



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r. KACET Aziz

M^r. NAIT OUSLIMANE Samir

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

Option : **HYDRAULIQUE URBAINE**

INTITULE :

ETUDE DE RENFORCEMENT DU RESAU D'AEP DU CENTRE BOURACHED ET SES ENVIRONS WILAYA D'AIN DEFLA – ADDUCTION ET DISTRIBUTION –

Soutenu le **26 /06 /2016** Devant le jury composé de :

- Président : **M^r. BELHOCINE.M**
- Promoteurs : **M^r. BERREKSLA**
M^r. HAMMOUCHE.A
- Examineur : **M^r. BENDAHMANE.I**

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant, de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de mener ce modeste travail à terme.

Notre reconnaissance s'adresse particulièrement à nos encadreurs Mr BERREKSI A. Et Mr HAMMOUCHE A. Pour leurs orientations et leurs disponibilités.

On remercié également tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions en particulier Mr IDIR KAMEL, gérant du bureau d'étude Oasis ingénierie, de nous avoir accueillis et fournis tous les moyens nécessaires pour la réalisation de ce présent travail.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur de juger notre travail.

Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribués de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Aziz et Samir



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- + Ma chère mère et mon père pour leurs sacrifices et soutiens afin d'atteindre mon objectif, ainsi leurs éducations qui est la monnaie courante dans ma vie ; et sans eux je ne serais pas arrivé jusqu'à la*
- + Ma sœur Malika et son époux Slimane*
- + A mon petit ange neveu Imal*
- + A mes sœurs Moufida et Farida*
- + A Mes frères Ali et Mohammed*
- + A mes tantes DEHBIA ET OUARDIA*
- + Mon très cher ami et binôme Samir et sa famille.*
- + A tous mes amis (es) en particulier DJ alilou, Farid, Amine, lounis, Mehdi, Ahmed, Arzak, Taki, Juba*
- + A la mémoire de mon ami Samir que dieu l'accueille dans son vaste paradis*
- + Tous ceux qui ont contribué de près ou du loin à la réalisation de ce modeste travail.*
- + Tous les étudiants du département d'hydraulique en particulier notre promo (2015/2016).*

AZIZ.K7



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à :

- + A mes chers parents, qui ont tout fait pour que je puisse arriver à ce stade de réussite, leurs soutien de toujours, leurs amour propre et leurs éducations m'ont permis d'affronter le naufrage de la vie et m'installer sur le trône de persévérance*
 - + A ma chère femme Melkheir qui m'a apporté son aide avec tant d'amour et de fidélité.*
 - + A ma sœur Ghnima*
 - + A ma belle-sœur Nouara*
 - + A mes petits neveux Islam et Ghiles*
 - + A mon frère Lamara*
 - + Mon très cher ami et binôme Aziz et sa famille.*
 - + A tous mes amis (es) en particulier Saïd, Houcine, Gaya, Toufik, Farid, DJ Alilou, Amine, Lounis, Mehdi, Taki, Juba, Ali, Slimane*
 - + Tous ceux qui ont contribué de près ou du loin à la réalisation de ce modeste travail.*
- Enfin*
- + A toutes personnes que je porte dans mon cœur.*

✍ Samir

Sommaire

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

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

I-1- Présentation du site	2
I-1-1- Introduction.....	2
I-1-2- Situation géographique de la zone.....	2
I-1-3- Topographie du site.....	2
I-1-4- Situation hydraulique actuelle et ressource en eau.....	3
I-1-5- Barrage d'Ouled Melouk.....	3
I-1-5-1- Localisation du barrage.....	3
I-1-6- Station de traitement.....	4
I-1-7- Aperçu climatologique.....	4
I-1-7-1- Le climat.....	4
I-1-7-2- La température	4
I-1-7-3- La pluviométrie.....	4
I-2- Estimation des besoins.....	4
I-2-1- Evaluation de la situation démographique.....	5
I-2-1-1- Evaluation de la population.....	5
I-2-1-2- Etude comparative entre 2016 et 2045.....	6
I-2-2- Détermination de la consommation moyenne journalière.....	7
I-2-3- Norme de consommation.....	7
I-2-4- Equipement existants.....	7
I-2-5- Calcul de la consommation moyenne journaliere pour les différents besoins.....	9
I-2-5-1- Besoins domestiques.....	9
I-2-5-2- Besoins des équipements.....	9
I-2-5-3 Les besoins totaux en eau.....	11
I-2-6- Majoration de la consommation moyenne journaliere ($Q_{\text{moy.maj j}}$).....	12
I-2-7- La consommation maximum journaliere ($Q_{\text{max.j}}$)	14
I-2-8- Variation de la consommation horaire.....	14
I-2-9- Disponibilités actuelles en termes des ressources en eau.....	15
I-2-10- Conclusion.....	16

Chapitre II : Réservoirs

II-1- Introduction.....	17
II-2- Fonction et utilités des réservoirs.....	17
II-3- Emplacement du réservoir.....	17
II-4- Principe de fonctionnement.....	18
II-4-1- Fonctions techniques d'un réservoir.....	18
II-4-2 Fonctions économiques d'un réservoir.....	18
II-5- Classifications des réservoirs.....	18
II-5-1- Classification selon le matériau de construction.....	18
II-5-2- Classification selon la situation des lieux	18
II-5-3- Classification selon l'usage.....	19
II-5-4- Classification selon des considérations esthétiques.....	19
II-5-5- Classification selon la forme géométrique.....	19
II-6- Choix du type de réservoir.....	19

II-7- Equipements des réservoirs.....	20
II-7-1- Conduite d'arrivée ou d'adduction.....	21
II-7-2 Conduite de départ ou de distribution.....	21
II-7-3- Conduite de trop plein.....	22
II-7-4- Conduite de vidange.....	22
II-7-5 Conduite de by-pass.....	22
II-7-6- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	23
II-7-7- Les joints d'étanchéité.....	23
II-8- Entretien des réservoirs.....	23
II-9- Détermination de la capacité du réservoir.....	23
II-9-1- Principe de calcul.....	24
II-9-1-1- méthode analytique.....	24
II-9-1-2- Calcul de résidu P_{\max}	24
II-9-1-3- Le volume total du réservoir.....	24
II-9-1-4- Calcul du diamètre.....	24
II-9-1-5- Calcul de la hauteur d'incendie.....	25
II-9-1-6- Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir).....	25
II-9-1-7- La station de reprise.....	25
II-10- Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprise.....	26
II-10-1- Dimensionnement de la bache de la station de reprise STR01.....	26
II-10-2- Dimensionnement du réservoir R01.....	26
II-10-3- Dimensionnement du réservoir R02.....	28
II-11- Conclusion.....	29

Chapitre III : Adduction

III-1- Introduction.....	30
III-2- Choix du tracé.....	30
III-3- Description du schéma d'adduction.....	30
III-3-1- Partie refoulement.....	32
III-3-2- Partie gravitaire.....	32
III-4- Choix du type des conduites.....	32
III-4-1- Partie refoulement.....	32
III-4-2- Partie gravitaire.....	33
III-5- Profil en long d'une adduction.....	33
III-6- Etude technico-économique des conduites.....	33
III-6-1- Calcul du diamètre économique.....	33
III-6-2- Calcul de la vitesse.....	34
III-6-3- Calcul des pertes de charge.....	34
III-6-3-1- les pertes de charge linéaires.....	34
III-6-3-2- Les pertes de charge singulières J_s	35
III-6-3-3- Les pertes de charge totales (H_L).....	36
III-6-4- Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{tm}).....	36
III-6-5- Puissance absorbée par la pompe.....	36
III-6-6- Energie consommée par la pompe.....	36
III-6-7- Frais d'exploitation.....	36
III-6-8 Frais d'amortissement.....	36
III-6-9- Calcul du bilan.....	37
III-7- Les équipements de l'adduction.....	37
III-7-1- Les vannes de sectionnement.....	37

III-7-1-1 Les robinets vannes à opercule.....	37
III-7-1-2 Les vannes à papillons.....	38
III-7-1-3 La vidange.....	38
III-7-2- Ventouse	38
III-7-3- Les clapets anti-retour.....	39
III-7-4- Crépine.....	39
III-8- Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction.....	39
III-8-1- Dimensionnement de l'adduction (partie refoulement).....	39
III-8-1-1 Tronçon SP - STR01	39
III-8-1-2- Tronçon STR01- R01.....	41
III-9 Dimensionnement de l'adduction partie gravitaire.....	42
III-9-1 Tronçon R01- R02.....	42
III-10- Conclusion.....	45

Chapitre IV : Les pompes

IV -1- Introduction.....	46
IV -2- Classification des pompes.....	46
IV-2-1- Pompes volumétriques.....	46
IV-2-2- Turbo-pompes.....	46
IV-3- Choix des pompes.....	47
IV-4- Caractéristiques hydraulique des pompes centrifuges.....	47
IV-4-1- Hauteur manométrique.....	47
IV-4-2- La vitesse de rotation.....	47
IV-4-3-La puissance	47
IV-4-4- Le rendement.....	48
IV-5- Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges.....	48
IV-6- Le point de fonctionnement d'une pompe.....	48
IV-6-1- Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe	49
IV-6-1-1- Modification du temps de pompage.....	49
IV-6-1-2- Vannage ou création des pertes de charge.....	50
IV-6-1-3- Rognage de la roue.....	50
IV-6-1-4- Variation de la vitesse de rotation	51
IV-7- Couplage des pompes.....	51
IV-7-1- Couplage en série.....	51
IV-7-2- Couplage en parallèle.....	51
IV-8- Etude de la cavitation.....	52
IV-9- choix du type de pompe pour différentes station.....	54
IV-9-1- Station de pompage SP.....	54
IV-9-2- Station de reprise STR02.....	54
IV-10 Conclusion.....	63

Chapitre V : pose et protection des conduites

V-1- Introduction.....	64
V-2- Théorie du coup de bélier.....	64
V-2-1- définition du coup de bélier.....	64
V-2-2- causes du coup de bélier.....	64
V-2-3- moyens de protection contre le coup de bélier.....	64

V-2-3-1- les soupapes de décharge.....	64
V-2-3-2- les ventouses.....	65
V-2-3-3- les réservoirs d'air.....	65
V-2-3-4- les cheminées d'équilibre.....	65
V-3- Etude du coup de bélier.....	65
V-3-1- la valeur du coup de bélier.....	66
V-4- Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons.....	67
V-4-1- Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement.....	67
V-4-2- Calcul du coup de bélier pour le tronçon gravitaire.....	67
V-5- Pose des conduites.....	68
V-5-1- Exécution et aménagement de la tranchée.....	68
V-5-2- Butées et ancrages des conduites.....	69
V-5-3- Travaux spéciaux.....	69
V-5-3-1-Traversée de route.....	70
V-5-3-2- Traversées d'une rivière ou d'un oued.....	70
V-5-3-3- Traversée de la voie ferrée.....	70
V-5-4- Déroulement des essais.....	71
V-5-4-1- Résultats des essais.....	71
V-5-5 Le remblayage.....	71
V-6- Conclusion.....	71

VI : Distribution

VI-1- Introduction.....	72
VI-2- Classification des réseaux.....	72
VI-2-1- Réseau maillé.....	72
VI-2-2- Réseau ramifié.....	72
VI-2-3- Réseau étagé.....	73
VI-2-4- Réseau combiné.....	73
VI-3- Choix du tracé.....	73
VI-4- Choix du type de matériaux.....	73
VI-5- Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	74
VI-5-1- Détermination des débits.....	74
VI-5-1-1- Débit de pointe.....	74
VI-5-1-2- Débit spécifique.....	74
VI-5-1-3- Débit en route.....	75
VI-5-1-4- Débits aux nœuds (nodaux).....	75
VI-5-2- Détermination des débits du réseau (cas de pointe plus incendie).....	75
VI-5-3- Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds du centre-ville Bourached.....	75
VI-5-4- Dimensionnement du réseau.....	79
VI-5-4-1- Méthode de calcul du réseau maillé.....	79
VI-6- Modélisation Hydraulique.....	80
VI-6-1- Formule de pertes de charge utilisées.....	80
VI-6-1-1 Perte de charge linéaire.....	81
VI-6-1-2- Pertes de charge singulières.....	81
VI-6-1-3- Pertes de charge totales.....	81
VI-6-2- Diamètres des conduites.....	81
VI-6-2-Resultats de la simulation du réseau avec EPANET.....	81
VI-7- Conclusion.....	85
Conclusion générale.....	86

Liste des figures

Figure (I-1) : Délimitation de la zone d'étude	2
Figure (I-2) : Photo du barrage Ouled Melouk	3
Figure (I-3) : Evolution de la population à l'horizon 2045	6
Figure (II-1) : Coupe transversale d'un réservoir de stockage surélevé	20
Figure (II-2) : Conduite d'adduction	21
Figure (II-3) : Conduite de distribution	21
Figure (II-4) : Conduite de vidange et trop plein	22
Figure (II-5) : Conduite de by-pass	22
Figure (II-6) : Système d'incendie	23
Figure (III-1) : Schéma vertical du système d'adduction étudiée	31
Figure (III-2) : Vanne à opercule	38
Figure (III-3) : Vanne à papillon	38
Figure (III-4) : Ventouse	39
Figure (III-5) : Clapet anti-retour	39
Figure (III-6) : Evolution du coefficient de perte de charge	44
Figure (IV-1) : Courbe caractéristique d'une pompe	48
Figure (IV-2) : point de fonctionnement d'une pompe centrifuge	49
Figure (IV-3) : couplage en série d'une pompe centrifuge	51
Figure (IV-4) : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge	52
Figure (IV-5) : Cas d'aspiration en charge	52
Figure (IV-6) : Cas d'aspiration en dépression	53
Figure (IV-7) : Courbe caractéristique de $NPSH_r$ et $NPSH_d$	54
Figure (IV-8) : Courbe caractéristique de la pompe SP-STR01	55
Figure (IV-9) : la caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe SP-STR01	56
Figure (IV-10) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe SP par rognage	57
Figure (IV-11) : Courbe caractéristique de la pompe STR01-R01	59
Figure (IV-12) : la caractéristique du point de fonctionnement de la pompe STR01-R01	60
Figure (IV-13) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe STR01 par rognage	61
Figure (V-1) : Pose de la conduite en tranchée	68
Figure (V-2) : Butée sur un coude horizontal	69
Figure (V-3) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement	69
Figure (V-4) : Protection spéciale pour la traversée de route	70
Figure (V-5) : Traversées d'une rivière ou d'un oued	70
Figure (VI-1) : Réseau maillé	72
Figure (VI-2) : Réseau ramifié	73
Figure (VI-3) : Schéma d'ossature du réseau de distribution du centre-ville Bourached	76
Figure (VI-4) : Etats des nœuds après la simulation	84
Figure (VI-5) : Etats des arcs après la simulation	85

Liste des tableaux

Tableau (I-1) : Ressource en eau actuelle de Bourached et ses environs..	3
Tableau (I-2) : Répartition mensuelle des températures pour l'année 2010.....	4
Tableau (I-3) : Répartition moyenne mensuelle des précipitations de l'année 2010.....	4
Tableau (I-4) : Estimation de l'évolution de la population du Centre-ville Bourached.....	5
Tableau (I-5) : Estimation de l'évolution de la population (environs de Bourached).....	5
Tableau (I-6) : Evolution de la population par localité entre 2008 et 2045.....	6
Tableau (I-7) : Norme de consommation domestique.....	7
Tableau (I-8) : Equipements publics existants du Centre-ville Bourached.....	7
Tableau (I-9) : Equipements publics existants de la localité Ouled Si-Ahmed.....	7
Tableau (I-10) : Equipements publics existants dans les localités Kessakssia, Ouled Attou Ouled Abdelali, Ouled Mokdaraiche et El Araibia.....	9
Tableau (I-11) : Les besoins domestiques du centre-ville Bourached.....	9
Tableau (I-12) : Les besoins domestiques des environs de Bourached.....	9
Tableau (I-13) : Les besoins des équipements publics existants du centre-ville Bourached....	10
Tableau (I-14) : Les besoins des équipements publics existants de la localité Ouled Si-Ahmed.....	11
Tableau (I-15) : Les besoins des équipements publics: Kessakssia, Ouled Attou, Ouled Abdelali, Ouled Mokdaraiche et El Araibia.....	11
Tableau (I-16) : Récapitulatif des besoins moyens journaliers.....	12
Tableau (I-17) : Consommation moyenne journaliere majorée de centre-ville de bourached...	13
Tableau (I-18) : Consommation moyenne journaliere majorée de la localité Ouled Si-Ahmed.....	13
Tableau (I-19) : Equipements publics existants dans les localités : Kessakssia, Ouled Attou Ouled Abdelali, Ouled Mokdaraiche et El Araibia.....	13
Tableau (I-20) : Récapitulatif des besoins moyens journaliers majorés.....	13
Tableau (I-21) : Récapitulatif des besoins maximaux journaliers.....	14
Tableau (I-22) : variation des valeurs de β_{max}	15
Tableau (I-23) : les valeurs de $K_{max,h}$ de chaque zone de distribution.....	15
Tableau (I-24) : Caractéristique principales des forages (F1 et F2).....	15
Tableau (II-1) : détermination de la capacité de la station de reprise STR01.....	26
Tableau (II-2) : détermination analytique de la capacité du réservoir R01.....	27
Tableau (III-3) : détermination analytique de la capacité du réservoir R02.....	28
Tableau (III-1) : calcul de la Hmt du tronçon SP -STR01.....	40
Tableau (III-2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP - STR01.....	40
Tableau (III-3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP - STR01.....	40
Tableau (III-4) : calcul du bilan du tronçon SP -STR01.....	41
Tableau (III-5) : Calcul de la Hmt du tronçon STR01- R01.....	41
Tableau (III-6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR01- R01.....	42
Tableau (III-7) : calcul des frais d'amortissement du tronçon STR01-R01.....	42
Tableau (III-8) : Calcul du bilan du tronçon STR01-R01.....	42
Tableau (III-9) : Calcul des pertes de charge total $\Delta h_t(m)$ du tronçon R(01)-R(02).....	43
Tableau (III-10) : Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.....	44
Tableau (IV-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	53
Tableau (IV-2) : Les caractéristiques de tronçon SP-STR01.....	54

Tableau (IV-3) : Les points de la courbe caractéristique.....	56
Tableau (IV-4) : Les caractéristiques de tronçon STR01-R01.....	58
Tableau (IV-5) : Les points de la courbe caractéristique.....	60
Tableau (IV-6) : Tableau récapitulatif de choix des pompes et leurs caractéristiques.....	63
Tableau (V-1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie refoulement.....	67
Tableau (V-2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie gravitaire.....	67
Tableau (V-3) : Les différents matériaux.....	69
Tableau (VI-1) : Débits aux nœuds du centre-ville Bourached.....	76
Tableau (VI-2) : Détermination des diamètres du réseau du centre-ville Bourached.....	82
Tableau (VI-3) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds.....	83

Liste des symboles

- A** : Amortissement annuel
- a** : Célérité de l'onde en (m/s)
- B** : Valeur du coup de bélier en (m)
- B_e** : Besoin en eau en (m³/j)
- B_L** : Bilan (DA)
- Ca** : La cote de plan d'aspiration en (m)
- C_p** : Cote de l'axe de la pompe en (m)
- C_R** : Cote de radier en (m)
- C_{TP}** : Cote de trop plein en (m)
- D** : Diamètre de la conduite (m)
- D_{BONNIN}** : Diamètre de Bonnin en (mm)
- D_{BRESSE}** : Diamètre de Bresse en (mm)
- D_{ext}** : Diamètre extérieur de la conduite (mm)
- D_{int}** : Diamètre intérieur de la conduite (mm)
- D_{max}** : Diamètre maximal de la conduite en (m)
- D_{min}** : Diamètre minimal de la conduite en (m)
- D_t** : Dotation de consommation en (l/j.hab)
- D₁** : Diamètre de la roue avant rognage en (mm)
- D₂** : Diamètre de la roue après rognage en (mm)
- D'** : La dotation du nettoyage en (l/j/m²)
- E** : Energie consommée par la pompe en (kwh)
- e** : Epaisseur de la conduite en (mm)
- e'** : Prix unitaire du Kwh. Fixé par la SONELGAZ (4.67DA)
- F_{am}** : Frais d'amortissement (DA)
- F_{exp}** : Frais d'exploitation (DA)
- g** : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)
- H** : Hauteur utile optimale d'eau (m)
- H_a** : Hauteur d'aspiration en (m)
- H_c** : La hauteur manométrique totale en (m)
- H_d** : Hauteur de dépression en (m)

- H_g** : La hauteur géométrique en (m)
- H_{mt}** : La hauteur manométrique totale en (m)
- H_s** : La hauteur de surpression en (m)
- H_0** : Pression absolue de la conduite
- H'** : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale
- h** : Perte de charge engendrée par le vannage en (m)
- h_v** : Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température
- i** : Taux d'annuité =8%
- J_{asp}** : Pertes de charge à l'aspiration en (m)
- J_i** : Pertes de charge du tronçon i en (m)
- J_l** : Perte de charge linéaire en (m/m)
- J_{ref}** : Pertes de charge au refoulement en (m)
- J_s** : Pertes charge singulière en (m)
- J_t** : Pertes de charge totale en (m)
- K** : Rugosité absolue (mm)
- K_c** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite
- $K_{max,h}$** : Coefficient de consommation maximale horaire
- $K_{max,j}$** : Coefficient de variation journalière maximale
- L** : Longueur de la conduite en (m)
- L_i** : Longueur du tronçon concerné en (m)
- m** : Coefficient de rognage
- N** : Vitesse de rotation en (tr/min)
- N_d** : Nombre d'occupants de l'équipement
- N_i** : Nombre de consommateur
- $NPSH_d$** : Charge nette d'aspiration disponible en (m)
- $NPSH_r$** : Charge nette d'aspiration requise en (m)
- n** : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement
- ni** : Nombre d'années séparant l'année 2008 et l'horizon projeté
- P** : Pourcentage horaire en (%)
- P_a** : Puissance absorbée par la pompe en (KW)

P_{nb} : Nombre d'habitants dans n années

P_{max} : Résidu maximum (%)

P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml)

P_0 : Nombre d'habitants actuel

Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s)

Q_{ci} : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) en (l/s)

Q_i : Débit reparti préalablement pour le tronçon i en (l/s)

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j)

$Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en (m^3/j)

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m^3/j)

$Q_{moy,maj,j}$: Débit moyen journalier majoré en (m^3/j)

Q_{ni} : Débit nodal de nœud concerné (l/s)

Q_p : Débit de pointe (l/s)

Q_r : Débit en route (l/s)

Q_{ri} : Débit concentré au nœud (i) en (l/s)

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml)

q : Dotation moyenne journalière (l/j.hab)

R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite

R_e : Nombre de Reynolds

R^+_{max} : Résidu maximum positif en (%)

R^-_{max} : Résidu maximum négatif en (%)

r : Pourcentage de rognage en (%)

S : Surface du planché de l'équipement en (m^2)

S_e : Section du réservoir en (m^2)

SP : station de pompage

$STR01$: Station de reprise numéro 01

T : Température en degré (s)

T_p : Nombre d'heure de pompage (20h)

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h)

t_a : Taux d'accroissement de la population (%)

t_{min} : Température minimale en °C

t_{moy} : Température moyenne en °C

t_{max} : Température maximale en °C

V : Vitesse d'écoulement en (m/s)

V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie (m^3)

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3)

V_r : Volume de régularisation du réservoir (m^3)

V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3)

V_t : Volume total du réservoir (m^3)

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial en (m/s)

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

λ : Coefficient de perte de charge linéaire

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s)

η : Rendement de la pompe en (%)

Θ : Angle d'ouverture de la vanne papillon

$\frac{P'}{\varpi}$: Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration

ϖ : Pression en m.c.e au point d'aspiration

ϵ : Coefficient d'ouverture de la vanne

Introduction générale

Introduction générale

L'eau, désormais, perçue à l'échelle mondiale comme un bien naturel indispensable mais menacé, est l'un des enjeux essentiels du troisième millénaire. Alors qu'elle recouvre plus des trois quarts de la surface du globe, sa disponibilité est rare et inégalement distribuée dans le monde. Aujourd'hui, plus d'un milliard et demi d'hommes n'ont pas accès à l'eau potable, en outre, les facteurs de croissance démographique, de pollution et de sécheresse créent un risque de pénurie.

L'Algérie, est l'un des pays où le problème de l'eau se pose d'une manière particulièrement aiguë, et tout cela à cause des caractéristiques climatiques, fluctuantes entre les années les plus sèches et les plus arrosées, c'est pourquoi, elle doit faire l'objet d'une gestion très attentive, sous ce motif les études sont effectuées dans le souci de trouver une meilleure adéquation entre les besoins en eau exprimés et les ressources naturelles existantes.

La zone d'étude a besoin d'une quantité importante en eau, parce que la ressource actuelle (forages) ne permet pas de satisfaire les besoins en eau de la région.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste au renforcement de centre-ville Bourached et ses environs en alimentation en eau potable à partir du barrage Ouled Melouk, Wilaya de Ain-Defla.

La mise en service de ce projet va permettre d'améliorer le réseau d'A.E.P, et par conséquence, améliorer en faveur la vie des citoyens.

Ce mémoire de fin d'études se compose de six chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum, ils sont répartis comme suit :

- En premier lieu, nous commencerons notre travail par la présentation de la zone d'étude, tout en estimant le nombre d'habitant et les différents besoins en eau suivant les données acquises auprès du bureau d'études Oasis Ingénierie (Tizi-Ouzou).
- Le deuxième chapitre est consacré aux calculs des volumes des ouvrages de stockage projetés pour le centre-ville Bourached et ces environs.
- Tandis qu'au troisième chapitre, on passera à l'étude technico-économique de dimensionnement des différents tronçons de la chaîne d'adduction, d'où on déterminera les diamètres les plus économiques.
- Par la suite, le quatrième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates aux installations à partir du catalogue de groupe électro-pompes CAPRARI.
- Puis, l'étude de la protection des conduites, notamment le phénomène du coup de bélier, tenant compte de la pose des conduites sera réalisée dans le chapitre cinq.
- Un sixième chapitre portera sur un cas de distribution en eau potable pour le centre-ville Bourached.
- Finalement, on terminera avec une conclusion générale.

Chapitre I
Présentation
du site et
estimation
des besoins

I-1- Présentation du site

I-1-1- Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données de base et la connaissance détaillée des lieux, comme la géologie et la topographie du site, qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I-1-2- Situation géographique de la zone

La commune Bourached fait partie de la wilaya d'Ain-Defla. Elle est limitée [1] :

- Au nord par la commune d'Ain-Defla ;
- Au sud par la forêt de Tassel Abet ;
- A l'ouest par les communes de Rouina et Zeddine ;
- A l'est par la commune de Djelila.

La délimitation de la zone d'étude est représentée dans la figure (I-1) suivante :



Figure (I-1) : Délimitation de la zone d'étude

I-1-3- Topographie du site

La région étudiée se caractérise par une répartition dégradée à la valeur des pentes de l'Est à l'Ouest et cela vu la situation de la région au piedmont de l'Ouarsenis et elle traverse l'un des importants affluents de l'oued Chlef. Vu la favorisation à l'urbanisation des paliers des pentes, on a divisé la composante topographique en 03 classes :

- 1) Pente faible (favorable à l'urbanisation) ;
- 2) Pente moyenne (moyennement favorable à l'urbanisation) ;
- 3) Forte pente (défavorable à l'urbanisation).

I-1-4- Situation hydraulique actuelle et ressource en eau

La commune de Bourached et ces environs ne dispose pas de nappes souterraines mise à part certaines sources très insuffisantes pour subvenir aux besoins de la population. De ce fait, cette commune est alimentée en eau potable à partir des forages situés à Sidi Hamou [1].

La consistance de ces ouvrages de production est représentée dans le tableau (I-1) ci-dessous.

Tableau (I-1) : Ressource en eau actuelle de Bourached et ses environs

Nombre de forage	Capacité	
	l/s	m ³ /j
2	25	2160

I-1-5- Barrage d'Ouled Melouk

I-1-5-1- Localisation du barrage

Le barrage se situe sur Ouled Melouk, affluent de Oued Chlef, à environ 35 km au Sud-Ouest du chef-lieu de la wilaya de Ain Defla. Il a été mis en service à partir de janvier 2003. Ce barrage de 110 millions de m³ d'eau, est destiné à l'alimentation en eau des communes Bourached, Rouina, Zeddine, El Abadia et El Attaf. L'image du barrage est illustrée dans la figure (I.2) ci-dessous [1] :



Figure (I-2): Photo du barrage Ouled Melouk (wilaya de Ain Defla)

I-1-6- Station de traitement

La station de traitement d'Ouled Melouk est une station monobloc, à filtre, dont le traitement de l'eau s'effectue par deux procédés : physique et chimique.

Cette station est située à une altitude de 204 m, sa capacité horaire de production est de 1800 m³/h soit un débit de 500 l/s [1].

I-1-7- Aperçu climatologique

I-1-7-1- Le climat

Le climat de la ville de Bourached est continental et particulièrement rude, avec un été chaud et un hiver froid, avec gelées. La pluviométrie varie selon les années et les altitudes.

I-1-7-2- La température

La température moyenne au cours de l'année est de 20.6 C°. Le mois de juillet est le plus chaud avec une moyenne de 29.1 C°. Le mois de janvier est le plus froid avec une moyenne de 8.5 C° [1].

Le tableau (I-2) ci-dessous représente la répartition mensuelle de la température pour l'année 2010 en degrés Celsius (C°).

Tableau (I-2) : Répartition mensuelle des températures pour l'année 2010

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Tmin	5.1	6	8.6	11.6	14.9	19.9	24.2	24.4	20.5	14.9	9.5	6.2
Tmax	1.9	13.2	16.1	18.3	23.4	28.8	34.0	33.7	29.0	23.0	16.8	12.6
Tmoy	8.5	9.6	12.3	14.9	19.1	24.3	29.1	20.0	24.7	18.9	13.1	9.4

I-1-7-3- La pluviométrie

Les quantités de pluies que reçoit la ville de Bourached sont de l'ordre de 535 mm. Les précipitations varient de 80 mm entre le plus sec et le plus humide des mois. Le mois de juillet reçoit la plus petite quantité de précipitations (2 mm) et le mois de décembre reçoit la plus grande quantité qui est estimée à 82 mm [1].

Les valeurs des précipitations mesurées sont représentées dans le tableau (I-3) suivant :

Tableau (I-3) : Répartition moyenne mensuelle des précipitations de l'année 2010

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Total annuel
P (mm)	79	65	61	43	46	13	2	3	24	44	73	82	535

I-2- Estimation des besoins

Pour établir un projet complet d'alimentation en eau potable capable de satisfaire les multiples besoins que peut exiger l'agglomération en question jusqu'à l'horizon 2045, on doit tenir compte de :

- L'évolution démographique de la région ;
- L'extension de l'agglomération ;
- L'amélioration du niveau de vie.

I-2-1- Evaluation de la situation démographique

La consultation des résultats du recensement général de la population et de l'habitat nous permet d'évaluer la situation démographique de la ville, le recensement de référence étant celui du RGPH 2008. La population du chef-lieu de la commune Bourached est estimée à 5316 habitants en 2008, pour ce qui est de la population pour ses environs, elle est de 8008 habitants [2].

I-2-1-1- Evaluation de la population

a. Taux d'accroissement

Pour pouvoir évaluer l'évolution de la population, nous avons eu à consulter les résultats donnés par la DPAT de Bourached. Le taux d'accroissement de la population est de 1.89 % [2].

b. Calcul de la population

Pour l'évaluation de la population à l'horizon projet, le nombre d'habitants est calculé sur la base du nombre arrêté au recensement 2008, en tenant compte d'une augmentation annuelle en pourcentage, par la formule suivante :

$$P_{nb} = P_0 \times (1+t_a)^{n_i} \quad (I-1)$$

Avec :

- P_{nb} : Nombre d'habitants dans n_i années ;
- P_0 : Nombre d'habitants actuel ;
- t_a : Taux d'accroissement de la population ;
- n_i : Nombre d'années séparant l'année 2008 et l'horizon projet.

Sur la base de la loi précédente, les différentes populations sont données dans les tableaux (I-4) et (I-5) ci-après

Tableau (I-4) : Estimation de l'évolution de la population du centre-ville Bourached

Localité	Taux d'accroissement	Nombre d'habitants 2008	Nombre d'habitants 2016	Horizons 2045
Centre Bourached	1.89	5316	6175	10628

Tableau (I-5) : Estimation de l'évolution de la population environs de Bourached

Localité	Taux d'accr (%)	Horizons		
		2008	2016	2045
Kessakssia	1.89	564	655	1128
Ouled Si Ahmed		5143	5974	10282

Tableau (I-5) : Estimation de l'évolution de la population environs de Bourached (suite et fin)

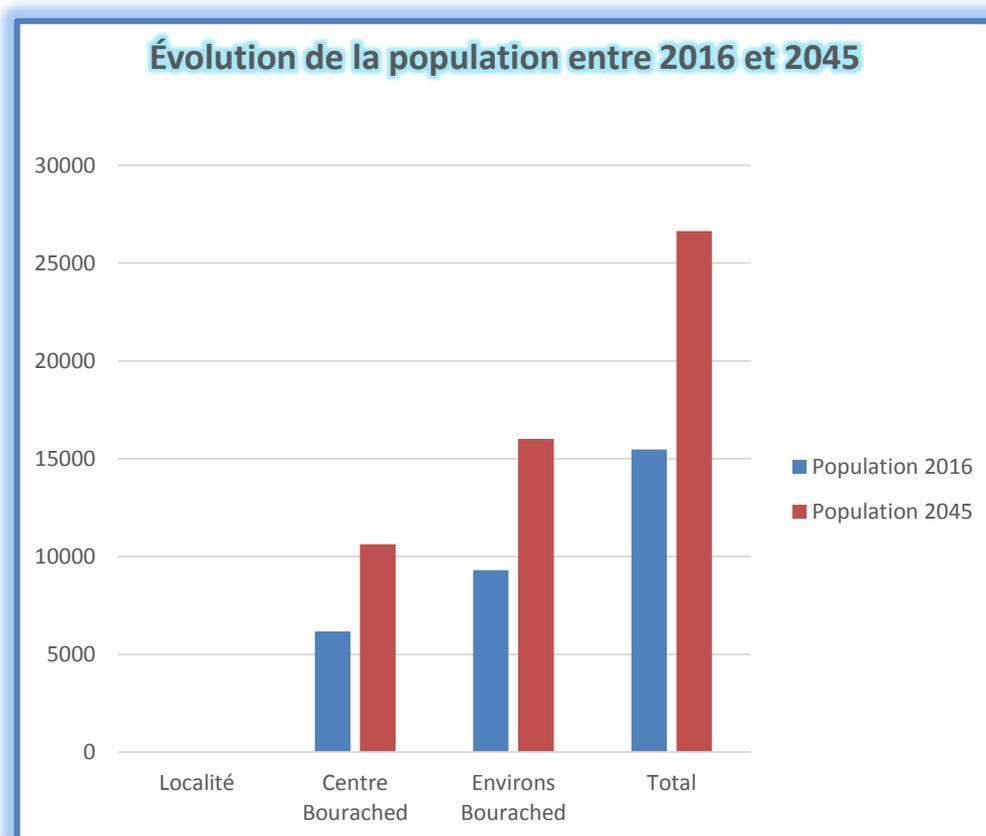
Localité	Taux d'accr (%)	Horizons		
		2008	2016	2045
Ouled Attou	1.89	817	949	1633
Ouled Abdelali		954	1108	1907
Ouled Mokdaraiche		376	437	746
El Araibia		154	179	308
Total		8008	9302	16004

I-2-1-2- Etude comparative entre 2016 et 2045

Les résultats de la comparaison sont représentés dans le tableau (I-6) et la figure (I-2) ci-dessous.

Tableau (I-6) : Evolution de la population par localité entre 2016 et 2045

Localité	Population 2016	Population 2045
Centre Bourached	5316	10628
Environs Bourached	8008	16004
Total	13324	26632

**Figure (I-3) : Evolution de la population à l'horizon 2045**

I-2-2- Détermination de la consommation moyenne journalière

On détermine la consommation moyenne journalière en tenant compte des différents paramètres qui entrent en jeu, comme :

- Les besoins domestiques ;
- Les besoins administratifs ;
- Les besoins pour l'arrosage ;
- Les besoins sanitaires ;
- Les besoins socioculturels ;
- Les besoins scolaires,... etc.

On la détermine à partir de la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \sum \frac{q \times N_i}{100} m^3 / j \quad (I-2)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière de consommateur en (m^3/j) ;
- q : Dotation moyenne journalière ($l/j.hab$) ;
- N_i : Nombre de consommateur.

I-2-3- Norme de consommation

La population, la ressource disponible et la norme d'hygiène déterminent la consommation à adopter. Elle se caractérise par une unité de consommation par jour par habitant (Tableau (I-7)).

Tableau (I-7) : Norme de consommation domestique

Nombre d'habitant	Norme de consommation (l/hab/j)
de 5000 à 20000	150 à 200
de 20000 à 100000	200 à 300
supérieur à 100000	300 à 400

En se basant sur la population de l'horizon voulu, on opte pour une dotation de **160 (l/hab/j)**.

I-2-4- Equipement existants

Les équipements existants sont représentés dans les tableaux (I-8), (I-9) et (I-10) suivants :

Tableau (I-8) : Equipements publics existants au centre-ville Bourached

Type d'équipement	Equipements	Effectif
Scolaires	Ecole primaire (03)	1500 élèves
	C.E.M (02)	1200 élèves
	Lycée (02)	1000 élèves
	C.F.P.A	300 élèves

Tableau (I-8) : Equipements publics existants au centre-ville Bourached (suite et fin)

Type d'équipement	Equipements	Effectif
Administratifs	A.P.C	40 employés
	Gendarmerie	12 gendarmes
	Protection civile	12 pompiers
	P.T.T	5 employés
	Centre administratif	6 employés
Sanitaires	Polyclinique	40 lits
	Salle de soins	25 lits
Socio-culturels	Bibliothèque	60 usagers
	Mosquée (02)	2600 fidèles
	Maison de jeune	100 usagers
	Place public	2300 m ²
	Espace vert	1000 m ²
Sportifs	Salle omnisport	1000 m ²
	Stade	100 joueurs
Commerciaux	Restaurant (14)	560 clients
	Cafeteria (18)	720 clients
	Centre commercial	3800 m ²
	Marché hebdomadaire	100 employés

Tableau (I-9) : Equipements publics existants de la localité Ouled Si Ahmed

Type d'équipement	Equipements	Effectif
Scolaires	Ecole primaire (03)	1200 élèves
	C.E.M (02)	1000 élèves
	Crèche (01)	70 élèves
Administratifs	Annexe A.P.C	40 employés
	Poste	7 employés
	Commissariat	15 policiers
Sanitaires	Salle de soins	35 lits
Socio-culturels	Bibliothèque	60 usagers
	Mosquée (02)	2600 fidèles
	Maison de jeune	100 usagers
	Place public	650 m ²
	Espace vert	600 m ²
Sportifs	Salle omnisport	1000 m ²
	Stade	100 joueurs
Commerciaux	Restaurant (08)	400 clients
	Cafeteria (14)	560 clients
	Pharmacie (03)	12 employés

Tableau (I-10) : Equipements publics existants dans les localités Kessakssia, Ouled Attou, Ouled Abdelali, Ouled Mokdaraiche et El Araibia

Type d'équipement	Equipements	Effectif
Scolaires	Ecole primaire (07) C.E.M (02) Crèche(05)	1500 élèves 1200 élèves 200 élèves
Administratifs	Annexe A.P.C (04) Garde communale (02)	16 employés 26 gardes
Sanitaires	Salle de soins (05)	25 lits
Socio-culturels	Mosquée (05) Maison de jeune (05)	1100 fidèles 200 usagers
Sportifs	Stade	40 joueurs
Commerciaux	Restaurant (05) Cafeteria (09)	120 clients 360 clients

I-2-5- Calcul de la consommation moyenne journaliere pour les différents besoins

I-2-5-1- Besoins domestiques

Ils sont estimés sur la base d'une dotation de 160 l/j/hab retenues dans le cadre du P.D.A.U de la commune de Bourached.

Les besoins en eau qui expriment la consommation moyenne journaliere à usage domestique, sont portés dans les tableaux (I-11) et (I-12) suivants :

Tableau (I-11) : Les besoins domestiques du centre-ville Bourached

Année	Population	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy.J} (m ³ /j)
2016	6175	160	988
2045	10628	160	1700.48

Tableau (I-12) : Les besoins domestiques des environs de Bourached

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy.J} (m ³ /j)
2016	8008	160	1281.280
2045	16004	160	2560.640

I-2-5-2- Besoins des équipements

Les besoins en eau des différents équipements sont estimés soit par nombre d'occupation soit par surface du planché.

$$B_e = N_d \times D_t \quad (I-3)$$

Tel que:

- B : Besoin en eau (m³/j);
- Nd : Nombre d'occupants de l'équipement ;
- Dt : La dotation de la consommation en (l/j/occupant).

$$B_e = S \times D' \quad (I-4)$$

Avec:

- S : Surface du planché de l'équipement ;
- D' : La dotation du nettoyage en (l/j/m²).

Les besoins en eaux des équipements existants sont représentés dans les tableaux (I-13), (I-14) et (I-15) suivants :

Tableau (I-13) : Les besoins des équipements publics existants au centre-ville Bourached

Type d'équipement	Equipements	Effectif	Dotation (l/j/é)	Besoins en eau (m ³ /j)
Scolaires	Ecole primaire (3)	1500 élèves	10 l/j/ élève	15
	C.E.M (02)	1200 élèves	10 l/j/ élève	12
	Lycée (02)	1000 élèves	10 l/j/ élève	10
	C.F.P.A	300 élèves	10 l/j/ élève	3
Administratifs	A.P.C	40 employés	10 l/j/ employé	0.4
	Gendarmerie	12 gendarmes	10 l/j/ gendarme	0.12
	Protection civile	12 pompiers	10 l/j/ pompier	0.12
	P.T.T	5 employés	10 l/j/ employé	0.05
	Centre administratif	6 employés	10 l/j/ employé	0.06
Sanitaires	Polyclinique	40 lits	50 l/j/patient	2
	Salle de soins	25 lits	50 l/j/patient	1.25
Socio-culturels	Bibliothèque	60 usagers	10 l/j/usager	0.6
	Mosquée (02)	2600 fidèles	15 l/j/fidèle	39
	Maison de jeune	100 usagers	10 l/j/usager	1
	Place public	2300 m ²	6 l/m ²	13.8
	Espace vert	1000 m ²	6 l/m ²	6
Sportifs	Salle omnisport	1000 m ²	10 l/j/m ²	10
	Stade	100 joueurs	5 l/j/joueur	0.5
Commerciaux	Restaurant (14)	560 places	100 l/j/place	56
	Cafeteria (18)	720 places	500 l/j/cafeteria	9
	Centre commercial	1800 m ²	10 l/j/m ²	18
	Marché hebdomadaire	1000 m ²	10 l/j/m ²	10
			Total	207.9

Tableau (I-14) : Les besoins des équipements publics existants de la localité Ouled Si Ahmed

Type d'équipement	Equipements	Effectif	Dotation (l/j/é)	Besoins en eau (m ³ /j)
Scolaires	Ecole primaire (03)	1200 élèves	10 l/j/ élève	12
	C.E.M (02)	1000 élèves	10 l/j/ élève	10
	Crèche (01)	70 élèves	10 l/j/ élève	0.7
Administratifs	Annexe A.P.C	40 employés	10 l/j/ employé	0.4
	Poste	7 employés	10 l/j/ employé	0.07
	Commissariat	15 policiers	10 l/j/ policier	0.15
Sanitaires	Salle de soins	35 lits	50l/j/patient	1.75
Socio-culturels	Bibliothèque	60 usagers	10 l/j/usager	0.6
	Mosquée (02)	2600 fidèles	15 l/j/fidèle	39
	Maison de jeune	100 usagers	10 l/j/usager	1
	Place public	650 m ²	6 l/m ²	3.9
	Espace vert	600 m ²	6 l/m ²	3.6
Sportifs	Salle omnisport	200 joueurs	10 l/j/m ²	2
	Stade	100 joueurs	5 l/j/joueur	0.5
Commerciaux	Restaurant (08)	400 clients	100 l/j/place	40
	Cafeteria (14)	14 cafeteria	500 l /j/cafeteria	7
Total				122.31

Tableau (I-15) : Les besoins des équipements publics : Kessakssia, Ouled Attou, Ouled Abdelali, Ouled Mokdaraiche et El Araibia

Type d'équipement	Equipements	Effectif	Dotation (l/j/é)	Besoins en eau (m ³ /j)
Scolaires	Ecole primaire (07)	1500 élèves	10 l/j/ élève	15
	C.E.M (02)	1200 élèves	10 l/j/ élève	12
	Crèche (05)	200 élèves	10 l/j/ élève	2
Administratifs	Annexe A.P.C (04)	16 employés	10 l/j/ employé	0.16
	Garde communale(2)	26 gardes	10 l/j/ garde	0.26
Sanitaires	Salle de soins (05)	25 lits	50 l/j/patient	1.25
Socio-culturels	Mosquée (09)	1100 fidèles	10 l/j/usager	11
	Maison de jeune (05)	200 usagers	15 l/j/fidèle	3
Sportifs	Stade	40 joueurs	5 l/j/joueur	0.2
Commerciaux	Restaurant (05)	120 places	100 l/j/place	12
	Cafeteria (09)	09 cafeteria	500 l/j/cafeteria	4.5
Total				61.37

I-2-5-3 Les besoins totaux en eau

En récapitulation, les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont représentées dans le tableau (I-16) ci-après :

Tableau (I-16) : Récapitulatif des besoins moyens journaliers

Localité	Secteur	Besoins en eau actuels 2016 (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2045 (m ³ /j)
Centre Bourached	Domestique	988	1700.48
	Scolaire	40	40
	Sanitaire	3.25	3.25
	Socio-culturel	60.4	60.4
	Administratif	0.75	0.75
	Sportif	10.5	10.5
	Commerciaux	93	93
Sous total		1195.9	1908.38
Ouled Si Ahmed	Domestique	955.84	1645.120
	Scolaire	22.7	22.7
	Sanitaire	1.75	1.75
	Socio-culturel	48.1	48.1
	Administratif	0.26	0.26
	Sportif	2.5	2.5
	Commerciaux	47	47
Sous total		1078.15	1767.43
(Kessakssia, Ouled Attou , Ouled Abdelali , Ouled Mokdaraiche et El Araibia)	Domestique	532.48	915.52
	Scolaire	29	29
	Sanitaire	0.42	0.42
	Socio-culturel	1.25	1.25
	Administratif	14	14
	Sportif	0.2	0.2
	Commerciaux	16.5	16.5
Sous total		593.85	976.89
Total		2867.9	4652.7

I-2-6- Majoration de la consommation moyenne journaliere ($Q_{moy.maj.j}$)

Pour éviter toute insuffisance dans la consommation journaliere, on prévoit une majoration de 15% des besoins totaux journaliers. Ceci afin de combler les fuites qui sont généralement dues :

- Soit à la consommation non quantifiée (illégal) ;
- Soit aux fuites dans le système de l'adduction et de distribution qui sont en fonction du type de tuyaux, vieillissement de réseau, les différents équipements hydrauliques, la nature du terrain et la qualité d'entretien ;
- Soit aux fuites chez les consommateurs (robinets).

$$Q_{moy.maj.j} = Q_{moy.j} * 1.15 \quad (I-5)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m³/j) ;
- $Q_{moy.maj.j}$: Débit moyen journalier majoré en (m³/j).

Les tableaux (I-17), (I-18), (I-19) et (I-20) représentent les consommations moyennes journalières majorées de 15%.

Tableau (I-17) : Consommation moyenne journalière majorée du centre-ville de Bourached

Type de consommation	Besoins en eau actuels 2016 (m ³ /j)	Besoins en eau actuels 2016 majorés (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2045 (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2045 majorés (m ³ /j)
Domestique	988	1136.2	1700.48	1955.552
Equipement	207.9	239.085	207.9	239.085
Total	1195.9	1375.285	1908.38	2194.637

Tableau (I-18) : Consommation moyenne journalière majorée de la localité Ouled Si-Ahmed

Type de consommation	Besoins en eau actuels 2016 (m ³ /j)	Besoins en eau actuels 2016 majorés (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2045 (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2045 majorés (m ³ /j)
Domestique	955.84	1099.216	1645.120	1891.888
Equipement	122.31	140.656	122.31	140.656
Total	1078.15	1239.866	1767.43	2032.454

Tableau (I-19) : Equipements publics existants dans les localités : Kessakssia, Ouled Attou, Ouled Abdelali, Ouled Mokdaraiche et El Araibia

Type de consommation	Besoins en eau actuels 2016 (m ³ /j)	Besoins en eau actuels 2016 majorés (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2045 (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2045 majorés (m ³ /j)
Domestique	532.48	612.352	915.52	1052.848
Equipement	61.37	70.575	61.37	70.575
Total	593.85	682.928	976.89	1123.424

Tableau (I-20) : Récapitulatif des besoins moyens journaliers majorés

Zone de distribution	Besoins en eau actuels 2016 (m ³ /j)	Besoins en eau actuels 2016 majorés (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2045 (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2045 majorés (m ³ /j)
Centre-ville de Bourached	1195.9	1375.285	1908.38	2194.637
Ouled si-ahmed	1078.15	1239.866	1767.43	2032.454
Kessakssia, Ouled Attou, Ouled Abdelali, Ouled Mokdaraiche et El Araibia	593.85	682.928	976.89	976.89
Total	2867.9	3298.085	4652.7	5350.605

I-2-7- La consommation maximum journalière ($Q_{\max,j}$)

Pour prévoir une évolution de la consommation, on devra tenir compte des extensions prévues de l'agglomération et du développement progressif de la consommation individuelle. Ce débit caractérise la consommation maximale d'eau du jour le plus chargé de l'année et sert pour dimensionner les ouvrages d'adduction ainsi que de stockage, il se calcule par la relation suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy.maj},j} \quad (\text{I-6})$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{\text{moy.maj},j}$: Débit moyen journalier (m^3/j) ;
- $K_{\max,j}$: Coefficient de variation journalière maximale qui montre combien de fois le débit maximal journalier excède le débit moyen journalier.

$$k_{\max,j}=1.1-1.3$$

Prenons $k_{\max,j}=1.2$

En récapitulation, les besoins maximaux journaliers sont représentés dans le tableau (I-21) ci-dessous.

Tableau (I-21) : Récapitulatif des besoins maximaux journaliers

Zone de distribution	Besoins en eau actuels 2016 majorés (m^3/j)	Besoins en eau actuels 2016 maximum (m^3/j)	Besoins en eau futurs 2045 majorés (m^3/j)	Besoins en eau futur 2045 maximum (m^3/j)
Centre-ville de Bourached	1375.285	1650.342	2194.637	2633.564
Ouled Si Ahmed	1239.866	1487.839	2032.454	2438.945
Kessakssia, Ouled Attou, Ouled Abdelali, Ouled Mokdaraiche et El Araibia	682.928	819.513	1123.424	1348.108
Total	3298.085	3957.694	5350.605	6420.617

I-2-8- Variation de la consommation horaire

Le débit horaire varie suivant les heures de la journée, ces variations sont caractérisées par les coefficients $k_{\max,h}$ et $k_{\min,h}$ dit respectivement coefficient de consommation maximale horaire et coefficient de consommation minimale horaire.

$$K_{\max,h} = \frac{\text{Consommation max}}{\text{Consommation moyenne}} \quad (\text{I-7})$$

La consommation moyenne horaire est :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j}/24 \quad (\text{I-8})$$

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{I-9})$$

Avec :

- α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, entre 1.2 et 1.4 ; dans notre cas, on prend $\alpha_{\max} = 1.3$
- β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

La variation des valeurs de β_{\max} sont représentées dans le tableau (I-22) ci-après.

Tableau (I-22) : Variation des valeurs de β_{\max}

Nombre d'habitant $\times 10^3$	< 1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
Les valeurs de β_{\max}	2	2.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Les valeurs de $K_{\max.h}$ de chaque zone de distribution sont présentées dans le tableau (I-23) suivant :

Tableau (I-23) : Valeurs de $K_{\max.h}$ de chaque zone de distribution

Zone de distribution	Population	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max.h}$	$K_{\max.h}$
Centre-ville de Bourached	6175	1.3	1.395	1.813	1.8
Ouled Si Ahmed	5974	1.3	1.401	1.821	1.8
Kessakssia, Ouled Attou, Ouled Abdelali, Ouled Mokdaraiche et El Araibia	3328	1.3	1.544	2.008	2

I-2-9- Disponibilités actuelles en termes de ressources en eau

La ville de Bourached et ses environs tirent ses ressources en eau à partir des deux forages situés à Sidi Hamou. Les caractéristiques principales des forages F1 et F2 sont représentées dans le tableau (I-24) ci-dessous :

Tableau (I-24) : Caractéristique principales des forages F1 et F2

Forage	Coordonnées	Année de réalisation	Année de service	Diamètre (mm)	Débit exploitable (l/s)
F1	X= 398931.51 Y= 4014061.27 Z= 204	1990	1990	250	8
F2	X= 398915.71 Y= 4014060.93 Z= 205	2002	2002	250	17

Etant donné que le centre-ville de Bourached et ses environs sont alimentés à partir de deux forages F1 et F2 situés à Sidi Hamou et qui fournissent un volume journalier de 2160 m³, on a constaté un déficit de :

$$6420.617 - 2160 = \mathbf{4260.617 \text{ m}^3/\text{j}}$$

I-2-10- Conclusion

On a pu conclure que la commune de Bourached présente un déficit de **49.31 l/s**. Cela est dû aux deux forages qui n'arrivent pas à subvenir aux besoins de la population de la commune, sachant que les deux forages nous fournissent que **25 l/s**.

C'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation des eaux du barrage d'Ouled Melouk qui est la source la plus proche de la zone d'étude. Cette nouvelle ressource devra donc couvrir un déficit estimé à **4260.617 m³/j**.

Chapitre II

Les réservoirs

II-1- Introduction

Lorsque les besoins journaliers sont supérieurs au volume d'eau produit par la source en 24 heures, il est nécessaire de construire un réservoir de stockage. Le principe est de stocker l'eau sur les périodes où la demande des populations est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente. Les réservoirs sont des ouvrages dont la durée de vie est généralement assez étendue.

Ils trouvent le plus souvent leur défaillance dans des insuffisances au niveau de leur conception. Ces raisons montrent l'importance qu'il convient d'accorder à la phase de conception de l'ouvrage.

Un ouvrage bien conçu sera facile à exploiter et requerra des travaux d'entretien faciles et simples. La conception des réservoirs doit impérativement tenir compte des deux facteurs suivants :

- Conserver la qualité de l'eau stockée ;
- Faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien.

II-2- Fonctions et utilités des réservoirs

Les principales fonctions et utilités des réservoirs sont [3] :

- Indispensable avec une conduite d'amenée gravitaire ;
- Pas strictement nécessaire avec des pompes, car les débits peuvent être injectés directement dans le réseau selon les besoins, mais il faut considérer les répercussions d'une panne électrique ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage ;
- Simplification de l'exploitation de la station de pompage ;
- Sollicitation régulière de la source d'eau ;
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution ;
- Permettre une sécurité en matière de protection contre l'incendie (cas des centres et agglomérations urbaines, équipés de bouche d'incendie).

II-3- Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier, doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Son implantation découle de considérations très diverses, techniquement on a intérêt à placer les réservoirs au voisinage du centre de gravité des zones à desservir, mais diverses considérations peuvent amener à s'écarter notablement de cette position techniquement optimale, on peut citer [3] :

- Le modèle du terrain naturel ;
- La possibilité de trouver des terrains disponibles à un prix acceptable ;
- Les servitudes éventuelles de hauteur ;
- La nature du sol (fondation) ;

- La taille du réservoir ;
- Les considérations esthétiques.

II-4- Principe de fonctionnement

Les fonctions d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau sont de deux natures complémentaires l'une à l'autre, à savoir [4] :

- Des fonctions techniques ;
- Des fonctions économiques.

II-4-1- Fonctions techniques d'un réservoir

Les Fonctions techniques d'un réservoir sont [4] :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage où les pompes vont refouler suivant un régime constant ;
- Le réservoir est un régulateur de pression et de débit ;
- Les réservoirs assurent un volume d'eau pour combattre les incendies ;
- La compensation des écarts entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).

II-4-2- Fonctions économiques d'un réservoir

Les fonctions économiques d'un réservoir sont essentiellement :

- Réduction du coût de l'investissement sur les ouvrages de production puisque dans le cas d'une adduction on dimensionne selon le débit ($Q_{\text{moy,h}}$) pour une adduction continue, et (q_{st}) pour une adduction discontinue en présence d'un réservoir, et avec le débit (Q_{maxh}) dans le cas contraire ;
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.

II-5- Classifications des réservoirs

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

II-5-1- Classification selon le matériau de construction

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

- Réservoir métalliques ;
- Réservoir en maçonnerie ;
- Réservoir en béton armé.

II-5-2- Classification selon la situation des lieux

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

- Réservoir enterré ;
- Réservoir semi-enterré (sur surface) ;
- Réservoir sur-élevé ou sur tour.

II-5-3- Classification selon l'usage

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

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

II-5-4- Classification selon des considérations esthétiques

Selon des servitudes d'esthétisme on peut affirmer les fonctions d'un réservoir comme on peut l'intégrer au paysage.

II-5-5- Classification selon la forme géométrique

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- Réservoir cylindrique ;
- Réservoir rectangulaire (carré).

Comme on trouve parfois des réservoirs de formes quelconques (sphérique, conique,...etc.).

II-6- Choix du type de réservoir

Nous savons qu'il existe des réservoirs enterrés, semi-enterrés ou sur-élevé dit châteaux d'eau, le choix sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas. Cependant, à chaque fois que cela sera possible, il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi-enterré ou au plus élévation au-dessus du sol avec radier largement enterré, pour les motifs suivants [5] :

- L'étude architecturale est simplifiée ;
- L'étanchéité est facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Les frais de terrassement sont moins onéreux.

Pour notre cas, le relief ne permet pas de réaliser un réservoir ni enterré ni semi-enterré pour satisfaire la population en terme de pression, on opte pour un réservoir sur-élevé pour le centre-ville Bourached qui assurer la distribution pour cette dernière, comme le montre la figure (II-1) ci-après :

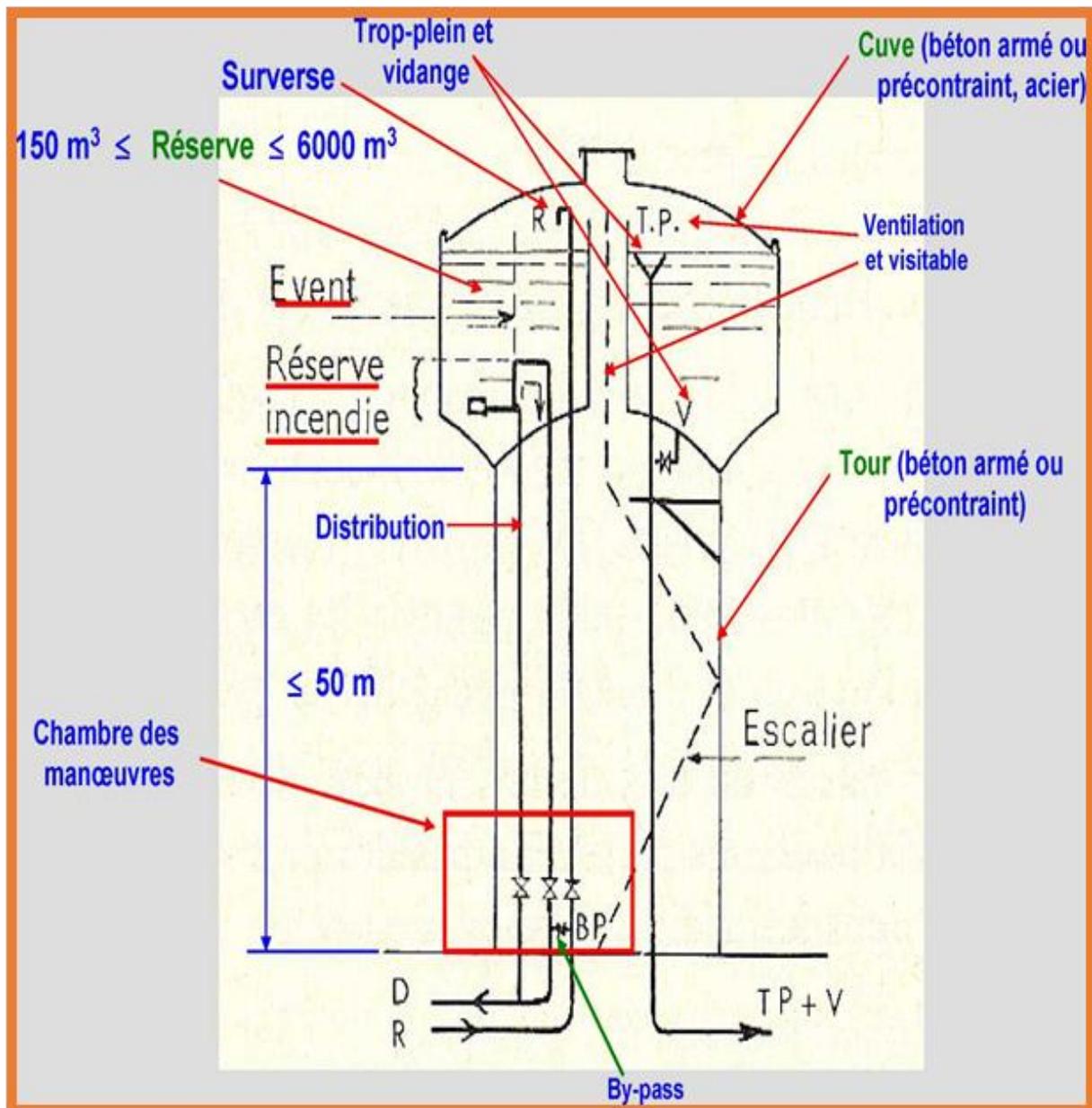


Figure (II-1) : Coupe transversale d'un réservoir de stockage sur-élevé

II-7- Equipements des réservoirs

Le réservoir doit être équipé [6] :

- ✓ D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- ✓ Une conduite de départ ou de distribution ;
- ✓ Une conduite de vidange ;
- ✓ Une conduite de trop-plein ;
- ✓ Système de matérialisation de la consigne d'incendie ;
- ✓ Conduite by-pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

II-7-1- Conduite d'arrivée ou d'adduction

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage ; par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes, comme le montre la figure (II-2) ci-dessous [3].

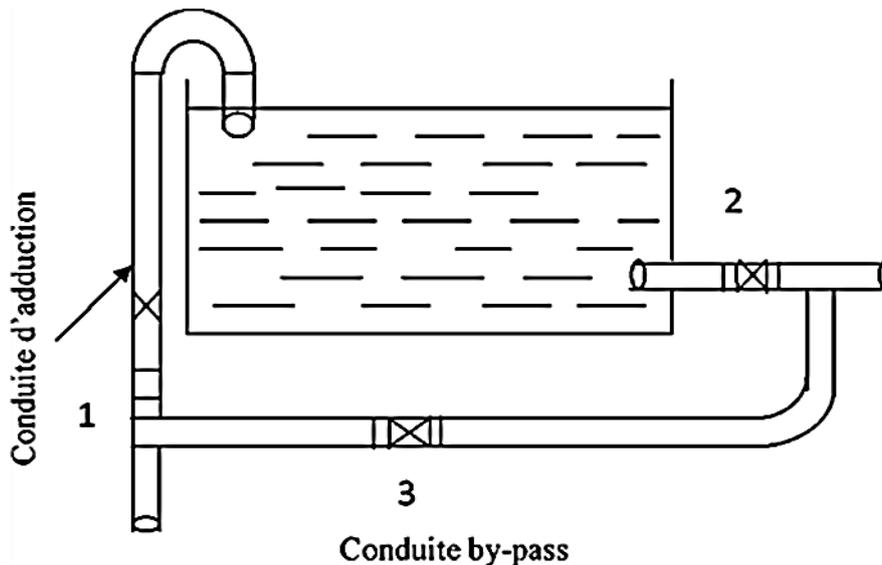


Figure (II-2) : Conduite d'adduction

II-7-2- Conduite de départ ou de distribution

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15/20 cm) au-dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite (Figure (II-3)) [3].

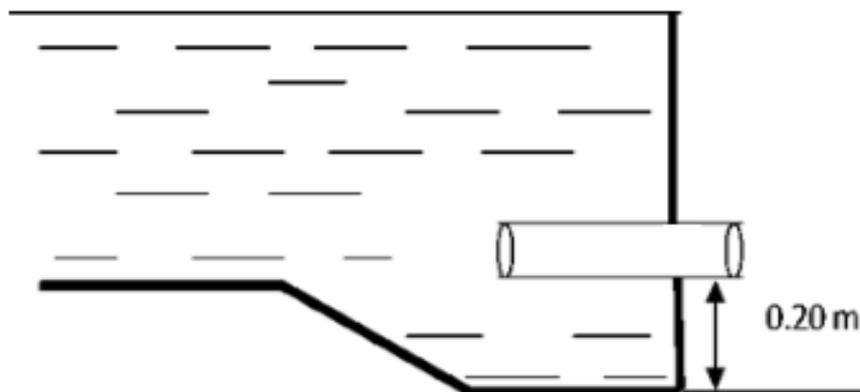


Figure (II-3) : Conduite de distribution

II-7-3- Conduite de trop plein

La conduite de trop-plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale. Pour éviter d'éventuelle pollution ou introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, on aménagera un joint hydraulique, constitué par un siphon qui maintiendra en eau un tronçon de la conduite.

II-7-4- Conduite de vidange

Elle permet la vidange du réservoir ou le château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé. Il s'effectue selon le schéma de la figure (II-4) ci-après [5].

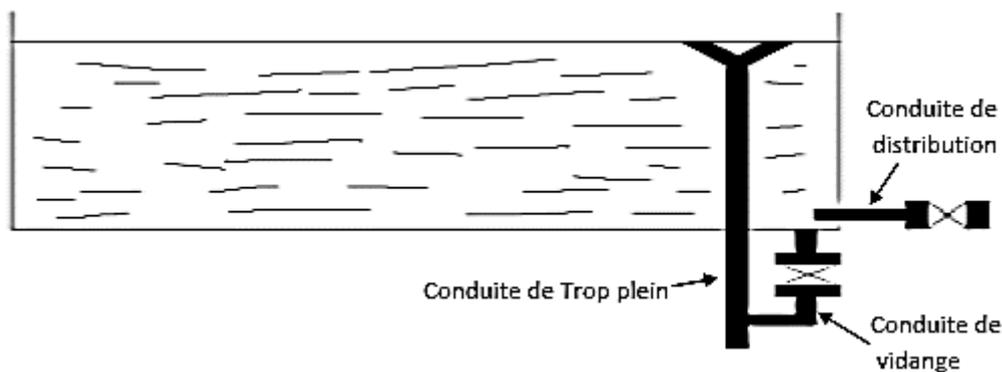


Figure (II-4) : Conduite de vidange et trop plein

II-7-5 Conduite de by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution, elle assure la distribution pendant le nettoyage, son fonctionnement est le suivant [5] :

- Fonctionnement normal : les vannes 1 et 2 sont ouvertes, la vanne 3 est fermée.
- En by-pass : les vannes 1 et 2 sont fermées, la vanne 3 est ouverte. Comme la montre la figure (II-5) ci-dessous :

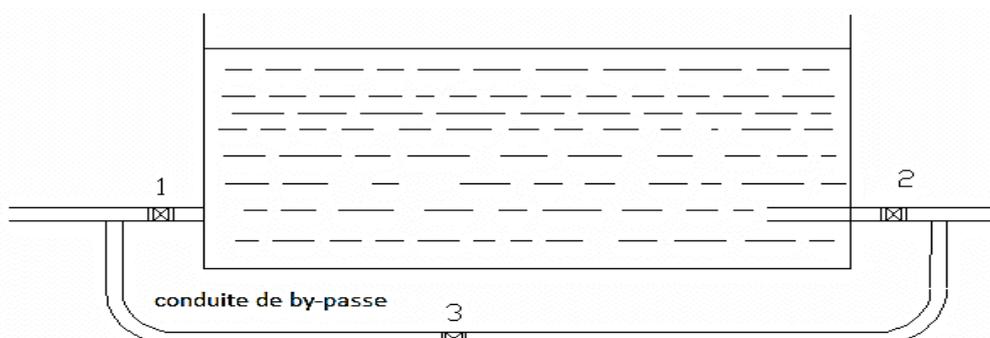


Figure (II-5) : Conduite de by-pass

II-7-6- Système de matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la vanterie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint. On a deux systèmes [5] :

- ✓ Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable ;
- ✓ Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie, comme la montre la figure (II-6).

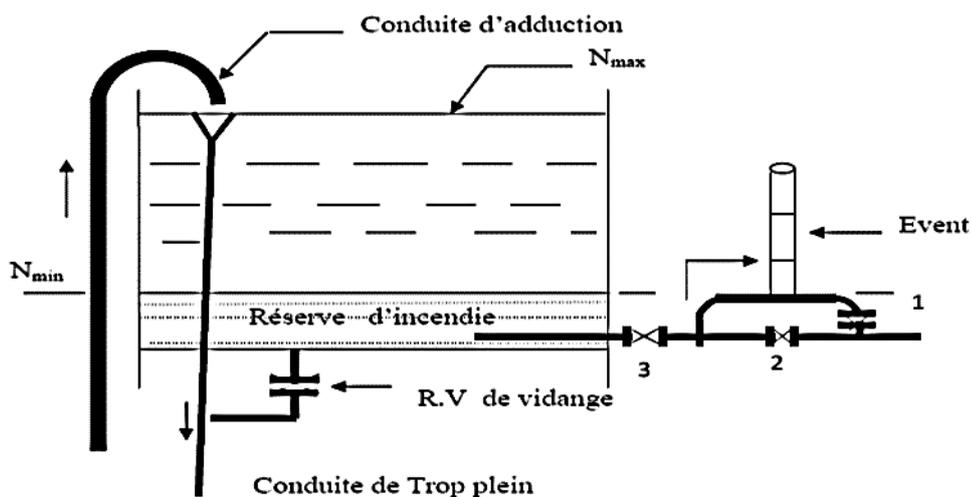


Figure (II-6) : Système d'incendie

II-7-7- Les joints d'étanchéité

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

II-8- Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que [6] :

- ✓ Isolement et vidange de la cuve ;
- ✓ Elimination des dépôts sur les parois ;
- ✓ Examen et réparation éventuelles des parois ;
- ✓ Désinfection à l'aide des produits chlorés.

II-9- Détermination de la capacité du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont et, d'autre part, de

La variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie [4].

II-9-1- Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder [4]. :

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

II-9-1-1- Méthode analytique

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le maximum du résidu (p_{\max}) dans celui-ci pour chaque heure de consommation, en fonction du rapport entre l'apport et la distribution, ce qui nous donnera la valeur max du résidu p_{\max} et V_r seront déterminés de la même façon que dans la méthode graphique.

$$V_r = \frac{P_{\max} \times Q_{\max}}{100} \quad (\text{II-1})$$

Où:

- V_r : Volume de régularisation du réservoir (m^3) ;
- P_{\max} : Résidu maximum (%) ;
- Q_{\max} : Débit maximum journalier (m^3/j).

II-9-1-2- Calcul du résidu P_{\max}

On a déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{\max,h}$ pour chaque localité de distribution (Tableau (I-21)).

Le régime de consommation journalière pour chaque localité est pris du tableau du régime de distribution du débit journalier.

- On fait une répartition de 20 heures de pompage ;
- La différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation nous fait ressortir un surplus ou un déficit suivant le signe ;
- Le résidu est ensuite déterminé pour chaque heure, la valeur maximale trouvée en P_{\max} sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$P_{\max} = | R^+_{\max} | + | R^-_{\max} | \quad (\text{II-2})$$

Où:

- R^+_{\max} : Résidu maximum positif (%) ;
- R^-_{\max} : Résidu maximum négatif (%).

II-9-1-3- Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à 120 m^3 (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de $60 \text{ m}^3/\text{h}$).

Le volume total est donc :

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{II-3})$$

Avec :

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

II-9-1-4- Calcul du diamètre

Le diamètre est donné comme suit :

$H = [3 : 6] \text{ m} \rightarrow$ on prend $H = 4 \text{ m}$ pour les réservoirs dont le volume est inférieur à 500 m^3 , et $H = 6 \text{ m}$ pour les réservoirs supérieurs à 500 m^3 .

$$v_n = S_e \times H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} \quad (\text{II-4})$$

Avec :

- V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3);
- S_e : Section du réservoir en (m^2) ;
- H : Hauteur utile optimale d'eau (m).

II-9-1-5- Calcul de la hauteur d'incendie

La hauteur d'incendie est donnée comme suit :

$$\text{On a: } V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3 \rightarrow H_{\text{inc}} = \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D^2} \quad (\text{II-5})$$

II-9-1-6- Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir)

La hauteur d'eau disponible est donnée comme suit :

$$H_d = H - H_{\text{inc}} \quad (\text{II-6})$$

II-9-1-7- La station de reprise

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipé d'une station de pompage permettant le refoulement d'un point bas vers le point le plus haut, leur dimensionnement sera déterminé selon le temps nécessaire. Pour des stations circulaires, un temps de 10 à 20 minutes. Et pour notre cas on a choisi un temps de 15 min pour maintenir la crépine en charge $t = 1/4 \text{ h}$.

La station de reprise est dimensionnée par la formule suivante :

$$V_{\text{sr}} = Q_{\text{max.j}} \times t \quad (\text{II-7})$$

Avec :

- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3) ;
- t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ;
- $Q_{\text{max.j}}$: Débit maximal journalier.

II-10- Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprise

II-10-1- Dimensionnement de la bache de la station de reprise STR01

La station de reprise STR01 se situe à une altitude de 330.18 m, elle reçoit un débit de $Q_{\max,j} = 4260,617 \text{ m}^3/\text{j}$, par refoulement à partir de la SP pendant 20 h. Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé selon le temps de réserve qui est $t = 1/4 \text{ h}$.

Les résultats détaillés de dimensionnement sont donnés dans le tableau (II-1) suivant :

Tableau (II-1) : Détermination de la capacité de la station de reprise STR01

Désignation	Unité	Horizon 2045
Bâche à eau STR01		
Débit transit	m^3/h	213.031
Temps de réserve	H	0.25
Capacité calculée	m^3	53
Capacité du réservoir projeté	m^3	60

II-10-2- Dimensionnement du réservoir R01

Le réservoir que nous voulons dimensionner est celui qui assure la distribution de la localité Ouled Si Ahmed et les hameaux (Kessakssia, Ouled Attou, Ouled Abdelali, Ouled Mokdaraiche et El Araibia) et alimentera par gravité (R02) du Chef-lieu Bourached, dont le nombre de la population est de **26632 habitants**. Les apports de ce réservoir sont alimentés à partir des deux forages de Sidi Hamou avec un débit de **2160 m^3/j** et aussi à partir de la station de reprise STR01 avec un débit de **4260.617 m^3/j** .

On a le nombre de la population de la localité d'Ouled Si Ahmed qui est de 10282 habitants, on trouve alors :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1.401$$

$$K_{\max,h} = 1.3 \times 1.401 = 1.8 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 2438.945 \text{ m}^3/\text{j}$$

Et le nombre de la population des hameaux (Kessakssia, Ouled Attou, Ouled Abdelali, Ouled Mokdaraiche et El Araibia) qui est de 5722 habitants, on trouve alors :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1.544$$

$$K_{\max,h} = 1.3 \times 1.544 = 2 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 1348.108 \text{ m}^3/\text{j}$$

La valeur de $K_{\max,h}$ nous permet de prévoir la variation de la consommation horaire le long de la journée, donc en se référant à l'annexe (1) on choisit la colonne qui convient.

Le tableau (II-2) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir R01.

Tableau (II-2) : Détermination analytique de la capacité du réservoir R01

Heure	Apports		Adduction vers R02		Distribution vers Ouled Si Ahmed		Distribution vers les hameaux		Surplus	Déficit	Résidu
	(m ³ /j)	%	(m ³ /j)	%	(m ³ /j)	%	(m ³ /j)	%	%	%	%
00–01	321,03	5,00	109,73	1,71	21,95	0,34	10,11	0,16	2,79	–	2,79
01–02	321,03	5,00	109,73	1,71	21,95	0,34	10,11	0,16	2,79	–	5,58
02–03	321,03	5,00	109,73	1,71	21,95	0,34	13,48	0,21	2,74	–	8,32
03–04	321,03	5,00	109,73	1,71	24,39	0,38	13,48	0,21	2,70	–	11,02
04–05	321,03	5,00	109,73	1,71	32,93	0,51	40,44	0,63	2,15	–	13,17
05–06	321,03	5,00	109,73	1,71	93,90	1,46	74,15	1,16	0,67	–	13,84
06–07	321,03	5,00	109,73	1,71	126,83	1,98	74,15	1,16	0,16	–	14,00
07–08	321,03	5,00	109,73	1,71	151,22	2,36	74,15	1,16		0,22	13,78
08–09	321,03	5,00	109,73	1,71	134,14	2,09	47,18	0,74	0,47	–	14,25
09–10	321,03	5,00	109,73	1,71	142,68	2,22	47,18	0,74	0,33	–	14,58
10–11	321,03	5,00	109,73	1,71	121,95	1,90	80,89	1,26	0,13	–	14,71
11–12	321,03	5,00	109,73	1,71	158,53	2,47	114,59	1,79	–	0,96	13,75
12–13	321,03	5,00	109,73	1,71	182,92	2,85	114,59	1,79	–	1,34	12,41
13–14	321,03	5,00	109,73	1,71	163,41	2,55	80,89	1,26	–	0,52	11,89
14–15	321,03	5,00	109,73	1,71	130,48	2,03	67,41	1,05	0,21	–	12,10
15–16	321,03	5,00	109,73	1,71	113,41	1,77	67,41	1,05	0,47	–	12,57
16–17	321,03	5,00	109,73	1,71	109,75	1,71	47,18	0,74	0,85	–	13,42
17–18	–	–	109,73	1,71	134,14	2,09	47,18	0,74	–	4,53	8,88
18–19	–	–	109,73	1,71	153,65	2,39	80,89	1,26	–	5,36	3,52
19–20	–	–	109,73	1,71	130,48	2,03	80,89	1,26	–	5,00	-1,48
20–21	–	–	109,73	1,71	121,95	1,90	80,89	1,26	–	4,87	-6,35
21–22	321,03	5,00	109,73	1,71	73,17	1,14	40,44	0,63	1,52	–	-4,83
22–23	321,03	5,00	109,73	1,71	48,78	0,76	26,96	0,42	2,11	–	-2,72
23–24	321,03	5,00	109,73	1,71	24,39	0,36	13,48	0,21	2,72	–	0,00
Total	6420,6	100	2633,5	41	2438,9	38	1348,1	21	–	–	–

On aura donc :

$$P_{\max} = | -6.350 | + | 14.713 | = 21.063\%$$

$$V_{\max} = P_{\max} \times \frac{Q_{\max}}{100} \rightarrow 21.063 \times \frac{6420,617}{100} \rightarrow V_{\max} = 1352.375 \text{ m}^3$$

$$V_T = 1352.375 + 120 = \mathbf{1472.375 \text{ m}^3}$$

La capacité du réservoir calculé est de 1500 m³.

La capacité du réservoir existant est de 500 m³

Alors on opte pour un réservoir projeté de **1000 m³** pour combler le déficit.

Volume total : $V_t = 1000 \text{ m}^3$

Hauteur : $H = 6 \text{ m}$

Diamètre : $D = 14.57 \text{ m}$

$H_{inc} = 0.72 \text{ m}$ et $H_d = 5.28$

II-10-3- Dimensionnement du réservoir R02

Ce réservoir assure une distribution pour les habitants du centre-ville Bourached dont le nombre de la population est de **10628 hab**, ce qui nous donne :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1.395$$

$$K_{\max,h} = 1.3 \times 1.401 = 1.8 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 2633.564 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau (III-3) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir R02.

Tableau (III-3) : Détermination analytique de la capacité du réservoir R02

Heure	Apports		Distribution vers Bourached		Surplus	Déficit	Résidu
	(m3/j)	%	(m3/j)	%			
00–01	109,732	4,167	23,702	0,900	3,267	—	3,267
01–02	109,732	4,167	23,702	0,900	3,267	—	6,533
02–03	109,732	4,167	23,702	0,900	3,267	—	9,800
03–04	109,732	4,167	26,336	1,000	3,167	—	12,967
04–05	109,732	4,167	35,553	1,350	2,817	—	15,783
05–06	109,732	4,167	101,392	3,850	0,317	—	16,100
06–07	109,732	4,167	136,945	5,200	—	1,033	15,067
07–08	109,732	4,167	163,281	6,200	—	2,033	13,033
08–09	109,732	4,167	144,846	5,500	—	1,333	11,700
09–10	109,732	4,167	154,063	5,850	—	1,683	10,017
10–11	109,732	4,167	131,678	5,000	—	0,833	9,183
11–12	109,732	4,167	171,182	6,500	—	2,333	6,850
12–13	109,732	4,167	197,517	7,500	—	3,333	3,517
13–14	109,732	4,167	176,449	6,700	—	2,533	0,983
14–15	109,732	4,167	140,896	5,350	—	1,183	-0,200
15–16	109,732	4,167	122,461	4,650	—	0,483	-0,683
16–17	109,732	4,167	118,510	4,500	—	0,333	-1,017
17–18	109,732	4,167	144,846	5,500	—	1,333	-2,350
18–19	109,732	4,167	165,915	6,300	—	2,133	-4,483
19–20	109,732	4,167	140,896	5,350	—	1,183	-5,667
20–21	109,732	4,167	131,678	5,000	—	0,833	-6,500
21–22	109,732	4,167	79,007	3,000	1,167	—	-5,333
22–23	109,732	4,167	52,671	2,000	2,167	—	-3,167
23–24	109,732	4,167	26,336	1,000	3,167	—	0,000
Total	2633,564	100	2633,564	100	—	—	—

On aura donc :

$$P_{\max} = | -6.500 | + | 16.100 | = 22.6\%$$

$$V_{\max} = P_{\max} \times \frac{Q_{\max}}{100} \rightarrow 22.6 \times \frac{2633.564}{100} \rightarrow V_{\max} = 595.185 \text{ m}^3$$

$$V_T = 595.185 + 120 = 715.185 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir projeté est de **800 m³**.

Volume total : $V_t = 800 \text{ m}^3$

Hauteur : $H = 6 \text{ m}$

Diamètre : $D = 13.03 \text{ m}$

$H_{\text{inc}} = 0.90 \text{ m}$ et $H_d = 5.1$

II-11- Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé le volume des différents réservoirs ainsi que leurs dimensions (hauteur, diamètre et hauteur d'incendie), garantissant l'alimentation continue en eau potable du centre-ville Bourached et ses environs.

L'acheminement de l'eau jusqu'à ce réservoir s'effectuera par l'intermédiaire d'une station de reprise.

Nous allons nous intéresser à présent au dimensionnement des conduites d'adduction qui véhiculeront l'eau entre les réservoirs, c'est l'objet du chapitre suivant.

Chapitre III

Adduction

III-1- Introduction

L'adduction est le procédé qui permet de transporter des débits d'eau depuis les zones de captage jusqu'au réservoir de stockage ou de distribution, on distingue deux types d'adduction :

- **Adduction gravitaire** : L'adduction est dite gravitaire lorsque la source est située en altitude par rapport au site à alimenter. La force de déplacement de l'eau est l'énergie potentielle. Le débit transitant est modulé, permanent, commandé par l'aval ;
- **Adduction par refoulement** : L'adduction est dite par refoulement lorsque le déplacement de l'eau est assuré par une pompe. Le débit transité est alors discontinu, variable dépendant du débit de pompage. Il est commandé par l'amont avec la mise en marche des pompes.

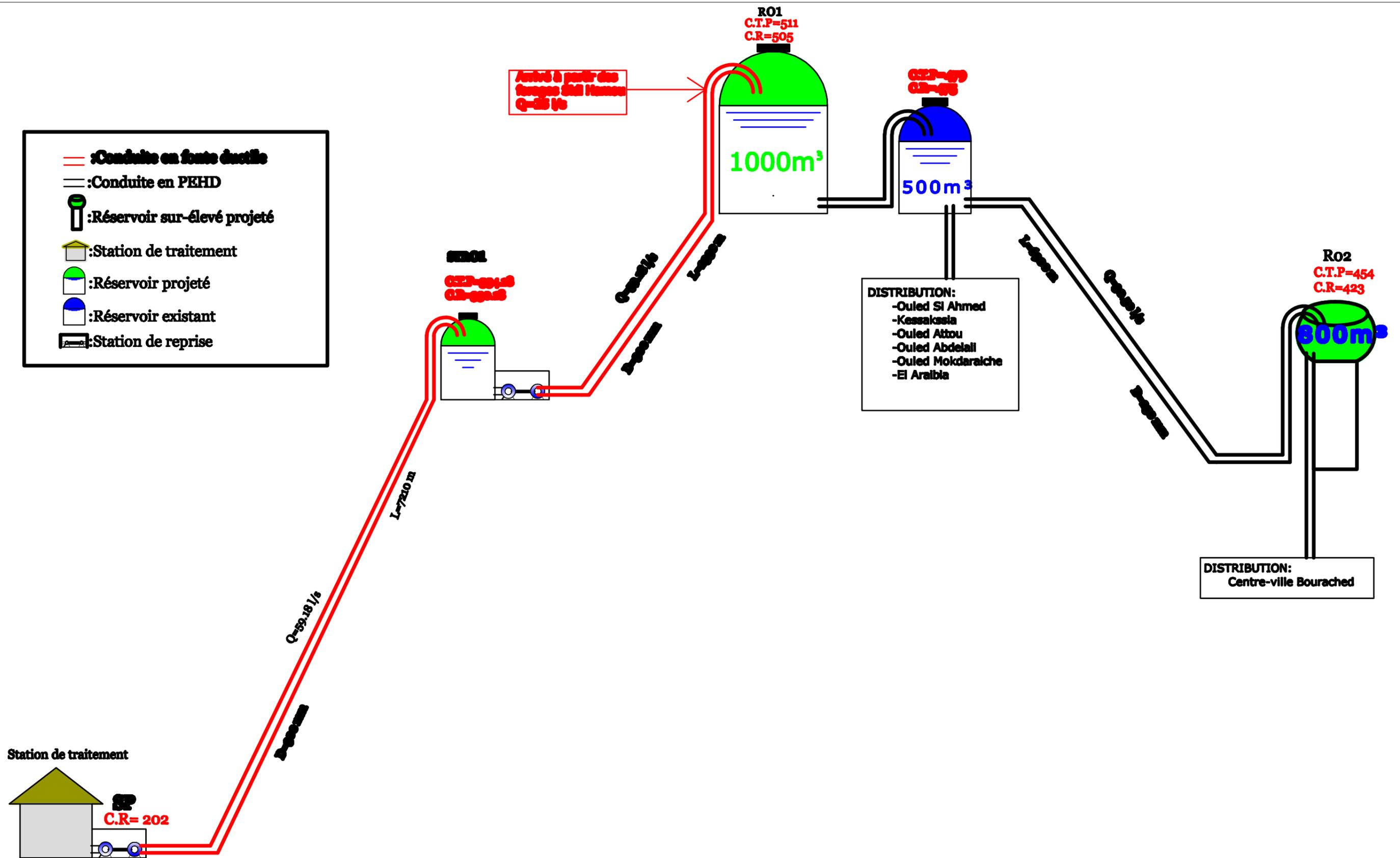
III-2- Choix du tracé

Les conduites d'adduction seront posées selon certains facteurs d'ordre technique et économique, il exige les conditions suivantes [3] :

- ✓ Avoir un profil en long très régulier, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation ;
- ✓ Eviter les contre pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, a des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer ;
- ✓ Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les répartitions éventuelles ;
- ✓ Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours emprunté ne suivra pas facilement les accotements de la route ;
- ✓ On préfère souvent de le concevoir le long des routes ou bien des pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation, c'est-à-dire :
 - Faciliter l'accès pour l'entretien et la réparation ;
 - Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

III-3- Description du schéma d'adduction

Vu la configuration de la zone d'étude, le schéma d'adduction comportera deux parties, une partie refoulement partant de la station de traitement de Ouled Melouk allant jusqu'au réservoir tête ($1000 + 500 \text{ m}^3$), et une deuxième partie gravitaire, qui nous permettra d'alimenter les environs de Bourached et le réservoir surélevé qui alimente le centre-ville Bourached. Les deux parties d'adduction sont représenté dans la figure (III-1) et détaillés comme suit :



Figure(III-1): Schéma vertical du système d'adduction étudié

III-3-1- Partie refoulement

- La station de pompage Ouled Melouk situé à une cote de 204 m, elle refoule vers la station de reprise **STR01** avec un débit de **4620.617 m³/j** dans une conduite de **7210 m** de longueur ;
- Station de reprise **STR01** implantée à une cote de 330.18 m, elle refoule à son tour vers le réservoir tête situé à une altitude de 505 m avec le même débit dans une conduite de **2330 m** de longueur.

III-3-2- Partie gravitaire

Le réservoir tête R01 (1500 m³) assure :

- Une distribution pour les environs de Bourached (Ouled Si Ahmed et les hameaux) ;
- Une adduction vers le réservoir sur-élevé R02 (800 m³) situé à 454 m d'altitude qui assure à son tour une distribution pour les habitants du centre-ville Bourached.

III-4- Choix du type des conduites

Pour faire le choix du type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [4] :

- Le diamètre ;
- La pression de service supportée ;
- Les conditions de pose et de transport ;
- Le prix ;
- La durée de vie ;
- La disponibilité sur le marché.

Parmi les matériaux utilisés dans l'alimentation en eau potable, on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polythène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

III-4-1- Partie refoulement

Dans notre cas, on opte pour des conduites en **fonte ductile** pour la partie refoulement, vu les avantages qu'elle présente :

- Résistance à la pression élevée, très rigide et solide ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 60 bars pour les conduites ne dépassant pas 300 mm de diamètre, et 45 bars pour les tuyaux de diamètre entre 300 et 600 mm, et 30 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur à 600 mm ;
- Bonne résistance à la force intérieure ;
- Assure une longévité, à condition qu'elle soit bien entretenue ;
- Longue, ce qui diminue le nombre de raccordement et de joints ;
- Disponible sur le marché national.

Les diamètres normalisés des conduites en fonte ductile avec des pressions de service PN40 et PN30 sont joint en Annexe (2).

III-4-2- Partie gravitaire

Pour la partie gravitaire, on a opté pour une conduite en PEHD qui répond aux objectifs recherchés, les raisons d'utilisation de polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN 10 sont joint en Annexe (3).

III-5- Profil en long d'une adduction

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de l'adduction. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain.

III-6- Etude technico-économique des conduites

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et de la station de pompage sont dépendantes, c'est-à-dire que [7] :

- Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante ;
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont décroissants quand le diamètre augmente, par suite la diminution des pertes de charge.

III-6-1- Calcul du diamètre économique

III-6-1-1- Dimensionnement de la conduite

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre.

III-6-1-2- Méthode de calcul

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse qui est comprise entre 0.5 et 1.5 m/s à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESS. Ces formules sont données comme suit [4] :

- La formule de **BONNIN** :

$$D = \sqrt{Q} \quad \text{(III-1)}$$

- La formule de **BRESS** :

$$D = 1.5 \sqrt{Q} \quad (\text{III-2})$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en mètre ;
- Q : Débit véhiculé en m³/s.

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

III-6-2- Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcule à partir de la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{III-3})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite ;
- D : Diamètre de la conduite.

III-6-3- Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours, dues au frottement des particules du liquide entre elles, ou avec les parois de la conduite. On distingue :

- ✓ Les pertes de charges 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 charge singulières qui correspondent à la présence d'un obstacle particulier, coude, vanne,...etc. Elles sont généralement données par le constructeur et exprimées en (m/m).

III-6-3-1- Les pertes de charge linéaires

Elles sont données par la formule de Darcy-Weisbach :

$$J_l = \frac{\lambda L V^2}{2gD} \quad (\text{III-4})$$

Avec :

- J_l : Perte de charge linéaire (m/m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- λ : Coefficient de Darcy, calculé par la formule de COOLEBROOK.

❖ Calcul du coefficient des pertes de charge (λ)

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules ci-dessous, et pour plus de commodité λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY (Annexe(4)) :

- **Régime transitoire**

Formule de COOLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{2.51}{\text{Re}\sqrt{\lambda}} + \frac{K}{3.71 D} \right] \quad (\text{III-5})$$

- **Régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \times \ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{III-6})$$

Avec :

- K : Rugosité absolue (mm).
- Re : Nombre de Reynolds qui est calculé comme suit :

$$\text{Re} = \frac{v D}{\nu} \quad (\text{III-7})$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337t + 0.000221t^2} \quad (\text{III-8})$$

Avec :

T : Température de l'eau en degré, a T = 20°C : $\nu = 0.01$ stocks = 10^{-6} m²/s.

Pour les tubes en PEHD :

$$K = 0.01 \text{ si } D \leq 200 \text{ mm}$$

$$K = 0.02 \text{ si } D \geq 200 \text{ mm}$$

Pour la fonte ductile, K = 0.15 mm [1].

III-6-3-2- Les pertes de charge singulières J_s

Elles sont provoquées par les coudes, les vannes, les clapets,...etc. Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$J_s = 0.1 \times J_l \quad (\text{III-9})$$

III-6-3-3- Les pertes de charge totales (J_t)

Elles représentent la somme des pertes charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L, donc on aura :

$$\begin{aligned} J_t &= J_l + J_s \\ J_t &= 0.1 \times J_l + J_l \\ J_t &= 1.1 \times J_l \end{aligned} \quad \text{(III-10)}$$

III-6-4- Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)

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

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad \text{(III-11)}$$

III-6-5- Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad \text{(III-12)}$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75%).

III-6-6- Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante :

$$E = P_a \times T_p \times 360 \quad \text{(III-13)}$$

Avec:

- E : Energie consommée par la pompe (kw.h) ;
- T_p : Nombre d'heure de pompage (20h) ;
- P_a : Puissance absorbée par la pompe (kW).

III-6-7- Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{EXP} = E \times e' \text{ (DA)} \quad \text{(III-14)}$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (kwh) ;
- e' : Prix unitaire du Kwh, fixé par la SONELGAZ (4.67 DA).

III-6-8 Frais d'amortissement

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad \text{(III-15)}$$

Avec :

- Pu : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- A : Amortissement annuel.

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

Avec :

- i : Taux d'annuité =8% ;
- n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 29ans).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1.08)^{29} - 1} + 0.08 = 0.090$$

III-6-9- Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante

$$B_L = F_{\text{exp}} \times F_{\text{am}} \quad (\text{III-17})$$

Avec :

- B_L : Bilan (DA) ;
- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;
- F_{am} : Frais d'amortissement (DA).

III-7- Les équipements de l'adduction

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants :

III-7-1- Les vannes de sectionnement

Les vannes sont des pièces qui permettent de sectionner, régler et régulariser l'écoulement de l'eau dans le réseau et d'assurer une exploitation rationnelle. Il existe plusieurs types :

III-7-1-1 Les robinets vannes à opercule

Ce sont des appareils de sectionnement à ouverture ou fermeture totale. La pièce maîtresse est constituée d'un obturateur, dont une vis de manœuvre assure le déplacement au cours de sa rotation. Elles sont généralement placées sur le réseau tertiaire et le réseau secondaire (figure (III-2)).



Figure (III-2) : Vanne à opercule

III-7-1-2 Les vannes à papillons

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement. La pièce maîtresse est un disque appelé papillon qui pivote autour d'un axe perpendiculaire à celui de la canalisation pour en assurer l'ouverture ou la fermeture (figure (III-3)).



Figure (III-3) : vanne à papillon

III-7-1-3 La vidange

Les vidanges sont placées aux points bas du réseau pour assurer la purge des conduites en cas d'entretien du réseau. Une vidange est constituée :

- D'une vanne ;
- D'une conduite de décharge ;
- D'un regard de vidange à partir duquel l'eau est évacuée dans le système d'assainissement pluvial.

III-7-2- Ventouse

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servent à l'évacuation de l'air présent dans les conduites afin de rétablir le diamètre de la conduite pour l'eau, de bloquer le

Déplacement des poches d'air vers des lieux où elles pourraient provoquer des coups de bélier importants et d'admettre l'air atmosphérique dans certaines conditions pour éviter l'écrasement des conduites (figure (III-4)).



Figure (III-4) : Ventouse

III-7-3- Les clapets anti-retour

Les clapets de non-retour permettent de diriger l'écoulement dans une seule direction. Ils sont installés au palier de pression sur les réseaux et sur les conduites de refoulement, après les pompes (figure ((III-5)).



Figure (III-5) : Clapet anti-retour

III-7-4- Crépine

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction des corps étrangers dans les pompe.

III-8-Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

III-8-1-Dimensionnement de l'adduction (partie refoulement)

III-8-1-1 Tronçon SP- STR01

➤ **Caractéristiques du tronçon**

- Débit : $Q = 0.05918 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 7210 \text{ m}$

- Cote du radier SP : $C_{SP} = 204$ m (départ)
- Cote du trop-plein STR01 : $C_{STR01} = 334.18$ m (arrivée)
- La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{STR01} - C_{SP}$

$$H_g = 334.18 - 204 = 130.18 \text{ m}$$

➤ **Calcul du diamètre**

$$D_{BONNIN} = 0.243 \text{ m}$$

$$D_{BRESS} = 0.365 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile (PN60) sont : 200 ; 250 et 300 mm, et pour la fonte ductile (PN45) on a un diamètre de 350 mm.

➤ **Calcul de la Hmt**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-1) ci-après :

Tableau (III-1) : Calcul de la Hmt du tronçon SP-STR01

D_{ext} (m)	Q (m³/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δht(m)	H_g (m)	Hmt (m)
0,200	0,0591	1,8838	376751,581	7210	0,0193	138,211	130,18	268,3931
0,250	0,0591	1,2056	301401,265	7210	0,0187	44,0399	130,18	174,2199
0,300	0,0591	0,8372	251167,720	7210	0,0184	17,4241	130,18	147,6041
0,350	0,0591	0,6151	215286,617	7210	0,0183	8,0001	130,18	138,1800

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-2) ci-dessous :

Tableau (III-2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-STR01

D_{ext} (m)	Q (m³/s)	Hmt (m)	P (K, W)	E (K, W, h)	F_{exp} (DA/K, W, h)
0,200	0,05918	268,3931	207,756	1516620,463	7082617,564
0,250	0,05918	174,2199	134,859	984471,901	4597483,779
0,300	0,05918	147,6041	114,257	834072,852	3895120,221
0,350	0,05918	138,1800	106,962	780819,684	3646427,926

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-3) ci-dessous :

Tableau (III-3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP-STR01

D_{ext} (m)	Prix (DA/MI)	L (m)	A	F_{amo} (DA)
0.200	3800	7210	0.090	2469240
0.250	5750	7210	0.090	3736350
0.300	6500	7210	0.090	4223700
0.350	8750	7210	0.090	5685750

➤ **Calcul du bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-4) ci-dessous :

Tableau (III-4) : calcul du bilan du tronçon SP-STR01

D_{ext} (m)	V (m/s)	F_{exp} (DA/K. W. h)	F_{amo} (DA)	Bilan (DA)
0.200	1.8838	7082617.564	2469240.0000	9551857.564
0.250	1.2056	4597483.779	3736350.000	8333833.779
0.300	0.8372	3895120.221	4 223 700.00	8118820.221
0.350	0.6151	3646427.926	5 685 750.00	9332177.926

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est **D = 0.300 m** avec une vitesse acceptable **V = 0.8372 m/s**.

III-8-1-2- Tronçon STR01- R01

➤ **Caractéristiques du tronçon**

- Débit : $Q = 0.05918 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 2330 \text{ m}$
- Cote du radier STR01 : $C_{STR01} = 330.18 \text{ m}$ (départ)
- Cote du trop-plein R01 : $C_{R01} = 511 \text{ m}$ (arrivée)
- La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{R01} - C_{STR01}$

$$H_g = 511 - 330.18 = 180.82$$

➤ **Calcul du diamètre**

$$D_{BONNIN} = 0.243 \text{ m}$$

$$D_{BRESS} = 0.365 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile (PN40) sont : 200 ; 250 et 300 mm. Pour la fonte ductile (PN30), on a un diamètre de 350 mm.

➤ **Calcul du la Hmt**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III.5) ci-dessous :

Tableau (III-5) : Calcul de la Hmt du tronçon STR01-R01

D_{ext} (m)	Q (m³/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δht (m)	Hg (m)	Hmt (m)
0.200	0.05918	1.8838	376751.581	2330	0.0193	44.6653	180.82	225.4853
0.250	0.05918	1.2056	301401.265	2330	0.0187	14.232	180.82	195.052
0.300	0.05918	0.8372	251167.720	2330	0.0184	5.6308	180.82	186.4508
0.350	0.05918	0.6151	215286.617	2330	0.0183	2.5853	180.82	183.4053

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-6) ci-après :

Tableau (III-6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR01-R01

D_{ext} (m)	Q (m³/s)	Hmt (m)	P (K, W)	E (K, W, h)	F_{exp} (DA/K, W, h)
0.200	0.05918	225.4853	174.542	1274159.508	5950324.901
0.250	0.05918	195.052	150.985	1102188.747	5147221.449
0.300	0.05918	186.4508	144.327	1053585.575	4920244.637
0.350	0.05918	183.4053	141.969	1036376.237	4839877.027

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-7) ci-dessous :

Tableau (III-7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR01-R01

D_{ext} (m)	Prix (DA/MI)	L (m)	A	F_{amo} (DA)
0.200	3800	2330	0.090	796860
0.250	5750	2330	0.090	1205775
0.300	6500	2330	0.090	1363050
0.350	8750	2330	0.090	1834875

➤ **Calcul du bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-8) ci-dessous

Tableau (III-8) : Calcul du bilan du tronçon STR01- R01

D_{ext} (m)	V (m/s)	F_{exp} (DA/K, W, h)	F_{amo} (DA)	Bilan (DA)
0.200	1.8838	5950324.901	796860	6747184.901
0.250	1.2056	5147221.449	1205775	6352996.449
0.300	0.8372	4920244.637	1363050	6283294.637
0.350	0.6151	4839877.027	1834875	6674752.027

D'après les résultats du tableau (III-8) ci-dessus, le diamètre le plus économique est **D = 0.300 m** et une vitesse acceptable **V = 0.8372 m/s**.

III-8-2-Dimensionnement de l'adduction (partie gravitaire)

III-8-2-1 Tronçon R01- R02

➤ **Caractéristique du tronçon**

- Débit : $Q = 0.0305 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 6900 \text{ m}$
- Cote du radier R01 : $C_{R01} = 505 \text{ m}$ (départ)

- Cote du trop-plein R02 : $C_{TP} = 454$ m (arrivée)
- La hauteur disponible H_d : $H_d = C_{R01} - C_{TP}$
 $H_d = 505 - 454 = 51$ m
 $H_d = 505 - 454 = 51$ m

➤ **Calcul du diamètre**

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.0305}{3.14 \times 1.5}} = \mathbf{0.161 \text{ m}}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.0305}{3.14 \times 0.5}} = \mathbf{0.279 \text{ m}}$$

Avec:

- $V_{\max} = 1.5$ m/s
- $V_{\min} = 0.5$ m/s

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN10) sont : 141 mm, 176.2 mm, 220.4 mm et 277.6 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-9) ci-dessous :

Tableau (III-9) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon R01-R02

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	H_d (m)
0.16	0.141	0.0305	1.9533	275417.064	6900	0.0159	167.1221	51
0.2	0.1762	0.0305	1.2508	220396.175	6900	0.0162	55.8529	51
0.25	0.2204	0.0305	0.7994	176196.942	6900	0.0166	18.7199	51
0.315	0.2776	0.0305	0.5039	139891.232	6900	0.0172	6.1049	51

- ✓ On optera pour un diamètre de **220.4 mm** avec une perte de charge Δh_t (m) = **18.7199 m** qui est inférieure à $H_d = 51$ m, avec une vitesse acceptable de **0.7994 m/s**
- ✓ Sachant que $\Delta h_v = H_d - \Delta h_t$
 Avec :
 - Δh_t : Pertes de charge totales ;
 - Δh_v : Pertes de charge créées par la vanne.

- Pour que l'eau arrive au réservoir R02, il faut que : $\Delta h_t \leq H_d \rightarrow H_d - \Delta h_t \geq 0 \rightarrow \Delta h_v \geq 0$
- Le cas le plus favorable est lorsque $\Delta h_t = H_d \rightarrow \Delta h_v = 0$: qui veut dire que les pertes de charge dans les conduites sont égales à la hauteur disponible produite par la hauteur géométrique.

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 220.4 m, on utilise une vanne à papillon.

➤ *Calcul les pertes de charges crée par la vanne*

$$\Delta h_v = H_d - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 51 - 18.72 = \mathbf{32.28 \text{ m}}$$

Calcul du coefficient de pertes de charge ϵ :

$$\Delta h_v = \epsilon \times \frac{V^2}{2 \times g} \quad (\text{III-19})$$

$$\epsilon = \Delta h_v \times \frac{2 \times g}{V^2}$$

$$\epsilon = 32.28 \times \frac{2 \times 9.81}{0.80^2} = \mathbf{989.58}$$

L'évolution du coefficient de pertes de charge ϵ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture est présentée dans le tableau (III-10) et la figure (III-6) ci-après [8] :

Tableau (III-10) : Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Angle d'inclinaison Θ°	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400
ϵ	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80

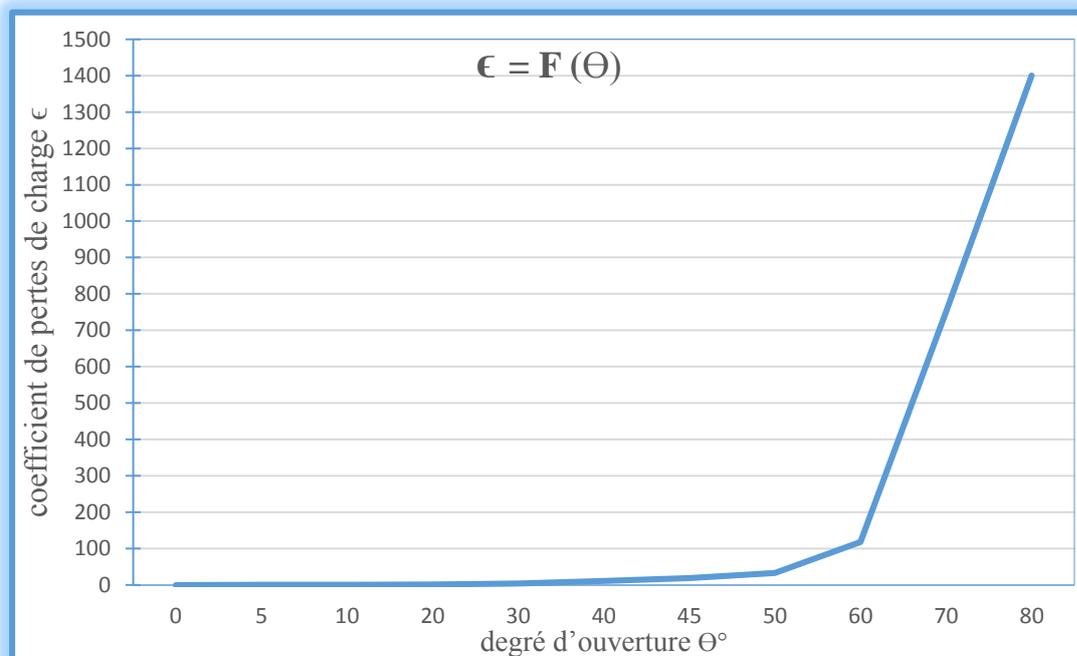


Figure (III-6) : Evolution du coefficient de pertes de charge ϵ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

D'après la figure (III-6) ci-dessus, on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 73.68^\circ$

III-9- Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de dimensionner la partie refoulement dont la longueur totale est de 9550 m avec des conduites en fonte ductile de diamètre 300 mm ; et une partie gravitaire dont la longueur totale est de 6900 m avec un diamètre de 250 mm en PEHD.

Chapitre IV
Pompes et
station
de pompage

IV-1- Introduction

Les pompes sont des machines hydrauliques qui fournissent de l'énergie au fluide. Donc elles servent à aspirer des liquides d'une région à basse pression pour les refouler à partir d'une conduite à une autre région à haute pression. On entend par ça, que la pompe fait la transformation de l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

L'énergie requise pour faire fonctionner ces machines dépend de nombreux facteurs, à savoir :

- Les propriétés du fluide : masse volumique, viscosité et compressibilité ;
- Les caractéristiques de l'installation : longueur, diamètre, rugosité, singularités,...etc ;
- Les caractéristiques de l'écoulement : vitesse, débit, hauteur d'élévation, pression,...etc.

IV-2- Classification des pompes

Les pompes sont divisées en deux catégories principales [9] :

- Pompes volumétriques ;
- Les turbo-pompes.

IV-2-1- Pompes volumétriques

Le déplacement du fluide à l'intérieur de la pompe se fait par la variation du volume. D'où on distingue deux types :

- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes rotatives (vis d'Archimède).

Elles sont utilisées dans les machines à outils, les engins de travaux publics et dans certains circuits hydrauliques d'aviations ou des bateaux. Généralement, elles conviennent pour des faibles débits à des pressions élevées.

IV-2-2- Turbo-pompes

Les turbo-pompes sont les plus utilisées, selon le type de roue et son mode d'action, on distingue :

- Pompe axiale à hélice ;
- Pompe hélico-centrifuge ;
- Pompe centrifuge.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- ❖ Suivant la forme de la roue :
 - Pompes centrifuges radiales ;
 - Pompes centrifuges semi axiale.
- ❖ Suivant la forme du corps de la pompe :
 - Pompe à volute ou colimaçon ;
 - A diffuseur circulaire.
- ❖ Suivant le nombre de roue :
 - Monocellulaire ;

- Multicellulaire.
- ❖ Suivant la position de son axe :
 - Pompe à axe horizontal ;
 - Pompe à axe vertical.

IV-3- Choix des pompes

Le choix du type des pompes à installer portera sur les critères suivants [4] :

- Assurer le débit de refoulement ;
- La hauteur d'élévation à atteindre ;
- Assurer un rendement élevé ;
- Une vitesse de rotation importante ;
- Le point d'aspiration.

IV-4- Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

IV-4-1- Hauteur manométrique

Elle est obtenue en sommant hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit [4] :

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

Avec :

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

IV-4-2- La vitesse de rotation

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

IV-4-3-La puissance

On distingue deux types de puissance :

IV-4-3-1-La puissance absorbée par la pompe

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

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (IV-2)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
- η : Rendement de la pompe en %.

IV-4-3-2-La puissance hydraulique ou la puissance utile

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, notée P_u :

$$P_u = P_h = g \times H_{mt} + Q \quad (IV-3)$$

IV-4-4- Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η .

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (IV-4)$$

IV-5- Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Ce sont les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, on distingue trois types (Figure (IV-1)) [4] :

- **La courbe hauteur-débit $H=f(Q)$** : C'est la variation des hauteurs en fonction du débit ;
- **La courbe puissance absorbée-débit $P_a=f(Q)$** : C'est la variation de la puissance absorbée par la machine (pompe) en fonction du débit ;
- **La courbe rendement-débit $\eta=f(Q)$** : Elle représente la valeur du rendement en fonction du débit.

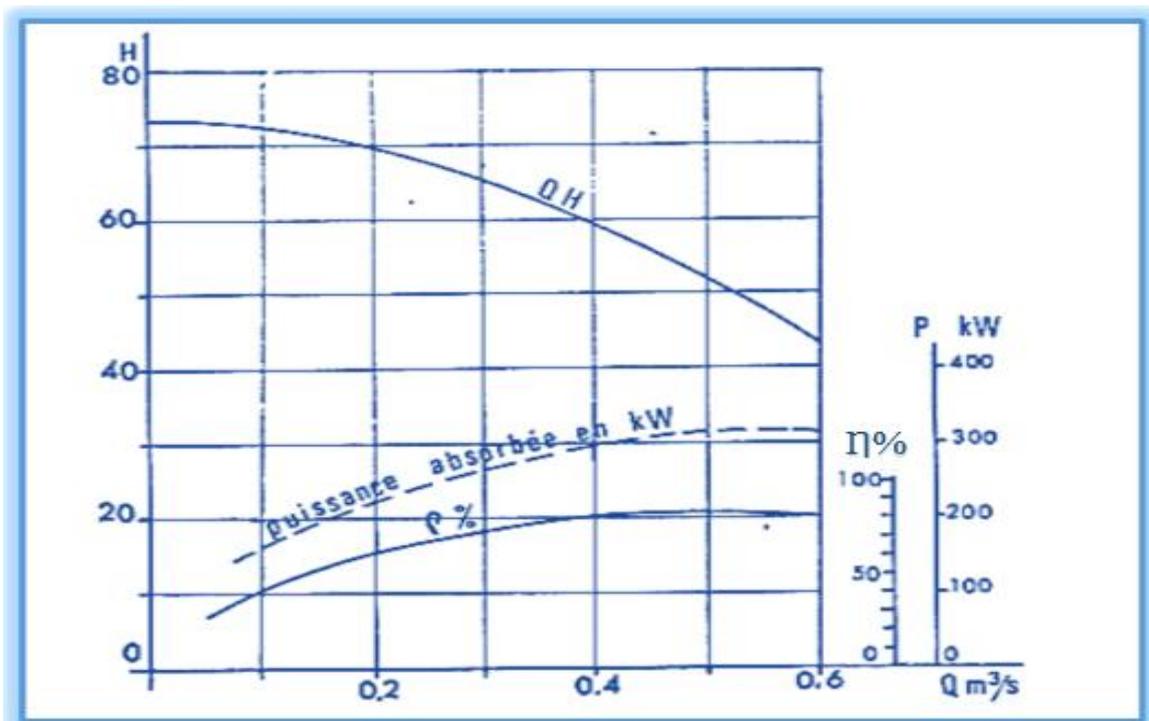


Figure (IV-1) : Courbes caractéristiques d'une pompe

IV-6- Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$, et la courbe caractéristique de la pompe $H_p = f(Q)$. Comme elle le représente la figure (IV-2) ci-après [4] :

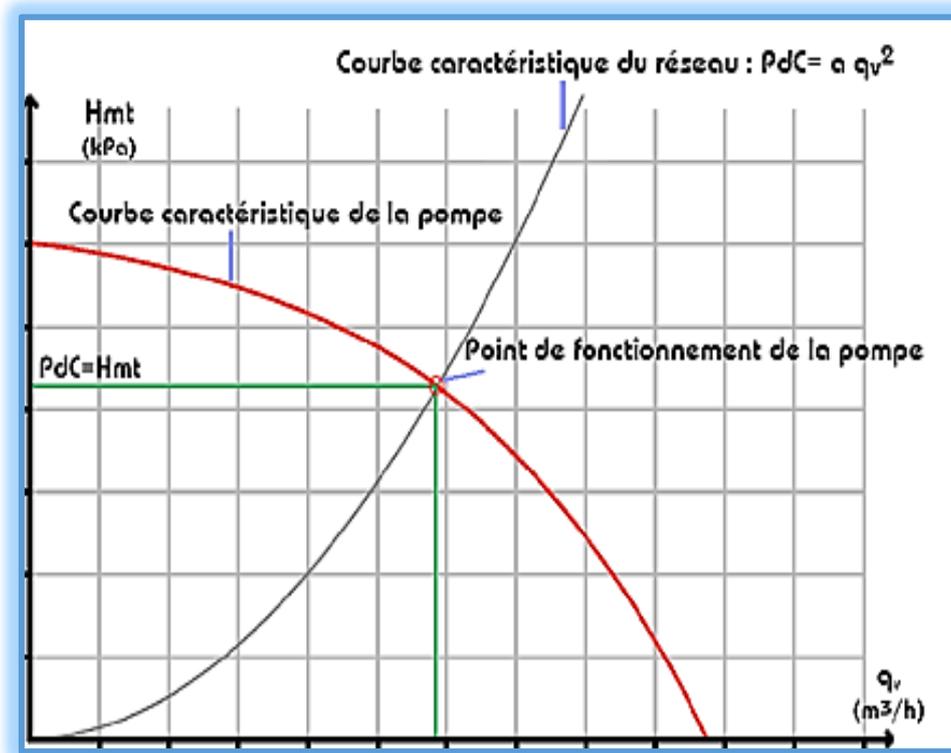


Figure (IV-2) : Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge

IV-6-1- Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe

❖ Caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$ est [9] :

$$H_c = H_g \times R \times Q^2 \quad (IV-5)$$

Avec :

- H_c : La hauteur manométrique totale en m ;
- H_g : La hauteur géométrique en m ;
- R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite ;
- $R \times Q^2$: La valeur de la perte de charge au point désiré.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, de coordonnées H et Q , déterminé, on doit apporter des modifications pour adopter la pompe aux conditions de travail voulu. En modifiant un des paramètres de fonctionnement de la pompe, on peut avoir le point de fonctionnement désiré, d'où l'intérêt des lois de similitudes. Quatre cas se présentent généralement :

IV-6-1-1- Modification du temps de pompage

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré. Dans notre cas, le temps de pompage est $T_1 = 20$ h, le volume entrant au réservoir est donné par la formule ci-dessous :

$$V = 20 \times Q_1 \text{ (m}^3\text{)} \quad (IV-6)$$

Dans cette variante on cherche le nouveau temps de pompage (T_2), de telle sorte à avoir le même volume journalier avec le débit (Q_2) donné par la pompe. Le nouveau temps de fonctionnement sera obtenu à l'aide de l'égalité suivante :

$$T_1 Q_1 = T_2 Q_2 \quad (\text{IV.7})$$

Donc le nouveau temps de pompage (T_2) est donné par :

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (\text{IV.8})$$

IV-6-1-2- Vannage ou création des pertes de charge

Afin d'obtenir le point de fonctionnement désiré, nous procédons au changement de la caractéristique du réseau, c'est-à-dire, création des pertes de charge par vannage au refoulement jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré [9].

Les inconvénients de cette variante est qu'elle engendre des frais d'exploitation supplémentaires, ajoutant aussi la diminution du rendement de la pompe.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (\text{IV-9})$$

$$H' = H_1 + h \quad (\text{IV-10})$$

Avec:

- h : Perte de charge engendrée par le vannage en (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) ;
- η : Le rendement ;
- H_1 : La hauteur manométrique totale du point désiré.

IV-6-1-3- Rognage de la roue

Le rognage de la roue consiste à la réduction du diamètre de celle-ci tout en gardant la même vitesse de rotation, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré.

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{0.5} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{0.5} \quad (\text{IV-11})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage ;
- D_1 : Diamètre de la roue avant rognage ;
- D_2 : Diamètre de la roue après rognage.

Donc, le nouveau diamètre (D_2) sera :

$$D_2 = \frac{D_1}{m} \quad (\text{IV-12})$$

Par conséquent, le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \text{ (\%)} \quad (\text{IV-13})$$

IV-6-1-4- Variation de la vitesse de rotation

C'est une méthode qui fait varier la vitesse de rotation, la diminution de celle-ci entraîne la diminution du débit et par la même occasion la diminution de la puissance absorbée. On cherche alors la vitesse N' , donc on trace une parabole d'équation $H = a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point P_1 et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue $P_3 (Q_3, H_3)$.

$$N' = N \times \left(\frac{Q_1}{Q_3}\right) \text{ (tr/min)} \quad (\text{IV.14})$$

IV-7- Couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle si le débit ou la hauteur manométrique totale ne peuvent pas être assurés par une seule pompe [9].

IV-7-1- Couplage en série

Dans ce cas, les pompes sont placées sur la même conduite l'une après l'autre et le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe de celle d'après pour avoir au niveau de la sortie de la dernière une hauteur d'élévation égale à la somme des hauteurs de l'ensemble de la série, en gardant le débit sensiblement constant (Figure (IV-3)). Ce mode est utilisé pour des hauteurs d'élévations importantes ou des hauteurs d'élévation variables dans le temps.

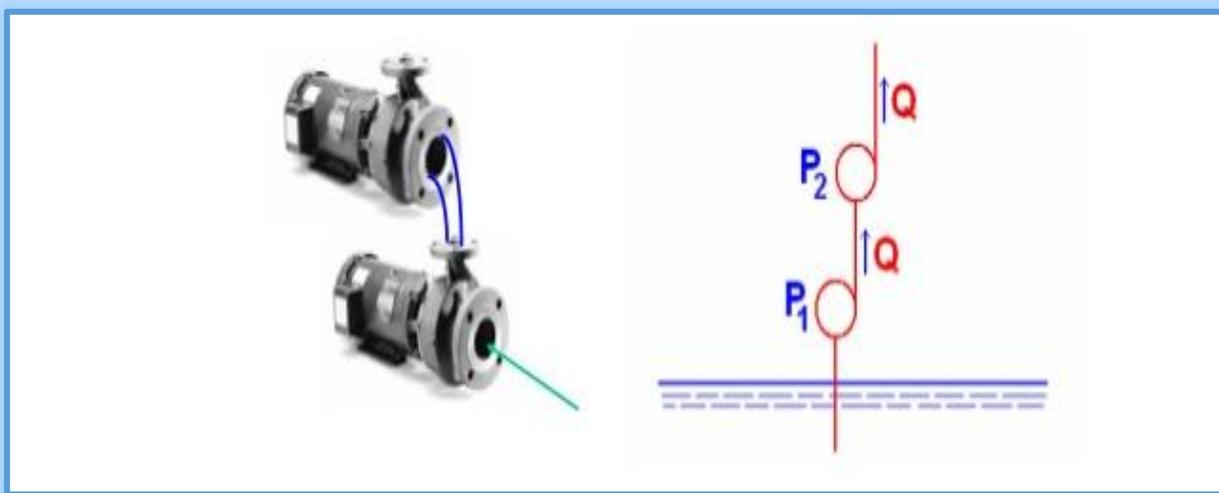


Figure (IV-3) : Couplage en série d'une pompe centrifuge

IV-7-2- Couplage en parallèle

Dans ce cas ces pompes n'ont aucune communication entre elles, ce qu'elles ont de commun est ce qu'elles refoulent dans la même conduite avec des débits pas forcément égaux de l'une à l'autre, ce qui fait que le débit de la conduite de refoulement est égal à la somme des débits refoulés par l'ensemble des pompes en parallèle (Figure (IV-4)).

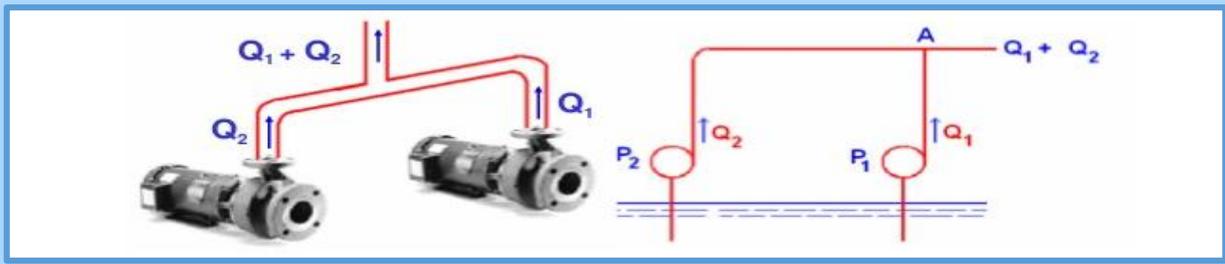


Figure (IV-4) : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge

IV-8- Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène qui résulte de la formation de bulles de gaz (vaporisation) puis de leur condensation au sein du liquide pompé. Ce phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît du niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue. En ce point la valeur de tension de vapeur d'eau est atteinte. Des impulsions se produisent alors à des fréquences très élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars) [7].

La cavitation est un phénomène absolument à éviter, car il entraîne de graves conséquences :

- Erosion du matériau des aubes de turbine des pompes centrifuges ;
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe ;
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de Hmt, du débit et du rendement.

Pour éviter tout risque de la cavitation, la condition suivante doit être respectée [7] :

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$$

Avec :

- NPSH_d : Charge nette d'aspiration disponible ;
- NPSH_r : Charge nette d'aspiration requise.

❖ Pour l'aspiration en charge

$$\text{NPSH}_d = \frac{p_0}{\rho} + (H_a - J_{\text{asp}} - h_v) \quad (\text{IV.15})$$

Le schéma de la figure (IV-5) ci-après représente une installation d'une pompe en charge, c'est-à-dire le plan d'aspiration situé en bas du plan d'eau.

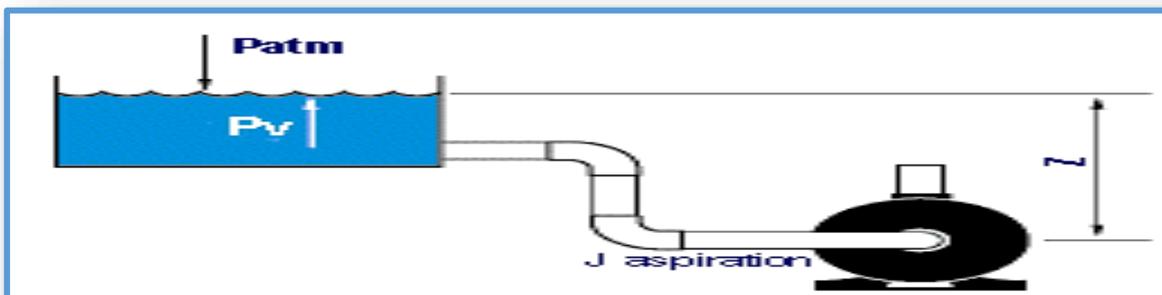


Figure (IV-5) : Cas d'aspiration en charge

❖ *Pour l'aspiration en dépression*

$$\text{NPSH}_d = \frac{p_0}{\varpi} - (H_a + J_{\text{asp}} + h_v) \quad (\text{IV-16})$$

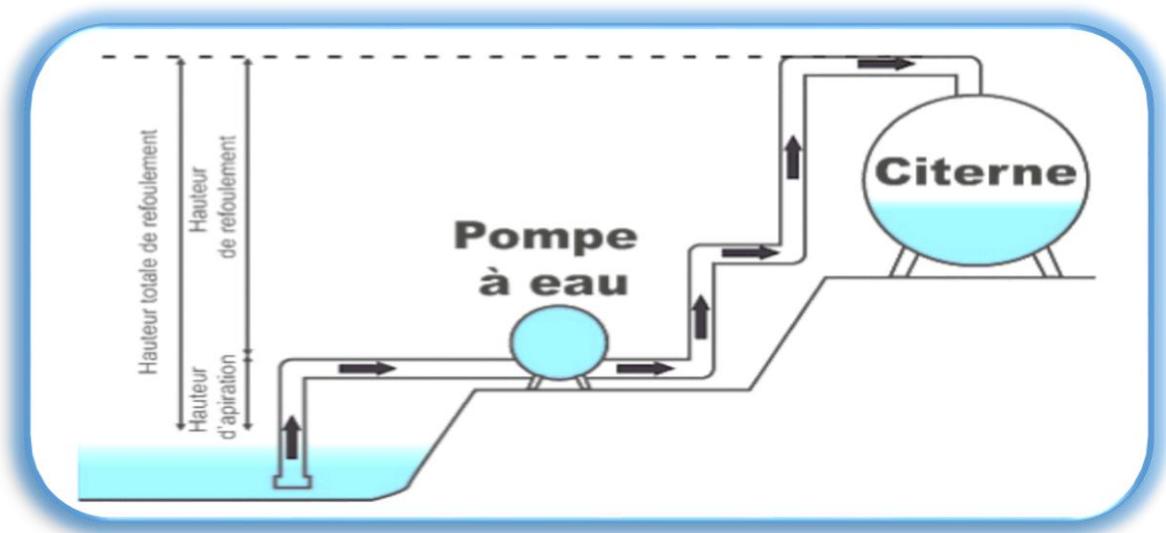
Avec:

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m);
- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m);
- ϖ : Pression en m.c.e au point d'aspiration ;
- h_v : Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température donnée (Tableau (IV-1)).

Tableau (IV-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T _v (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

Le schéma de la figure (IV-6) ci-dessous représente une installation d'une pompe en dépression, c'est-à-dire le plan d'aspiration situé au-dessus du plan d'eau

**Figure (IV-6) : Cas d'aspiration en dépression**

Donc, le NPSH_d s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

❖ *NPSH_r : Charge nette d'aspiration requise*

$$\text{NPSH}_r = \frac{P'}{\varpi} - h_v \quad (\text{IV-17})$$

- $\frac{P'}{\varpi}$: Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.

Le $NPSH_r$ est une courbe donnée par le constructeur. La cavitation n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche de l'intersection des courbes $NPSH_d$ et $NPSH_r$ (Figure (IV-7)).

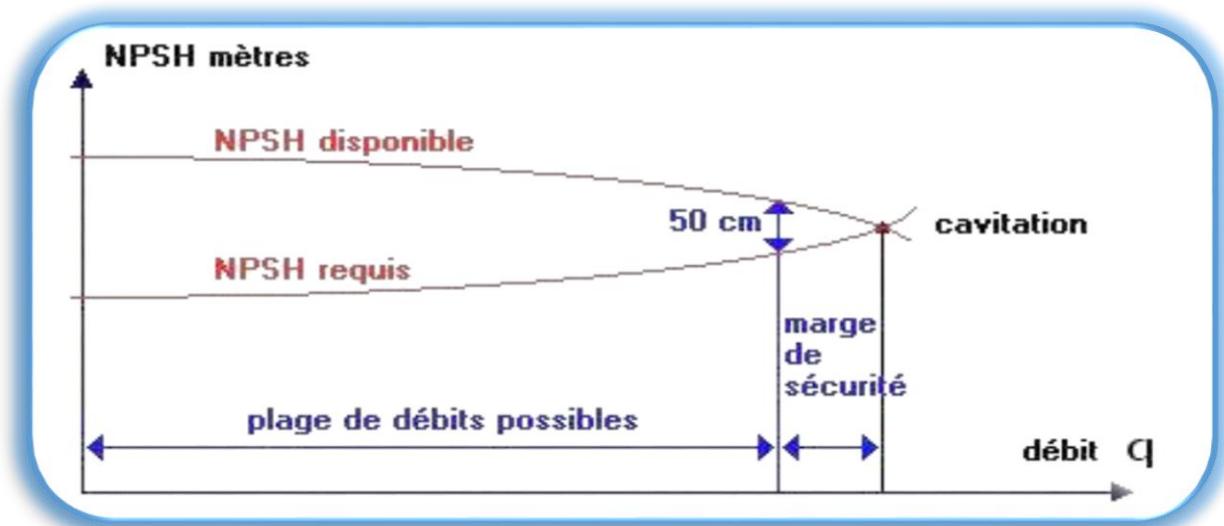


Figure (IV-7) : Courbe caractéristique de $NPSH_r$ et $NPSH_d$

En conclusion, on peut dresser une liste de conseils à respecter, si le procédé le permet, pour éviter la cavitation :

- Préférer si possible les montages de pompes en charge ;
- Eviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression;
- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

Si ces conseils ne peuvent être appliqués en raison des exigences du procédé, il ne reste qu'à trouver une pompe dont les caractéristiques montrent des valeurs de N.P.S.H.requis suffisamment faibles.

IV-9- choix du type de pompe pour différentes stations

IV-9-1- Station de reprise SP

❖ Le tronçon SP-STR01

Les caractéristiques du tronçon (SP-STR01) sont représentés dans le tableau (IV-2) suivant :

Tableau (IV-2) : Les caractéristiques du tronçon SP-STR01

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H_g (m)	Δh_t (m)	Hmt (m)
STR01-STR02	59.18	130.18	17.42	147.60

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaires de type (PM125/2D) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (5)) :

- $N = 2900$ tr/min
- $\eta = 75.1$ %
- $P_a = 132$ Kw
- $NPSH_r = 4.77$ m

La courbe caractéristique de la pompe (SP-STR01) est présentée dans la figure (IV-8) ci-dessous :

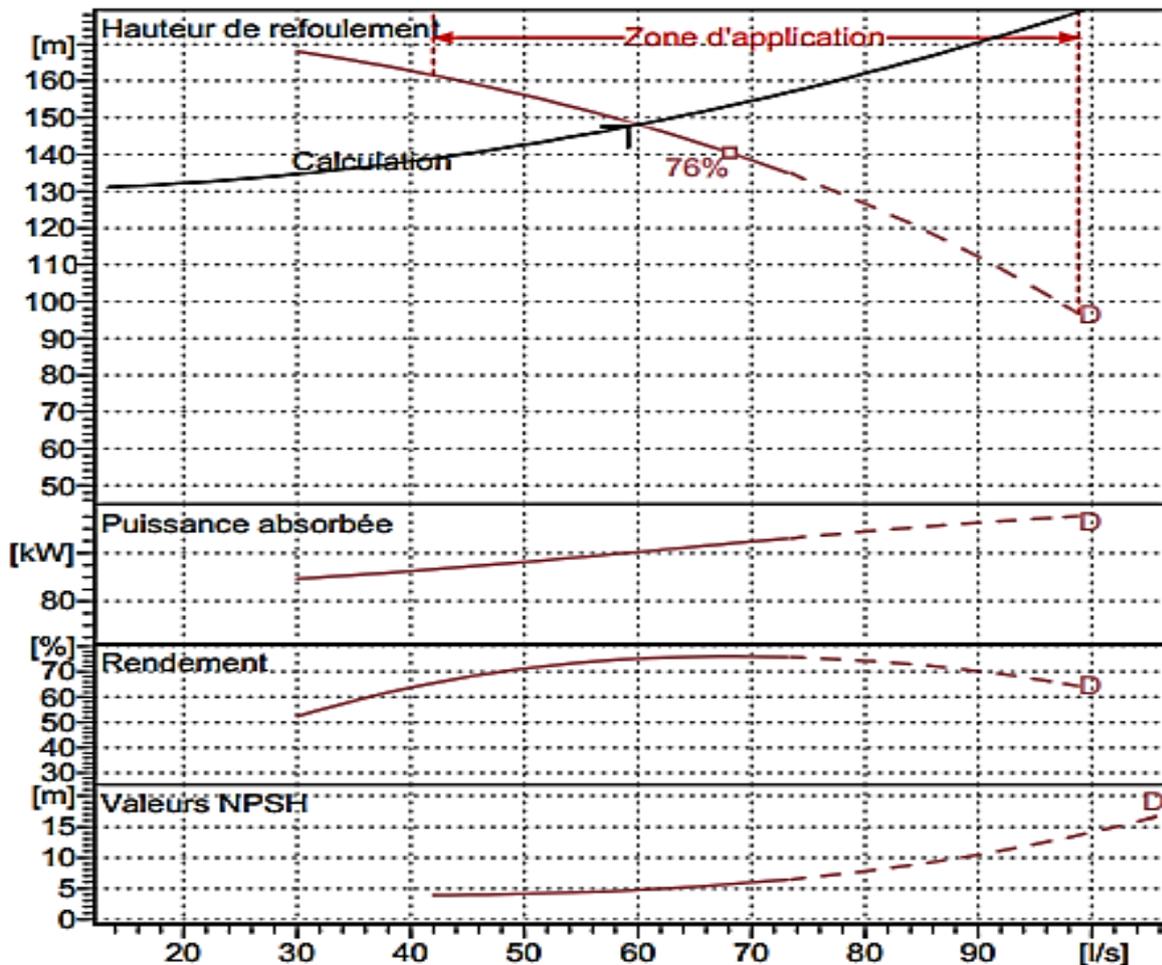


Figure (IV-8) : Courbe caractéristique de la pompe (SP-STR01)

Le point de fonctionnement P_{Eff} (60.1 l/s, 148 m).

Le point désiré P_F (59.18 l/s, 147.60 m)

Le point de fonctionnement de la pompe effectif (P_{Eff}) choisie ne coïncide pas vraiment avec le point désiré (P_F), donc on opte pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

a) *1^{ère} variante : Réduction du temps de pompage*

Afin d'adopter la pompe à la condition de travaille, il y a lieu de varier le temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2$$

$$D'o\grave{u} : T_2 = 20 \times \frac{59.18}{60.1} = \mathbf{19.69 \text{ h}}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0601 \times 148}{0.751}$$

$$D'o\grave{u} : P_a = \mathbf{116.19 \text{ Kw}}$$

b) 2^{ème} variante : Le vannage

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

$$h = H' - H_1 = 149 - 147.6 = \mathbf{1.4 \text{ m}}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 149 \times 0.05918}{0.751}$$

$$D'o\grave{u} : P_a = \mathbf{115.18 \text{ Kw}}$$

c) 3^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation

Pour obtenir le point homologue des points désirés, il suffit de tracer la courbe caractéristique de la pompe et la courbe iso-rendement qui est donnée par l'expression :

$$H = \alpha_e \times Q^2$$

Pour la pompe de la station de reprise (1) la valeur du facteur (α_e) est :

$$\alpha_e = \frac{H_{mt}}{Q^2} = \frac{147.6}{(59.18)^2} = 0.0421$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau (IV-3) et la figure (IV-9) ci-dessous :

Tableau (IV-3) : Les points de la courbe caractéristique

Q	30	40	50	59,18	70	80	90
H _p	168	163	156	149	138	127	112
H _c	37.9	67.4	105.4	147.6	206.5	269.7	341.4

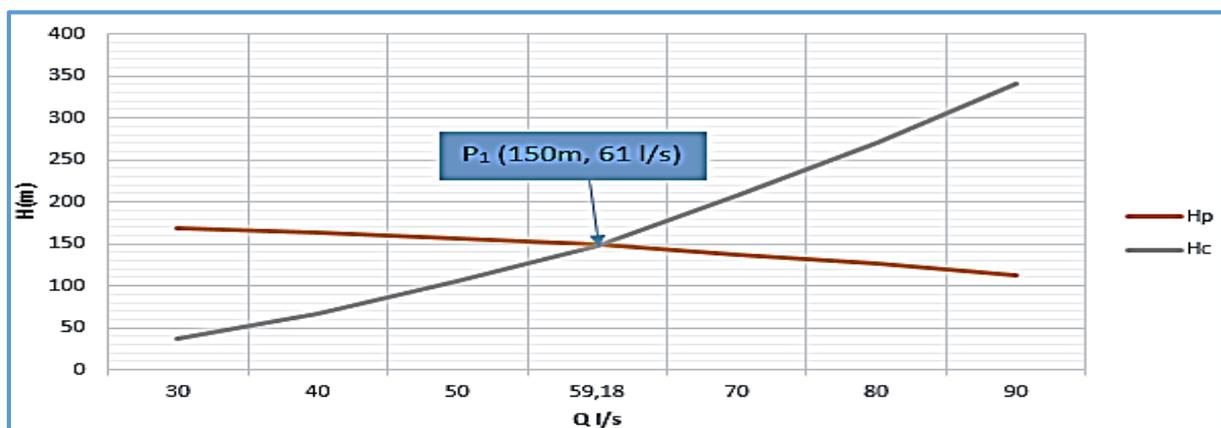


Figure (IV-9) : La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe SP-STR01

Cette courbe passe par le point P_1 (150m ; 61 l/s)

- **Calcul de la nouvelle vitesse de rotation**

$$N' = N \times \left(\frac{Q_1}{Q_3}\right) = 2900 \times \left(\frac{59.18}{61}\right)$$

D'où : $N' = 2813$ tr /min

$$\text{La puissance absorbée sera donc : } P_a = \frac{g \times H_1 \times Q_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 147.6 \times 0.05918}{0.751}$$

D'où : $P_a = 113.64$ Kw

d) *4^{ème} Variation Rognage de la roue*

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N) et cela, en traçant une droite à partir de l'origine et qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe caractéristique de la conduite P_1 (Q_1, H_1). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point (Q_2, H_2), ce qui est illustré dans la figure (IV-10) ci-après :

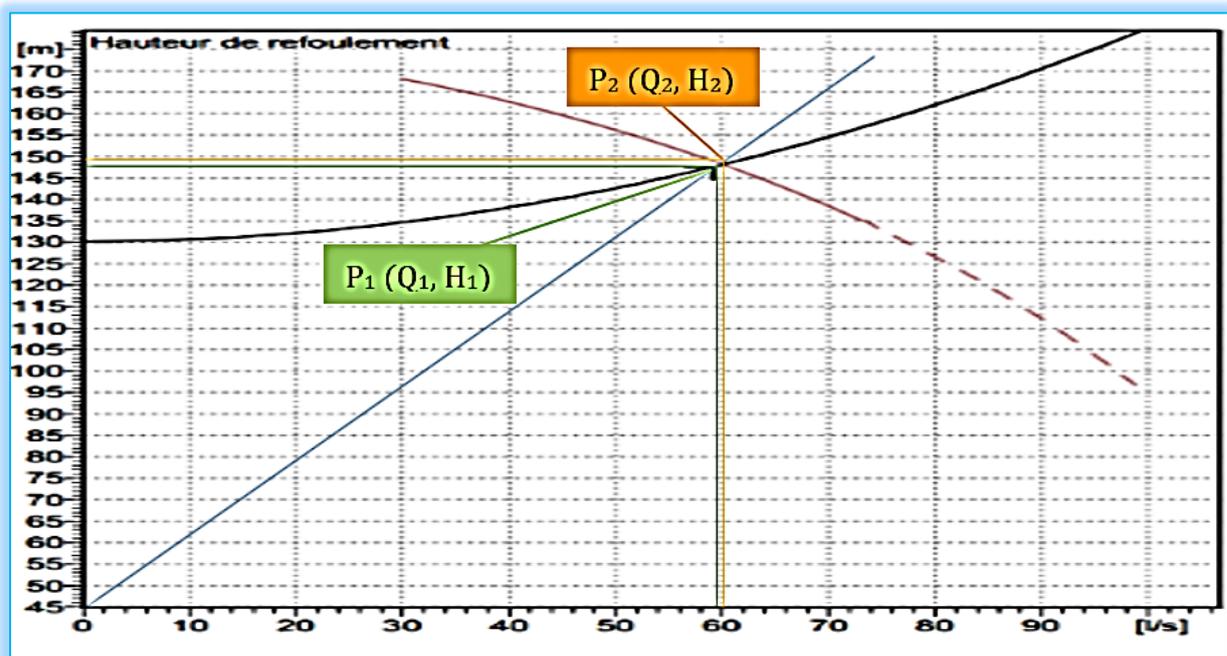


Figure (IV-10) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe SP par rognage

D'après la figure (IV-10) ci-dessus, on a :

- ✚ $Q_1 = 59.18$ l/s
- ✚ $Q_2 = 59.80$ l/s
- ✚ $H_1 = 147.6$ m
- ✚ $H_2 = 149$ m

$$\text{D'où : } m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_2}} = \sqrt{\frac{H_2}{H_1}} = \sqrt{\frac{59.18}{59.80}} = \sqrt{\frac{147.6}{149}}$$

$$m = 0.99$$

$$r = 1 - m = 0.01 \%$$

$$\text{La puissance absorbée sera donc : } P_a = \frac{g \times H_1 \times Q_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 147.6 \times 0.05918}{0.751}$$

D'où : $P_a = 113.64 \text{ Kw}$

❖ Bilan énergétique

$$E = P_a \times t \times 365$$

- ✚ Pour la première variante : $E = 835040.10 \text{ K w/h}$
- ✚ Pour la deuxième variante : $E = 840814 \text{ K w/h}$
- ✚ Pour la troisième variante : $E = 829572 \text{ K w/h}$
- ✚ Pour la quatrième variante : $E = 829572 \text{ K w/h}$

Après ces résultats, nous procéderons au changement de la vitesse de rotation $N = 2813 \text{ tr/min}$, qui correspond au bilan : $E = 829572 \text{ K w/h}$

❖ Vérification de la cavitation

- ✓ La cote du plan d'aspiration : $C_a = 205.2$
- ✓ La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 204 \text{ m}$
- ✓ Hauteur géométrique d'aspiration $H_a = C_a - C_p = 205.2 - 204 = 1.2 \text{ m}$

$H_a > 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

- Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 205.2 = 10 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10 + (1.2 - 0.24) = 10.96 \text{ m}$$

On a : $NPSH_d > NPSH_r$ Donc : la pompe ne cavite pas.

IV-9-2 Station de reprise STR01

❖ Le tronçon STR01-R01

Les caractéristiques du tronçon (STR01-R01) sont représentés dans le tableau (IV-4) suivant :

Tableau (IV-4) : Les caractéristiques de tronçon STR01-R01

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H _g (m)	Δht(m)	Hmt (m)
STR02-R01	59.18	180.82	5.63	186.45

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaires de type (PM125/2B) dont ces caractéristiques sont les suivantes (Annexe (6)) :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 74.3\%$;
- $P_a = 152 \text{ Kw}$;
- $NPSH_r = 4.85 \text{ m}$.

La courbe caractéristique de la pompe (STR01-R01) est illustrée dans la figure (IV-11).

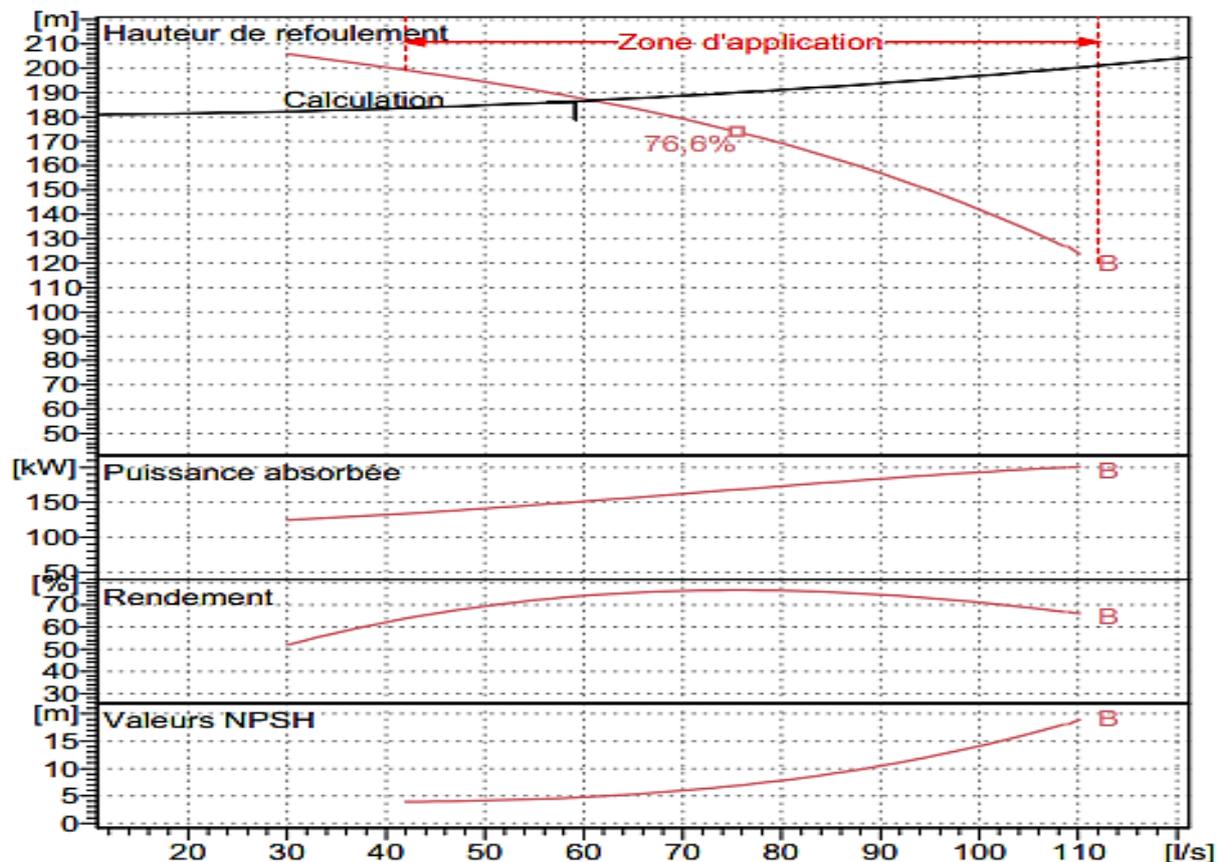


Figure (IV-11) : Courbe caractéristique de la pompe (STR01-R01)

Le point de fonctionnement P_{Feff} (61 l/s, 187 m).

Le point désiré P_F (59.18 l/s, 186.45m).

Le point de fonctionnement de la pompe effectif (P_{Feff}) choisie ne coïncide pas avec le point désiré (P_F), donc on opte pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

a) 1^{ère} variante : Réduction du temps de pompage

Afin d'opter la pompe à la condition de travail, il y a lieu de varier le temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2$$

$$\text{D'où : } T_2 = 20 \times \frac{59.18}{61} = \mathbf{19.40 \text{ h}}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.061 \times 187}{0.743}$$

$$\text{D'où : } P_a = \mathbf{150.61 \text{ Kw}}$$

b) 2^{ème} variante : Le vannage

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

$$h = H' - H_1 = 189 - 186.45 = 2.55 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 189 \times 0.05918}{0.743}$$

$$\text{D'où : } P_a = 147.68 \text{ Kw}$$

c) 3^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation

Pour obtenir le point homologue du point désiré, il suffit de tracer la courbe caractéristique de la pompe et la courbe iso-rendement qui est donnée par l'expression :

$$H = \alpha_e \times Q^2.$$

Pour la pompe de la station de reprise STR01, la valeur du facteur (α_e) est :

$$\alpha_e = \frac{H_{mt}}{Q_1^2} = \frac{186.45}{(59.18)^2} = 0.0532$$

Les résultats des calculs sont illustrés dans le tableau (IV-5) et la figure (IV-12) ci-dessous :

Tableau (IV-5) : Les points de la courbe caractéristique

Qc	30	40	50	59,18	70	80	90	100	110
H _p	206	200	194	189	179	169	157	143	124
H _c	47.91	85.18	133.09	186.45	260.86	340.72	431.22	532.37	644.17

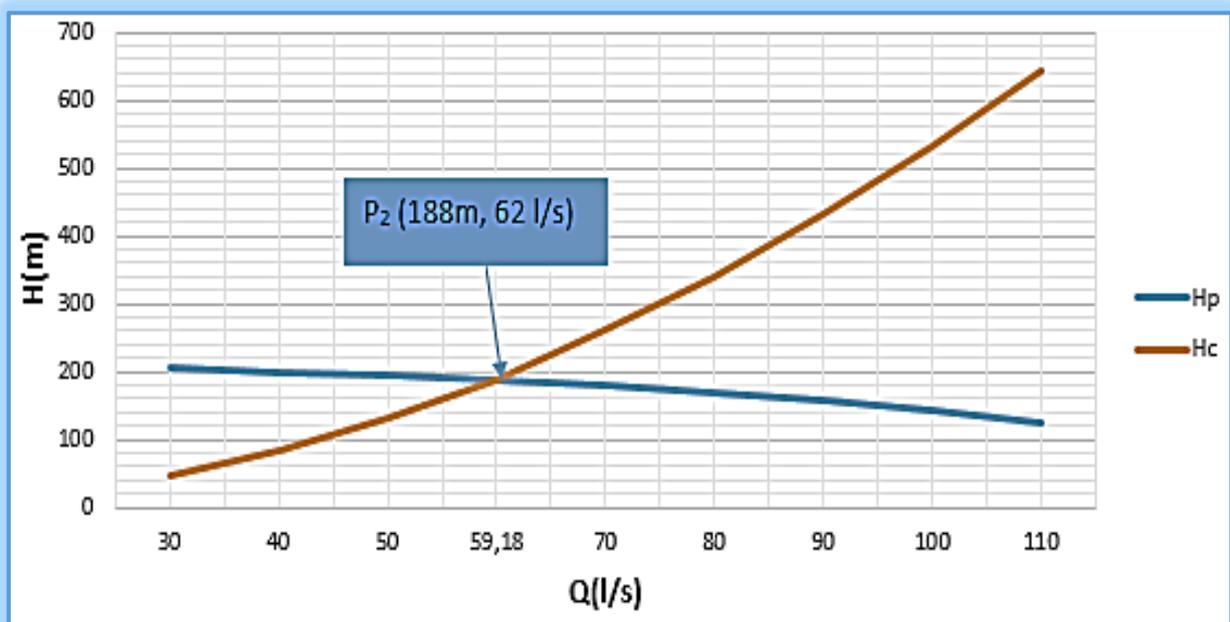


Figure (IV-12) : La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe STR01-R01

Cette courbe passe par le point P_2 (188 m ; 62 l/s)

- **Calcul de la nouvelle vitesse de rotation**

$$N' = N \times \left(\frac{Q_1}{Q_3}\right) = 2900 \times \left(\frac{59.18}{62}\right)$$

D'où : $N' = 2768$ tr /min

La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times H_1 \times Q_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 186.45 \times 0.05918}{0.743}$$

D'où : $P_a = 145.68$ Kw

d) *4^{ème} Variante : Rognage de la roue*

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N) et cela, en traçant une droite à partir de l'origine et qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe caractéristique de la conduite $P_1 (Q_1, H_1)$. Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point (Q_2, H_2) , ce qui est illustré dans la figure (IV-13) ci-après :

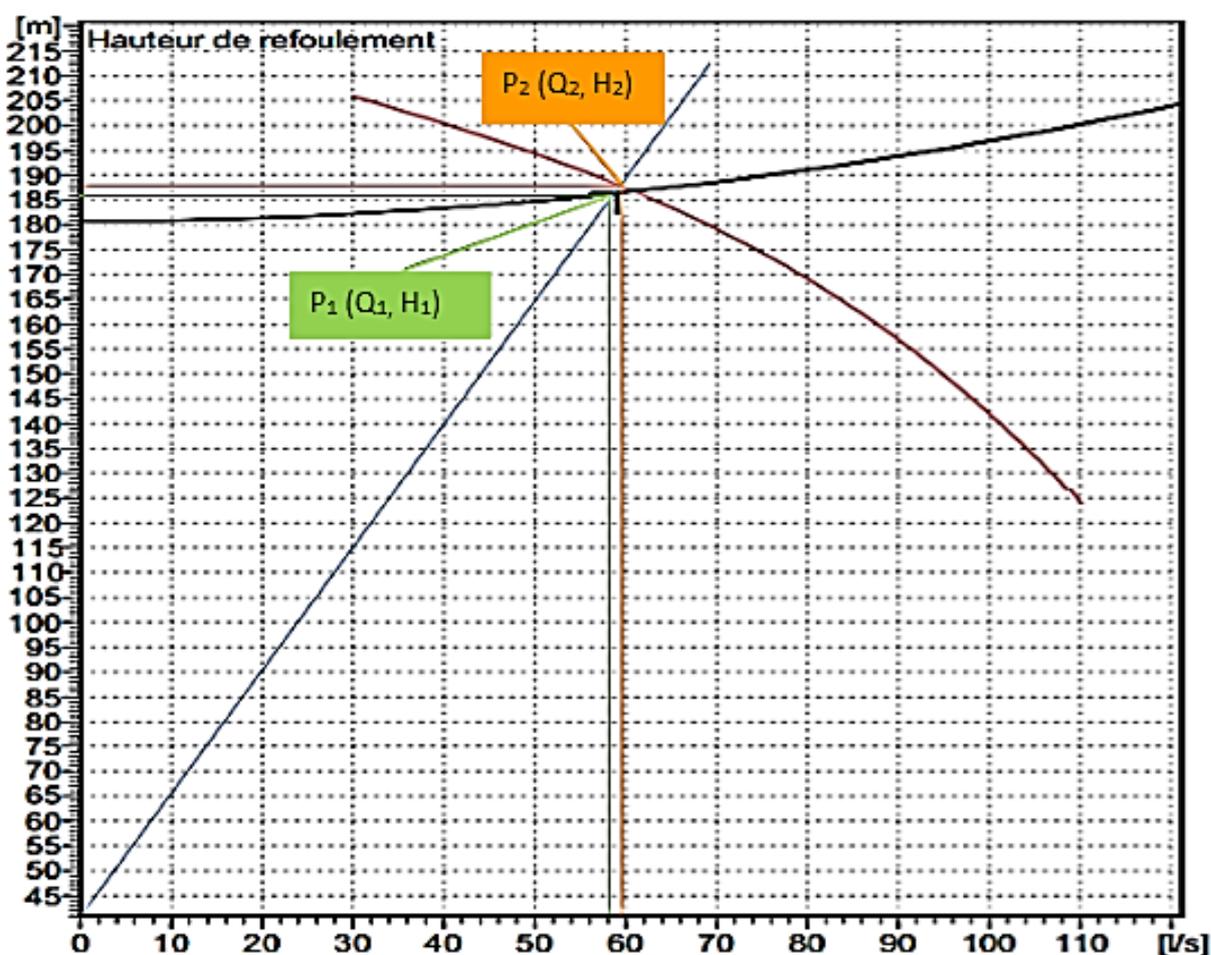


Figure (IV-13) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe STR01 par rognage

D'après la figure (IV-13) ci-dessus, on a :

$$+ Q_1 = 59.18 \text{ l/s}$$

$$+ Q_2 = 60 \text{ l/s}$$

$$+ H_1 = 186.45 \text{ m}$$

$$+ H_2 = 188 \text{ m}$$

$$D'o\grave{u} : m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_2}} = \sqrt{\frac{H_2}{H_1}} = \sqrt{\frac{59.18}{62}} = \sqrt{\frac{186.45}{188}}$$

$$m = 0.99$$

$$r = 1 - m = 0.01 \%$$

La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times H_1 \times Q_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 186.45 \times 0.05918}{0.743}$$

D'o\grave{u} : **$P_a = 145.68 \text{ Kw}$**

- **Bilan énergétique**

$$E = P_a \times t \times 365$$

$$+ \text{ Pour la première variante : } E = 1066469,41 \text{ K w/h}$$

$$+ \text{ Pour la deuxième variante : } E = 1078064 \text{ K w/h}$$

$$+ \text{ Pour la troisième variante : } E = 1063464 \text{ K w/h}$$

$$+ \text{ Pour la quatrième variante : } E = 1063464 \text{ K w/h}$$

Après ces résultats, nous procéderons au changement de la vitesse de rotation $N=2768 \text{ tr /min}$, qui correspond au bilan : **$E= 1063464 \text{ K w/h}$**

- ❖ **Vérification de la cavitation**

$$✓ \text{ La cote du plan d'aspiration : } C_a = 331.38 \text{ m}$$

$$✓ \text{ La cote de l'axe de la pompe : } C_p = 330.18 \text{ m}$$

$$✓ \text{ Hauteur géométrique d'aspiration : } H_a = C_a - C_p = 331.38 - 330.18 = 1.2 \text{ m}$$

$H_a > 0$, d'o\grave{u} : la pompe est montée en charge.

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

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 331.38 = 9.80 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9.80 + (1.2 - 0.24) = 10.76 \text{ m}$$

On a : $NPSH_d > NPSH_r$ Donc : la pompe ne Cavite pas.

IV-10- Conclusion

Dans ce présent chapitre, on a utilisé des pompes de type « CAPRARI PUMP TUTOR ». On a opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal.

Pour assurer la continuité d’approvisionnement, il est utile de prévoir une pompe de secoure en plus en cas de panne.

Après avoir choisi les types de pompes pour les différentes stations de pompage, on remarque que ces pompes ne correspondent pas aux conditions de fonctionnement du réseau, et pour cela on a opté pour quelques modifications.

Le tableau (IV-6) suivant représente le choix des pompes pour assurer l’eau d’adduction dans les réservoirs dans la région d’étude.

Tableau (IV-6) : Tableau récapitulatif de choix des pompes et leurs caractéristiques

Station de pompage		Pompes et Station de reprise	
		SP	STR01
Refoulement		Vers la station de reprise STR01	Vers Le réservoir R01
Groupe de pompe		Pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaires	
Type de pompe		PM125/2D	PM125/2B
Caractéristiques	Puissance (Kw)	113.64	145.68
	Rendement (%)	75.1	74.3
	La vitesse de rotation (tr/min)	2813	2768
Nombre de pompe		1+1	1+1
Emplacement de la pompe		En charge	
		1.2 m	1.2 m

Chapitre V

Pose et protection des conduites

V-1- Introduction

Le rôle d'une canalisation est de transporter un débit souhaité en résistant aux contraintes éventuelles comme : la surpression, la dépression, l'agressivité des sols ainsi que la flexion longitudinale (due à son propre poids, au poids de l'eau, à celui du terrain et aux surcharges roulantes). Les conduites de refoulement doivent être toujours examinées du point de vue protection contre les variations de pression dues aux changements des régimes, plus ou moins rapides ou brusques, qui peuvent être la cause des contraintes sur le matériel.

V-2- Théorie du coup de bélier

V-2-1- Définition du coup de bélier

Le coup de bélier ou régime transitoire en hydraulique, est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci. Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde) ; le coup de bélier est un phénomène oscillatoire [6].

V-2-2- Causes du coup de bélier

Les principales causes de ce phénomène sont les suivantes [4] :

- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

V-2-3- Moyens de protection contre le coup de bélier

Pour protéger les conduites en écoulement gravitaire, il faut imposer la vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes, afin de limiter les surpressions et dépression à des valeurs raisonnables.

Toutefois, on trouve des difficultés à contrôler l'ampleur de ce phénomène dans les conduites de refoulement, étant donné qu'une coupure du courant qui alimente les moteurs électriques entraîne un arrêt brusque des pompes.

Les dispositifs les plus utilisés sont :

- Les volants d'inertie ;
- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminés d'équilibre.

V-2-3-1- Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement obturé en exploitation normal, un orifice placé sur la conduite au point à partager,

en d'autre terme, là où la pression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression légèrement supérieure (5% environ) à la pression maximale de fonctionnement normal [9].

V-2-3-2- Les ventouses

Leurs rôle principal est l'évacuation de l'air contenue dans la conduite et permet l'admission de ce dernier dedans, lorsque l'on procède à leur vidange ou bien l'apparition de la cavitation en un point haut.

V-2-3-3- Les réservoirs d'air

Un réservoir d'air comprimé est un réservoir fermé, sa partie supérieure est remplie d'air sous pression et sa partie inférieure a un certain volume d'eau. On prend pour exemple un arrêt des pompes, le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression due au coup de bélier. Lorsque le sens d'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime, cela permet de stocker un volume d'eau.

Les avantages des réservoirs d'air sont [6] :

- Ils représentent des dimensions réduites par rapport aux autres moyens (cheminée d'équilibre) ;
- Ils peuvent être installés parallèlement au sol, cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre ;
- Faciles à chauffer pour éviter les effets du gel (dans les régions froides).

V-2-3-4- Les cheminées d'équilibre

C'est un réservoir débouchant à l'air libre permettant de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions. Ces conditions sont remplies, si on en a la possibilité d'absorber ou de fournir une quantité d'eau, en fonction de la variation brusque de pression dans la conduite à protéger, il faut disposer d'un réservoir susceptible de se remplir ou de se vider suivant l'augmentation ou la diminution de la pression dans la conduite.

Elles sont utilisées dans les points hauts et rarement à la première station. Les cheminées d'équilibre ont pour avantages :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien ;
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessibles.

V-3- Etude du coup de bélier

La présentation se porte sur le calcul des surpressions et dépressions pour chaque tronçon, et vérifier qu'elles ne dépassent la pression de service.

La célérité de l'onde est obtenue par la formule d'ALLEIVI ci-dessous [4] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{\left(48.3 + \frac{k_c * D}{e}\right)}} \quad (V-1)$$

Avec :

- K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

V-3-1- La valeur du coup de bélier

V-3-1-1- 1^{er} cas : Fermeture brusque

Le cas de fermeture brusque est caractérisé par un temps T, tel que [4] :

$$T < \frac{2 \times L}{a} \quad (V-2)$$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (V-3)$$

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier en m ;
 - a : Célérité de l'onde en m/s ;
 - V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial en m/s.
- La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_{sur} = H_0 + B \quad (V-4)$$

- La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_{dep} = H_0 - B \quad (V-5)$$

Où :

- H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (V-6)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique ;
- 10 : Pression atmosphérique ;
- H_0 : Pression absolue de la conduite.

V-3-1-2- 2^{em} cas : Fermeture lente

Le cas de fermeture lente est caractérisé par un temps T, tel que :

$$T > \frac{2 \times L}{a} \quad (V-7)$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD ci-après [4] :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (V-8)$$

V-4- Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons, et de vérifier que ces valeurs ne dépassent pas les valeurs de la pression de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression.

V-4-1- Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons de refoulement sont mentionnées dans le tableau (V-1) ci-dessous :

Tableau (V-1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie refoulement

Tronçon	D (mm)	L (m)	e (m)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	H _o (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PN (bar)	T _{fbr} (s)
SP-STR01	300	7210	6.2	0.837	130.18	140.18	1125.78	96.08	236.26	44.10	60	12.81
STR01-R01	300	2330	6.2	0.837	180.82	190.82	1125.78	96.08	286.89	94.74	60	4.14

❖ Interprétation des résultats

D'après les résultats du tableau (V-1) ci-dessus, on remarque que les valeurs de surpression dans les deux tronçons (SP-STR01, STR01-R01) ne dépassent pas les pressions maximales de service, avec des valeurs de dépressions trouvées positives, et après vérification avec le profil en long on constate que la ligne de pression minimale est au-dessus de la ligne du terrain naturel (Annexe (7)), ce qui ne nécessite pas de dispositif anti-bélier.

V-4-2- Calcul du coup de bélier pour le tronçon gravitaire

Les valeurs numériques du coup de bélier dans le tronçon gravitaire sont mentionnées dans le tableau (V-2) ci-dessous :

Tableau (V-2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie gravitaire

Tronçon	D (mm)	L (m)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	H _o (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PN (bar)	T _{flen} (s)
R01-R02	220.4	6900	14.8	0.799	51	61	276.25	22,51	83.51	38.48	10	49.96

❖ Interprétation des résultats

D'après les résultats du tableau (V-2) ci-dessus, on remarque que la valeur de surpression dans le tronçon (R01-R02) ne dépasse pas la pression maximale de service, avec la valeur de dépression trouvée positive, et après vérification avec le profil en long on constate que la ligne de pression minimale est au-dessus la ligne du terrain naturel (Annexe (8)), ce qui ne nécessite pas de dispositif anti-bélier.

V-5- Pose des conduites

La pose de la conduite doit être réalisée minutieusement en tenant compte de certains impératifs Lors de l'aménagement de la fouille et de la pose. Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite [6].

V-5-1- Exécution et aménagement de la tranchée

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes (Figure (V-1) et le tableau (V-3)) [5] :

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol ;
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite ;
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0.8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement tamisée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

- A : Remblai supérieur
- B : Remblai de protection
- C : Assise
- D : Lit de pose
- E : Hauteur de couverture
- F : Enrobage
- G : Appui

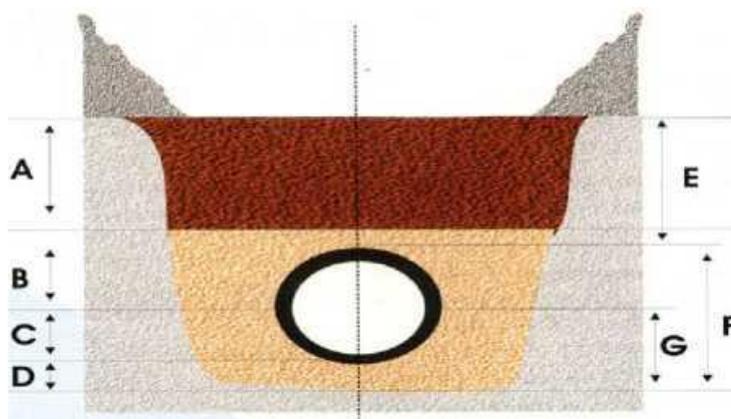


Figure (V-1) : Pose de la conduite en tranchée

Tableau (V-3) : Les différents matériaux

Couche	Matériau	Hauteur de Remballai
Lit de pose	Sable 0.1 à mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à mm	10cm au-dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

V-5-2- Butées et ancrages des conduites

A cause de la poussée de l'eau, il y a risque d'un déboitement des joints dans les parties soudées ou la rupture des soudures soit au niveau des branchements ou dans le cas d'un changement de direction. Pour remédier à ce type de problème, on construit des massifs en béton, qui s'opposent aux déboitements et ruptures grâce à leur poids, on peut les associer à des fers d'amarrage, nécessaires même pour les conduites à joints soudés ou à brides si l'intensité des efforts en jeu l'exige. On peut distinguer [7] :

- Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique ;
- Butée sur un coude horizontal (Figure (V-2) ;
- Butée sur un branchement (Figure (V-3) ;
- Butée sur un coude vertical (Figure-3).

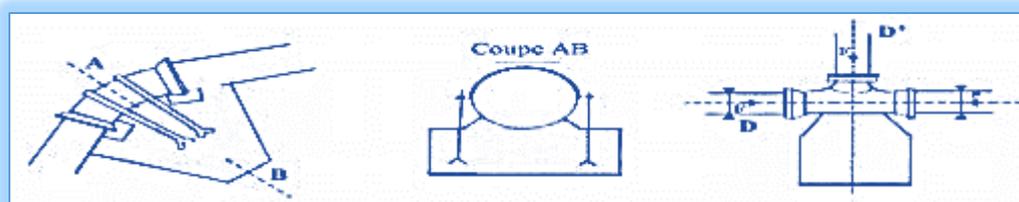


Figure (V-2) : Butée sur un coude horizontal

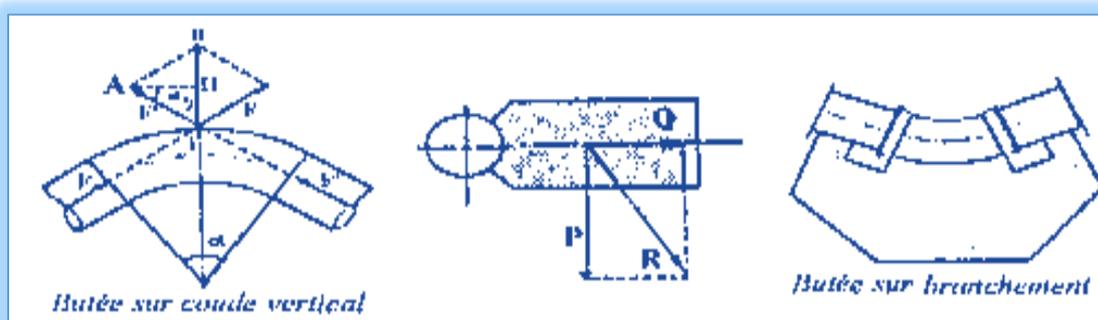


Figure (V-3) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement

V-5-3- Travaux spéciaux

Pendant l'exécution des travaux de terrassement on se trouve dans pas mal de cas obligé de traverser des points spéciaux : route, chemin de fer ou rivière.

V-5-3-1-Traversée de route

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée (Figure (V-4)).

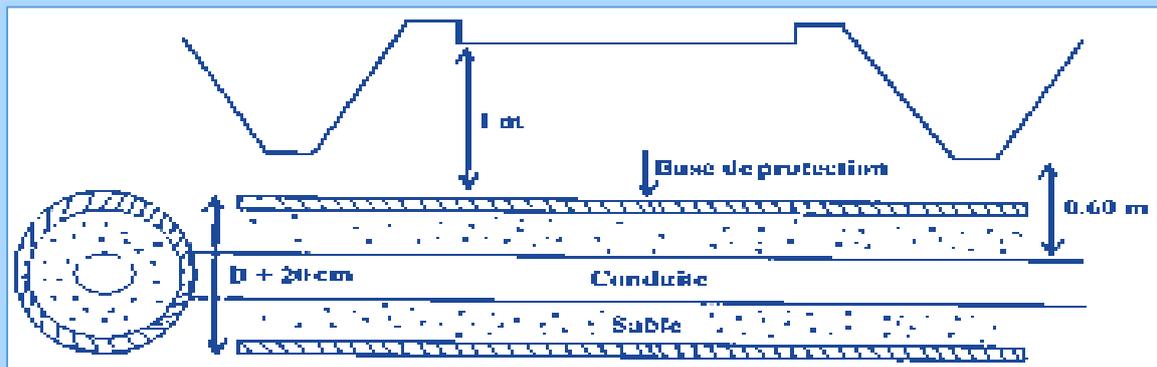


Figure (V-4) : Protection spéciale pour la traversée de route

V-5-3-2- Traversées d'une rivière ou d'un oued

Le risque auquel est exposé une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découvremet, à la suite duquel se trouverait soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Deux causes principales peuvent être identifiées [9] :

- ✓ Approfondissement du lit par érosion;
- ✓ Déplacement latéral du lit.

Pour ces traversées, il est prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2 m sous le point le plus bas du lit de l'oued. Le remblaiement de la fouille sera réalisé avec les matériaux en place. En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier (Figure (V.5))

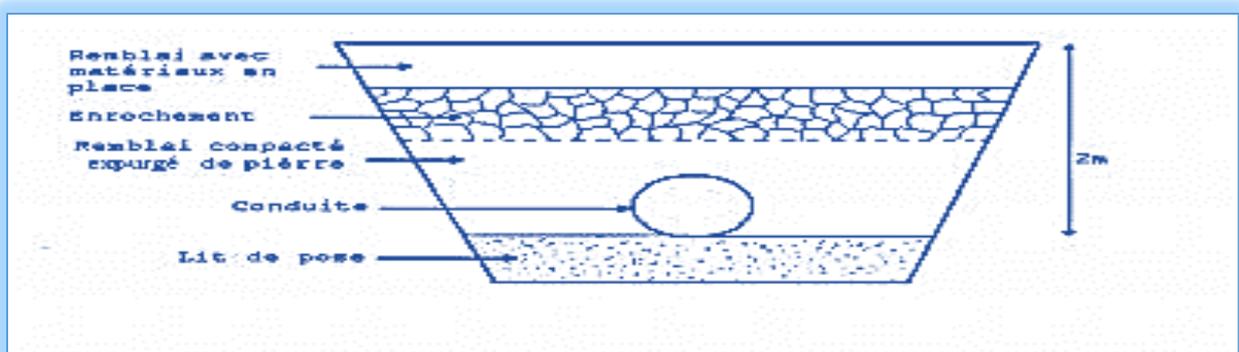


Figure (V-5) : Traversées d'une rivière ou d'un oued

V-5-3-3- Traversée de la voie ferrée

C'est presque le même principe que précédemment, la conduite sera introduite dans un fourreau de protection en béton armé préfabriqué, de diamètre égal à celui de la conduite augmenté de 30 cm ; ensuite on remblaye le dessus avec du gravier, permettent ainsi d'amortir les vibrations engendrée par le passage des terrains. Le tronçon sera isolé de part et d'autre de la traversée, par deux regards de visite, comportant des vannes [7].

V-5-4- Déroulement des essais

Préalablement à son remplissage chaque tronçon de conduite sera nettoyé, c'est à dire débarrassé des accumulations de terre, cailloux, débris et détritux divers. Les extrémités du tronçon à essayer devront avoir été convenablement butées, si nécessaire. La pompe de mise en pression sera placée au voisinage du point le plus bas du tronçon à éprouver. L'ensemble sera inspecté par le maître d'ouvrage accompagné de l'Entrepreneur. L'essai ne pourra continuer que si cette inspection s'avère satisfaisante. La mise en eau du tronçon à éprouver devra se faire à faible débit jusqu'à la purge complète de la conduite. La purge devant être effectuée au point le plus haut. Le maintien en pression de la conduite à une valeur égale à la pression d'épreuve en tranchée, sur une période de 4 (quatre) heures pour les conduites en béton précontraint et 30 (trente) minutes pour les conduites en PVC. A la fin de chaque essai, un procès-verbal sera élaboré et signé conjointement [9].

V-5-4-1- Résultats des essais

Il ne devra être constaté aucune fuite ni suintement apparent le long des joints ou sur la paroi des tuyaux pendant la durée des essais, la diminution de pression ne doit pas excéder 0.2 bar pour les tuyaux en fonte, acier, PVC et PEHD et 0.4 bar pour les tuyaux en béton [4].

V-5-5- Le remblayage

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le milieu dans lequel il s'expose en contact direct avec la conduite. Il doit être bien soigné, bien fait et bien choisi. Un remblai bien fait augmente la résistance aux charges extérieures et intérieures de la conduite.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, bien damée pour éviter tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite. Dans certain cas, on se trouve exposé à des terrains agressifs, cela nous pousse à utiliser des remblais en terres chimiquement neutres.

V-6- Conclusion

Après avoir vérifié la pression maximale de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti-bélier.

La pose des conduites est une opération faite d'une manière à assurer l'équilibre des tuyaux et l'étanchéité des joints pour donner une stabilité importante du réseau et diminuer les frais d'entretien.

Chapitre VI

Distribution

VI-1- Introduction

Le système de distribution est le dernier maillon de la chaîne du système classique d'approvisionnement en eau potable. Son rôle est de transporter l'eau du stockage jusque chez les usagers et d'en assurer la livraison. Quatre exigences sont recherchées :

- L'accessibilité technique et financière aux usagers ;
- Une qualité de l'eau répondant aux normes de potabilité ;
- La continuité du service ;
- Une pression de service suffisante.

VI-2- Classification des réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- Réseau maillé ;
- Réseau ramifié ;
- Réseau étagé ;
- Réseau combiné.

VI-2-1- Réseau maillé

Le réseau maillé est constitué principalement d'une série de canalisation qui forme des boucles fermées, cela permet l'alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (Figure VI-1) [4].

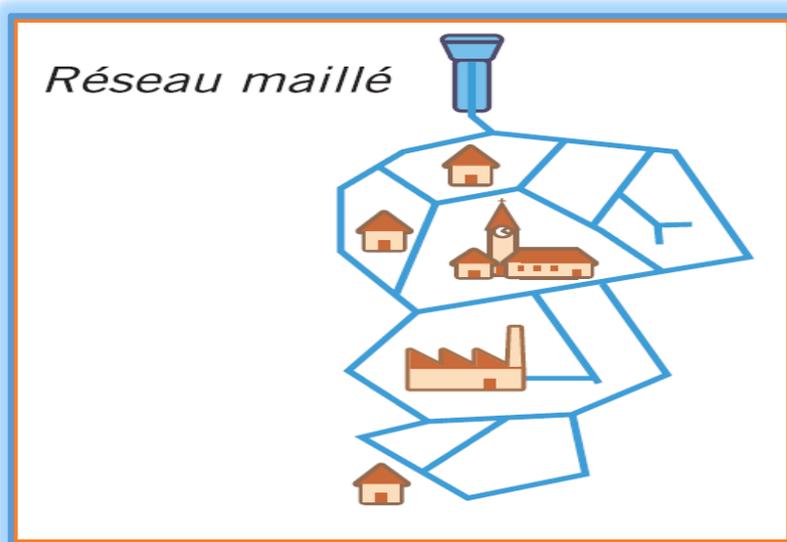


Figure (VI-1) : Réseau maillé

VI-2-2- Réseau ramifié

Le réseau ramifié, dans lequel 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. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales (Figure VI-2) [4].

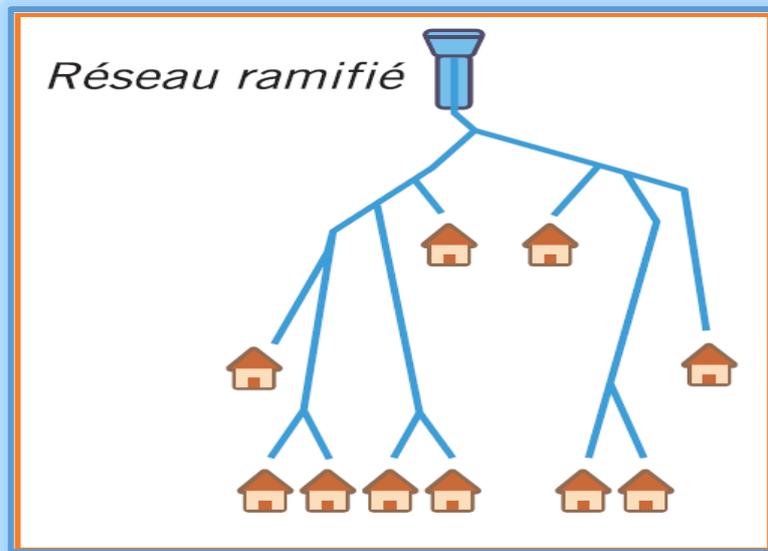


Figure (VI-2) : Réseau ramifié

VI-2-3- Réseau étagé

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que celle-ci présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectées). L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau. Ce type de réseau est appelé réseau étagé.

VI-2-4- Réseau combiné

Un réseau dit combiné (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre-ville.

VI-3- Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [10] :

- Minimiser le nombre de passages difficiles (traversée de route, de ravine, ... etc.) ;
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes, ... etc.) ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

VI-4- Choix du type de matériaux

Pour faire le choix de type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [10]:

- Le diamètre ;
- La pression de service supportée ;

- Les conditions de pose et de transport ;
- Le prix ;
- La durée de vie ;
- La disponibilité sur le marché.

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD vu les caractéristiques mécaniques et hydraulique que ce matériau présente, on peut citer :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C ;
- Bonne résistance mécanique, existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20, PN25.

VI-5- Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante [10] :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé et celui ramifié ;
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- On calcul les débits en route pendant les heures considérées (l'heure de pointe et l'heure d'incendie) ;
- Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds.

VI-5-1- Détermination des débits du réseau (cas de pointe)

VI-5-1-1- Débit de pointe

Le débit de pointe (Q_p) représente la consommation maximale horaire qui est donnée par les résultats obtenus lors de l'établissement des consommations horaires.

Ainsi que :

$$Q_P = Q_{\max.h} = \frac{P \times Q_{\max.j}}{100} = 197.51 \text{ m}^3/\text{h} \quad (\text{VI-1})$$

$$Q_p = 54.86 \text{ l/s}$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (m^3/h) ;
- P : Pourcentage horaire (%) ;
- $Q_{\max.j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j).

VI-5-1-2- Débit spécifique

Pour le calcul, on admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/ml.

Ce débit qui est en fonction du linéaire de la conduite, se calcule d'après la formule ci-après :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\Sigma L_i} \quad (\text{VI-2})$$

$\Sigma L_i = 9030.32 \text{ m}$

$$Q_{sp} = \frac{54.86}{9030.32} = 0.0061 (\text{l/s.m})$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- ΣL : Somme des longueurs du réseau en (m).

VI-5-1-3- Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \quad (\text{VI-3})$$

Avec :

- Q_r : Débit en route (l/s) ;
- Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml) ;
- L_i : Longueur du tronçon concerné(m).

VI-5-1-4- Débits aux nœuds (nodaux)

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

$$Q_{ni} = Q_{ci} + 0.5 \times \Sigma Q_{ri} \quad (\text{VI-4})$$

Avec :

- Q_{ni} : Débit nodal de nœud concerné ;
- Q_{ci} : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i ;
- ΣQ_{ri} : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

VI-5-2- Détermination des débits du réseau (cas de pointe plus incendie)

Sauf disposition contraire, on prévoit règlementairement que l'extinction d'un incendie moyen nécessite un débit de $60 \text{ m}^3/\text{h}$, soit 17 l/s pendant une durée de deux heures. C'est donc un volume de 120 m^3 , qui doit être réservé à l'extinction des incendies.

On ajoute ce débit aux tronçons de la conduite principale ayant un diamètre supérieur à 100 mm

VI-5-3- Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds du centre-ville Bourached

Le réseau de distribution du centre-ville Bourached prend une ossature maillée, les débits aux nœuds sont illustrés dans la figure (VI-3) et le tableau (VI-1) ci-après :

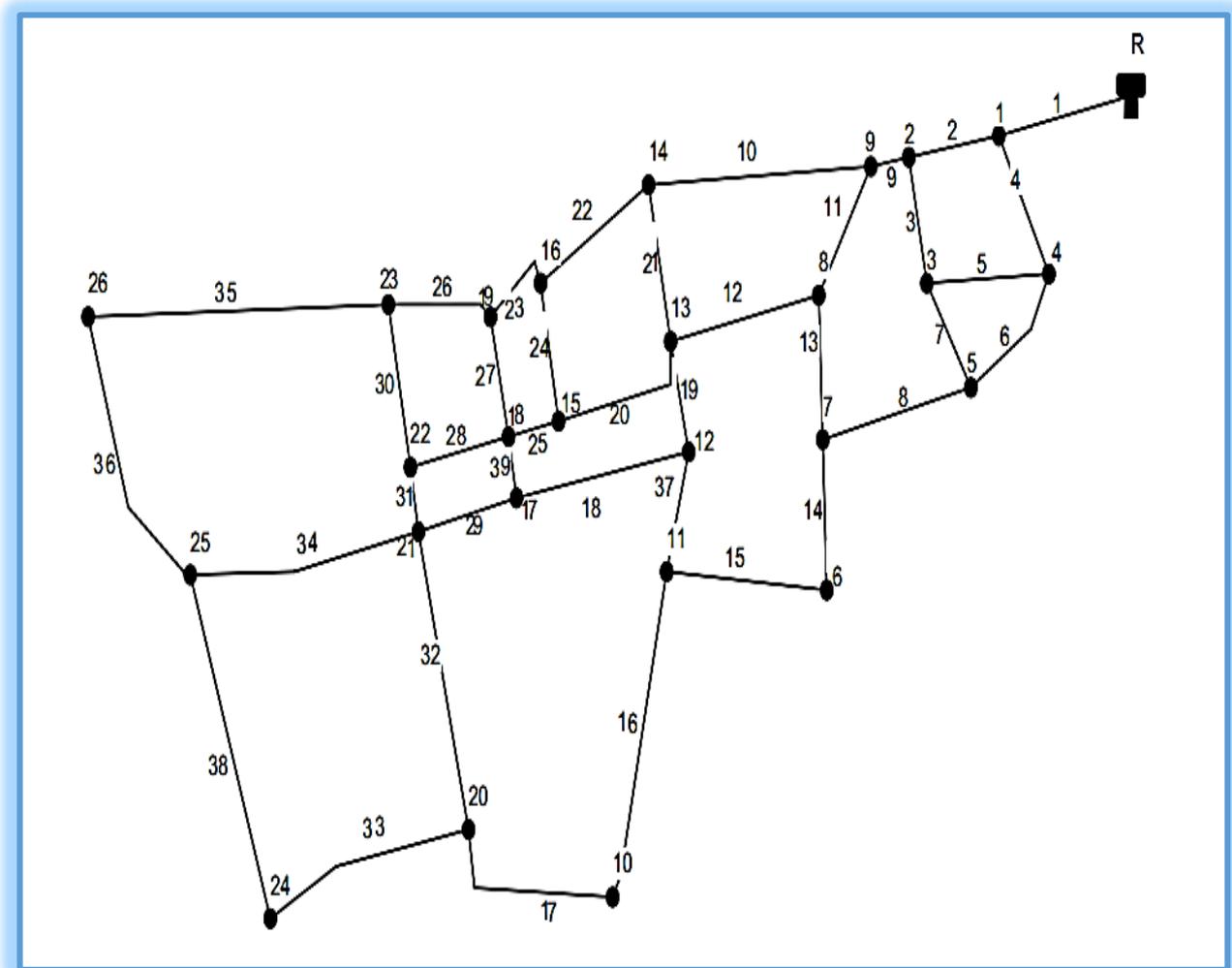


Figure (VI-3) : Schéma d'ossature du réseau de distribution du centre-ville Bourached

Tableau (VI-1) : Débits aux nœuds du centre-ville Bourached

N° de nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s.ml)	Q_r (l/s)	$0,5*Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
1	1--2	165.74	0.0061	1.007	0.503	1.078
	1--4	189.24	0.0061	1.150	0.575	
2	2--1	165.74	0.0061	1.007	0.503	1.192
	2--9	71.98	0.0061	0.437	0.219	
	2--3	154.56	0.0061	0.939	0.470	
3	3--2	154.56	0.0061	0.939	0.470	1.627
	3--4	228.38	0.0061	1.388	0.694	
	3--5	152.51	0.0061	0.927	0.463	
4	4--1	189.24	0.0061	1.150	0.575	1.905
	4--3	228.38	0.0061	1.388	0.694	
	4--5	209.45	0.0061	1.273	0.636	

Tableau (VI-1) : Débits aux nœuds du centre-ville Bourached (suite)

N° de nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s.ml)	Q _r (l/s)	0.5*Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
5	5--3	152.51	0.0061	0.927	0.463	1.950
	5--4	209.45	0.0061	1.273	0.636	
	5--7	279.85	0.0061	1.700	0.850	
6	6--7	179.52	0.0061	1.091	0.545	1.444
	6--11	295.76	0.0061	1.797	0.898	
7	7--5	279.85	0.0061	1.700	0.850	1.920
	7--8	172.57	0.0061	1.048	0.524	
	7--6	179.52	0.0061	1.091	0.545	
8	8--7	172.57	0.0061	1.048	0.524	1.929
	8--9	183.6	0.0061	1.116	0.558	
	8--13	278.69	0.0061	1.693	0.847	
9	9--2	71.98	0.0061	0.437	0.219	2.022
	9--14	409.93	0.0061	2.491	1.245	
	9--8	183.6	0.0061	1.116	0.558	
10	10--11	405.6	0.0061	2.464	1.232	2.218
	10--20	324.38	0.0061	1.971	0.985	
11	11--10	405.6	0.0061	2.464	1.232	2.587
	11--12	150.08	0.0061	0.912	0.456	
	11--6	295.76	0.0061	1.797	0.898	
12	12--11	150.08	0.0061	0.912	0.456	1.855
	12--17	322.01	0.0061	1.956	0.978	
	12--13	138.62	0.0061	0.842	0.421	
13	13--8	278.69	0.0061	1.693	0.847	2.657
	13--12	138.62	0.0061	0.842	0.421	
	13--14	191.59	0.0061	1.164	0.582	
	13--15	265.77	0.0061	1.615	0.807	
14	14--13	191.59	0.0061	1.164	0.582	2.533
	14--16	232.13	0.0061	1.410	0.705	
	14--9	409.93	0.0061	2.491	1.245	
15	15-13	265.77	0.0061	1.615	0.807	1.599
	15-16	167.33	0.0061	1.017	0.508	
	15--18	93.32	0.0061	0.567	0.283	
16	16--15	167.33	0.0061	1.017	0.508	1.628
	16--19	136.51	0.0061	0.829	0.415	
	16--14	232.13	0.0061	1.410	0.705	

Tableau (VI-1) : Débits aux nœuds du centre-ville Bourached (suite et fin)

N° de nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s.ml)	Q _r (l/s)	0.5*Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
17	17--18	76.99	0.0061	0.468	0.234	1.775
	17--21	185.35	0.0061	1.126	0.563	
	17--12	322.01	0.0061	1.956	0.978	
18	18--17	76.99	0.0061	0.468	0.234	1.524
	18--22	184.66	0.0061	1.122	0.561	
	18--15	93.32	0.0061	0.567	0.283	
	18--19	146.71	0.0061	0.891	0.446	
19	19-18	146.71	0.0061	0.891	0.446	1.450
	19--16	136.51	0.0061	0.829	0.415	
	19--23	193.97	0.0061	1.179	0.589	
20	20--21	371.51	0.0061	2.257	1.129	3.290
	20--10	324.38	0.0061	1.971	0.985	
	20--24	387.26	0.0061	2.353	1.176	
21	21-17	185.35	0.0061	1.126	0.563	3.224
	21--22	77.47	0.0061	0.471	0.235	
	21--20	371.51	0.0061	2.257	1.129	
	21--25	426.94	0.0061	2.594	1.297	
22	22-18	184.66	0.0061	1.122	0.561	1.409
	22--21	77.47	0.0061	0.471	0.235	
	22--23	201.66	0.0061	1.225	0.613	
23	23--19	193.97	0.0061	1.179	0.589	2.891
	23--26	555.89	0.0061	3.377	1.689	
	23--22	201.66	0.0061	1.225	0.613	
24	24--25	438.77	0.0061	2.666	1.333	2.509
	24--20	387.26	0.0061	2.353	1.176	
25	25--24	438.77	0.0061	2.666	1.333	3.797
	25--21	426.94	0.0061	2.594	1.297	
	25--26	384.02	0.0061	2.333	1.167	
26	26--23	555.89	0.0061	3.377	1.689	2.855
	26--25	384.02	0.0061	2.333	1.167	

VI-5-4- Dimensionnement du réseau

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation, dans lesquelles les branchements seront piqués, en vue de l'alimentation des abonnés. Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

VI-5-4-1- Méthode de calcul du réseau maillé

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution maillé est celle de HARDY CROSS effectuée par le logiciel de simulation EPANET version 2.0 (Build 2.00.10), il utilise l'algorithme HARDY CROSS pour déterminer les corrections des débits dans les conduites, cette méthode repose sur deux lois à savoir [4].

➤ **1^{ère} loi (équation de continuité : 1^{ère} loi de KIRCHOFF)**

Dans un nœud quelconque de conduite, la somme des débits entrant est égale à la somme des débits sortant.

➤ **2^{ème} loi (loi des mailles)**

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charges est nulle :

$$\sum \Delta H_{i-k} = \sum (R_{i-k} \times Q_{i-k}^2) = 0 \quad (\text{VI-5})$$

Où:

- R_{I-K} : Résistance de la conduite, telle que :

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{D^2 \times \pi^2 \times g} \quad (\text{VI-6})$$

Avec:

- λ : Coefficient de frottement;
- D : Diamètre du tronçon concerne ;
- Q_{I-K} : Débit du tronçon.

On doit alors vérifier, d'après la deuxième loi, que la somme des pertes de charge (compte tenu des signes dans les mailles) est nulle. Ordinairement, cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup et il est nécessaire de modifier cette répartition d'une valeur Δq à ajouter ou à retrancher selon le signe, cette valeur est donnée par la formule (VI-8) ci-après :

$$\Delta q = \frac{\sum J}{2 \times \sum \frac{J_i}{Q_i}} \quad (\text{VI-7})$$

Avec :

- $\sum J$: Sommes des pertes de charge dans une maille donnée en (m) ;
- J_i : Pertes de charge du tronçon i en (m) ;
- Q_i : Débit reparti préalablement pour le tronçon i en (l/s).

VI-6- Modélisation Hydraulique

- Le logiciel EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant la caractéristique suivante :
- La taille du réseau étudié est illimitée ;
- Pour calculer les pertes de charge dues au frottement, il dispose des formules de Hazan-Williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning ;
- Il inclut les pertes de charge singulière aux coudes, aux tés, ... etc ;
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable ;
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme les clapets anti-retour, les vannes de contrôle de pression ou de débit, des vannes d'arrêt, ... etc ;
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (Le diamètre peut varier avec la hauteur) ;
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes au nœud, chacune avec une modulation propre ;
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression ;
- Le fonctionnement de la station de pompage peut être piloté par des commandes simple, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou complexes.

VI-6-1- Formule de pertes de charge utilisées

VI-6-1-1 Pertes de charge linéaires

La formule utilisée pour la détermination des pertes de charge linéaires est celle de Darcy-Weisbach [2] :

$$J_1 = \lambda \times L \times \frac{V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{VI-8})$$

Avec :

- J_1 : Pertes de charge linéaire (m) ;
- L ; Longueur de la conduite (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$) ;
- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Le coefficient λ est déterminé à partir de la formule de COLBROOK-WHITE [2] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{R \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{VI-9})$$

Avec :

- Re : Nombre de Reynolds est donnée par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{VI-10})$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau donnée par la formule de STOCKS ci-après :

$$V = \frac{0.0178}{1+0.00337t+0.000221t^2} \quad (\text{VI-11})$$

D'où, à $T = 20^\circ \text{C}$, la viscosité cinématique sera de $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

- K : Rugosité de la conduite, qui représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau.

Les valeurs de la rugosité utilisées en pratique pour les conduites en PEHD sont [1] :

$$K = 0.01 \text{ mm pour } D \leq 200 \text{ mm}$$

$$K = 0.02 \text{ mm pour } D > 200 \text{ mm}$$

VI-6-1-2- Pertes de charge singulières

Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour les conduites en PEHD :

$$J_s = 0.1 \times J_l \quad (\text{VI-12})$$

VI-6-1-3- Pertes de charge totales

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$J_T = J_l + J_s \quad (\text{VI-13})$$

VI-6-2- Diamètres des conduites

Les étapes classiques de l'utilisation du logiciel EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation ;
- Choisir les diamètres qui donnent des vitesses entre **0.5** et **1.5 m/s**.

VI-6-3- Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduire les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres de chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau. Suite à plusieurs tâtonnements concernant les diamètres conduites, et dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0.5 – 1.5], sachant que la pression aux nœuds ne doit pas dépasser 100 m.c.e (10 bars) alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN10.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN 10 sont donnés en (Annexe (3))

Les résultats obtenus sont regroupe dans les tableaux (VI-2), (VI-3) ci-dessous :

Tableau (VI-2) : Détermination des diamètres du réseau du centre-ville Bourached

N° du tronçon	Longueur (m)	Dint N (mm)	Dext N (mm)	Débit du tronçon (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 1	57.55	220.4	250	54.88	1.44
Tuyau 2	165.74	220.4	250	46.55	1.22
Tuyau 3	189.24	55.4	63	2.41	1.00
Tuyau 4	154.56	110.2	125	-7.25	0.76
Tuyau 5	228.38	35.2	40	-0.56	0.57
Tuyau 6	209.45	66	75	-4.80	1.40
Tuyau 7	152.51	44	50	1.33	0.88
Tuyau 8	279.85	96.8	110	4.18	0.57
Tuyau 9	71.98	220.4	250	-42.95	1.13
Tuyau 10	409.93	176.2	200	-33.45	1.37
Tuyau 11	183.6	110.2	125	-8.06	0.85
Tuyau 12	278.69	79.2	90	-5.81	1.18
Tuyau 13	172.57	21	25	-0.23	0.68
Tuyau 14	179.52	79.2	90	2.49	0.50
Tuyau 15	295.76	35.2	40	0.57	0.58
Tuyau 16	405.6	55.4	63	-2.86	1.19
Tuyau 17	324.38	21	25	-0.27	0.78
Tuyau 18	322	44	50	-0.97	0.64
Tuyau 19	138.62	110.2	125	-8.46	0.89
Tuyau 20	265.77	35.2	40	-0.61	0.62
Tuyau 21	191.6	79.2	90	-4.88	0.99
Tuyau 22	232.13	176.2	200	-27.11	1.11
Tuyau 23	136.51	176.2	200	-25.29	1.04
Tuyau 24	167.33	21	25	-0.22	0.64
Tuyau 25	93.32	35.2	40	0.69	0.71
Tuyau 26	193.97	110.2	125	7.86	0.82
Tuyau 27	146.71	110.2	125	14.21	1.49
Tuyau 28	184.66	96.8	110	-8.44	1.15
Tuyau 29	185.35	66	75	-2.41	0.71
Tuyau 30	201.65	44	50	1.25	0.82
Tuyau 31	77.47	79.2	90	-6.83	1.39
Tuyau 32	371.51	35.2	40	-1.38	1.42
Tuyau 33	387.26	21	25	-0.24	0.68
Tuyau 34	426.94	66	75	-4.98	1.45
Tuyau 35	555.89	79.2	90	2.81	0.57
Tuyau 36	384.04	28	32	0.59	0.95
Tuyau 37	150.08	66	75	-4.95	1.45
Tuyau 38	438.77	44	50	2.27	1.49
Tuyau 39	76.99	55.4	63	-3.22	1.34

Tableau (VI-3) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds

N° de Nœud	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)	Altitude (m)
1	1.08	455.58	55.21	400.37
2	1.19	454.69	53.39	401.30
3	1.63	451.69	49.12	402.57
4	1.90	454.61	55.05	399.56
5	1.95	448.55	44.47	404.08
6	1.92	446.89	46.24	400.65
7	1.93	447.56	49.90	397.66
8	2.02	453.22	56.70	396.52
9	1.44	454.35	54.58	399.77
10	2.59	432.23	56.90	375.33
11	2.66	442.98	43.02	399.96
12	2.53	447.57	57.08	390.49
13	1.63	448.51	56.03	392.48
14	1.45	450.88	57.72	393.16
15	1.52	444.59	54.48	390.11
16	1.60	449.54	55.98	393.56
17	1.78	443.79	53.78	390.01
18	1.86	446.31	55.41	390.90
19	3.22	448.85	56.81	392.04
20	1.41	418.58	38.54	380.04
21	2.89	442.23	54.30	387.93
22	2.86	443.99	56.27	387.72
23	3.80	447.7	57.09	390.61
24	2.51	405.63	32.52	373.11
25	3,29	429,04	39,91	389,05
26	2,22	445,16	57,32	387,72
Réservoir	54.86	456	2.00	454

La figure (VI-4) ci-dessous donne le sens d'écoulement et les pressions aux nœuds du réseau de distribution du centre-ville Bourached :

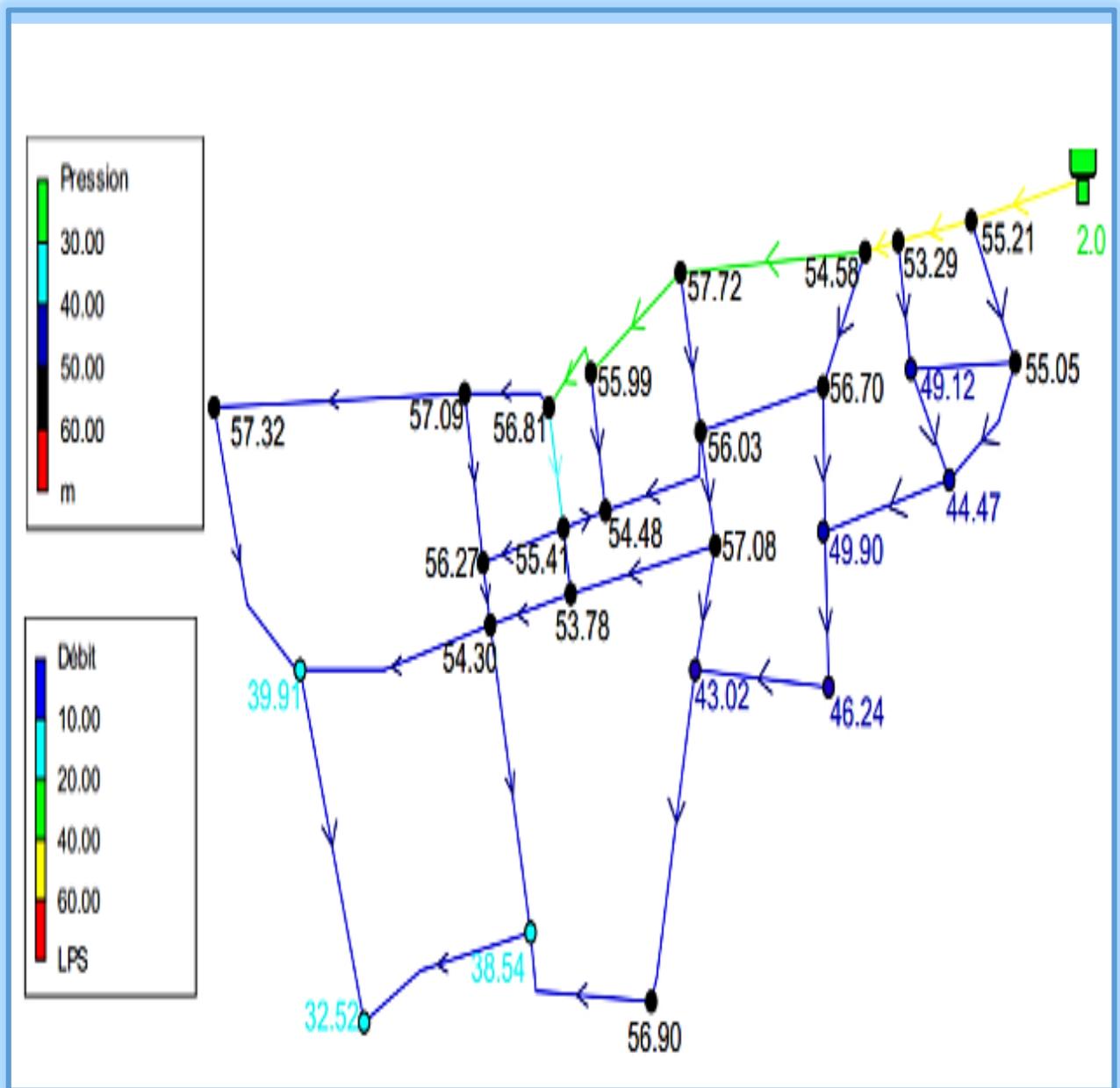


Figure (VI-4) : Etats des nœuds après simulation

La figure (VI-5) ci-après donne le sens d'écoulement et les vitesses dans les conduites de distribution du centre-ville Bourached :

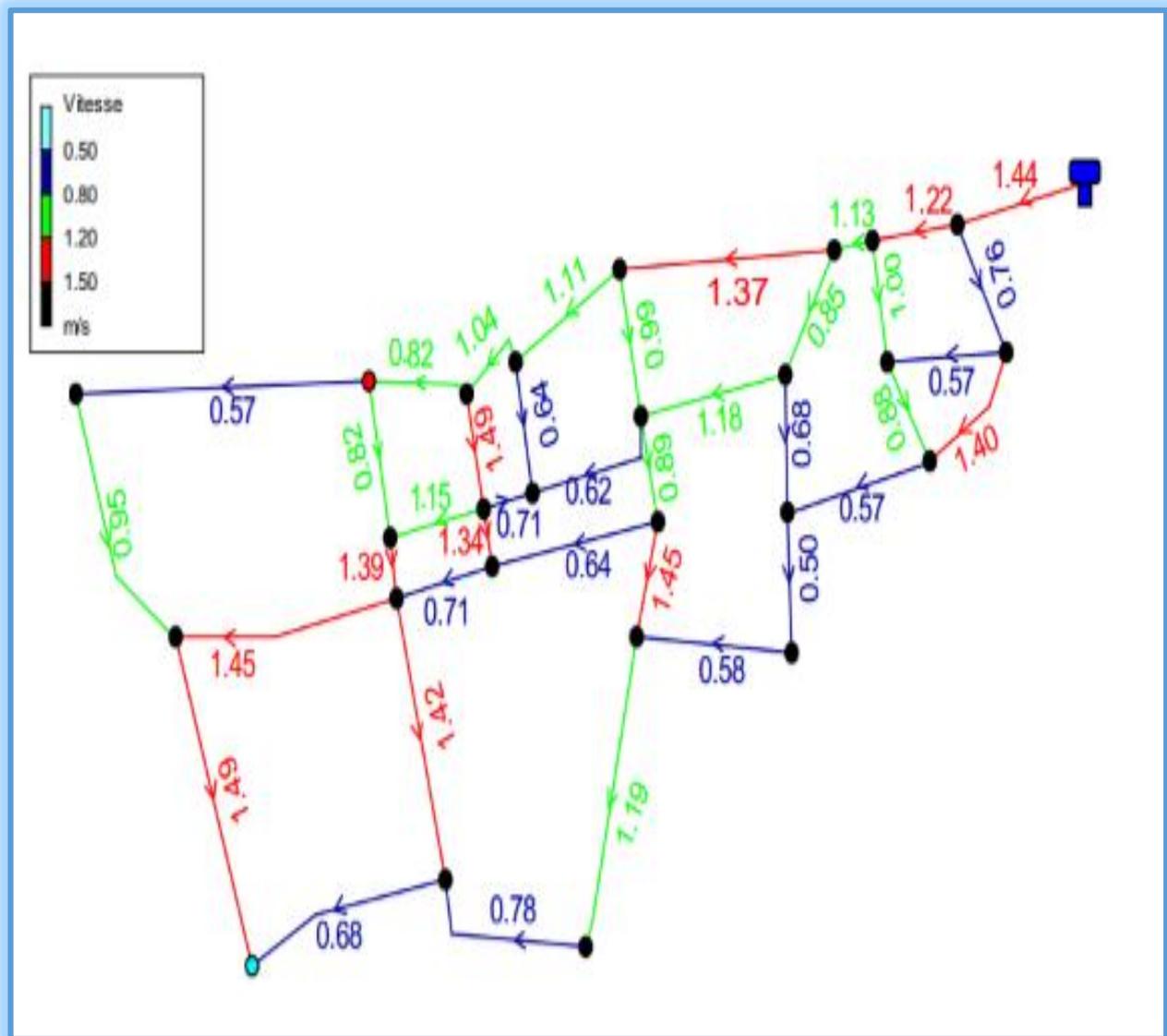


Figure (VI-5) : Etats des arcs après simulation

VI-8- Conclusion

Dans ce chapitre dédié au dimensionnement du réseau de distribution du centre-ville Bourached dont le réseau est de type maillé, on a déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les paramètres de vitesse et pression, au niveau de ces tronçons et des nœuds, et cela est effectué à l'aide du logiciel EPANET.

On a opté pour des conduites en PEHD PN10 par mesure de sécurité et de bon fonctionnement de l'alimentation.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans ce modeste travail, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les plans spécifiques à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable du centre-ville Bourached et ces environs (Wilaya de Ain Defla), où ces derniers souffrent d'un manque exorbitant en eau.

Après avoir calculé le nombre d'habitants à l'horizon 2045, qui va atteindre **26632** habitants et estimé les différents besoins en eau à **6420.617 m³/j**. En tenant compte des ressources existantes fournissant un débit journalier de **2160 m³/j**, alors le déficit est de **4260.617 m³/j**. Il sera comblé par l'amenée des eaux à partir du barrage d'Ouled Melouk.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, nous avons projeté deux réservoirs, le premier d'une capacité de **1000 m³** à Ouled Si Ahmed, le second d'une capacité de **800 m³** au centre-ville Bourached.

Concernant le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons porté notre choix sur des diamètres qui nous offrent des vitesses acceptables. Pour la partie refoulement qui est d'une longueur de **9540 ml**, nous avons utilisé la fonte ductile avec des diamètres de **300 mm** pour les tronçons SP-STR01 et STR01-R01, et pour la partie gravitaire qui est d'une longueur de **6900 ml**, nous avons utilisé le PEHD avec un diamètre de **250 mm**.

Par la suite, le choix des pompes a été effectué par la détermination du point de fonctionnement et l'énergie la plus économique. On a étudié aussi la non cavitation pour protéger les pompes, le choix de ces dernières a été réalisé à l'aide du catalogue CAPRARI, ce que nous a conduit à des pompes multicellulaires à axe horizontal.

Ensuite, une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite afin de protéger le réseau d'adduction. D'après les calculs des surpressions et dépressions on a constaté que les différents tronçons ne risquent pas de subir ce phénomène, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti-bélier.

Concernant la distribution, on a choisi de prendre pour exemple le centre-ville Bourached, c'est un réseau qui est d'une ossature maillée. Nous avons déterminé le diamètre des différents tronçons et on a constaté, que les vitesses sont comprises entre 0.5 m/s et 1.5 m/s et les pressions entre 15 m et 60 m. Concernant le matériau des conduites, nous avons opté pour le PEHD vu les avantages qu'il présente. Cela été effectué à l'aide du logiciel EPANET.

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est de trouver une solution concernant le manque en eau potable de la commune Bourached et ces environs.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail puisse servir d'approche pour la réalisation de ce projet, nous souhaitons aussi que ce travail servira de guide pour les promotions à venir.

Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Données** : Bureau d'études Oasis ingénierie, Wilaya de Tizi-Ouzou.
- [2] **Données** : Plans directeurs d'aménagements et d'urbanisme de la commune Bourached wilaya d'Ain Defla, 2008.
- [3] **RAHMANI, A.** : Etude de diagnostic du réseau de distribution en eau potable de la ville d'AFIR. Mémoire de projet de fin d'études, ENP Alger, juin 2009.
- [4] **DUPONT, A.** : Hydraulique urbaine. Tome II, Ouvrages de transport Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979.
- [5] **CARLIER, M.** : Hydraulique générale et appliquée, Edition Eyrolles, 1972.
- [6] **GUIRI, O. et DJADOUN, S.** : Etude du renforcement de la chaîne d'adduction de la commune Beni Douala et ses environs (Wilaya de Tizi-Ouzou) à partir du barrage de Taksebt. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2015.
- [7] **AISSANI, M. et ZOUAGUI, H.** : Renforcement de l'AEP de la commune Fenaia II-Maten à partir du barrage de Tichi-haf, Wilaya de Bejaia. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2014.
- [8] **Catalogue BAYARD.**
- [9] **BENDAHMANE, I. et OUBELAGHA, N.** : « Renforcement de l'AEP de Ouadhias et Taguemount El Djedid à partir de Takhoukht (Wilaya de Tizi-Ouzou). Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2007.
- [10] **BRIERE, F, G.** : Distribution et collecte des eaux, Edition presses internationales polytechniques, 2012.

Annexe

Annexe (1) : Tableau du régime de distribution de débit journalier

Heure du jour	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ($K_{\max,h}$)											
	1,2	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,70	1,80	1,90	2,00	2,50
0-1	3,50	3,35	3,20	3,00	2,50	2,00	1,50	1,00	0,90	0,95	0,75	0,60
1-2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,95	0,75	0,60
2-3	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1,00	0,90	0,95	1,00	1,20
3-4	3,40	3,20	2,90	2,60	2,25	1,90	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00
4-5	3,40	3,25	3,35	3,50	3,20	2,85	2,50	2,00	1,35	2,70	3,00	3,50
5-6	3,55	3,40	3,75	4,10	3,90	3,70	3,50	3,00	3,85	4,70	5,50	3,50
6-7	4,00	3,85	4,15	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,20	5,35	5,50	4,50
7-8	4,40	4,45	4,65	4,90	5,10	5,30	5,50	6,50	6,20	5,85	5,50	10,20
8-9	5,00	5,20	5,05	4,90	5,35	5,80	6,25	6,50	5,50	4,50	3,50	8,80
9-10	4,80	5,05	5,40	5,60	5,85	6,05	6,25	5,50	5,85	4,20	3,50	6,50
10-11	4,70	4,85	4,85	4,90	5,35	5,80	6,25	4,50	5,00	5,50	6,00	4,10
11-12	4,55	4,60	4,60	4,70	5,25	5,70	6,25	5,50	6,50	7,50	8,50	4,10
12-13	4,55	4,60	4,50	4,40	4,60	4,80	5,00	7,00	7,50	7,90	8,50	3,50
13-14	4,45	4,55	4,30	4,10	4,40	4,70	5,00	7,00	6,70	6,35	6,00	3,50
14-15	4,60	4,75	4,40	4,10	4,60	5,05	5,50	5,50	5,35	5,20	5,00	4,70
15-16	4,60	4,70	4,55	4,40	4,60	5,30	6,00	4,50	4,65	4,80	5,00	6,20
16-17	4,60	4,65	4,50	4,30	4,90	5,45	6,00	5,00	4,50	4,00	3,50	10,40
17-18	4,30	4,35	4,25	4,10	4,60	5,05	5,50	6,50	5,50	4,50	3,50	9,40
18-19	4,35	4,40	4,45	4,50	4,70	4,85	5,00	6,50	6,30	6,20	6,00	7,30
19-20	4,25	4,30	4,40	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,35	5,70	6,00	1,60
20-21	4,25	4,30	4,40	4,50	4,40	4,20	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	1,60
21-22	4,15	4,20	4,50	4,80	4,20	3,60	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	1,00
22-23	3,90	3,75	4,20	4,60	3,70	2,85	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,60
23-24	3,80	3,70	3,50	3,30	2,70	2,10	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60

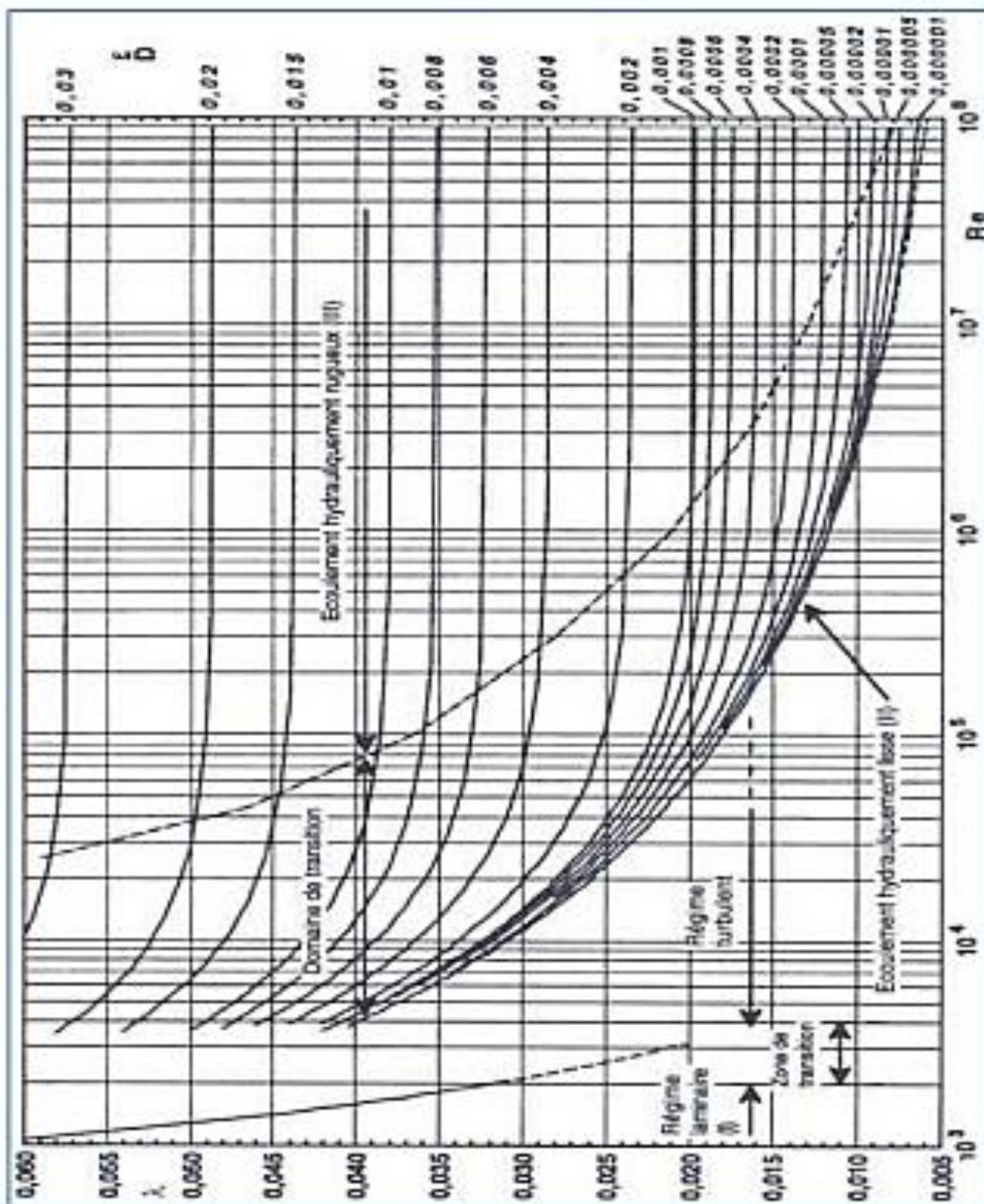
Annexe (2) : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile

Diamètre (mm)	Pression nominal (bars)	Prix unitaire (DA)
100	40	2800
125	40	3000
150	40	3300
200	40	3800
250	40	5750
300	40	6500
350	30	8750
400	30	11000
450	30	15300
500	30	19600
600	30	20300
700	25	24000

Annexe (3) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD

Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité produit	pression de service	prix unitaire (DA)
20	2	PE80	10 bars	30,78
25	2	PE80	11 bars	39,6
32	2	PE80	12 bars	61,54
40	2,4	PE80	13 bars	96,33
50	3	PE80	14 bars	147,17
63	3,8	PE80	15 bars	232,79
75	4,5	PE80	16 bars	329,13
90	5,4	PE80	17 bars	392,5
110	6,6	PE80	18 bars	579,62
125	7,4	PE80	19 bars	738,42
160	7,5	PE80	20 bars	1209,38
200	11,9	PE80	21 bars	1892,38
250	14,8	PE80	22 bars	2937,81
350	18,7	PE80	23 bars	4684,62
400	23,7	PE80	24 bars	7516,57
500	29,7	PE80	25 bars	11724,79
600	37,4	PE80	26 bars	17729,58

Annexe (4) : Diagramme de MOODY

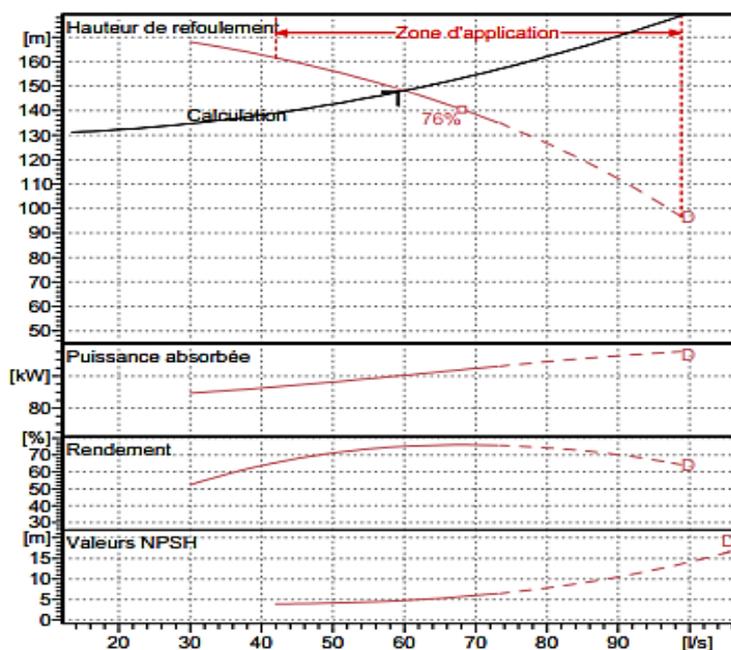


Annexe (5) : Courbe caractéristique de la pompe SP



PM 125/ 2 D	
Caractéristiques requises	
Débit	59,18 l/s
Hauteur de refoulement	147.6 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	60,1 l/s
Hauteur de refoulement	148 m
Puissance absorbée	121 kW
Rendement	75,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	176 m
Orif. de refoulement	DN 125 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2970 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	132 kW
Intensité nominale	221 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	522 kW
Caractéristiques générales	
Poids	1304 kg

Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

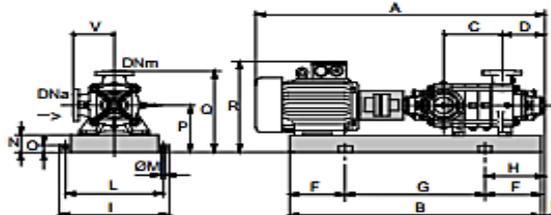


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2128
 B = 1730
 C = 245
 D = 337
 DNa = 150/PNB-25
 DNm = DN 125 (UNI PN40)
 E = 181
 F = 300
 G = 1130
 H = 481
 I = 760
 L = 710
 M = 22
 N = 160
 O = 50
 P = 475
 Q = 795
 R = 941
 V = 320



Notes:

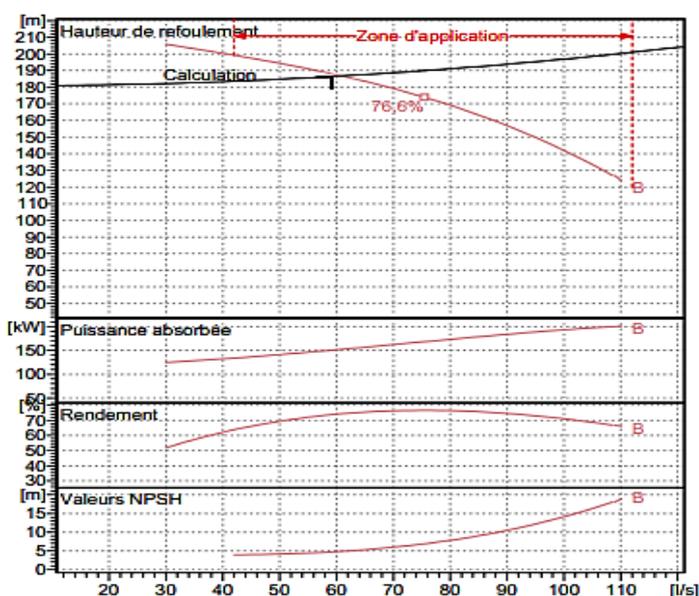
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
16.05.2016	1		

Annexe (6) : Courbe caractéristique de la pompe STR01



PM 125/ 2 B	
Caractéristiques requises	
Débit	59,2 l/s
Hauteur de refoulement	186 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	61 l/s
Hauteur de refoulement	187 m
Puissance absorbée	152 kW
Rendement	74,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	224 m
Orif. de refoulement	DN 125 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2970 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	200 kW
Intensité nominale	331 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	522 kW
Caractéristiques générales	
Poids	1720 kg

Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

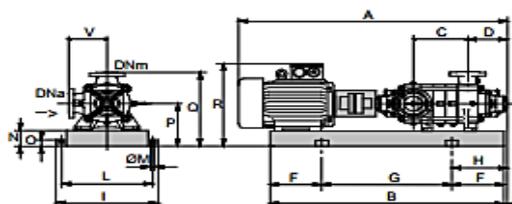


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

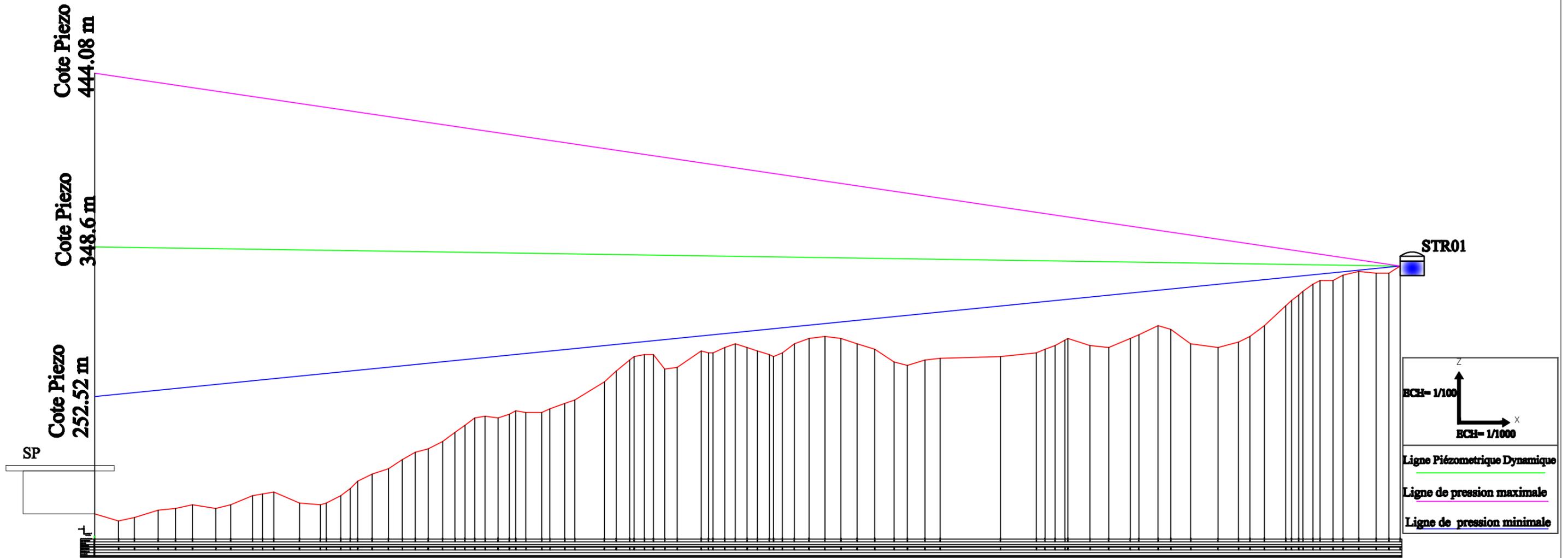
A = 2380
 B = 1780
 C = 245
 D = 337
 DNa = 150/PNB-25
 DNm = DN 125 (UNI PN40)
 E = 181
 F = 300
 G = 1180
 H = 481
 I = 760
 L = 710
 M = 22
 N = 160
 O = 50
 P = 475
 Q = 795
 R = 982
 V = 320



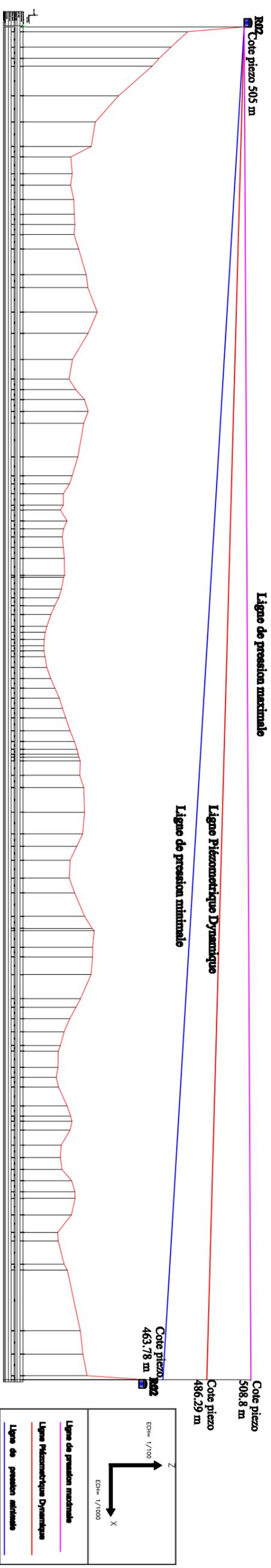
Notes:

Date 20.05.2016	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (7) : Vérification du coup de bélier de la conduite (Tronçon SP-STR01)



Annexe (8) : Vérification du coup de bélier de la conduite (Tronçon R01-R02)



ETUDE DE RENFORCEMENT DU RESEAU D'AEP DU CENTRE BOURACHED ET SES ENVERONS, WILAYA D'AIN DEFLA-ADDUCTION ET DESTRIIBUTION-

ملخص

يهدف العمل البحثي الحاضر الي دراسة تعزيز شبكة المياه الصالحة للشرب لوسط مدينة بوراشد وضواحيها (عين الدفلة). من سد أولاد ملوك باستعمال انابيب تزويد مختلطة (جاذبي وضغطي). بعد ان قمنا بتقديم موقع المشروع وقدرنا مختلف الاحتياجات لمختلف الفئات لمياه الشرب على المدى 2045. وقمنا كذلك بحساب خزانات المياه وانابيب التزويد من وجهة نظر تقنية واقتصادية. يتم جر المياه عن طريق محطة مضخية ثم نقوم بدراسة حالة ظهور المطرقة المائية وحماية الانابيب ضدها وعرضنا أيضا المعايير اللازمة لتركيب الانابيب. اخيرا، بخصوص جانب التوزيع، أخذنا على سبيل المثال وسط مدينة بوراشد وقمنا بتصميم الشبكة التابعة لها وهذا باحترام الضغوط والسرعة المناسبة.

الكلمات المفتاحية: خزانات; التزويد; المطرقة المائية; التوزيع; محطة مضخية

Résumé

Le présent travail a pour objectif d'étudier le réseau de renforcement du centre-ville Bourached et ses environs (wilaya de Ain Defla) à partir du barrage d'Ouled Melouk au moyen d'une adduction mixte (gravitaire et refoulement).Après avoir présenté la zone d'étude et estimé les besoins en eau des différentes catégories d'utilisateurs à l'horizon 2045, nous avons dimensionné les réservoirs d'eau ainsi que les conduites d'adduction du point de vue technico-économique. Dans les conduites de refoulement, les eaux sont relevées par une station de pompage projetée et une station de reprise. Ensuite, on a procédé à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier et la pose des conduites. Finalement, pour ce qui est du volet distribution, on a pris comme exemple le centre-ville Bourached pour lui dimensionner son réseau de distribution, tout en respectant les pressions et les vitesses appropriées.

Mots clé : Réservoir; adduction; coup de bélier ; distribution ; station de pompage

Abstract

The present work aims to study the building network of Bourached Area (Ain Defla) from the dam of Ouled Melouk using a mixed supply (gravity and pumping).After having presented the study area and estimated its water needs of the different categories of users to the 2045 year. Then we dimensioned the water tanks and pipes for the supply taking account of the technical and economic perspectives. In the pumping case, the water is raised by a proposed pumping station and a recovery station. Then, we verified the occurrence of the water hammer phenomenon and the lying of pipes. Finally, regarding the distribution side, we took as an example the city center of Bourached to size its distribution network, while respecting the pressures and the appropriate speeds.

Keywords: Tank; supply; water hammer; distribution; pumping station.