, pour cela on utilisera l'un des catalogues dédiés à cela.

Classification des pompes

On distingue deux grandes familles de pompes [4]:

- **Les pompes volumétriques**

Le principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste à la variation ou le déplacement du volume. Elles sont surtout réservées aux petits débits, grandes hauteurs et au transport de liquide visqueux. C'est le cas des pompes à piston et les vis d'Archimède.

- **Les turbo-pompes**

Le principe de fonctionnement des turbo-pompes consiste au déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement au moyen de l'élément actif de la pompe appelé « la roue » ou « le rotor ». Les turbo-pompes sont généralement utilisées dans l'alimentation en eau potable et l'irrigation.

On peut classer les turbo-pompes selon les paramètres suivants [4]:

a) Selon le type de la roue

- Les pompes hélices (axiales) ;
- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

b) Selon le nombre d'éléments disposés en série

- Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprenant une série d'aubes fixes, utilisées pour des pressions moyennes de 15 m à 100 m d'eau ;
- Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série, le fluide qui rentre vas parcourir successivement chaque cellule, utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètre.

Chapitre VI Pompes

c) Selon la disposition de l'axe de la pompe

- Les pompes axiales ;
- Les pompes horizontales.

d) Selon la nature du fluide véhiculé

- Fluide compressible ;
- Fluide incompressible.

e) Selon l'importance de la pression produite

- Basse pression ;
- Moyenne pression ;
- Haute pression.

Caractéristiques hydrauliques des pompes

Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances sont représentées dans la Figure (VI.1) [16].

- **La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ »**

Elle exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.

- **La courbe rendement - débit « $\eta = f(Q)$ »**

Elle présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

- **La courbe des puissances absorbées - débit « $P_a = f(Q)$ »**

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.

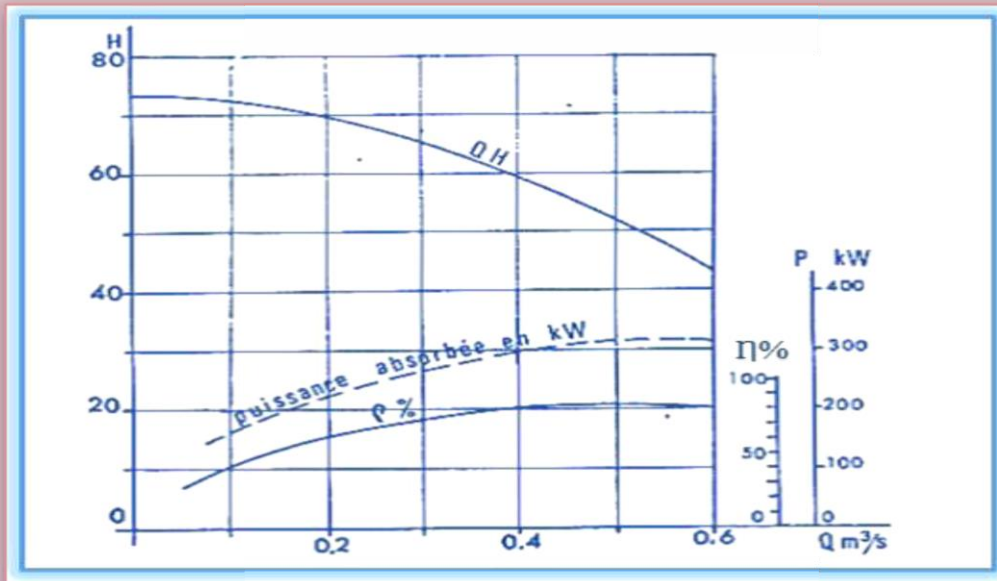


Figure (VI-1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Hauteur manométrique totale (Hmt)

Le Hmt est calculé à partir de la somme de hauteur géométrique (H_g) et les pertes de charge à l'aspiration (J_{asp}) ainsi qu'au refoulement (J_{ref}). Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (V-1)$$

Avec :

- H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m) ;
- H_g : La hauteur géométrique en (m);
- J_{asp} : Pertes des charge à l'aspiration en (m) ;
- J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

Le débit (Q)

C'est le débit fourni par la pompe centrifuge et le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en (l/s).

La vitesse de rotation (N)

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps.

Chapitre VIPompes

La puissance

On distingue deux types de puissance :

La puissance absorbée par la pompe (Pa)

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (Kw). Sa loi est donnée par la formule suivante :

$$Pa = \frac{g \times Hmt \times Q}{\eta} \quad (V-2)$$

Avec :

- **Pa** : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;
- **Q** : Débit refoulé par pompe (m³/s) ;
- **η** : Rendement de la pompe en (%).

La puissance utile (Pu)

C'est la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est donnée par la formule suivante :

$$Pu = g \times Hmt \times Q \quad (V-3)$$

Le rendement (η)

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a . On le calcule par les deux formules suivantes :

$$\eta = \frac{Pu}{Pa} \quad (V-4)$$

$$\eta = \frac{Q \times g \times Hmt}{Pa} \quad (V-5)$$

Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe « $H = f(Q)$ » (donnée par le constructeur) et la caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ ».

Première variante : modification du temps de pompage

Il suffit de trouver un nouveau temps de pompage à partir de la formule suivante :

$$T' \times Q = T \times Q_1 \quad (V-6)$$

D'où :

$$T' = T \times Q_1 / Q \quad (V-7)$$

Chapitre VIPompes

Deuxième variante : Régulation par étouffement

La régulation par étouffement ou bien le vannage, consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q' . La valeur des pertes de charge s'exprime par la relation suivante[16] :

$$h = H' - H_1 \text{ (V-8)}$$

Avec :

- h : perte de charge engendrée par le vannage (m) ;
- H_1 : la hauteur manométrique du point désiré (m) ;
- H' : la distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).

Donc, la puissance absorbée par la pompe sera donnée par :

$$P_a = \frac{g \times Q' \times H'}{y} \text{ (V-9)}$$

Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage intervient par la réduction du diamètre extérieur de la roue, ce qui entraîne une diminution de la hauteur d'élévation mais pour la même vitesse de rotation, on aura alors [16] :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} \times \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \text{ (V-10)}$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

- Le pourcentage de rognage (r) :

$$r = 1 - m(\%) \text{ (V-11)}$$

- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{y} \text{ (Kw)} \text{ (V-12)}$$

Chapitre VIPompes

Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

La diminution de la vitesse de rotation entraîne la diminution du débit ainsi que la puissance absorbée. On trace la courbe iso-rendement ($H = aQ^2$) qui passe par l'origine et par le point $P_1 (Q_1, H_1)$ et quicoupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$.

- **La nouvelle vitesse de rotation est :**

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (Tr / min)} \text{ (V-13)}$$

- **La puissance absorbée par la pompe :**

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (Kw)} \quad \text{(V-14)}$$

Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

Etude de la Cavitation

La cavitation est la formation et l'implosion rapides de bulles d'air dans l'eau lorsque celle-ci circule à travers la pompe. La cavitation est un phénomène causé par l'eau bouillante. L'eau peut bouillir car la pression diminue localement. Cependant, ce n'est pas l'ébullition qui endommage la pompe. C'est quand l'eau passe de l'état de vapeur à celui de liquide que les dégâts surviennent. La cavitation est un problème important qui doit être surveillé lorsque l'on travaille avec des pompes. Cela peut être dévastateur pour les pompes. La Figure (V.2)représente le phénomène de cavitation.



Figure (VI-2) : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.

Chapitre VIPompes

Le phénomène de cavitation se produit préférentiellement à l'aspiration des pompes. La baisse de pression qui le produit peut être due :

- A l'augmentation de la hauteur géométrique d'aspiration de la pompe ;
- Aux pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- A l'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe ;

- A l'augmentation de la température du liquide pompé ; l'eau peut bouillir à la suite d'une chute de pression locale. Cette chute de pression est liée à la conception de la roue de la pompe. L'eau bouille à 100 °C lorsque la pression atmosphérique est normale. Lorsque la pression descend en dessous de la pression atmosphérique normale, l'eau commence à bouillir à une température inférieure. Par exemple, si la pression chute à 0.1 bar, l'eau commence à bouillir à 45 °C.

Pour qu'une pompe fonctionne normalement sans cavitation, il faut vérifier la condition suivante :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (V-15)$$

► **Pour l'alimentation en charge**

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g \times \rho)) + H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (V-16)$$

► **Pour l'alimentation en dépression**

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g \times \rho)) - H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (V-17)$$

Avec:

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m);
- J_{asp} : Perte de charge à l'aspiration en (m);
- $P_0 / (g \times \rho)$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- T_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Dans notre étude on prend $T=20\text{ c}^\circ$. Tableau (V.1).

Tableau (VI-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température[16].

T (C°)	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Tv (m)	0.06	0.125	0.238	0.432	0.752	1.25	2.03	3.17	4.82	7.14	10.33

Les conditions de température et de pression normales pour l'eau, sont respectivement 20 C° et 1.013 bars.

Chapitre VIPompes

D'où :

$$\frac{P_{at}}{\rho g} = 10.33 \text{ m} \quad (\text{V-18})$$

$$\frac{P_v}{\rho g} = 0.24 \text{ m} \quad (\text{V-19})$$

$$(\text{NPSH})_d = 10.33 + H_a - \left(J_a + \frac{P_v}{\rho g} \right) \quad (\text{V-20})$$

$(\text{NPSH})_r$: C'est la hauteur minimale du liquide, supposé à sa température d'ébullition, nécessaire au dessous de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle est donnée par le constructeur de la pompe, aussi elle dépend du type de pompe et du point de leur fonctionnement.

Choix du type de pompe pour Station de reprise Souk El Had

Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé : $Q = 66 \text{ l/s}$,
- Hauteur géométrique : $H_g = 76 \text{ m}$,
- Hauteur manométrique total : $H_{mt} = 79.8 \text{ m}$.

Caractéristiques de la pompe

- La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe multicellulaire de type (PM 150/ 4 E) dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe) et le tableau (VI.2) ci-après :

Tableau (VI-2) : Caractéristiques de la pompe

N (tr/min)	η (%)	P_a (KW)	NPSH_r (m)
1450	77.3	72.1	2.49

- Point de fonctionnement P2 (70.7 l/s, 80.3 m)
- Point désiré P1 (66 l/s, 79.8 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure (VI-3) suivante :

Chapitre VIPompes

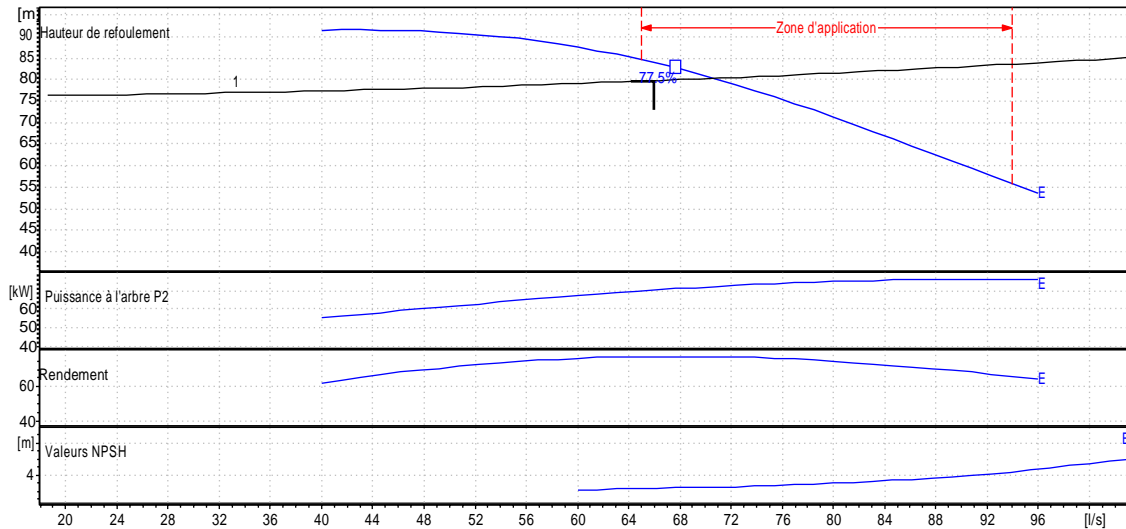


Figure (VI-3) le point de fonctionnement de la pompe

D'après la figure (V-3), le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré, d'où, nous allons opter pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

Modification du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$Q1 \times T1 = Q' \times T' \quad \text{d'où :} \quad T' = 20 \times \frac{66}{70.7} = 18.67 \text{ h}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q2 \times H2}{\eta} \quad P_a = \frac{9.81 \times 0.0708 \times 80.3}{0.773}$$

$$P_a = 72.15 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e ; (e = 4.67 \text{ DA}) \quad \Rightarrow \quad E = P_a \times t \times 365 \quad \Rightarrow \quad F_{\text{exp}} = 72.15 \times 18.67 \times 365 \times 4.67$$

$$\text{D'où :} \quad F_{\text{exp}} = 2296097.88 \text{ DA}$$

Régulation par étouffement (le vannage)

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H1 = 80.3 - 79.8 = 0.5 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q1 \times H'}{\eta} \quad P_a = \frac{9.81 \times 0.066 \times 79.8}{0.773}$$

$$P_a = 66.86 \text{ KW}$$

Chapitre VIPompes

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e ; (e = 4.67 \text{ DA}) \Rightarrow E = P_a \times t \times 365 \Rightarrow F_{\text{exp}} = 66.86 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

$$\text{D'où : } F_{\text{exp}} = 2279324.26 \text{ DA}$$

Rognage de la roue

Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très grande précision.

Modification de la vitesse de rotation de la pompe

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = \frac{N \times Q_1}{Q_2} \text{ (tr/min)}$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \Rightarrow H_3 = 0.018 \times Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit : $H_p = a \times Q^2 + b$

$$Q = 0 \text{ l/s, } H = 87 \text{ m}$$

Pour $Q = 70.7 \text{ l/s, } H = 80.3 \text{ m}$ \Rightarrow D'où, $80.3 = a \times (70.7)^2 + 87$; donc $a = -0.0013$

Ce qui donne : $H_p = -0.0013 Q^2 + 87$

On pose : $H_p = H_3 - 0.0013 Q^2 + 87 = 0.018 \times Q^2$

On trouve $Q_3 = 67.14 \text{ l/s, } H_3 = 81.14 \text{ m, } P_3 (67.14, 81.14)$

$$N' = \frac{N \times Q_1}{Q_3} = \frac{1450 \times 66}{67.14} = 1425.4 \text{ (tr/min)}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 \times 0.066 \times 79.8}{0.772} P_a = 66.93 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e ; (e = 4.67 \text{ DA}) \Rightarrow E = P_a \times t \times 365 \Rightarrow F_{\text{exp}} = 66.93 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

$$\text{D'où : } F_{\text{exp}} = 2281710.63 \text{ DA}$$

- Notre choix se portera sur modification de *Régulation par étouffement (le vannage)* qui présente la variante la plus économique

Etude de la cavitation

- La côte du plan d'aspiration : $C_a = 58 \text{ m}$,
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$,
- Perte de charge de l'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable).
- $NPSH_r = 4.43 \text{ m}$.

Chapitre VI Pompes

- Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P'_0 = 10.33 - (0.0012 \times Ca) = 10.33 - (0.0012 \times 58) = 10.26 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = P'_0 + Ha - (J_a + h_v) = 10.26 + 1 - (0 + 0.24) = 11.02 \text{ m}$$

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$ \Rightarrow **lors la pompe est hors domaine de cavitation**

Equipements des stations de pompage

Les équipements hydrauliques d'une station de pompage comprennent essentiellement, en dehors des pompes elle mêmes [9] :

- Les équipements d'aspiration.
- Les équipements de refoulement.

Les équipements d'aspiration

- *Crépine*

La crépine évite l'entrée accidentelle des corps solides dans la conduite d'aspiration elle est placée en amont de cette dernière. Elle est constituée d'un cylindre perforé qui minimise le passage des objets solides. La crépine doit être complètement immergée afin d'éviter l'entrée de l'air, elle doit aussi être éloignée de 0.15m à 0.20m du fond du puisard d'aspiration.

- *Clapet anti-retour*

Le clapet anti-retour est placé sur la canalisation d'aspiration, son rôle est d'empêcher le retour de l'eau vers le puisard d'aspiration en cas d'un arrêt de la pompe afin de maintenir la colonne d'eau dans la conduite d'aspiration et le corps de la pompe ; ce qui permet d'éviter ainsi l'amorçage de la pompe. Le clapet anti-retour est ménagé dans la station de pompage ou les pompes travaillent en dépression.

- *Vanne*

Une vanne sera installée sur la conduite d'aspiration dont le rôle est d'isoler la pompe en cas de besoin, cette vanne doit être placée dans les stations de pompage ou les pompes travaillent en charge..

Les équipements de refoulement

- *Joint de raccordement*

La conduite de refoulement sera raccordée à la pompe de manière à ne transmettre aucun effort parasite sur la pompe.

- *Clapet de refoulement*

Son rôle est d'empêcher l'inversion du débit lors de l'arrêt de la pompe. Les clapets les plus utilisés sont ceux à battant, ils sont installés sur les conduites horizontales.

Chapitre VI Pompes

- *Vanne de refoulement :*

La vanne de refoulement placée après la pompe permet d'isoler celle-ci lors de entretiens et des démontages, lors la mise en charge et de l'arrêt de la pompe dans le cas des pompes centrifuges.

Conclusion

Dans ce chapitre, l'utilisation du catalogue numérique adéquat nous a permis de déterminer le type de pompe à adopter pour la station de reprise. Ainsi, le choix s'est porté sur une pompe **multicellulaire** de type **(PM 150/ 4 E)**. Pour assurer un bon fonctionnement, nous avons apporté des modifications à cette pompe. L'analyse des différentes variantes a conduit à prendre en considération celle qui donne la plus petite puissance absorbée d'entre elles. En plus, nous avons également vérifié la condition de non cavitation de la pompe utilisée

Chapitre VII

Distribution

Chapitre VII Distribution

Introduction

Le calcul hydraulique du réseau est effectué par le logiciel de calcul EPANET.

EPANET simule les caractéristiques hydrauliques d'un réseau maillé (circuit "fermé") de distribution d'eau. Le réseau est caractérisé par des tronçons et des nœuds (points d'entrée ou de demande et jonctions de tuyaux).

Les données nécessaires pour lancer le programme incluent une description des éléments du réseau tels que, longueurs des conduites, diamètres, coefficient de frottement, demande aux nœuds et altitude ainsi que des données décrivant la géométrie du réseau.

EPANET accepte n'importe quel réseau qu'il soit maillé, partiellement maillé et ramifié, ou complètement ramifié.

Types des réseaux

On peut distinguer les types de réseaux suivants :

Réseau de distribution ramifié

Composé de conduites qui vont toujours en se divisant à partir du point d'alimentation sans jamais se refermer pour former une boucle (Figure VII-1). [17]

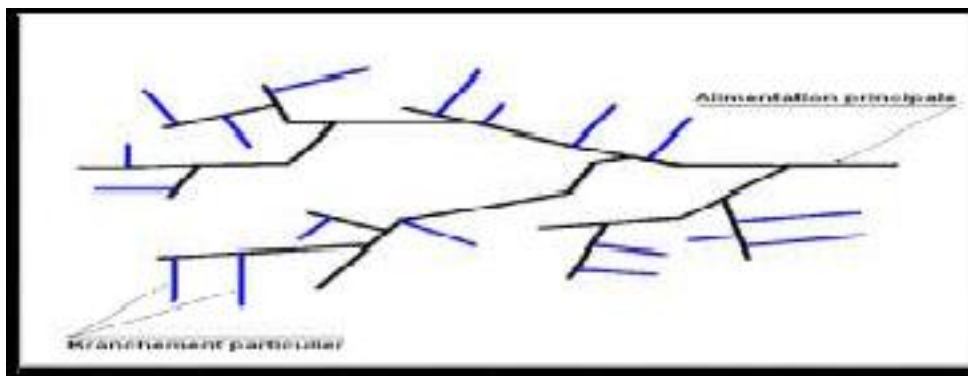


Figure VII.2-1 Un réseau ramifié.

Dans le réseau ramifié les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval.[17]

Chapitre VII Distribution

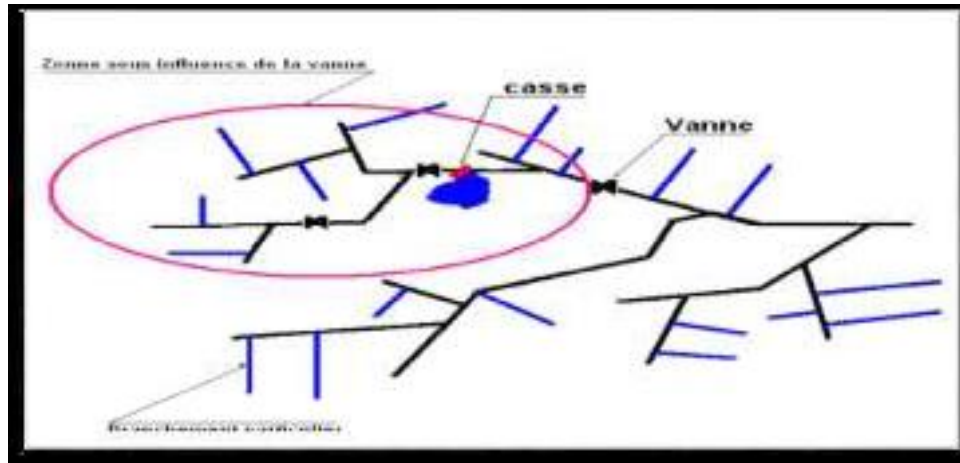


Figure VII.2-2 Une casse dans un réseau ramifié.

Réseau de distribution maillé

Composé de conduites suivant des contours fermés formant ainsi plusieurs mailles. [17]

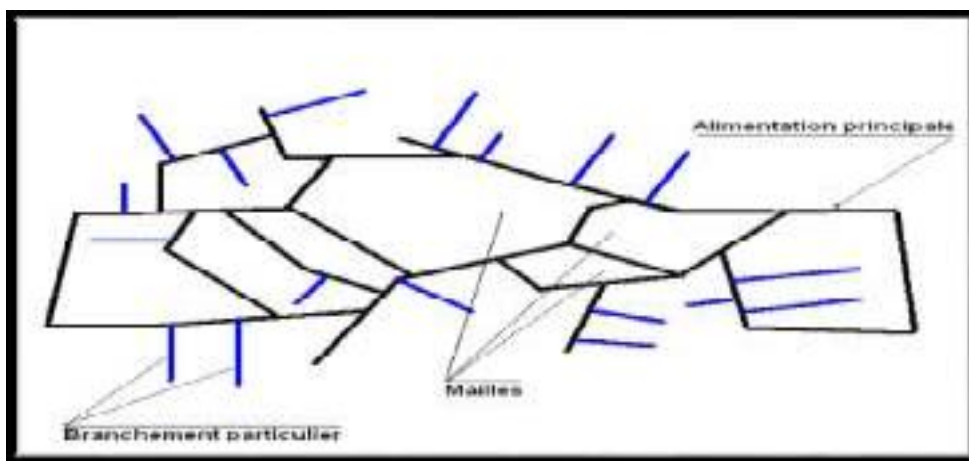


Figure VII.2-3 Un réseau maillé.

Le réseau maillé permet, au contraire du réseau ramifié, une alimentation en retour, donc d'éviter l'inconvénient du réseau ramifié. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval.

Il est bien entendu, plus coûteux d'établissement, mais, en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié [17].

Chapitre VII Distribution

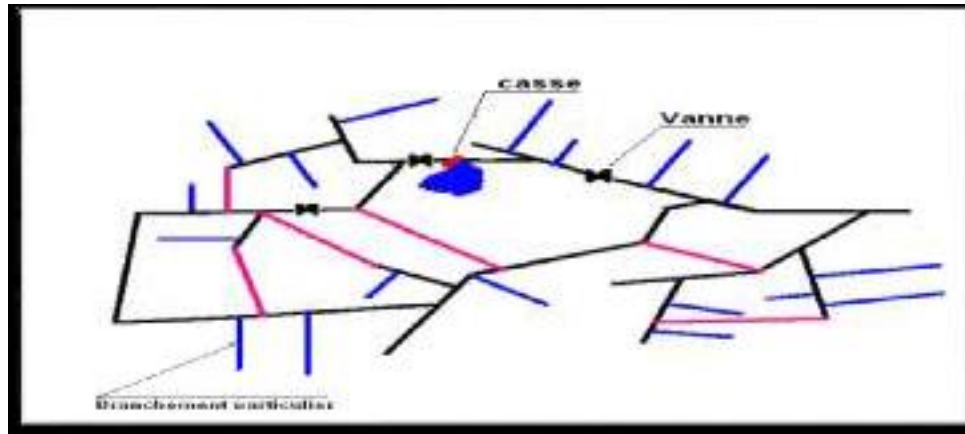


Figure VII.2-4 Une casse dans un réseau maillé.

Réseau de distribution étagé

Conseiller dans le cas d'agglomération présentant des différences de niveaux importantes, il éviter les problèmes énormes posés par les fortes pressions pour assurer une pression de service acceptable par contre la maintenance des équipements de sectionnement est fréquente.[17]

Réseau de distribution à alimentation distinctes

Les réseaux à alimentations distinctes distribuent, l'un, l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre, l'eau non potable réservée aux usages industriels et aux lavages et arrosage des rues et plantations. Ces réseaux ne se justifient que dans les installations extrêmement importantes. [17]

Choix du type des matériaux

Pour faire un bon choix de type de matériaux, on prend en compte les paramètres suivants :

- Le diamètre ;
- La pression du service à supporter par le matériau ;
- Les conditions de pose ;
- Le prix ;
- La durée de vie du matériau ;
- La disponibilité de ce dernier sur le marché.

Exigences du réseau de distribution

Pour qu'un réseau soit performant, il faut que [18]:

- La pression soit supérieure à 1bar ;
- Sur la totalité du réseau, la pression maximale régnant ne doit en aucun cas dépasser les 6 bars (60 mce). Ceci provoquera des désordres. A l'occasion, on peut prévoir une distribution étagée ou installer des réducteurs de pression ;

Chapitre VII

Distribution

- Les vitesses doivent être entre 0.5 et 1.5 m/s ;
- Les diamètres doivent permettre l'écoulement des débits de pointe.

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau ;
- On détermine le débit spécifique ensuite les débits en route ;
- Ayant les débits en route : on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

Exigences du réseau de distribution

Pour qu'un réseau soit performant, il faut que [18] :

- La pression soit supérieure à 1bar ;
- Sur la totalité du réseau, la pression maximale régnant ne doit en aucun cas dépasser les 6 bars (60 mce). Ceci provoquera des désordres. A l'occasion, on peut prévoir une distribution étagée ou installer des réducteurs de pression ;
- Les vitesses doivent être entre 0.5 et 1.5 m/s ;
- Les diamètres doivent permettre l'écoulement des débits de pointe.

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau ;
- On détermine le débit spécifique ensuite les débits en route ;
- Ayant les débits en route : on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

Calculs hydrauliques du réseau de distribution

Débit de pointe

Le débit de pointe correspond au débit horaire le plus élevé de la journée, c'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution, il est donné par la relation suivante :

$$Q_p = Q_{max.j} \times P_g$$

Avec :

- **Q_p** : Débit de pointe (m³/h) ;
- **Q_{max.j}** : Débit maximum journalier (m³/j) ;
- **P_g** : Plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).

A partir du tableau des régimes de consommation (**Annexe**), l'heure de pointe est de 12h-13h avec un pourcentage de P_g=7% de la consommation journalière.

Chapitre VII

Distribution

Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde, il est donné par la relation suivante :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i}$$

Avec :

- Q_s : Débit spécifique (l/s. m) ;
- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: La somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

Débit de route

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier, il est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij}$$

Avec :

- Q_r : Débit de route (l/s) ;
- L_{ij} : Longueur du tronçon (i - j).

Débit au noeud

Les débits aux noeuds sont des débits concentrés en chaque noeud, alimentant la population répartie autour des moitiés des tronçons des conduites ayant en commun les noeuds considérés. Ils sont donnés par la relation suivante :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_c$$

Avec :

- Q_n : Débit au noeud (l/s) ;
- $\sum Q_r$: La somme des débits de route autour du noeud considéré
- $\sum Q_c$: La somme des débits localisés au noeud considéré (l/s).

Calcul des débits par tronçon

Ces débits sont obtenus par :

$$Q_{tr} = q_{sp} \times L_i$$

Calcul des débits soutirés

Le débit soutiré est appelé également débit nodal, comme son nom l'indique c'est le débit qui sort au niveau de chaque nœud du réseau, pour alimenter les usagers.

Le débit au nœud se détermine par le biais de l'expression suivante :

Chapitre VII Distribution

$$Q_{ndi} = 0.5 \times ZQ_{tri}$$

Calcul du débit maximum horaire

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

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h}(m^3/h)$$

Avec :

- **Q_{moy,h}** : débit moyen horaire en m³/h ;
- **K_{max,h}** : coefficient d'irrégularité maximale horaire.

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec :

- **Q_{moy,h}** : débit moyen horaire en m³/h ;
- **Q_{max,j}** : débit maximum journalier en m³/j.

*Coefficient d'irrégularité maximale horaire (K_{max,h}) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max}$$

Description du réseau de distribution

Dans cette étude, nous avons conçu un réseau de distribution maillé réparti sur les deux zones de la ville de Souk El Had (Zone haute et zone basse). Cette distribution s'effectue à partir du réservoir R1 d'une capacité de l'ordre de 1000 m³ et dont la côte est de 132m qui au même temps, assure l'adduction vers le réservoir R2 d'une capacité égale au précédent et d'une côte radiée de 105m.

Chapitre VII
Distribution

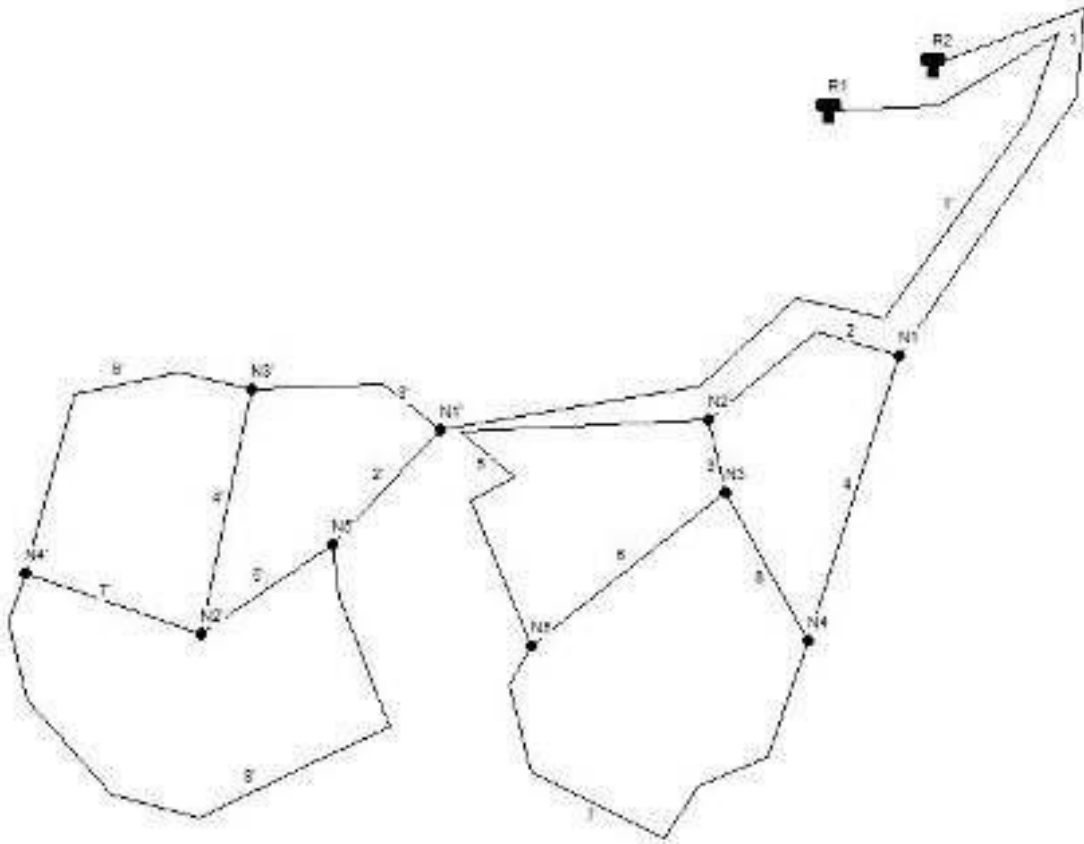


Figure VII.7-5 Schéma présentative du réseau de distribution

Calcul des débits en route et les débits aux nœuds

Les différents résultats des débits sont représentés dans le tableau ci-après.

Tableau (VII-1) Tableau de calcul des débits pour chaque Nœud de la zone haute

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit Q_r (l/s)	$0.55Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
Nœud 1	R1-N1	1775	0,0069	12,306	6,768	9,163
	N1-N5	307	0,0069	2,128	1,171	
	N1-N3	321	0,0069	2,225	1,224	
Nœud 2	N5-N2	260	0,0069	1,803	0,991	3,630
	N3-N2	388	0,0069	2,690	1,479	
	N2-N4	304	0,0069	2,108	1,159	
Nœud 3	N1-N3	321	0,0069	2,225	1,224	4,904
	N3-N2	388	0,0069	2,690	1,479	
	N3-N4	577	0,0069	4,000	2,200	

Chapitre VII Distribution

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit Qr (l/s)	0.55Qr (l/s)	Qn (l/s)
Nœud 4	N2-N4	304	0,0069	2,108	1,159	7,878
	N3-N4	577	0,0069	4,000	2,200	
	N5-N4	1185	0,0069	8,215	4,518	
Nœud 5	N1-N5	307	0,0069	2,128	1,171	6,680
	N5-N2	260	0,0069	1,803	0,991	
	N5-N4	1185	0,0069	8,215	4,518	

Tableau (VII-2) Tableau de calcul des débits pour chaque Nœud de la zone basse

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit Qr (l/s)	0.55Qr (l/s)	Qn (l/s)
Nœud 1	R2-N1	867	0,0148	12,804	7,042	13,646
	N1-N2	330	0,0148	4,874	2,681	
	N1-N4	483	0,0148	7,133	3,923	
Nœud 2	N1-N2	330	0,0148	4,874	2,681	10,357
	N2-N3	142	0,0148	2,097	1,153	
	N2-N5	803	0,0148	11,859	6,522	
Nœud 3	N2-N3	142	0,0148	2,097	1,153	6,320
	N3-N4	260	0,0148	3,840	2,112	
	N3-N5	376	0,0148	5,553	3,054	
Nœud 4	N1-N4	483	0,0148	7,133	3,923	12,842
	N3-N4	260	0,0148	3,840	2,112	
	N4-N5	838	0,0148	12,376	6,807	
Nœud 5	N2-N5	803	0,0148	11,859	6,522	16,383
	N3-N5	376	0,0148	5,553	3,054	
	N4-N5	838	0,0148	12,376	6,807	

Modalisation et simulation du réseau

Après avoir introduit des informations du réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape, grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesses, débits, pressions, charges, etc.) à un instant donné qui implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charge dans chaque arc du réseau.

Les résultats de la simulation du réseau existant sont représentés si dessous :

Chapitre VII Distribution

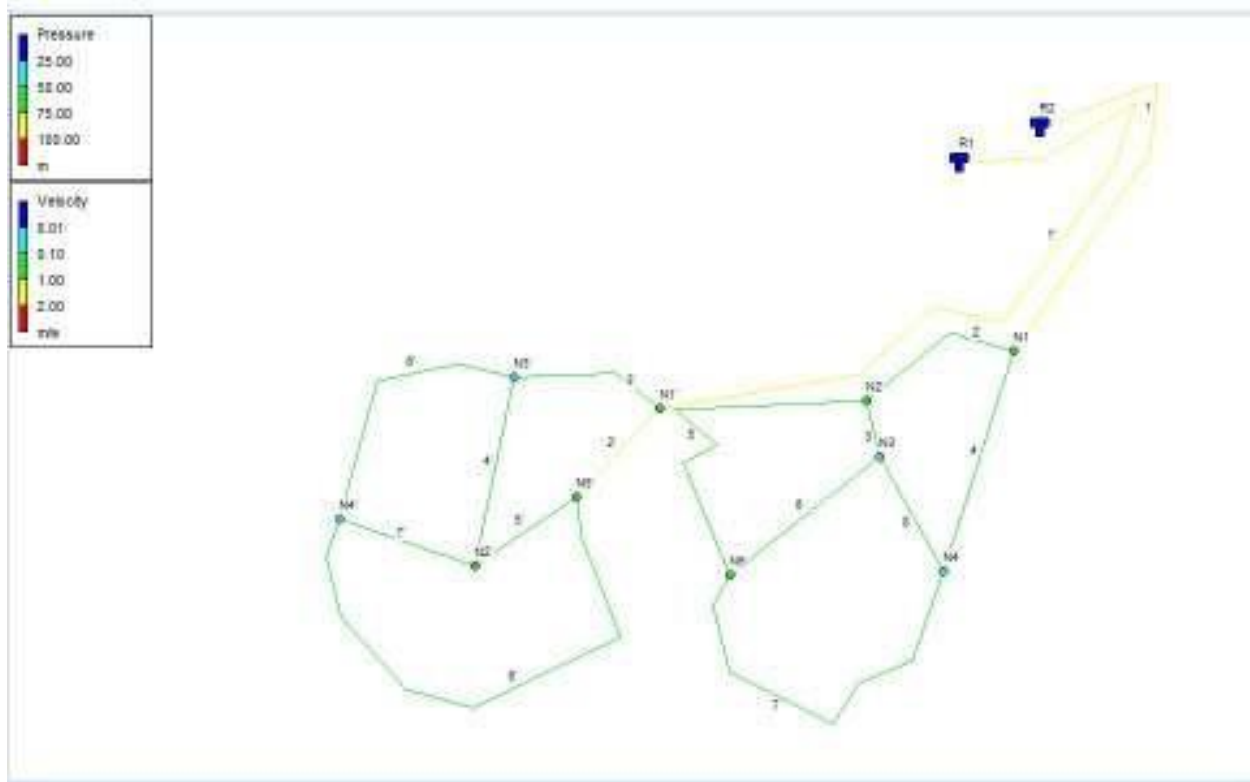


Figure VII.9-6 Résultats de la simulation depression/vitesse

➤ **Tableau de calcul hydraulique pour le réseau de distribution projeté :**

La topographie de la zone montre que la dénivelée entre le réservoir et le point le plus bas du réseau est environ 87m, le réservoir peut alimenter toute la zone, pour cela on opte pour une conduite en PEHD PN20

Tableau (VII-3) Tableau de calcul hydraulique pour le réseau de distribution projeté –Zone haute

Link ID	Unit Headloss m/km	Velocity m/s	Flow LPS	Diameter mm	Length m
Pipe 1'	4,95	1,09	32,25	194,2	1775
Pipe 3'	5,86	0,89	10,77	124,2	321
Pipe 2'	7,48	1,02	12,33	124,2	307
Pipe 5'	2,95	0,51	3,8	97	260

Chapitre VII
Distribution

Link ID	Unit Headloss m/km	Velocity m/s	Flow LPS	Diameter mm	Length m
Pipe 6'	3,83	0,54	3,12	85,4	577
Pipe 8'	1,51	0,32	1,85	85,4	1185
Pipe 7'	3,38	0,51	2,91	85,4	304
Pipe 4'	3,05	0,48	2,74	85,4	388

Tableau (VII-4) Tableau de calcul hydraulique pour le réseau de distribution projeté –Zone basse

Link ID	Unit Headloss m/km	Velocity m/s	Flow LPS	Diameter mm	Length m
Pipe 1	4,95	1,27	59,55	244,6	867
Pipe 2	2,95	0,71	13,4	155,2	330
Pipe 3	0,22	0,54	1,75	124,2	142
Pipe 5	0,79	0,63	1,29	85,4	803
Pipe 6	1,61	0,64	1,94	85,4 </td <td>376</td>	376
Pipe 7	0,97	0,44	13,15	194,2	838
Pipe 8	0,81	0,64	6,51	155,2	260
Pipe 4	1,64	0,69	32,5	244,6	483

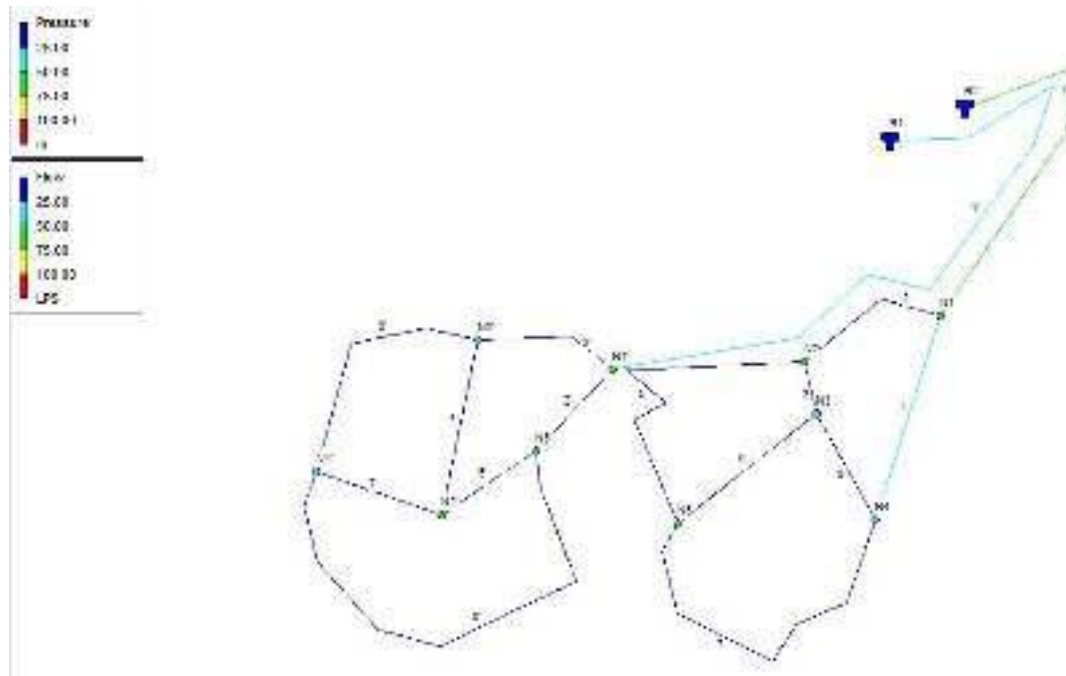


Figure VII.9-7 Résultats de la simulation de pression/débit

Chapitre VII Distribution

Tableau (VII-5) Tableau de calcul des pressions aux nœuds –Zone haute

Node ID	Pressure m	Head m	Demand LPS	Elevation m
Junc N1'	55,22	131,22	9,16	76
Junc N3'	40,34	129,34	4,9	89
Junc N4'	28,13	127,13	7,88	99
Junc N2'	58,16	128,16	3,63	70
Junc N5'	59,92	128,92	6,68	69
Tank R1	1	140	-32,25	130

Tableau (VII-6) Tableau de calcul des pressions aux nœuds –Zone basse

Node ID	Pressure m	Head m	Demand LPS	Elevation m
Junc N1	50,7	110,7	13,65	60
Junc N3	52,73	109,73	10,36	57
Junc N4	54,09	109,09	16,38	55
Junc N2	49,91	109,91	12,84	60
Junc N5	46,7	109,7	6,32	63
Tank R1	1	115	-59,55	105

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les dimensions du réseau de distribution d'eau potable de la ville de Souk El Had. La détermination des paramètres hydrauliques tels que le débit, les pressions et les diamètres a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET.

Après simulation on a constaté des pressions parfaites au niveau des nœuds. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD PN20.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet, nous avons réalisé une étude de diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Souk El Had willaya de Boumerdès.

Au cours de cette étude, nous avons constaté que le réseau d'AEP de la commune de Souk El Had est complètement dépourvu de contrôle et de gestion. En se basant sur plusieurs photographies, nous avons pu cerner certains problèmes dont souffre le système que nous avons essayé de traiter.

Après avoir fait une estimation de la population de la commune de Souk El Had et les zones alimentées par la station centrale de Souk El Had à l'horizon 2046. Nous avons constaté que la population sera de 15260 habitants. Quant aux besoins en eau, ils seront de l'ordre de 14765.76 m³/j, soit (170.9 l/s). Tandis que le réseau en place fournit un débit de 11059.2 m³/j, soit (128 l/s). Cette différence représente un déficit de 3706.56 m³/j, soit (42.9 l/s). Ce déficit sera comblé par un apport supplémentaire à partir du barrage de Taksebt (SPET).

Afin d'assurer le stockage de l'eau, nous avons proposé l'ajout de deux nouveaux réservoirs jumelés avec les réservoirs existants, (R300m³) à la station centrale de Souk El Had, (R200m³) à El Kelaa

Par ailleurs, la chaîne d'adduction est composée d'un tronçon à écoulement par refoulement de diamètre de 315 mm, Le matériau choisi est dans l'ensemble le PEHD PN(16) et d'un tronçon gravitaire de diamètre de 250mm en PEHD PN(16), tout en tenant compte du côté technique et économique.

Ensuite, un choix des pompes a été effectué en se basant sur la détermination du point de fonctionnement et de l'énergie la plus économique. Afin de protéger les pompes du phénomène de cavitation, nous avons fait les calculs nécessaires. Ce choix a été établi à l'aide du catalogue CAPRARI. Ceci nous a conduit à l'adoption des pompes multicellulaires à axe horizontal pour la stations de pompage ayant chacune une pompe de secours.

Concernant la distribution, nous avons déterminé les dimensions du réseau de distribution d'eau potable de la ville de Souk El Had. La détermination des paramètres hydrauliques tels que le débit, les pressions et les diamètres a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET.

Après simulation on a constaté des pressions parfaites au niveau des nœuds. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD PN20.

Bibliographie

- [1] Le PDAU de la commune de SOUK EL HADI, établis par EPE.SPA/URTO-06, Bd STITI Ali, Tizi-Ouzou (AOUT 2011).
- [2] Carte des P.O.S de l'agglomération de l'ACL le Souk El Had, établis par EPE.SPA/URTO-06, Bd STITI Ali, Tizi-Ouzou (AOUT 2011).
- [3] Etude d'actualisation du plan national de l'eau (PNE) Algérie, mission 2 – volet 4 – tome 1
- [4] Bonin, J., Aide-mémoire d'Hydraulique Urbaine .Editions Eyrolle . Paris ,1982
- [5] VALIRON, F., "Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement", Tome I : Eau dans la ville Alimentation en eau, Edition Tec & Doc, 1994].
- [6] DUPONT, A. : "Hydraulique urbaine", Tome II : ouvrage de transport-élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris216, 1979.]
- [7] BOUALEM,S., « cours d'alimentation en eau potable »,ENSH,Algérie,1993.
- [8]Goudjil, S., Sadelli, H. (2017). Alimentation en eau potable des localités M'nair I, M'nairII, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Koudiet El Assa (W. Souk Ahras). Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 140 pages
- [9] Jean Barillot – Hervé Cabanes – Philippe Carillo, *La route et ses chaussées* : Manuel de travaux publics, Paris Eyrolles, 2020,272p.
- [10] ISKOUNEN,Y., « Cours hydraulique AEP pour btp v1 »,Algérie,8 Décembre 2015.
- [11] Catalogue STPM Chiali. Catalogue technique de PEHD.
- [12] Bonin, J. (1977). Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. Edition Eyrolles, 228 pages
- [13] Carlier, M. (1980). Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles, Paris, 588 pages.
- [14] Abbas, M., Bakouche, H. (2019). Etude d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'IghilEmda wilaya de Bejaïa. Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 115 pages.
- [15]Ahfir, A. (2017). Etude de renforcement en AEP de la commune de Beni-Maouche à partir du système d'adduction du couloir Tichi-Haf- Bejaïa, Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 131pages.
- [16] Catalogue Hydrochoc .
- [17] Mohamed BOULOUARD ; Gestion et exploitation de réseau d'eau potable, Formation Maroc, 2014.

[18] Dupont, A. (1979). *Hydraulique Urbaine, Tome II : Ouvrages de transport-Élévation et distribution des eaux*. Edition Eyrolles, Paris, 484 pages.

ANNEXE

heures	Coefficient de variation maximal horaire de la consommation ($K_{\max h}$)											
	1.2	1.25	1.3	1.35	1.4	1.45	1.5	1.7	1.8	1.9	2	2.5
0-1	3.5	3.35	3.2	3	2.5	2	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
1-2	3.45	3.35	3.25	3.2	2.65	2.1	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
2-3	3.45	3.3	2.9	2.5	2.2	1.85	1.5	1	0.9	0.85	1	1.2
3-4	3.4	3.2	2.9	2.6	2.25	1.9	1.5	1	1	1	1	1.2
4-5	3.4	3.25	3.35	3.5	3.2	2.85	2.5	2	1.35	2.7	3	3.5
5-6	3.55	3.4	3.75	4.1	3.9	3.7	3.5	3	3.85	4.7	5.5	3.5
6-7	4	3.85	4.15	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.2	5.35	5.5	4.5
7-8	4.4	4.45	4.55	4.9	5.1	5.3	5.5	6.5	6.2	5.85	5.5	10.2
8-9	5	5.2	5.05	4.9	5.35	5.8	6.25	6.5	5.5	4.5	3.5	8.8
9-10	4.8	5.05	5.4	5.6	5.85	6.05	6.25	5.5	5.85	4.2	3.5	6.5
10-11	4.7	4.85	4.85	4.9	5.35	5.8	6.25	4.5	5	5.5	6	4.1
11-12	4.55	4.6	4.6	4.7	5.25	5.7	6.25	5.5	6.5	7.5	8.5	4.1
12-13	4.55	4.6	4.5	4.4	4.6	4.8	5	7	7.5	7.9	8.5	3.5
13-14	4.55	4.55	4.3	4.1	4.4	4.7	5	7	6.7	6.35	6	3.5
14-15	4.6	4.75	4.4	4.1	4.6	5.05	5.5	5.5	5.35	5.2	5	4.7
15-16	4.6	4.7	4.55	4.4	4.6	5.3	6	4.5	4.65	4.8	5	6.2
16-17	4.6	4.65	4.5	4.3	4.9	5.45	6	5	4.5	4	3.5	10.4
17-18	4.3	4.35	4.25	4.1	4.6	5.05	5.5	6.5	5.5	4.5	3.5	9.4
18-19	4.35	4.4	4.25	4.5	4.7	4.85	5	6.5	6.3	6.2	6	7.3
19-20	4.25	4.3	4.4	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.35	5.7	6	1.6
20-21	4.25	4.3	4.4	4.5	4.4	4.2	4	4.5	5	5.5	6	1.6
21-22	4.15	4.2	4.5	4.8	4.2	3.6	3	3	3	3	3	1
22-23	3.9	3.75	4.2	4.6	3.7	2.85	2	2	2	2	2	0.6
23-24	3.8	3.7	3.5	3.3	2.7	2.1	1.5	1	1	1	1	0.6
Total	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Annexe (01) : Statistiques des régimes de consommations des agglomérations Heure

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA /ml)
20	3	44.46
25	3.5	70.86
32	4.4	109.64
40	5.5	171.15
50	6.9	265.07
63	8.6	423.18
75	10.3	595
90	10.1	794.01
110	12.3	1175.74
125	14	1490.27
160	17.9	2423.58
200	22.4	3793.42
250	27.9	5900.88
315	35.2	9015.89
400	44.7	14529.62
500	55.8	22624.58
630	70.3	35945.05

Annexe (2): Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN20

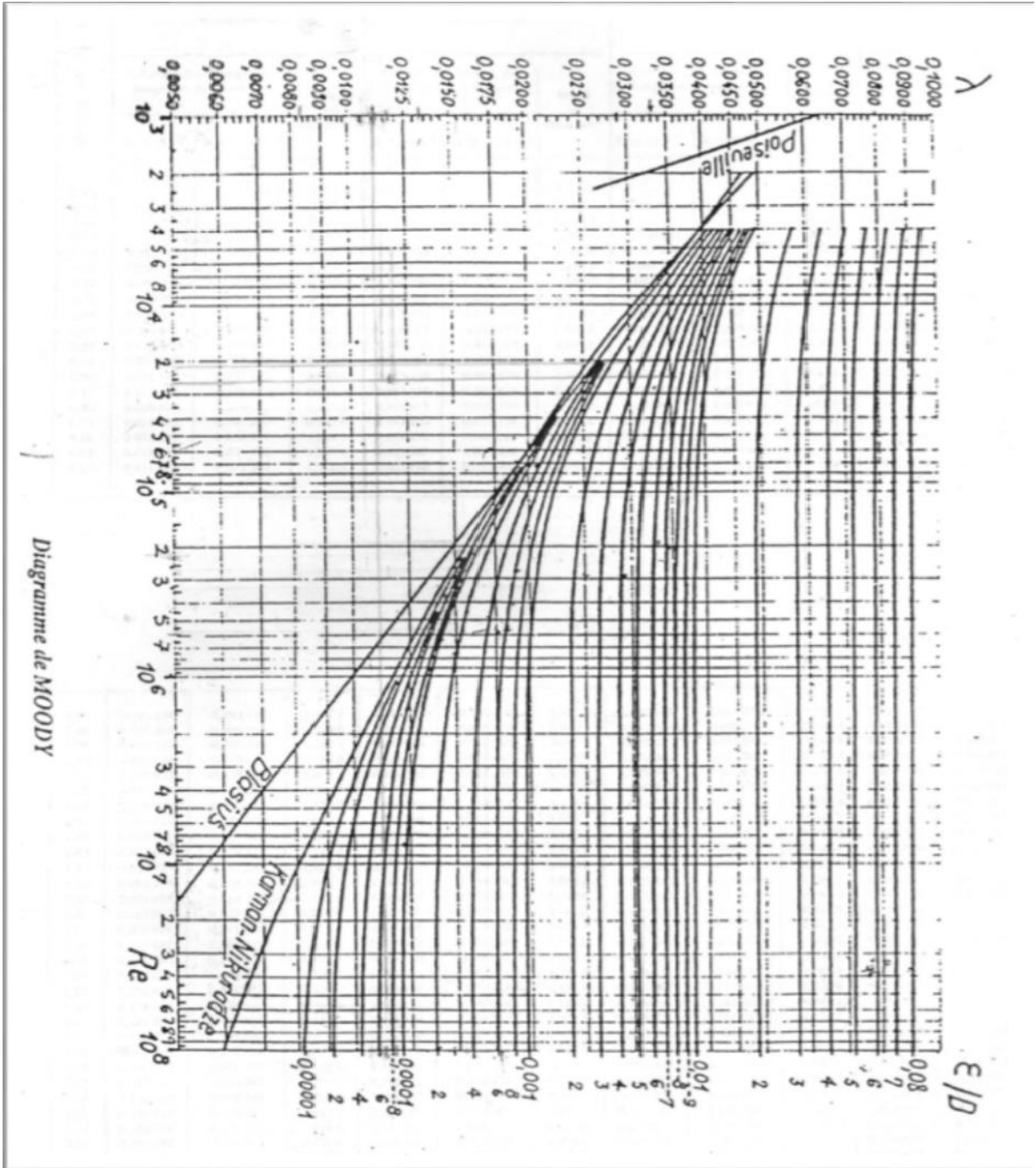


Diagramme de MOODY

Annexe (3) : Diagramme de MOODY

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire(DA)
20	2.3	34.64
25	3.0	56.20
32	3.6	88.20
40	4.5	136.47
50	5	211.4
63	5.8	337.16
75	6.8	473.63
90	8.2	571.69
110	10	844.3
125	11.4	1093.08
160	14.6	1786.51
200	18.2	2805.48
250	22.7	4340.56
315	28.6	6881.37
400	36.3	11116.05
500	45.4	17335.76
630	57.2	26341.10
710	64.5	non contacter
800	72.6	non contacter

Annexe (4): Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN16

Annexe (5) : Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

ξ	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400
Angle d'inclinaison θ°	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80

الملخص

يتكون هذا العمل من وضع دراسة لتشخيص و إعادة تنظيم شبكة تزويد مياه الشرب في بلدية سوق الحد (ولاية بومرداس) بعد جمع البيانات عن الموقع ونظام التغذية الحالي، تم إجراء التشخيص الجسدي وتم إزالة جميع أوجه القصور و الضعف في الشبكة، ثم تقدير الاحتياجات الحالية و المستقبلية، مما أدى بنا إلى حساب حجم الخزانات و أنابيب التحميل . في وقت لاحق، تم استبدال مضخات محطات الضخ باخرى مختارة في النهاية تم إجراء تغيير حجم شبكة التوزيع لمدينة سوق الحد.

الكلمات المفتاحية: الخزانات، الإضافة، المضخة، التوزيع،.

Résumé

Ce présent travail consiste à établir une étude de diagnostic et de réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Souk El Had (wilaya de Boumerdès). Après avoir récolté les données concernant le site et le système d'alimentation existant, on a procédé au diagnostic physique dont on a fait sortir toute les insuffisances et le dysfonctionnement du réseau, ensuite on a estimé les besoins actuels et futurs, ce qui nous a permis de dimensionner les réservoirs et les conduites d'adductions. Par la suite on a remplacé la pompe de station de pompage avec celle qu'on a choisi. À la fin Le dimensionnement du réseau dedistribution de la ville de Souk El Had.

Mots-clés : *Réservoirs, Adduction, pompe, Distribution*

Abstract

This present work consists in establishing a study of diagnosis and reorganization of the drinkingwater supply network of the municipality of Souk El Had (wilaya of Boumerdès). Aftercollecting the data about the site and the existing feeding system, the physical diagnosis wascarried out and all the shortcomings and malfunction of the network were removed, then thecurrent and future needs were estimated. To dimension the tanks and the pipes of adduction.Subsequently, the pump of the pumping station were replaced with the one chosen. At the end, the sizing of the distribution networkof the city of Souk El Had .

Keywords: *tanks, Adduction, Pump, Distribution,*