



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

HAMDOUS Sabiha

TASSIGABOUAMZA Celia

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE BOUZEGUENE, WILAYA DE TIZI OUZOU, A PARTIR DE L'OUED BOUBHIR.

Soutenu le 27/06/2015 devant le jury composé de :

- Président : **HAMMOUCHE A.**
- Promoteur (s) : **BENDAHMANE I.**
HAMMANI S.
- Examineur : **IKNI T.**

Remerciements

Au début, nous remercions DIEU le miséricordieux de nous avoir donné le courage et la patience pour mener à terme ce travail.

Nos remerciements s'adressent à notre promoteur Mr BENDAHMANE I. et co-promoteur Mr HAMANI S. pour leurs disponibilité et aide.

Nous témoignons notre reconnaissance au personnel de la direction des ressources en eau de la wilaya de Tizi Ouzou, particulièrement Mr DJOUDER et Mr BELAHCENE ainsi qu'aux travailleurs de la subdivision de l'hydraulique de Bouzeguène à leur tête Mr SAHI.

Nous voudrions remercier à l'avance l'honorable jury qui aura à examiner ce travail. Vos remarques et propositions seront d'un grand appoint pour nous.

Enfin, nous tenons à exprimer notre gratitude à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin dans la réalisation de ce travail. Au premier lieu, nos enseignants, spécialement Mr BERREKSI et Mr HAMMOUCHE, et tous nos amis hydrauliciens.

Merci à tous !

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère Mère et mon très cher Père. Je vous remercie de votre soutien, votre amour inconditionnel et encouragements incessants. Je ne saurai jamais vous remercier autant, mais j'espère que ces quelques mots sauront trouver échos dans vos cœurs.

À mes adorables sœurs Faiza et Fatma.

À mon petit frère adoré Youwa.

À toute ma famille.

Sans oublier mes copines de la chambre C 208 : Djimi, Ouidad, Samira, Soraya, Nadira et Marimen.

À toute la promotion d'hydraulique 2015.

À tous et toutes mes amis(es) de la communauté estudiantine que j'ai eu à connaître et à aimer durant ces cinq années.

Célia

Dédicaces

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

À la mémoire de mon père que dieu l'accueille dans son vaste paradis.

À ma très chère mère qui m'a toujours soutenu et encouragé, je la remercie pour tous ce quelle m'a donné, je souhaite être toujours sa fierté.

À mes sœurs Malika, Souhila, Naima et ma belle-sœur Lynda.

À mes frères Ahmed, Smail et mon beau-frère Nouredine.

Aux petits anges : Yani et Micipsa.

À ma cousine et copine Safia je la remercie pour son aide.

À tous mes ami(e)s et à toute la famille hydraulique

À tout ceux que j'aime et m'aiment.

Sabiha

Sommaire

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

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

I.1. Présentation du site.....	2
I.1.1. Situation géographique et administrative	2
I.1.2. Situation climatique	2
I.1.3. Situation hydrographique	3
I.1.4. Situation géotechnique	3
I.1.5. Situation démographique	4
I.1.6. Situation hydraulique	4
I.2. Estimation des besoins	5
I.2.1. Situation démographique de la commune de Bouzeguène	5
I.2.2. Estimation de la population	6
I.2.3. Détermination de la consommation moyenne journalière	7
I.2.3.1. Choix des normes de consommation	7
I.2.3.2. Les différents besoins	9
I.2.3.2.1. Besoins domestiques	9
I.2.3.2.2. Les besoins scolaires	9
I.2.3.2.3. Les besoins administratifs	10
I.2.3.2.4. Les besoins sanitaires	10
I.2.3.2.5. Les besoins socioculturels	11
I.2.3.2.6. Les besoins commerciaux	12
I.2.3.2.7. Les besoins des cheptels	13
I.2.3.3. Tableau récapitulatif des différents besoins en eau	13
I.2.4. Majoration de la consommation moyenne journalière	14
I.2.5. Variation de la consommation journalière maximale et minimale journalières	15
I.2.5.1 La consommation maximale journalière	15
I.2.5.2 La consommation minimale journalière	15
I.2.6. Variation de la consommation horaire	16
I.2.7. Bilan ressources-besoins	18
I.3. Conclusion	18

Chapitre II : Les réservoirs

II.1. Introduction.....	19
II.2. L'emplacement d'un réservoir.....	19
II.3. Classification des réservoirs.....	19

II.4. Choix de type du réservoir	20
II.5. Fontainerie et équipements des réservoirs	20
II.5.1. Conduite d'arrivée	20
II.5.2. Conduite de départ ou de distribution.....	21
II.5.3. Conduite de trop plein et conduite de vidange	21
II.5.4. Conduite de by-pass	21
II.5.5. Matérialisation d'une réserve d'incendie	22
II.5.5.1. Système à deux prises	22
II.5.5.2. Système à siphon	22
II.6. Capacité d'un réservoir	23
II.7. Dimensionnement des stations de reprises.....	24
II.8. Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprises	24
II.8.1. Dimensionnement du réservoir de la station de reprise 1 (SR1).....	24
II.8.2. Dimensionnement du réservoir de la SR2	26
II.8.3 Dimensionnement du réservoir de la station de pompage 1 (SP1).....	26
II.8.4. Dimensionnement du réservoir de la SP2.....	28
II.8.5. Dimensionnement du réservoir R _{Ait-Ikhelef}	30
II.9. Conclusion	32

Chapitre III : L'adduction

III.1. Introduction	33
III.2. Choix du tracé	33
III.3. Schéma d'adduction projeté.....	33
III.4. Choix du type des conduites	35
III.5. Etude technico-économique.....	36
III.5.1. Calcul du diamètre économique	36
III.5.2. Calcul de la vitesse	36
III.5.3. Calcul des pertes de charge	37
III.5.4. La hauteur manométrique totale (Hmt)	39
III.5.5. Puissance absorbée par la pompe	39
III.5.6. Energie consommée par la pompe	39
III.5.7. Frais d'exploitation.....	39
III.5.8. Frais d'amortissement	40
III.5.9. Calcul du bilan total des frais	40
III.6. Dimensionnement des conduites.....	40
III.6.1. Dimensionnement des conduites des deux puits et la conduite qui relie le point de jonction C à la SR1	40
III.6.2. La conduite reliant SR1 à SR2	43

III.6.3. La conduite reliant SR2 au SP1	44
III.6.4. La conduite reliant SP1 au SP2.....	45
III.6.5. La conduite reliant SP2 au R _{Ait Ikhlef}	46
III.6.7. Récapitulatif des résultats	47
III.7. Conclusion.....	47

Chapitre IV : Les pompes

IV.1. Introduction	48
IV.2. Choix du type de pompe	48
IV.3. Modes de couplage des pompes	48
IV.3.1. Couplage en parallèle.....	49
IV.3.2. Couplage en série	49
IV.4. Choix du nombre de pompe.....	49
IV.5. Le point de fonctionnement	49
IV.6. Etude de la cavitation (Notion de NPSH).....	52
IV.7. Choix des pompes du projet.....	54
IV.7.1. Les pompes des puits P1 et P2.....	54
IV.7.1.1. Pompe du puits P1	57
IV.7.1.2. La pompe du puits P2.....	58
IV.7.2. La pompe de la SR1	59
IV.7.3. La pompe de la SR2	60
IV.7.4. La pompe de la SP1	61
IV.7.5. La pompe de la SP2.....	61
IV.7.6. Tableau récapitulatif	62
IV.8. Conclusion.....	62

Chapitre V : Protection et pose des conduites

V.1. Introduction	63
V.2. La protection des conduites contre la corrosion.....	63
V.2.1. Définition.....	63
V.2.2. Moyens de lutte contre la corrosion des conduites en fonte ductile	64
V.3. Protection contre le coup de bélier	64
V.3.1 Définition	64
V.3.2. Causes de coup de bélier	64
V.4. Dispositifs anti - bélier.....	65
V.5. Etude du coup de bélier.....	66
V.5.1. La valeur du coup de bélier	66
V.5.2. Calcul les valeurs numériques du coup de bélier pour les différents tronçons	68
V.5.2.1. Les tronçons (P1 –SR1) et (P2-SR2).....	68

V.5.2.2. Les autres tronçons (SR1-SR2), (SR2-SP), (SP1-SP2) et (SP2-R <small>Ait ikhelef</small>).....	69
V.5.3. Protection de la conduite SR2-SP1 contre le coup de bélier.....	70
V.5.3.1 Principe de calcul	70
V.5.3.2. Calcul des pressions dans le réservoir d'air	70
V.5.3.3. Variation du volume d'air	71
V.5.3.4. Calcul les pertes de charges dans la tuyère	71
V.6. Pose des conduites	75
V.6.1. Introduction.....	75
V.6.2. Exécution et aménagement de la tranchée	75
V.6.3. Opérations de pose des conduites.....	76
V.6.4. Epreuve des joints et des canalisations principales	76
V.6.5. Travaux spéciaux	77
V.6.5.1. Traversées des routes.....	77
V.6.5.2. Traversées d'oueds	77
V.6.5.3. Pose de canalisation dans un terrain peu consistant.....	77
V.6.5.4. Les butées.....	78
V.6.6. Le remblaiement de la conduite	79
V.6.7. Désinfection de la conduite	79
V.7. Conclusion.....	79
Conclusion générale	80
Références bibliographique.....	82

Liste des symboles

- A : Amortissement annuel de la conduite en %.
- a : Célérité des ondes en m/s.
- a_{eq} : La célérité d'onde équivalente en m/s.
- a_i : La célérité d'onde du tronçon i.
- B : Bilan total des frais en DA.
- B' : La valeur maximale du coup de bélier (m).
- c : Coefficient de perte de charge à la montée.
- c' : Coefficient de perte de charge à la descente.
- C1 : Conduite reliant le puits1 et le point de jonction.
- C2 : Conduite reliant le puits 2 au point de jonction.
- C3 : Conduite reliant le point de jonction des deux puits au réservoir de la SR1.
- CNA : Cote niveau aspiration.
- CNM : Cote du niveau d'eau minimal dans le réservoir.
- CTP : Cote du trop-plein du réservoir.
- D : Diamètre du réservoir (m).
- d: Diamètre de la tuyère en m.
- d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère en m.
- D_1 : Diamètre de la roue avant le rognage (m).
- D_2 : Diamètre après le rognage (m).
- D_e : Diamètre intérieur de la conduite en m.
- D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite en m.
- D_t : Diamètre de la tubulure en m.
- E : Énergie consommée par la pompe en kwh.
- e : Prix d'un kwh en DA.
- ep : Epaisseur de la conduite en m.
- F_{am} : Frais d'amortissement de la conduite.
- F_{exp} : Frais d'exploitation du réseau en DA.
- g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 .
- h : Pertes de charge engendrées par le vannage (m)
- H^* : Hauteur manométrique totale du débit appelé (m).
- H: Hauteur du réservoir (m).
- H' : La distance qui sépare le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe.
- H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite (m).
- H_a : Hauteur d'aspiration en (m).
- H_d : la valeur maximale de la dépression en m.
- H_g : Hauteur géométrique.
- H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie (m).
- H_L : Pertes de charge linéaires en m.
- Hmt : Hauteur manométrique totale en m.c.e.

H_S : Pertes de charge singulières en m.
 H_{su} : La valeur maximale de la surpression en m.
 H_T : Pertes de charge totales en m.
 i : Taux d'annuité, il est pris égal à 8 %.
 j_a : Pertes de charge à l'aspiration en (m).
 J_L : Pertes de charge unitaire en m/ml.
 K : Rugosité absolue de la conduite en m.
 K' : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.
 K_1 : Le rapport des vitesses, cas de la montée.
 K_2 : Le rapport des vitesses, cas de descente.
 $K_{max,h}$: Le coefficient de variation horaire.
 $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
 $K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
 L : longueur de la conduite en m.
 L_i : la longueur du tronçon i .
 m : coefficient de rognage.
 m_1 : Rapport entre le diamètre de la veine liquide contractée et le diamètre de la tubulure.
 m_2 : Rapport entre le diamètre de la tuyère et le diamètre de la tubulure.
 N : Le nombre d'habitants de la localité considérée.
 n : nombre d'années.
 N : vitesse de rotation de la pompe en tr/min.
 N' : Nouvelle vitesse de rotation en tr/min
 N_d : Niveau dynamique de l'eau dans le puites (m).
 $NPSH_d$: Charge nette d'aspiration disponible en m.
 $NPSH_{re}$: Charge nette d'aspiration requise (m).
 N_s : Niveau statique de l'eau dans le puites (m).
 P_{max} : Capacité de stockage maximale dans le réservoir (%).
 P_0 : Population à l'année de référence.
 P_a : Puissance absorbée par la pompe en (Kw).
 P_{abs} : pression absolue en m.c.e.
 P_n : Population à l'horizon considéré.
 $Prof$: La profondeur du puits en m.
 P_u : Prix unitaire d'un mètre linéaire d'une conduite (DA).
 Q : Débit véhiculé par la conduite en m^3/s .
 q : Dotation moyenne journalière en (l/j/unité).
 Q_{app} : Le débit appelé (désiré) en m^3/s .
 Q_{exp} : débit exploitable en l/s.
 $Q_{max,h}$: Le débit maximal horaire en (m^3/h).
 $Q_{max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
 $Q_{min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
 $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalières des habitants de la localité (m^3/j).
 $Q_{moy,majoré}$: Débit moyen majoré en m^3/j .
 r : Le pourcentage de rognage.
 R : Résistance de la conduite.

- R^- : Valeur minimale du résidu dans le réservoir (%).
 R^+ : Valeur maximale du résidu dans le réservoir (%).
 Re : Nombre de REYNOLDS.
 S : Section de la conduite de refoulement (m^2).
 S_{eq} : Surface équivalente de la conduite en m^2 .
- t : Taux d'accroissement annuel de la population.
 T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h).
 T' : Nombre d'heures de pompage en h.
 T'' : Le nouveau temps de pompage (h).
 T_a : Temps d'aller et retour de l'onde (s).
 T_f : Temps de fermeture de la vanne.
 U : Volume d'air dans la cloche à l'intervalle θ (m^3).
 U_0 : Volume d'air initial en m^3 .
 V : Vitesse de l'écoulement à l'intérieur de la conduite en m/s.
 V_0 : Vitesse initiale en m/s
 V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère en m/s.
 V_f : vitesse finale de l'écoulement en m/s.
 V_{inc} : Volume d'incendie (m^3).
 V_m : Vitesse moyenne dans un intervalle donné en m/s.
 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).
 Z : Pression dans le réservoir d'air en m.c.e.
 Z_0 : Pression absolue.
- α_{max} : Coefficient qui dépend de niveau de vie et du confort au sein de l'agglomération.
 β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants.
 δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime normal (m) ;
 ΔH_1 : Pertes de charge à la montée en m.
 ΔH_2 : Pertes de charge à la descente (m).
 ΔU : La variation du volume d'air dans le réservoir
 ε : Rugosité relative de la conduite.
 λ : Coefficient de DARCY.
 \varnothing : Diamètre du puits en m.

Liste des figures

Fig (I.1) : La localisation de la zone d'étude.....	2
Fig (I.2) : Histogramme des variations moyennes mensuelles de la précipitation pour la période de 1997-2006	3
Fig (I.3) : Le découpage en zones de la commune.....	6
Fig (II.1) : Conduite d'arrivée par surverse.....	20
Fig (II.2) : Conduite de départ.....	21
Fig (II.3) : Conduite de trop plein et de vidange.....	21
Fig (II.4) : Conduite by-pass.....	22
Fig (II.5) : Système à deux prises.....	22
Fig (II.6) : Système à siphon.....	23
Fig (II.) : Le réseau à projeter.....	24
Fig (III.1) : Schéma d'adduction projeté.....	34
Fig (IV.1) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.....	52
Fig (IV.2) : Roues soumises à la cavitation.....	52
Fig (IV.3) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression	53
Fig (IV.4) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.....	53
Fig (IV.5) : Courbes caractéristiques de la pompe P1.....	55
Fig (IV.6) : Courbes caractéristiques de la pompe P2.....	56
Figure (IV.7) : Matérialisation du point de fonctionnement du système	56
Fig (V.1) : Installation d'une cheminée d'équilibre.....	66
Fig (V.2) : Schéma d'installation d'un réservoir d'air	67
Fig (V.3) : Variation de la pression absolue en fonction du temps	75
Fig (V.4) : Epure de BERGERON	75
Fig (V.5) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire.....	76
Fig (V.6) : Pose des conduites dans un terrain peu consistant.....	77
Fig (V.7) : Les butées.....	79
Fig (V.8) : Remblayage des conduites	80

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Valeurs de précipitations moyennes mensuelles pour la période (1997-2006)..	3
Tableau (I.2) : Débit des sources secondaires	4
Tableau (I.3) : Besoins en eau des trois villages	4
Tableau (I.4) : Les caractéristiques des puits	5
Tableau (I.5) : Répartition de la population sur les zones.....	5
Tableau (I.6) : Estimation de la population à différents horizons	7
Tableau (I.7) : Normes de consommation pour les différents équipements.....	8
Tableau (I.8) : Détermination des besoins domestiques	9
Tableau (I.9) : Détermination des besoins scolaires	9
Tableau (I.10) : Détermination des besoins administratifs.....	10
Tableau (I.11) : Détermination des besoins sanitaires	10
Tableau (I.12) : Détermination des besoins socioculturels	11
Tableau (I.13) : Détermination des besoins commerciaux.....	12
Tableau (I.14) : Détermination des besoins des cheptels	13
Tableau (I.15) : Récapitulatif des différents besoins.....	14
Tableau (I.16) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière	15
Tableau (I.17) : Calcul des consommations moyennes, minimales et maximales journalières	16
Tableau (I.18) : Les valeurs de β_{\max}	17
Tableau (I.19) : Les valeurs de β_{\max} et $K_{\max.h}$	17
Tableau (I.20) : Calcul de la consommation maximale horaire pour chaque zone.....	18
Tableau (I.21) : Bilan ressources-Besoins.....	18
Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir de la SR1	25
Tableau (II.2) : Dimensionnement du réservoir de la SP1.....	27
Tableau (II.3) : Dimensionnement du réservoir de la SP2.....	29
Tableau (II.4) : Dimensionnement du réservoir d'Ait-Ikhlef.....	31
Tableau (III.1) : Caractéristiques des trois conduites.....	40
Tableau (III.2) : Les diamètres sélectionnés pour chaque conduite	41
Tableau (III.3) : Caractéristiques de la conduite C1	41
Tableau (III.4) : Les frais d'amortissement de la conduite C1.....	41
Tableau (III.5) : Le bilan des coûts de la conduite C1	41
Tableau (III.6) : Caractéristiques de la conduite C2	42
Tableau (III.7) : Les frais d'amortissement de la conduite C2.....	42
Tableau (III.8) : Le bilan des coûts de la conduite C2	42

Tableau (III.9) : Caractéristiques de la conduite C3	42
Tableau (III.10) : les frais d’amortissement de la conduite C3	42
Tableau (III.11) : Le bilan des coûts de la conduite C3	42
Tableau (III.12) : Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR1-SR2	43
Tableau (III.13) : Les frais d’amortissement de la conduite SR1-SR2	43
Tableau (III.14) : Bilan des frais de la conduite SR1-SR2.....	43
Tableau (III.15) : Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR2-SP1	44
Tableau (III.16) : Frais d’amortissement de la conduite SR2-SP1	44
Tableau (III.17) : Le bilan des frais de la conduite SR2-SP1.	44
Tableau (III.18) : Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SP1-SP2	45
Tableau (III.19) : Frais d’amortissement de la conduite SP1-SP2.....	45
Tableau (III.20) : Le bilan des frais de la conduite SP1-SP2.....	45
Tableau (III.21) : Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SP2-R _{Ait ikhelef}	46
Tableau (III.22) : Frais d’amortissement de la conduite SP2-R _{Ait ikhelef}	46
Tableau (III.23) : Le bilan des frais de la conduite SP2-R _{Ait ikhelef}	46
Tableau (III.24) : Récapitulatif des différents diamètres calculés.	47
Tableau(IV.1) : Tension de vapeur d’eau en fonction de la température	54
Tableau (IV.2) : Caractéristiques des pompes CAPRARI sélectionnées pour le P1	54
Tableau (IV.3) : Caractéristiques des pompes CAPRARI sélectionnées pour le P2	55
Tableau (IV.4) : Caractéristiques des pompes sélectionnées pour la SR1	59
Tableau (IV.5) : Caractéristiques des pompes sélectionnées pour la SR2	60
Tableau (IV.6) : Caractéristiques des pompes sélectionnées pour la SP1.....	60
Tableau (IV.7) : Caractéristiques des pompes sélectionnées pour la SP2.....	61
Tableau (IV.8) : Tableau récapitulatif des différentes pompes sélectionnées.....	62
Tableau (V.1) : Calcul de la célérité équivalente pour le tronçon (P1-SR1).....	68
Tableau (V.2) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (P1-SR1).....	68
Tableau (V.3) : Calcul de la célérité équivalente pour le tronçon (P2-SR1).....	69
Tableau (V.4) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (P2-SR1).....	69
Tableau (V.5) : Les caractéristiques des conduites.	69
Tableau (V.6) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	69
Tableau (V.7) : Le developpement des résultats de calcul de réservoir d’air.	72
Tableau (V.8) : Les différents matériaux utilisés dans la tranchée	76

Introduction générale

L'Algérie est un pays semi-aride où la pluviométrie est faible et souvent irrégulière, ce qui a engendré une pénurie d'eau et une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable des localités, à un tel point que dans beaucoup de régions, les robinets sont trop souvent à sec et les gens dépensent beaucoup de temps, d'énergie et d'argent pour se procurer de ce liquide très vital.

Avec une demande en plein essor, et dans un contexte de raréfaction des ressources en eau, résultat des changements climatiques d'un côté et de la pollution des ressources existantes d'un autre côté, la satisfaction de cette demande n'est pas une tâche aisée.

Connaissant les conséquences désastreuses que peut causer le manque des ressources en eau, l'Algérie déploie de grands efforts pour améliorer sa situation hydrique et ce dans le but de remédier au problème de manque d'eau et de pouvoir répondre aux besoins incessamment croissants des différents consommateurs.

Notre projet s'inscrit dans cette perspective, à savoir améliorer l'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguène qui accuse, depuis de longues années, un grand déficit en matière d'alimentation en eau potable causé par l'insuffisance des ressources mobilisables dans la région. Portant pour thème le renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune à partir de deux puits réalisés dans la nappe alluviale de l'oued Boubhir, notre travail vise essentiellement à dimensionner le nouveau réseau d'adduction projeté à partir de ces puits.

Le travail s'articulera sur cinq chapitres :

Dans le premier chapitre, une présentation sommaire de la zone d'étude et de ses caractéristiques essentielles est donnée. Les différents besoins de la commune y sont déterminés et calculés. Le calcul des dimensions des réservoirs de stockage fera l'objet du deuxième chapitre. Le troisième chapitre se portera sur l'adduction, où on présentera le type de conduites qui seront utilisées, et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites du réseau.

Puisque dans l'intégralité de notre projet, le transfert se fera par refoulement, le quatrième chapitre sera consacré au choix des pompes à installer dans nos différentes stations. Dans le dernier chapitre, on étudiera une partie d'une grande importance pour allonger la durée de vie du réseau d'adduction: c'est la protection des conduites contre la corrosion et contre le phénomène du coup de bélier. On terminera le chapitre en citant les différentes étapes de pose des conduites puisque la bonne maîtrise des techniques de pose contribue dans la protection des conduites.

Une conclusion générale couronnera notre travail.

I.1. Présentation du site

I.1.1. Situation géographique et administrative

La commune de Bouzeguène ou Ath Wizgan, chef-lieu de la daïra de Bouzeguène, est située au Sud-Est de la wilaya de Tizi-Ouzou, à environ 75 km du chef-lieu de wilaya, elle s'étend sur une surface de 6690 ha.

Sur le plan administratif, elle est délimitée par :

- Au nord : par la commune d'Idjeur.
- Au sud : par la commune d'Illoula Oumalou et Béni Zikki.
- A l'Est : par la wilaya de Bejaia (La commune de Chemini).
- A l'Ouest : par la commune de Ifigha.

La figure (I.1) suivante nous montre la délimitation de la zone d'étude :



Fig (I.1) : La localisation de la zone d'étude

I.1.2. Situation climatique

I.1.2.1 Le climat

Le climat de la région de Bouzeguène est dit méditerranéen tempéré, caractérisé par deux saisons : un hiver froid et humide allant du mois de Décembre au mois de Mars, dont le mois le plus froid est le mois de Janvier avec une température minimale de 3°C ; et un été chaud et sec allant du mois du Mai au mois d'Octobre avec une température maximale de 37°C enregistrée au mois de Juillet [1].

I.1.2.2 La pluviométrie

Les valeurs des précipitations enregistrées au niveau de la station de Tizi-Ouzou au cours de la période (1997-2006) sont résumées dans le tableau (I.1) [1].

Tableau (I.1) : Valeurs des précipitations moyennes mensuelles pour la période (1997-2006)

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
P.moy (mm)	42,6	67,2	130,8	186,9	160,7	100,8	56,9	116,6	117,3	7,2	4,4	18,4

Ces valeurs sont représentées dans la figure (I.2) ci-dessous.

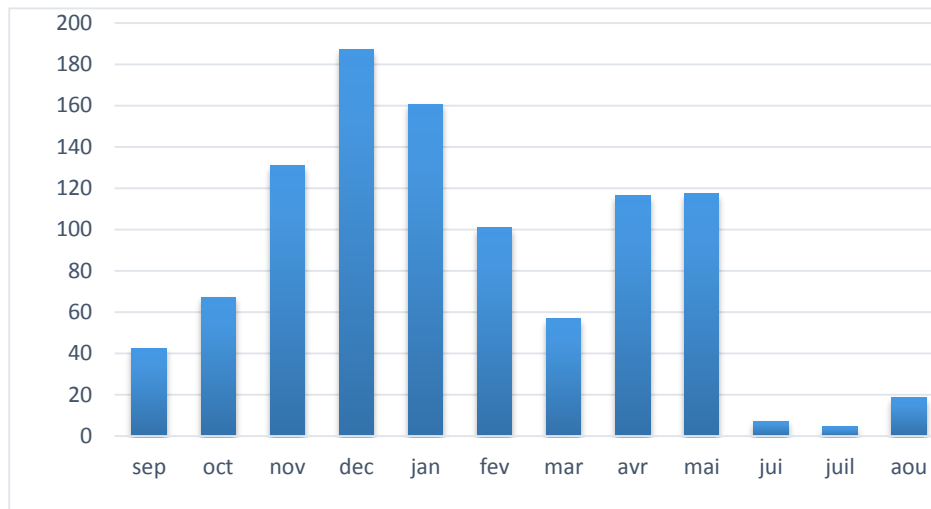


Fig (I.2) : Histogramme des variations moyennes mensuelles de la précipitation pour la période de 1997-2006

Ces résultats montrent un système pluviométrique mensuel et annuel irrégulier avec une lame d'eau moyenne d'environ 84,2 mm / mois.

- La période pluvieuse s'étend du mois de novembre au mois de janvier, avec une lame moyenne maximale de 186,9 mm enregistrée en mois de décembre.
- Le mois de juillet est le plus sec ; avec une lame d'eau moyenne de 4.4 mm.

La moyenne des précipitations de la commune de Bouzeguène est de 900 mm. Elle varie entre 800 et 1200 mm / an.

I.1.3. Situation hydrographique

La région est caractérisée par un réseau hydrographique dense. Elle est parcourue par une multitude de cours d'eau allant de simples ruisseaux, aux oueds. Ils ont les caractéristiques des oueds nord africains, à savoir : écoulement torrentiel en hiver (en période de précipitations) et presque pas d'écoulement en été (en période de sécheresse).

I.1.4. Situation géotechnique

La région de Bouzeguène est très affectée par les glissements de terrains. En effet, l'étude géotechnique montre l'existence de 03 types de terrains [2]:

- 1- Terrains favorables : ils ont une pente qui varie entre 10 et 15 % ;

- 2- Terrains moyennement favorable qui ont une pente comprise entre 15 et 22 %. Ils occupent la plus grande partie de la commune ;
- 3- Terrains défavorables dont la pente dépasse les 25 %. Des glissements de terrains sont à redouter.

I.1.5. Situation démographique

La population de la commune de Bouzeguène est de 24148 habitants selon le R.G.P.H 2008, soit d'une dotation de 363 hab /km². Cette population est répartie sur 23 villages [3].

I.1.6. Situation hydraulique

La commune de Bouzeguène est alimentée essentiellement à partir de captage de sources. Actuellement, la source principale est celle d'Aderdar qui a un débit variable. En fait, si elle donne un débit de 2500 m³/ j en hiver, en été elle ne donne que 1200 m³/ j. D'autres sources existent, on résume les principales dans le tableau (I.2) ci-dessous [4] :

Tableau (I.2) : Débit des sources secondaires

Source	Débit fourni en m ³ / j
Thala bouada	800
Aghendjour	452.15
Insar	302.4
Total	1554.55

Ces trois sources alimentent 03 villages de la commune de Bouzeguène : Taourirt, Sahel et Takoucht. Le débit capté à partir de ces sources répond suffisamment à leur demande en eau, même en période d'étiage, comme le montre le tableau (I.3) ci-dessous :

Tableau (I.3) : Besoins en eau des trois villages

Besoins en eau	Année 2015 (m ³ /j)	Horizon 2045 (m ³ /j)
Domestique	741,38	1242
Scolaire	16,5	16,5
Sanitaire	6	6
Socioculturel	12,6	12,6
Commercial	2,12	2,12
Cheptels	40,48	40,48
Total	819,08	1320

Le tableau montre que la demande en eau à l'horizon de 2045 est de 1320 m³ par jour qui est inférieur à 1554,55 m³ /j. Ces trois villages n'auront pas de manque d'eau.

Récemment, deux forages ont été réalisés dans la localité d'Ait ikhlef de capacité de 6 l/s, ce qui donne un volume mobilisé de 500 m³ par jour.

L'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguène se fait à partir d'un réservoir de 1000 m³ d'Ait-Ikhelef qui est alimenté par la source d'Adardar et par les deux forages, avec un débit total de 1 700 m³/j.

Pour renforcer l'alimentation en eau potable de la région, deux puits sont implantés à l'oued Boubhir à une cote de 208 m avec un débit total de 20 l/s. Les caractéristiques de ces puits sont données dans le tableau (I.4).

Tableau (I.4) : Les caractéristiques des puits

Puits	Φ (m)	Prof (m)	Q_{exp} (l/s)	N_s (m)	N_d (m)
N01	1,2	13,5	10	7,5	10,5
N02	1,2	12	10	6,5	10,5

Avec :

- Φ : Diamètre du puits (m) ;
- Prof : Profondeur de puits (m) ;
- Q_{exp} : Débit d'exploitation (l/s) ;
- N_s : Niveau statique (m) ;
- N_d : Niveau dynamique (m).

I.2. Estimation des besoins

L'estimation des besoins en eau des consommateurs est très importante car elle nous permettra, grâce aux données collectées dans les différents services concernant les types de consommateurs, et en se référant aux normes de consommation, de déterminer les volumes d'eau dont a (ont) besoin la (les) localité(s) étudiée(s).

I.2.1. Situation démographique de la commune de Bouzeguène

D'après le RGPH de 2008, la population totale de la commune est de 24148 habitants répartis sur 23 villages. Dans le souci de simplifier les calculs, on va diviser la commune en zones, de telle sorte que chaque zone sera composée d'un nombre de villages. Le tableau (I.5) suivant résume le nombre d'habitants dans chaque zone :

Tableau (I.5) : Répartition de la population sur les zones.

Zone	villages	Nombre d'habitants en 2008
01	Ighil tizi Boua + Loudha	2078
02	Tazrout + Ikoussa	1193
03	Ivakarene+ Ait Ikene+ Ibouyessfene+ Ait Said	2404
04	16 villages	18473
Total	23 villages	24148

Cependant, la zone 04 contient trois villages qui sont alimentés à partir de trois sources : Thala Bouada, Aghendjour et Insar, ils ne souffrent pas d'un manque d'eau. Ils seront donc exclus du reste de nos calculs, ce qui ramène la population à prendre en considération dans la zone 04 à 13700 habitants.

La figure (I.3) ci-dessous nous montre le découpage de la commune en quatre zones :

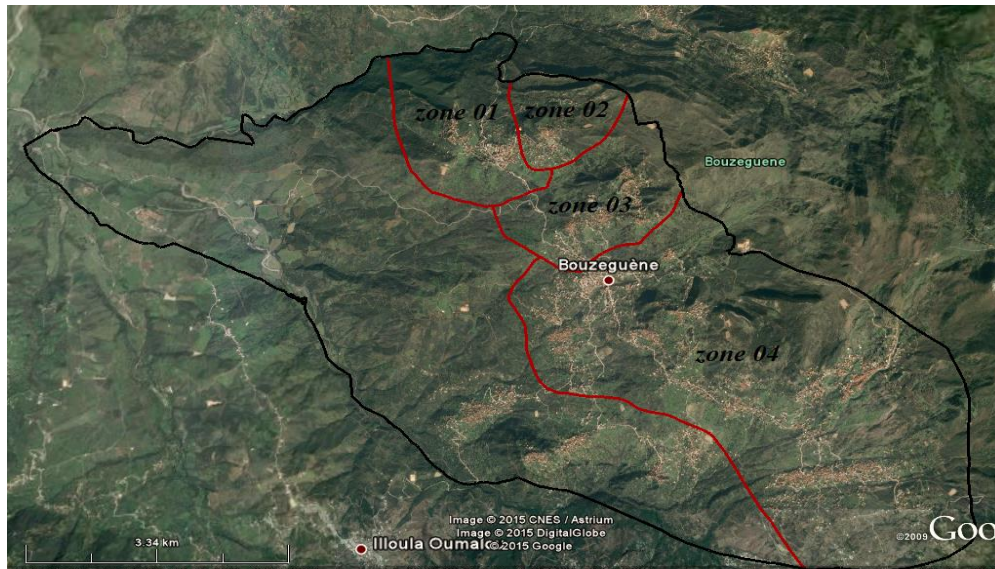


Fig (I.3) : Le découpage en zones de la commune.

I.2.2. Estimation de la population

Selon le plan d'aménagement de la wilaya de Tizi-Ouzou (PAW), la commune de Bouzeguène est une agglomération à dynamiser et pour cela, le taux d'accroissement annuel moyen estimé va connaître une évolution naturelle et une certaine stabilité pour atteindre un taux de 0,5 % à court terme, 1 % à moyen terme et 1,5 % à long terme [2].

L'estimation de la population peut s'effectuer par la méthode suivante :

$$P_n = P_0 (1+t)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- P_n : Population à l'horizon considéré ;
- P_0 : Population à l'année de référence (2008) ;
- t : Taux d'accroissement annuel de la population ;
- n : Intervalle d'années séparant P_n et P_0 .

Dans le cadre de notre étude, pour l'évaluation de la population aux horizons futurs, on a retenu le court terme (2020), le moyen terme (2030) et le long terme (2045). Les résultats sont résumés dans le tableau (I.6) suivant :

Tableau (I.6) : Estimation de la population à différents horizons

Taux d'accroissement	0.5%	0.5%	1%	1.5%
Localités	Population à l'horizon			
	2015	2020	2030	2045
Zone 01	2152	2206	2587	3605
Zone 02	1235	1267	1485	2070
Zone 03	2489	2552	2992	4170
Zone 04	14187	14545	17052	23766
Total	20063	20570	24116	33611

I.2.3. Détermination de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est la somme des besoins en eau de nombreux consommateurs: domestiques, industriels, touristiques, équipements scolaires, administrations ... Elle se détermine de la façon suivante : Dotation journalière \times nombre de consommateurs (ou bien surfaces unitaires).

Pour la consommation domestique, on applique la formule suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{q \times N}{1000} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy j}}$: Consommation moyenne journalière des habitants de la localité en m^3 / j ;
- q : Dotation moyenne journalière en l/j ;
- N : Le nombre d'habitants de la localité considérée.

I.2.3.1. Choix des normes de consommation

I.2.3.1.1. Choix de la norme de consommation domestique

La consommation en eau par personne et par jour est différente, elle dépend du type de l'agglomération, du nombre d'habitants et du niveau de confort des habitants. Pour une agglomération urbaine (plus de 5000 habitants), elle varie de 150 l/j.hab à 250 l/j.hab . Pour notre étude, on opte pour une consommation moyenne journalière de 150 l/j.hab [5].

I.2.3.1.2. Les normes de consommations pour les différentes utilisations

Les normes de consommations pour les différents équipements existants sont données dans le tableau (I.7) suivant :

Tableau (I.7) : Normes de consommation pour les différents équipements

Equipements		La dotation (l/j/unité)	Unité
Scolaire	Primaire	10	Elève
	C.E.M		
	Lycée		
	C.F.P.A		
	Technicum		
Sanitaire	Polyclinique	10	Surface
	Salle de soins	05	Surface
	Maternité	10	Surface
	Hôpital projeté	20	Lit
Socioculturel	Mosquée	15	Fidèle
	Foyer de jeunes	05	Adhérent
	Bibliothèque	05	Adhérent
	Maison de jeunes	05	Adhérent
	Complexe sportif	60	Athlète
	Centre culturel	05	Adhérent
	Crèche	30	Elève
	Centre psychopédagogique	15	Patient
Administratif	Siège de daïra	10	Employé
	Siège d'APC		
	Agence postale		
	Banque BDL		
	Sureté urbaine		
	Protection civile		
	Subdivision d'hydraulique		
	Direction d'urbanisme		
	ADE		
	Services des impôts		
	Trésorier communal		
	SAA		
	CNAS		
	SONELGAZ		
Antenne APC hora			
Commerce	Superette	10	Employé
	Fast Food/ restaurant	30	Employé
	Pharmacie	05	Employé
	Café	20	Employé
	Station-service	-	-
	Lavage/ graissage	-	-
	Boulangerie	30	Employé
	Pâtisserie	30	Employé
	Mécanique auto	30	Employé
	Menuiserie	10	Employé
	Douches publique	200	Employé
	Dégraissage	100	Employé
Cheptels	Abattoir	-	-
	Bovins	60	Tête
	Ovins	05	Tête
	Caprins	05	Tête

I.2.3.2 Les différents besoins**I.2.3.2.1. Besoins domestiques**

Pour notre commune, on calcule la consommation moyenne journalière pour chaque zone, on résume les résultats dans le tableau (I.8) suivant :

Tableau (I.8) : Détermination des besoins domestiques

Localités	La consommation moyenne journalière en 2015 (m ³ /j)	La consommation moyenne journalière en 2045 (m ³ /j)
Zone 01	322,8	540,75
Zone 02	185,25	310,5
Zone 03	373,35	625,5
Zone 04	2128,05	3564,9
Total	3009,45	5041,65

I.2.3.2.2. Les besoins scolaires

Les besoins scolaires sont représentés dans le tableau (I.9) suivant :

Tableau (I.9) : Détermination des besoins scolaires

Localités	Types d'équipement scolaire	Nombre d'élèves	Dotation (l/j)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Zone01	(01) Ecole primaire	89	10	0,89
Zone 02	(01) Ecoles primaires	100	10	12,34
	(01) Technicum	934		
	(01)CFPA	200		
Zone 03	(02) Ecoles primaires	110	10	1,1
Zone 04	(08) Ecoles primaires	945	10	28,58
	(03) CEM	1185		
	(01) Lycée	728		
Total	18 Etablissements	-	-	42,91

I.2.3.2.3. Les besoins administratifs

Les besoins administratifs sont représentés dans le tableau (I.10) suivant :

Tableau (I.10) : Détermination des besoins administratifs

Localités	L'équipement administratif	Nombre d'employés	Dotation l / j	Consommation journalières (m ³ /j)
Zone 01	-	-	-	-
Zone02	-	-	-	-
Zone 03	-	-	-	-
Zone 04	Siège de daïra	26	10	0,26
	Siège d'APC	202		2,02
	Agence postale	11		0,11
	Banque BDL	14		0,14
	Sureté urbaine	120		1,2
	Protection civile	69		0,69
	Subdivision d'hydraulique	5		0,05
	Direction d'urbanisme	17		0,17
	ADE	42		0,42
	Services des impôts	22		0,22
	Trésorier communal	10		0,10
	SAA	14		0,14
	CNAS	8		0,08
	SONELGAZ	28		0,28
Antenne APC Houra	5	0,05		
Total	-	-	-	5,93

I.2.3.2.4. Les besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont représentés dans le tableau (I.11) suivant :

Tableau (I.11) : Détermination des besoins sanitaires

Localités	L'équipement sanitaire	Surface en m ² / nombre de lits	Dotation l/j	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Zone 01	Polyclinique	1200 m ²	10	12
Zone 02	-	-	-	-
Zone 03	1 Salle de soins	300 m ²	05	1.5
Zone 04	1 Salle de soins	300 m ²	05	1.5
	1 Maternité urbaine	3000 m ²	10	30
	Hôpital projeté	120 lits	20	2,4
Total	-	-	-	47.4

I.2.3.2.5. Les besoins socioculturels

Les différents besoins socioculturels sont représentés dans le tableau (I.12) suivant :

Tableau (I.12) : Détermination des besoins socioculturels

Localités	Les équipements socioculturels	Effectif	Dotation l/ j	Consommation moyenne journalière (m³/j)
Zone 01	2 Mosquées	100	15	3
Zone 02	2 Mosquées	100	15	3
Zone 03	3 Foyers de jeunes	40	05	0,6
	4 Mosquées	100	15	6
Zone 04	1 Centre culturel	254	05	1,27
	1 Maison de jeunes	150	05	0,75
	1 Bibliothèque	200	05	1
	4 Foyers de jeunes	40	05	0,8
	1 Crèche	60	30	1,8
	1 Centre psychopédagogique	12	15	0,18
	16 Mosquées	100	15	24
	1 Complexe sportif	250	60	15
Total	-	-	-	57,4

I.2.3.2.6. Les besoins commerciaux

Les différents besoins commerciaux sont représentés dans le tableau (I.13) suivant :

Tableau (I.13) : Détermination des besoins commerciaux

Localités	L'équipement commercial	Nombre de magasins	Dotation L/j/ employé (client)	Le nombre d'employés (clients)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Zone 01	Superette	1	10	08	0,08
	Fast Food/ restaurant	2	30	20	1,2
	Pharmacie	1	05	04	0,02
	Café	3	20	03	0,18
	Station-service	1	-	-	0,5
	Lavage/ graissage	1	-	-	0,5
	Boulangerie	1	30	05	0,15
	Pâtisserie	1	30	05	0,15
	Mécanique auto	1	30	3	0,09
Total 1		-			2,87
Zone02	Fast Food/ restaurant	1	30	20	0,6
	café	2	20	3	0,12
	Station-service	1	-	6	0,5
	Lavage/graissage	1	-	4	0,5
	Pâtisserie	1	30	5	0,3
	Mécanique auto	1	30	3	0,18
Total 2		-			2,2
Zone 03	Superette	1	10	07	0,07
	Fast Food / restaurant	1	30	15	0,45
	Café	2	20	03	0,12
	Lavage/ graissage	1	-		0,5
Total 3		-			1,14
Zone 04	Superette	3	10	08	0,24
	Café	12	20	03	0,72
	Boulangerie	3	30	04	0,36
	Pâtisserie	5	30	04	0,6
	Fast Food/ restaurant	10	30	20	6
	Lavage/ graissage	5	-	-	2,5
	Station-service	2	-	-	1
	Douches publique	2	200	20	8
	Dégraissage	2	100	03	0,6
	Mécanique auto	4	30	03	0,36
	Pharmacie	4	05	04	0,08
	Abattoir	1	-	-	04
Total 4	-	-	-	-	24,46
Total	-	-	-	-	30,67

I.2.3.2.7. Les besoins des cheptels

Les différents besoins des cheptels sont donnés dans le tableau (I.14) suivant :

Tableau (I.14) : Détermination des besoins des cheptels

Localités	Type d'élevage	Nombre de têtes	Dotation (l/j.tête)	Besoin (m3/j)	Besoins (m3/j)
Zone 1	Bovins	300	60	18	20,45
	Ovins	410	5	2,05	
	Caprins	80	5	0,4	
Zone 2	Bovins	140	60	8,4	10,125
	Ovins	300	5	1,5	
	Caprins	45	5	0,225	
Zone 3	Bovins	620	60	37,2	43,1
	Ovins	980	5	4,9	
	Caprins	200	5	1	
Zone 4	Bovins	2234	60	134,04	155,28
	Ovins	3336	5	16,68	
	Caprins	912	5	4,56	
Total	-	-	-	-	228,955

I.2.3.3. Tableau récapitulatif des différents besoins en eau

Les différents besoins en eau actuels et à l'horizon de 2045 sont regroupés dans le tableau (I.15) suivant :

Tableau (I.15) : Récapitulatif des différents besoins

Localités	Secteur	Besoins en eau en 2015 (m ³ /j)	Besoins en eau en 2045 (m ³ /j)
Zone 01	Domestique	322,78	540,75
	Scolaire	0,89	0,89
	Sanitaire	12	12
	Socioculturel	3	3
	Administratif	-	-
	Commercial	2,48	2,48
	Cheptels	20,45	20,45
Total 1	-	361,62	579,57
Zone 02	Domestique	185,31	310,5
	Scolaire	12,34	12,34
	Sanitaire	-	-
	Socioculturel	3	3
	Administratif	-	-
	Commercial	2,2	2,2
	Cheptels	10,125	10,125
Total 2	-	212,98	338,165
Zone 03	Domestique	373,41	625,5
	Scolaire	1,1	1,1
	Sanitaire	1,5	1,5
	Socioculturel	6,6	6,6
	Administratif	-	-
	Commercial	1,14	1,14
	Cheptels	43,1	43,1
Total 3	-	426,85	678,94
Zone 04	Domestique	2128,01	3564,9
	Scolaire	28,58	28,58
	Sanitaire	33,9	33,9
	Socioculturel	44,8	44,8
	Administratif	5,93	5,93
	Commercial	24,46	24,46
	Cheptels	155,28	155,28
Total 4	-	2420,96	3857,85
Total	-	3422,39	5454,53

I.2.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

Pour éviter toute insuffisance dans la distribution journalière, on effectue une majoration de 20 % sur la consommation moyenne journalière à fin de compenser les fuites qui sont en fonction du type de la conduite, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien.

La consommation moyenne journalière majorée est représentée dans le tableau (I.16) suivant :

Tableau (I.16) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière

Localités	Besoins m ³ /j (2015)	Besoins m ³ /j (2045)	Pertes m ³ /j (2015)	Pertes m ³ /j (2045)	Q _{moy majoré} m ³ /j (2015)	Q _{moy majoré} m ³ /j (2045)
Zone 01	361,62	579,57	72,32	115,91	433,94	695,48
Zone 02	212,98	338,165	42,58	67,63	255,5	405,5
Zone 03	426,85	678,94	85,36	135,79	512,15	814,73
Zone 04	2420,96	3857,85	484,2	771,57	2905,2	4629,42
Total	3422,39	5454,53	684,47	1090,91	4106,79	6545,43

I.2.5. Variation de la consommation journalière

La consommation quotidienne d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités : $K_{\max,j}$ et $K_{\min,j}$.

I.2.5.1. La consommation maximale journalière

Elle se calcule comme suit :

$$K_{\max,j} = \frac{\text{consommation maximale journaliere}}{\text{consommation moyenne journaliere}} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy.majoré}}} \quad (\text{I.3})$$

Donc:

$$Q_{\max,j} = 1.2 \times Q_{\text{moy.majoré}} \quad (\text{I.4})$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année ;
- $K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3.

Dans notre cas, on prendra la valeur moyenne : $K_{\max,j}=1,2$.

I.2.5.2. La consommation minimale journalière

Elle s'obtient comme suit :

$$K_{\min,j} = \frac{\text{consommation minimale journaliere}}{\text{consommation moyenne journaliere}} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy.majoré}}} \quad (\text{I.5})$$

Donc:

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy.majoré}} \quad (\text{I.6})$$

Avec :

- $Q_{\min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année ;
- $K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0,7 et 0,9.

Dans notre cas on prendra la valeur moyenne : $K_{\min,j} = 0,8$.

Les principaux résultats sont regroupés dans le tableau (I.17) suivant :

Tableau (I.17) : Calcul des consommations moyennes, minimales et maximales journalières

Localités	Consommation m ³ /j	Horizon	
		2015	2045
Zone 01	Q _{moy.j.majoré}	433,94	695,48
	Q _{max.j}	520,704	834,58
	Q _{min.j}	347,136	556,38
Zone 02	Q _{moy.j.majoré}	255,5	405,8
	Q _{max.j}	306,68	486,96
	Q _{min.j}	204,46	324,64
Zone 03	Q _{moy.j.majoré}	512,15	814,73
	Q _{max.j}	614,66	977,67
	Q _{min.j}	409,78	651,78
Zone 04	Q _{moy.j.majoré}	2905,2	4629,42
	Q _{max.j}	3486,18	5555,31
	Q _{min.j}	2324,12	3703,54
Total	Q _{moy.j.majoré}	4106,79	6545,43
	Q _{max.j}	5803,81	7854,51
	Q _{min.j}	4381,45	5236,34

I.2.6. Variation de la consommation horaire

Les débits maximal et minimal subissent des variations horaires, ces dernières sont caractérisées par les coefficients de variation horaires, $K_{\max.h}$ et $K_{\min.h}$, appelés respectivement coefficients de consommation maximum et minimum horaire. Ces coefficients sont calculés respectivement pour la journée la plus chargée et la moins chargée de l'année. Ils sont déterminés par les expressions suivantes :

$$K_{\min.h} = \frac{Q_{\min.h}}{Q_{\text{moy.h.min}}} \quad (\text{I.7})$$

Et

$$K_{\max.h} = \frac{Q_{\max.h}}{Q_{\text{moy.h.max}}} \quad (\text{I.8})$$

Avec :

- $Q_{\max.h}$: Débit maximal horaire en m³/h ;
- $Q_{\min.h}$: Débit minimal horaire en m³/h ;
- $Q_{\text{moy.h.max}}$: Débit moyen horaire de la journée la plus chargée de l'année en m³/h.

- Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.h.max}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24} \quad (\text{I.9})$$

- $Q_{\text{moy.h.min}}$: Débit moyen horaire de la journée la moins chargée de l'année en (m³/h).

Sa formule est la suivante :

$$Q_{\text{moy.h.min}} = \frac{Q_{\text{min.j}}}{24} \quad (\text{I.10})$$

Le coefficient de variation horaire $K_{\text{max.h}}$ peut être défini comme suit :

$$K_{\text{max.h}} = \beta_{\text{max}} \times \alpha_{\text{max}} \quad (\text{I.11})$$

Avec :

- α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort des habitants, tel que :

$$1,2 \leq \alpha_{\text{max}} \leq 1,4.$$

Pour notre étude on prend $\alpha_{\text{max}} = 1,3$

- β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants, sa valeur est donnée dans le tableau (I.18) suivant :

Tableau (I.18) : Les 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	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

La valeur de β_{max} pour chaque zone est déterminée par interpolation. Les résultats de $K_{\text{max.h}}$ trouvés pour chaque zone à l'horizon de 2045 sont donnés dans le tableau (I.19) suivant :

Tableau (I.19) : Les valeurs de β_{max} et $K_{\text{max.h}}$

Localités	Population (2045)	β_{max}	$K_{\text{max.h}}$
Zone 01	3605	1,526	1,984
Zone 02	2070	1,686	2,1918
Zone 03	4170	1,492	1,939
Zone 04	23766	1,181	1,536

La consommation maximale horaire se détermine comme suit :

$$Q_{\text{max.h}} = \frac{K_{\text{max.h}} \times Q_{\text{max.j}}}{24} \quad (\text{I.12})$$

Les résultats trouvés pour chaque zone sont donnés dans le tableau (I.20) suivant :

Tableau (I.20) : Calcul de la consommation maximale horaire pour chaque zone

Localités	$Q_{\max,h}$ (m ³ /h)
Zone 01	69
Zone 02	43,11
Zone 03	78,986
Zone 04	355,429
Total	546,526

I.2.7. Bilan ressources-besoins

Le bilan ressources - besoins sera effectué en prenant en considération les ressources mobilisées actuellement, à savoir : la source Aderdar et les forages Ait-Ikhelef réalisés récemment.

Tableau (I.21) : Bilan ressources-Besoins

2015			2045		
Ressources (l/s)	Besoins (l/s)	Bilan (l/s)	Ressources (l/s)	Besoins (l/s)	Bilan (l/s)
20	57,04	-37,04	20	90,91	-70,91

I.3. Conclusion :

Il en ressort clairement, d'après le tableau (I.21) que les ressources en eau existantes sont en deçà de la demande et ce même à court terme, d'où la nécessité d'un renforcement du réseau de l'alimentation en eau potable, et la mobilisation de nouvelles ressources pour pallier à ce déficit.

D'après les données recueillies auprès la direction des ressources en eau, la seule ressource disponible et mobilisable est la nappe de l'oued Boubhir. Cette nappe est capable de donner un débit de 20 l/s au maximum en période d'étiage. Elle sera donc exploitée pour alléger la crise en eau que connaît la région de Bouzeguène en période estivale. La résolution totale du problème à moyen et à long termes ne sera possible qu'après réalisation d'une adduction à partir du barrage Sidi Khelifa d'Azefoun qui est en instance de réalisation.

II.1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage d'art très important dans un réseau d'alimentation en eau potable : il relie le réseau d'adduction à celui de la distribution, il permet le stockage de l'eau et la régulation du débit destiné soit à la consommation publique ou bien à l'usage industriel.

Les fonctions les plus importantes assurées par les réservoirs d'eau potable sont de nature technique et économique, dont on peut citer [6] :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage ;
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe) ;
- Réduction des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution ;
- Maintien de l'eau à une température constante ;
- Stockage nécessaire et satisfaction des débits demandés ;
- Assurer une réserve d'incendie.

II.2. L'emplacement d'un réservoir

L'emplacement choisi du réservoir dépend essentiellement de sa destination, il doit répondre à certaines exigences techniques, à savoir [7]:

- Etre le plus près possible du centre de gravité de l'agglomération qu'il doit alimenter ;
- L'alimentation du réseau doit se faire par gravité ;
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier, doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ;
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante ;
- L'accessibilité.

II.3. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon [5]:

1. La nature du matériau de construction

- ✓ Les réservoirs métalliques ;
- ✓ Les réservoirs en maçonnerie ;
- ✓ Les réservoirs en béton armé.

2. La position au sol

- ✓ Les réservoirs enterrés ;
- ✓ Les réservoirs semi-enterrés ;
- ✓ Les réservoirs surélevés.

3. La forme

- ✓ Les réservoirs circulaires ;
- ✓ Les réservoirs carrés et rectangulaires ;
- ✓ Les réservoirs de forme quelconque.

II.4. Choix de type du réservoir

La zone étudiée est très accidentée donc notre choix est fixé sur les réservoirs circulaires, semi-enterrés qui offrent les avantages suivants [7] :

- ✓ L'étanchéité est facile à réaliser ;
- ✓ L'étude architecturale simplifiée ;
- ✓ Conservation de l'eau à une température constante ;
- ✓ Economie sur les frais de construction.

II.5. Fontainerie et équipements des réservoirs

Les équipements du réservoir seront disposés dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, ce qui leur permet de remplir les différentes fonctions attendues : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution [5].

II.5.1. Conduite d'arrivée

L'arrivée d'une conduite d'adduction dans un réservoir peut être placée au fond du réservoir, ou dans sa partie supérieure (figure (II.1)).

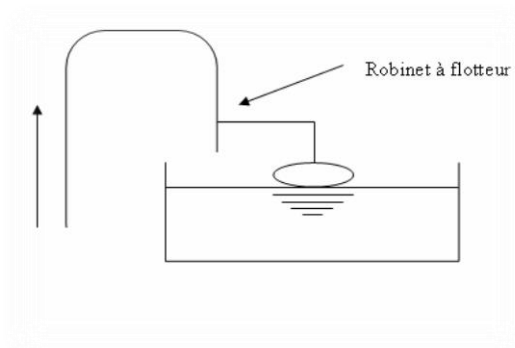


Fig (II.1) : Conduite d'arrivée par surverse.

II.5.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite sera placée à l'opposé de la conduite d'arrivée, à quelques centimètres au-dessus du radier (0,15 à 0,2 m) pour éviter l'entrée des matières en suspension (figure(II.2)).

L'extrémité sera munie d'une crépine pour éviter la pénétration d'air dans la conduite (phénomène de vortex) [8].

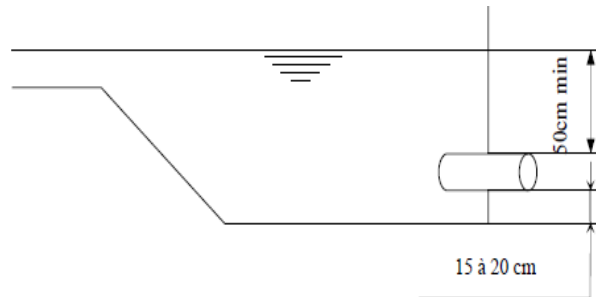


Fig (II.2) : Conduite de départ.

II.5.3. Conduite de trop plein et conduite de vidange

La conduite de trop plein a pour rôle l'évacuation de l'eau excédentaire, en cas de défaillance du robinet flotteur qui provoque le non arrivé d'eau.

La conduite de vidange permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein (Figure(II.3)).

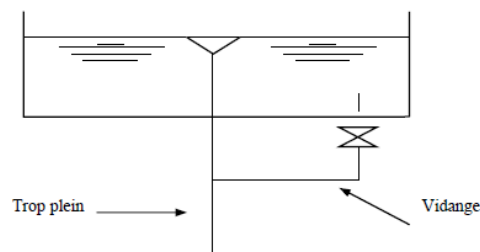


Fig (II.3) : Conduite de trop plein et de vidange.

II.5.4. Conduite de by-pass

C'est une conduite qui relie la conduite d'arrivée à la conduite de départ, elle fonctionne quand le réservoir est isolé pour entretien, ou dans le cas d'un incendie à forte charge (Figure(II.4)).

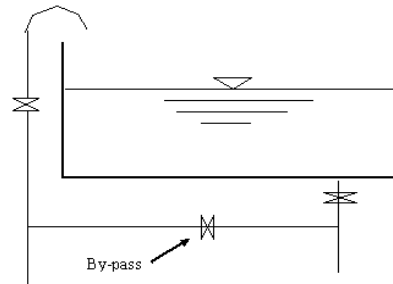


Fig (II.4): Conduite by-pass.

II.5.5. Matérialisation d'une réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois que le niveau d'incendie est atteint, nous distinguons le système à deux prises et le système siphon.

II.5.5.1. Système à deux prises

Ce système est rarement utilisé du fait que la réserve d'incendie est longtemps stockée et non renouvelée. En temps normal, la vanne "1" est fermée, tandis que la vanne "2" est ouverte. En cas de sinistre, "1" sera ouverte (figure (II.5)).

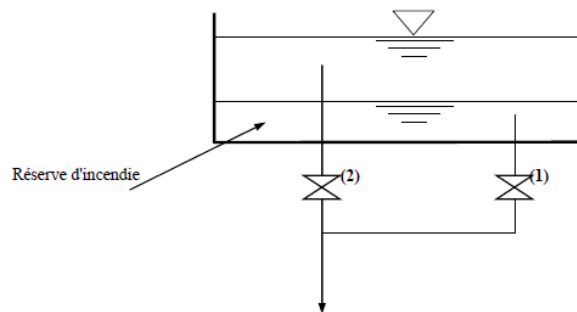


Fig (II.5) : Système à deux prises.

II.5.5.2. Système à siphon

Ce système a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie, quand le niveau atteint son minimum, le siphon se désamorce.

En temps normal, les vannes "1" et "3" sont ouvertes, et "2" reste fermée. En cas de sinistre, on ouvre la vanne "2". Cette dernière sera, de préférence, une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement (Figure(II.6)).

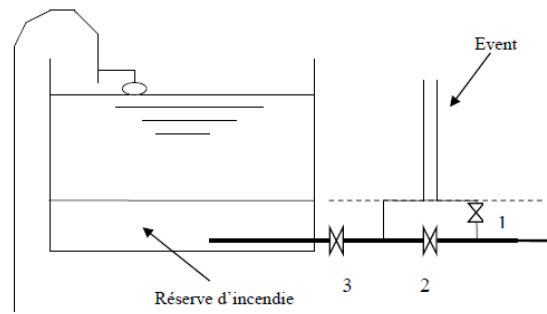


Fig (II.6) : Système à siphon.

II.6. Capacité d'un réservoir

La capacité d'un réservoir est déterminée en fonction des variations des débits entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération.

Le volume de régularisation du réservoir est déterminé comme suit :

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

Avec :

- V_r : Volume de régularisation du réservoir (m^3) ;
- $Q_{\max.j}$: Débit maximal journalier (m^3/j) ;
- P (%) : Résidu dans le réservoir (%). Sa valeur est donnée comme suit :

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

Où :

- R^+ : Valeur maximale du résidu dans le réservoir (%) ;
- R^- : Valeur minimale du résidu dans le réservoir (%).

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à 120 m^3 : c'est le volume nécessaire pour éteindre un incendie de 2 heures à raison de $60 \text{ m}^3/\text{h}$. le volume total du réservoir sera donné comme suit :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

- V_t : Volume total du réservoir en m^3 ;
- V_{inc} : Volume d'incendie en m^3 .

II.7. Dimensionnement des stations de reprises

Leur dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. On optera pour des réservoirs de forme circulaire. Le temps de stockage sera d'un quart d'heure ($\frac{1}{4}$ d'heure). Alors le volume de la station de reprise est estimé comme suit :

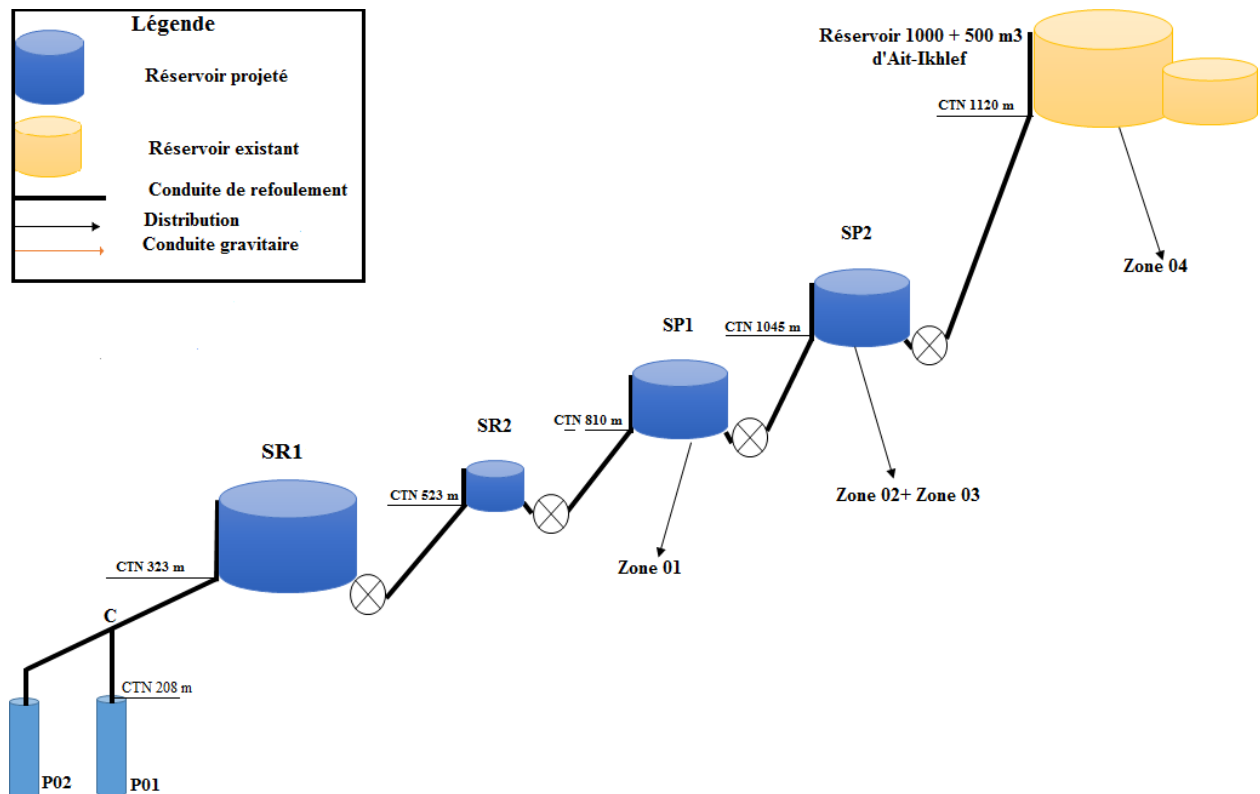
$$V_{SR} = \frac{Q_{max,j}}{24} \times T \quad (II.4)$$

Avec :

- V_{SR} : Volume de la station de reprise (m^3) ;
- $Q_{max,h}$: Débit maximal entrant dans la station (m^3/h) ;
- T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h).

II.8. Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprises

Le schéma des stations projetées est le suivant :



Fig(II.7) : Le réseau à projeter

II.8.1. Dimensionnement du réservoir de la station de reprise 1 (SR1)

La bêche à eau de la première station de reprise est alimentée 24 h /24 par le puits, et par le piquage futur du barrage. À partir de cette station, le refoulement se fait pendant une durée de 20 h, donc elle est considérée comme un réservoir.

Les calculs de la capacité de réservoir sont donnés dans le tableau (II.1) suivant :

Tableau(II.1) : Dimensionnement du réservoir de la SRI

Heures	Apports 01		Apports 02 piquage		Refolement		Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	m ³ /h	(%)	m ³ /h	(%)	m ³ /h	(%)	(%)	(%)
0-1	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-0,83
01-02	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-1,67
02-03	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-2,50
03-04	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-3,33
04-05	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-4,17
05-06	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-5,00
06-07	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-5,83
07-08	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-6,67
08-09	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-7,50
09-10	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-8,33
10-11	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-9,17
11-12	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-10,00
12-13	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-10,83
13-14	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-11,67
14-15	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-12,50
15-16	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-13,33
16-17	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-14,17
17-18	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-15,00
18-19	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	-15,83
19-20	1,17	72	3,00	184,44	-	-	-	4,17	-11,67
20-21	1,17	72	3,00	184,44	-	-	-	4,17	-7,50
21-22	1,17	72	3,00	184,44	-	-	-	4,17	-3,33
22-23	1,17	72	3,00	184,44	-	-	-	4,17	0,83
23-24	1,17	72	3,00	184,44	5,00	307,73	-0,83	-	0
Total	28,08	1728	71,92	4426,51	100	6154,52	-16,67	16,67	-

D'après les résultats du tableau (II.1), on a :

- $R^+ = 0,83 \%$
- $R^- = -15,83 \%$

Donc :

- $P_{\max} = 16,67 \%$
- $V_r = 1025,75 \text{ m}^3$

P_{\max} : Capacité de stockage maximale en %.

On prendra deux réservoirs de capacité de **500** et **600 m³** respectivement.

❖ Le diamètre des réservoirs

Le diamètre du réservoir de 500 m³ se calcule par la formule suivante :

$$D = \left[\frac{4 \times V}{\pi \times h} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{II.5})$$

La hauteur du réservoir est comprise entre 3 m et 6 m, on prendra **h = 4 m**.

D'où :

$$D = \left[\frac{4 \times 500}{\pi \times 4} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Le diamètre du réservoir est **12,62 m**.

Tandis que le diamètre du réservoir de 600 m³ est :

$$D = \left[\frac{4 \times 600}{\pi \times 4} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Le diamètre du réservoir est **13,82 m**.

II.8.2. Dimensionnement du réservoir de la SR2

Le dimensionnement du réservoir de la station de reprise SR2 sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, et pour que la pompe ne se désamorce pas. Le temps de stockage sera d'un quart d'heure.

$$V_r = \frac{6154,52 \times 0,25}{24} = 64,11 \text{ m}^3$$

On prend un volume standard de **100 m³**.

Pour une hauteur de 4 m, le diamètre de la bache à eau sera :

$$D = \left[\frac{4 \times 100}{\pi \times 4} \right]^{\frac{1}{2}} = 5,64 \text{ m.}$$

II.8.3 Dimensionnement du réservoir de la station de pompage 1 (SP1)

Le réservoir de la station de pompage 1 (SP1) assure la distribution vers les villages de la zone 01 dont le nombre d'habitants est de 3605 habitants. La station refoule au même temps vers le réservoir de la station de pompage 2 (SP2).

Avec $K_{\max,h} = 2$ et $Q_{\max,j} = 834,86 \text{ m}^3/\text{j}$ pour la zone 01, les résultats des calculs effectués sont regroupés dans le tableau (II.2).

Tableau (II.2) : Dimensionnement du réservoir de la SP1.

Heures	Apports		Distribution zone 1		Refoulement		Sorties	Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	m ³ /h	(%)	m ³ /h	(%)	m ³ /h	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	5,0	307,7	0,10	6,26	4,32	266,00	4,42	0,58	-	0,58
01-02	5,00	307,7	0,10	6,26	4,32	266,00	4,42	0,58	-	1,15
02-03	5,00	307,7	0,14	8,35	4,32	266,00	4,46	0,54	-	1,70
03-04	5,00	307,7	0,14	8,35	4,32	266,00	4,46	0,54	-	2,24
04-05	5,00	307,7	0,41	25,04	4,32	266,00	4,73	0,27	-	2,51
05-06	5,00	307,7	0,75	45,90	4,32	266,00	5,07	-	-0,07	2,44
06-07	5,00	307,7	0,75	45,90	4,32	266,00	5,07	-	-0,07	2,37
07-08	5,00	307,7	0,75	45,90	4,32	266,00	5,07	-	-0,07	2,31
08-09	5,00	307,7	0,47	29,21	4,32	266,00	4,80	0,20	-	2,51
09-10	5,00	307,7	0,47	29,21	4,32	266,00	4,80	0,20	-	2,71
10-11	5,00	307,7	0,81	50,07	4,32	266,00	5,14	-	-0,14	2,58
11-12	5,00	307,7	1,15	70,94	4,32	266,00	5,47	-	-0,47	2,10
12-13	5,00	307,7	1,15	70,94	4,32	266,00	5,47	-	-0,47	1,63
13-14	5,00	307,7	0,81	50,07	4,32	266,00	5,14	-	-0,14	1,49
14-15	5,00	307,7	0,68	41,73	4,32	266,00	5,00	0	-	1,49
15-16	5,00	307,7	0,68	41,73	4,32	266,00	5,00	0	-	1,49
16-17	5,00	307,7	0,47	29,21	4,32	266,00	4,80	0,20	-	1,70
17-18	5,00	307,7	0,47	29,21	4,32	266,00	4,80	0,20	-	1,90
18-19	5,00	307,7	0,81	50,07	4,32	266,00	5,14	-	-0,14	1,76
19-20	-	-	0,81	50,07	-	-	0,81	-	-0,81	0,95
20-21	-	-	0,81	50,07	-	-	0,81	-	-0,81	0,14
21-22	-	-	0,41	25,04	-	-	0,41	-	-0,41	-0,27
22-23	-	-	0,27	16,69	-	-	0,27	-	-0,27	-0,54
23-24	5,00	307,7	0,14	8,35	4,32	266,00	4,46	0,54	-	0,00
Total	100	6154,5	13,56	834,58	86,44	5319,9	100	3,86	-3,86	-

D'après les résultats du tableau (II.2), on a :

- $R^+ = 2,71 \%$
- $R^- = -0,54 \%$

Donc :

- $P_{\max} = 3,25 \%$
- $V_f = 200,3 \text{ m}^3$
- $V_t = 200,3 + 120 = \mathbf{320,3 \text{ m}^3}$

On va choisir un volume standard de **500 m³**.

❖ **Le diamètre du réservoir**

En prenant **h = 4 m**, on trouve :

$$D = \left[\frac{4 \times 500}{\pi \times 4} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Le diamètre du réservoir est **12,62 m**.

❖ **La hauteur de la réserve d'incendie**

Elle se calcule par la formule suivante :

$$H = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times h} \quad (II.6)$$

D'où:

$$H = \frac{4 \times 120}{\pi \times 4} = 0,96 \text{ m.}$$

La hauteur de la réserve d'incendie est de **0,96 m**.

II.8.4. Dimensionnement du réservoir de la SP2

La station de pompage 2 assure le refoulement vers le réservoir d'Ait-Ikhlef et la distribution vers les villages des zones 02 et 03, dont le nombre d'habitants est de :

Zone 02 :

2070 habitants, donc : $K_{max,h} = 2 \longrightarrow Q_{max,j} = 486,67 \text{ m}^3/j$

Zone 03 :

4170 habitants, d'où : $K_{max,h} = 1,9 \longrightarrow Q_{max,j} = 977,67 \text{ m}^3/j$

Le coefficient de la variation de la consommation horaire K_{max} est donné en annexe (1).

Les résultats des sorties et des entrées sont donnés dans le tableau (II.3) ci-après.

Tableau (II.3) : Dimensionnement du réservoir de la SP2

Heure	Apport		Refolement		Distribution zone 02		Distribution zone 03		Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	m ³ /h	(%)	m ³ /h	(%)	m ³ /h	(%)	m ³ /h	(%)	(%)	(%)
0-1	5	266	3,62	192,77	0,07	3,65	0,16	8,31	1,15	-	1,15
01-02	5	266	3,62	192,77	0,07	3,65	0,16	8,31	1,15	-	2,30
02-03	5	266	3,62	192,77	0,09	4,87	0,16	8,31	1,13	-	3,43
03-04	5	266	3,62	192,77	0,09	4,87	0,18	9,78	1,10	-	4,53
04-05	5	266	3,62	192,77	0,27	14,61	0,50	26,40	0,61	-	5,14
05-06	5	266	3,62	192,77	0,50	26,78	0,86	45,95	0,01		5,15
06-07	5	266	3,62	192,77	0,50	26,78	0,98	52,31	-	-0,11	5,04
07-08	5	266	3,62	192,77	0,50	26,78	1,08	57,19	-	-0,20	4,84
08-09	5	266	3,62	192,77	0,32	17,04	0,83	44,00	0,23	-	5,07
09-10	5	266	3,62	192,77	0,32	17,04	0,77	41,06	0,28	-	5,35
10-11	5	266	3,62	192,77	0,55	29,22	1,01	53,77	-	-0,18	5,17
11-12	5	266	3,62	192,77	0,78	41,39	1,38	73,33	-	-0,78	4,39
12-13	5	266	3,62	192,77	0,78	41,39	1,45	77,24	-	-0,85	3,53
13-14	5	266	3,62	192,77	0,55	29,22	1,17	62,08	-	-0,34	3,19
14-15	5	266	3,62	192,77	0,46	24,35	0,96	50,84	-	-0,04	3,16
15-16	5	266	3,62	192,77	0,46	24,35	0,88	46,93	0,04	-	3,19
16-17	5	266	3,62	192,77	0,32	17,04	0,74	39,11	0,32	-	3,51
17-18	5	266	3,62	192,77	0,32	17,04	0,83	44,00	0,23	-	3,74
18-19	5	266	3,62	192,77	0,55	29,22	1,14	60,62	-	-0,31	3,43
19-20	-	-	-	-	0,55	29,22	1,05	55,73	-	-1,60	1,84
20-21	-	-	-	-	0,55	29,22	1,01	53,77	-	-1,56	0,28
21-22	-	-	-	-	0,27	14,61	0,55	29,33	-	-0,83	-0,55
22-23	-	-	-	-	0,18	9,74	0,37	19,55	-	-0,55	-1,10
23-24	5	266	3,62	192,77	0,09	4,87	0,18	9,78	1,10	-	0
Total	100	5319,9	72,5	3855,3	9,15	486,96	18,38	977,67	7,35	-7,35	-

D'après les résultats de tableau on a :

- $R^+ = 5,35 \%$
- $R^- = -1,1 \%$

Donc :

- $P_{\max} = 6,45 \%$
- $V_r = 343,2 \text{ m}^3$
- $V_t = 343,2 + 120 = 463,2 \text{ m}^3$

Donc on choisira un volume standard de **500 m³**.

❖ **Le diamètre du réservoir**

La hauteur du réservoir est prise égale à 4 m.

D'où :

$$D = \left[\frac{4 \times 500}{\pi \times 4} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Le diamètre du réservoir est donc **12,62 m**.

❖ **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$H = \frac{4 \times 120}{\pi \times 4} = 0,96 \text{ m.}$$

Donc, la hauteur de la réserve d'incendie est de **0,96 m**.

II.8.5. Dimensionnement du réservoir R_{Ait-Ikhelef}

Le réservoir d'Ait-Ikhelef est alimenté par refoulement à partir de la SP2, par les eaux de la source d'Addardar et les forages d'Ait ikhlef. Il va assurer la distribution vers la zone 04 dont le nombre d'habitant est de 23 766 habitants.

$$K_{\max.h} = 1,5 \quad \longrightarrow \quad Q_{\max.j} = 5555,32 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le calcul du résidu est donné dans le tableau (II.4) suivant :

Tableau(II.4) : Dimensionnement du réservoir d'Ait-Ikhlef.

Heures	Apports				Distribution vers la zone 04		Surplus	Déficit	Résidu
	Source + forages		Refolement						
	(%)	m ³ /h	(%)	m ³ /h	(%)	m ³ /h	(%)	(%)	(%)
0-1	1,275	70,833	3,47	192,765	1,5	83,330	3,245	-	3,245
01-02	1,275	70,833	3,47	192,765	1,5	83,330	3,245	-	6,49
02-03	1,275	70,833	3,47	192,765	1,5	83,330	3,245	-	9,735
03-04	1,275	70,833	3,47	192,765	1,5	83,330	3,245	-	12,98
04-05	1,275	70,833	3,47	192,765	2,5	138,883	2,245	-	15,225
05-06	1,275	70,833	3,47	192,765	3,5	194,436	1,245	-	16,47
06-07	1,275	70,833	3,47	192,765	4,5	249,989	0,245	-	16,715
07-08	1,275	70,833	3,47	192,765	5,5	305,542	-	-0,755	15,96
08-09	1,275	70,833	3,47	192,765	6,25	347,207	-	-1,505	14,455
09-10	1,275	70,833	3,47	192,765	6,25	347,207	-	-1,505	12,95
10-11	1,275	70,833	3,47	192,765	6,25	347,207	-	-1,505	11,445
11-12	1,275	70,833	3,47	192,765	6,25	347,207	-	-1,505	9,94
13-13	1,275	70,833	3,47	192,765	5	277,765	-	-0,255	9,685
13-14	1,275	70,833	3,47	192,765	5	277,765	-	-0,255	9,43
14-15	1,275	70,833	3,47	192,765	5,5	305,542	-	-0,755	8,675
15-16	1,275	70,833	3,47	192,765	6	333,318	-	-1,255	7,42
16-17	1,275	70,833	3,47	192,765	6	333,318	-	-1,255	6,165
17-18	1,275	70,833	3,47	192,765	5,5	305,542	-	-0,755	5,41
18-19	1,275	70,833	3,47	192,765	5	277,765	-	-0,255	5,155
19-20	1,275	70,833	-	-	4,5	249,989	-	-3,225	1,93
20-21	1,275	70,833	-	-	4	222,212	-	-2,725	-0,795
21-22	1,275	70,833	-	-	3	166,659	-	-1,725	-2,52
22-23	1,275	70,833	-	-	2	111,106	-	-0,725	-3,245
23-24	1,275	70,833	3,47	192,765	1,5	83,330	3,245	-	0
Total	30,6	1700	69,4	3855,306	100	5555,306	16,96	-16,96	-

On a :

- $R^+ = 16,715 \%$
- $R^- = -3,245 \%$

Donc :

- $P_{\max} = 19,96 \%$
- $V_r = 1108,84 \text{ m}^3$

- $V_t = 1108,84 + 120 = \mathbf{1228,84 \text{ m}^3}$

Le réservoir principal d'Ait-Ikhelef à une capacité de 1000 m^3 et un autre réservoir de 500 m^3 est en cours de réalisation. Le volume calculé est $1228,84 \text{ m}^3$, donc les deux réservoirs seront suffisants.

II.9. Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu dimensionner les différents réservoirs et les stations de reprise qui nous assureront l'adduction de l'eau de l'oued Boubhir vers le réservoir final d'Ait-Ikhelef. Les résultats sont résumés comme suit :

- Les réservoirs de la première station de reprise auront une capacité de **500** et **600 m³** respectivement ;
- La capacité de la bache à eau de la deuxième station est de **100 m³** ;
- Le réservoir de la première station de pompage aura une capacité de **500 m³** ;
- Le réservoir **500 m³** ;
- Les réservoirs d'Ait Ikhelef (**1000 + 500 m³**) seront suffisants.

Après le dimensionnement des réservoirs, il faut dimensionner les différents tronçons des conduites, qui sera l'objectif du chapitre suivant.

III.1. Introduction

Une des parties les plus importantes dans l'alimentation en eau potable des localités, c'est l'acheminement de l'eau de la source, ou du point de son prélèvement (forage, piquage sur une conduite, ... etc.) vers des ouvrages de stockage qui servent à emmagasiner l'eau avant sa mise en distribution. Un réseau d'adduction bien dimensionné assurera son rôle convenablement avec un minimum de frais.

On distingue deux types d'adduction :

- ❖ Adduction gravitaire ;
- ❖ Adduction par refoulement.

On peut trouver dans certains réseaux les deux types d'adduction ensemble, cela est conditionné par le relief et la topographie du terrain.

III.2. Choix du tracé

Le choix du tracé est une étape particulièrement importante, car ce choix doit satisfaire quelques critères d'ordre technique et économique [9] :

- Avoir un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence avec une rampe toujours dans le même sens, vers le réservoir d'accumulation ;
- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer. Une cavitation peut apparaître et une rupture de la veine liquide pouvant provoquer ainsi l'écrasement de la canalisation ;
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), on doit prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Chercher à éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, oueds, les forêts, ... etc.), ceci dans le but de faciliter l'accès pour l'entretien, les réparations et faciliter la détection des fuites ainsi que les vannes défectueuses.

III.3. Schéma d'adduction projeté

À partir des deux puits réalisés dans la nappe alluviale de l'oued Boubhir, une nouvelle chaîne d'adduction, par refoulement, sera réalisée. Les deux puits se rencontrent au point de jonction C. Composée de 4 stations : deux stations de reprise et deux stations de pompage qui feront la distribution vers 3 zones sur le long du tracé, l'adduction se fera sur une distance de 15 km, et ce du lieu de captage jusqu'au réservoir d'Ait ikhlef existant, pour intégrer le réseau de distribution existant.

Le schéma d'adduction projeté est représenté dans la figure (III.1) ci-après.

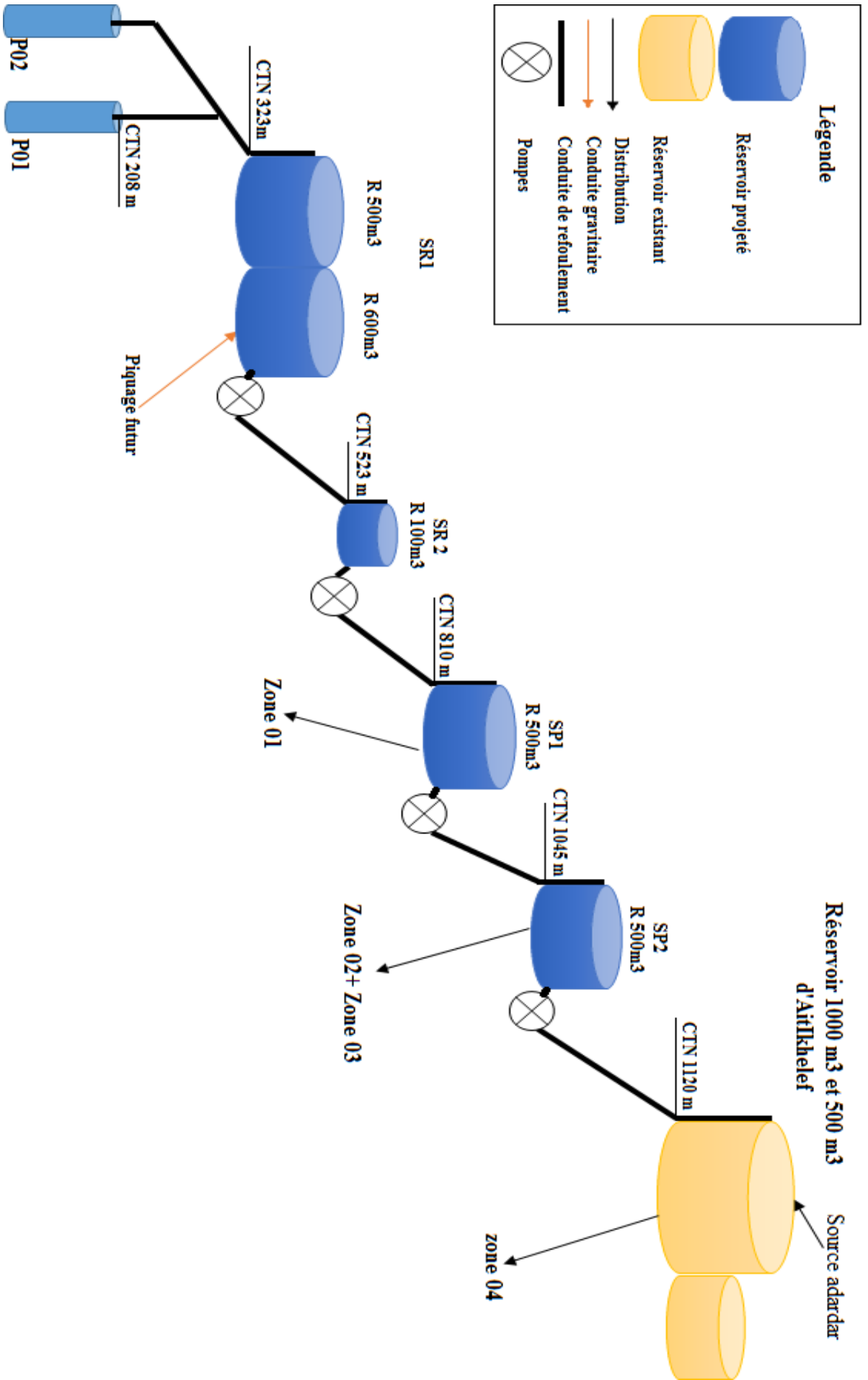


Fig (III.1) : Schema d'adduction projeté.

III.4. Choix du type des conduites

Il existe plusieurs types de matériaux de conduites, chacun ayant ses avantages et ses inconvénients, les plus utilisées dans l'alimentation en eau potable sont :

- Conduites en acier ;
- Conduites en fonte ductile ;
- Conduites en PVC (Chlorure de Polyvinyle) ;
- Conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité).

Pour faire un choix parmi ces matériaux, on doit prendre en considération plusieurs critères :

- ◆ Pression à supporter ;
- ◆ Les frais de réalisation et d'exploitation ;
- ◆ La nature du terrain ;
- ◆ Les pertes de charge ;
- ◆ Disponibilité sur le marché.

On donne ci-dessous les avantages de quelques types de conduites :

Avantages des conduites en PEHD

Le PEHD a des caractéristiques très intéressantes à savoir :

- Une très bonne rugosité (coefficient de rugosité faible);
- Bonne résistance aux sollicitations internes et externes ;
- Insensibilité à la corrosion et à la chimie de l'eau ;
- Disponibilité sur le marché.

Avantages des conduites en acier

- Bonne résistance aux chocs et aux charges compressives ;
- Bonne résistance aux sollicitations du fluide ;
- Longueur des conduites varie de 6 à 16 m ce qui réduit le nombre de joints, par conséquent, une réduction des risques de fuites.

Avantages des conduites en fonte ductile

Les conduites en fonte ductile ont plusieurs avantages:

- Une bonne résistance mécanique à la pression externe et interne ;
- Facilité d'assemblage ;
- Longue durée de vie ;
- Une très bonne résistance à la corrosion ;
- Les tuyaux en fonte ductile tolèrent d'importantes déviations angulaires au niveau de leurs joints.

Notre choix se portera sur les conduites en fonte ductile et en PEHD et ce pour leurs avantages. En effet, l'étude géotechnique menée sur la région a montré que les terrains sont peu favorables ce qui nous a poussé à choisir le PEHD pour sa grande flexibilité qui lui permettra de s'adapter parfaitement aux mouvements du sol. Cependant, vu la grande différence de cotes entre la source et le réservoir final, les hauteurs géométriques entre quelques stations de reprise sont importantes ce qui engendrera des Hmt élevées. De ce fait, il est impératif d'employer des conduites plus résistantes telles que les conduites en fonte ductile réputées par leur grande résistance aux pressions internes.

III.5. Etude technico-économique

Le choix des diamètres des conduites de refoulement se fait en trouvant un bon compromis entre les frais de fonctionnement, qui sont inversement proportionnels au diamètre, et les coûts d'investissement qui augmentent avec le diamètre. Le diamètre retenu est celui qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation.

III.5.1. Calcul du diamètre économique

Pour le dimensionnement du diamètre de la conduite d'adduction, on utilise les formules suivantes :

- Formule de BONNIN : $D_e = \sqrt{Q}$ (III.1)

- Formule de BRESS : $D_e = 1,5 \sqrt{Q}$ (III.2)

Où :

- Q : Représente le débit qui transite dans la conduite en m³/s ;
- D_e : Le diamètre interne de la conduite en m.

Le diamètre économique est compris entre ces deux valeurs. Sa valeur exacte est celle qui donnera un coût minimal avec une vitesse comprise entre 0,5 et 2 m/s.

III.5.2. Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcule avec la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_e} \quad (III.3)$$

Avec :

- V : Vitesse de l'écoulement exprimée en m/s.

Remarque : Le diamètre intérieur est donné comme suit :

$$D_e = D_{\text{ext}} - 2 \times e_p \quad (III.4)$$

Où :

- D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite en m ;
- e_p : Epaisseur de la conduite en m.

III.5.3. Calcul des pertes de charge

a. Pertes de charge linéaires H_L

Les pertes de charges unitaires sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH

$$J_L = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D_e} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- J_L : Pertes de charge unitaires en m/ml ;
- g : Accélération de la pesanteur, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$;
- λ : Coefficient de perte de charge de DARCY.

- **Calcul du coefficient de DARCY λ**

Selon le régime d'écoulement, la formule qui permet le calcul de λ diffère :

- En régime turbulent rugueux, la formule utilisée est celle de NIKURADZE :

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

- En régime turbulent lisse, pour Re inférieur à 10^5 , on calcule λ à l'aide d'une autre formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \frac{0,221}{Re^{0,257}} + 0,0032 \quad (\text{III.7})$$

- En régime turbulent lisse mais pour Re supérieur à 10^5 , on utilise la formule de BLASIUS :

$$\lambda = \frac{0,3164}{Re^{0,25}} \quad (\text{III.8})$$

- En régime de transition, λ est donné par la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71 \times D_e} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- K : Rugosité absolue de la paroi interne de la conduite en mètre :

- Pour les conduites en PEHD :

$$K = 0,01 \text{ mm si } D < 200 \text{ mm.}$$

$$K = 0,02 \text{ mm si } D > 200 \text{ mm.}$$

- Pour les conduites en fonte ductile :

$$K = 2 \text{ mm.}$$

- Re : Nombre de REYNOLDS, il est exprimé sous la formule suivante :

$$\text{Re} = \frac{V \times D_e}{\nu} \quad (\text{III.10})$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s). Elle est donnée par la formule suivante :

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 \times t + 0,000221 \times t^2)} \quad (\text{III.11})$$

À une température de 20°C, $\nu = 10^{-6}$ m²/s.

La formule de COLEBROOK est implicite, donc on ne peut pas l'utiliser directement. On doit faire le calcul par approximations successives. La valeur initiale λ_0 est calculée par la formule (III.6).

Selon la valeur du nombre de REYNOLDS, on peut connaître le régime d'écoulement : on calcule la rugosité relative ε qui est le rapport entre la rugosité absolue sur le diamètre de la conduite :

$$\varepsilon = \frac{K}{D_e} \quad (\text{III.12})$$

Sur le diagramme de MOODY (voir annexe 02), on rapporte les valeurs de Re et de ε et on déduit le régime d'écoulement pour ensuite utiliser l'une des formules citées précédemment : (III.6), (III.7), (III.8) ou (III.9).

Les pertes de charge linéaires seront donc égales à :

$$H_L = J_L \times L \quad (\text{III.13})$$

Où :

- L : La longueur de la conduite en m.

b. Pertes de charges singulières H_S

Les pertes de charge singulières apparaissent au niveau des singularités (coudes, vannes, ...etc.). On estime que ces pertes représentent entre 10 et 20% des pertes de charge linéaires, cela dépend du type des conduites, leur longueur, type de raccordement...etc.

$$H_S = 0,15 \times H_L \quad (\text{III.14})$$

c. Les pertes de charge totales H_T

Ces pertes représentent la somme des deux pertes de charge linéaires et singulières.

$$H_T = H_L + H_S \quad (\text{III.15})$$

III.5.4. La hauteur manométrique totale (Hmt)

La hauteur manométrique totale est considérée comme étant la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge totales. Elle s'écrit comme suit :

$$H_{mt} = H_g + H_T \quad (\text{III.16})$$

III.5.5. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe. Elle est déterminée d'après la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en Kw ;
- η : Rendement de la pompe en % ;

On prend $\eta = 70 \%$.

III.5.6. Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée, durant une année, par la pompe correspond à la puissance absorbée par la pompe, multipliée par le nombre des heures de pompage.

$$E = P_a \times T' \times 365 \quad (\text{III.18})$$

Avec :

- T' : Nombre d'heures de pompage.

III.5.7. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se résument dans la consommation de l'énergie électrique. Ils se déterminent à l'aide de la formule suivante :

$$F_{exp} = E \times e \quad (\text{III.19})$$

Avec:

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- e : Prix d'un Kwh fixé par la SONELGAZ à 4,179 DA.

III.5.8. Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (\text{III.20})$$

Avec :

- P_u : Le prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
- A : Amortissement annuel, il est donné par cette formule :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III.21})$$

Où :

- i : Taux d'annuité, il est pris égal à 8 % ;
- n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement, pour notre cas, $n = 30$ ans.

Pour notre cas, on trouve $A = 0,08883$.

III.5.9. Calcul du bilan total des frais

Le bilan total est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement. Il sera calculé par la formule suivante :

$$B = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{III.22})$$

III.6. Dimensionnement des conduites

III.6.1. Dimensionnement des conduites des deux puits et la conduite qui relie le point de jonction C à la SR1

Les deux conduites qui sortent des deux puits se joignent au point C. A partir de ce point, une seule conduite véhiculera le débit jusqu'à la station de reprise1(SR1). Pour trouver les diamètres économiques des trois conduites, et pour chaque diamètre, on sélectionne des diamètres qui sont entre les valeurs données par les formules de BONNIN et BRESS.

Le tableau (III.1) suivant nous donne les caractéristiques des trois conduites :

Tableau (III.1) : Caractéristiques des trois conduites

conduite	Longueur (m)	Hg (m)	Débit véhiculé (l/s)
C1 (Puits1- point de jonction)	250	18,5	10
C2 (puits 2- point de jonction)	283	18,5	10
C3 (point de jonction-SR1)	4592	109,5	20

Le tableau (III.2) ci-dessous nous donne, pour chaque conduite, les diamètres sélectionnés. Ces diamètres normalisés se situent entre les valeurs donnés par les formules de BONNIN et de BRESS :

Tableau (III.2) : Les diamètres sélectionnés pour chaque conduite

Conduite	Diamètre extérieur en mm	Diamètre intérieur en mm
C1	110	85,4
	125	97
	160	124,2
C2	110	85,4
	125	97
	160	124,2
C3	160	124,2
	200	177,6
	250	222,1

Afin de trouver le diamètre économique de chaque conduite, on calcule les pertes de charge, la Hmt, les frais d'exploitation et d'amortissement à partir des combinaisons de diamètre. Puis, on choisit la combinaison qui nous donnera un bilan total minimal des frais.

Après les calculs, on trouve les résultats suivants :

1. Conduite C1

Le tableau (III.3) suivant nous donne les caractéristiques de la conduite trouvée :

Tableau (III.3) : Caractéristiques de la conduite C1

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Vitesse (m/s)	λ	H_T (m)	Hmt (m)	Frais d'exploitation (DA)
110	85,4	1,75	0,017868	8,86	185,86	9502,13

Les frais d'amortissement sont résumés dans tableau (III.4) suivant :

Tableau (III.4) : Les frais d'amortissement de la conduite C1

Diamètre intérieur (mm)	Pu (DA)	Longueur (m)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
85,4	1109,19	250	0,08883	24632,34

Le bilan des coûts est donné dans le tableau (III.5) suivant :

Tableau (III.5) : Le bilan des coûts de la conduite C1

Diamètre intérieur (mm)	Coûts d'exploitation (DA)	Coûts d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
85,4	9502,13	24632,34	34134,47

2. Conduite C2

Le tableau (III.6) suivant nous résume les caractéristiques de la conduite C2

Tableau (III.6) : Caractéristiques de la conduite C2

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Vitesse (m/s)	λ	H_T (m)	Hmt (m)	Frais d'exploitation (DA)
110	85,4	1,75	0,017868	10,02	186,38	9562,09

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau (III.7) ci-dessous :

Tableau (III.7) : Les frais d'amortissement de la conduite C2

Diamètre intérieur (mm)	Pu (DA)	Longueur (m)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
85,4	1109,19	283	0,08883	27883,81

Ainsi on trouve le bilan retenu dans le tableau (III.8) suivant :

Tableau (III.8) : Le bilan des coûts de la conduite C2

Diamètre intérieur (mm)	Coûts d'exploitation (DA)	Coûts d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
85,4	9562,09	27883,81	37445,9

3. Conduite C3

Le tableau (III.9) ci-dessous nous donne les caractéristiques de la conduite C3 :

Tableau (III.9) : Caractéristiques de la conduite C3

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Vitesse (m/s)	λ	H_T (m)	Hmt (m)	Frais d'exploitation (DA)
160	124,2	0,83	0,01936249	48,36	157,86	67489,29

Les frais d'amortissement sont donnés dans le Tableau (III.10) ci-dessous :

Tableau (III.10) : les frais d'amortissement de la conduite C3

Diamètre intérieur (mm)	Pu (DA)	Longueur (m)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
85,4	2319,21	4592	0,08883	944799,106

Ainsi on trouve le bilan retenu dans le tableau (III.11) suivant :

Tableau (III.11) : Le bilan des coûts de la conduite C3

Diamètre intérieur (mm)	Coûts d'exploitation (DA)	Coûts d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
85,4	67489,29	944799,106	1012288,396

Note 01 : Les prix unitaires des conduites en PEHD PN20 sont donnés dans l'annexe (03).

III.6.2. La conduite reliant SR1 à SR2**Données :**Débit véhiculé : 0,0855 m³/s ;

CTP SR2: 527, 5 m;

CNM SR01: 321, 7 m;

Longueur : 1790 m.

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :

Formule de BONNIN : $D_e = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0855} = 0,292 \text{ m}$ Formule de BRESS : $D_e = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \times \sqrt{0,0855} = 0,439 \text{ m}$.

Pour trouver le diamètre économique, on fait les calculs nécessaires, les résultats sont résumés dans le tableau (III.12) ci-dessous :

Tableau (III.12) : Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR1-SR2

Diamètre intérieur (mm)	Vitesse (m/s)	λ	H _L (m)	H _T (m)	Hmt (m)	Frais d'exploitation (DA)
250	1,74	0,0357029	39,57	45,50	251,30	9186104,18
300	1,21	0,0336777	15,00	17,25	223,05	8153310,06
350	0,89	0,0320970	6,61	7,61	213,41	7800804,51
400	0,68	0,0308160	3,26	3,75	209,55	7659683,84

Ces valeurs nous permettent de calculer les coûts d'amortissement résumés dans le tableau (III.13) suivant :

Tableau (III.13) : Les frais d'amortissement de la conduite SR1-SR2

Diamètre intérieur (mm)	Pu (DA)	Longueur (m)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
250	7461,72	1790	0,08883	1186456,01
300	8948,09	1790	0,08883	1422797,31
350	12318,19	1790	0,08883	1958662,42
400	14136,1	1790	0,08883	2247720,48

Les résultats du bilan sont inscrits dans le tableau (III.14).

Tableau (III.14) : Bilan des frais de la conduite SR1-SR2

Diamètre intérieur (mm)	Coûts d'exploitation (DA)	Coûts d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
250	9186104,18	1186456,01	10372560,19
300	8153310,06	1422797,31	9576107,37
350	7800804,51	1958662,42	9759466,93
400	7659683,84	2247720,48	9907404,32

D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de **300 mm**.

Note 02 : Les prix unitaires des conduites en fonte ductile sont mentionnés dans l'annexe (04).

III.6.3. La conduite reliant SR2 à SP1

Données :

Débit véhiculé : 0,0855 m³/s.

CTP SP1: 812, 5 m.

CNM SR2: 521, 7 m.

Longueur : 2520 m.

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :

Formule de BONNIN : $D_e = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0855} = 0,292 \text{ m}$

Formule de BRESS : $D_e = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \times \sqrt{0,0855} = 0,439 \text{ m}$.

On calcule les pertes de charge et la Hmt, les résultats sont illustrés dans le tableau (III.15) ci-dessous :

Tableau (III.15) : Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR2-SP1

Diamètre extérieur (mm)	Vitesse (m/s)	Λ	H_L (m)	H_T (m)	Hmt (m)	Frais d'exploitation (DA)
250	1,74	0,0357029	55,71	64,06	353,86	12934965,53
300	1,21	0,03367775	21,12	24,28	314,08	11480976,05
350	0,89	0,03209701	9,31	10,71	300,51	10984711,25
400	0,68	0,03081596	4,59	5,27	295,07	10786038,58

Les frais d'amortissement sont résumés dans le tableau (III.16) suivant :

Tableau (III.16) : Frais d'amortissement de la conduite SR2-SP1

Diamètre intérieur (mm)	Pu (DA)	Longueur (m)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
250	7461,72	2550	0,08883	1186456,01
300	8948,09	2550	0,08883	1422797,31
350	12318,19	2550	0,08883	1958662,42
400	14136,1	2550	0,08883	2247720,48

Le bilan des frais est donné dans le tableau (III.17) qui suit :

Tableau (III.17) : Le bilan des frais de la conduite SR2-SP1.

Diamètre extérieur (mm)	Coûts d'exploitation (DA)	Coûts d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
250	12934965,53	1670317,96	14605283,49
300	11480976,05	2003044,26	13484020,31
350	10984711,25	2757446,54	13742157,79
400	10786038,58	3164388,6	13950427,18

D'après ce tableau, le diamètre à retenir est **300 mm**. Nous allons utiliser une conduite avec un diamètre de 300 mm et une vitesse d'écoulement de 1,21 m/s.

III.6.4. La conduite reliant SP1 à SP2

Données :

Débit véhiculé : 0,074 m³/s.

CTP SP2: 1047, 5 m.

CNM SP1: 808, 96 m.

Longueur : 1795 m.

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :

Formule de BONNIN : $D_e = \sqrt{Q} = \sqrt{0,074} = 0,278 \text{ m}$

Formule de BRESS : $D_e = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \times \sqrt{0,074} = 0,408 \text{ m}$.

Le tableau (III.18) suivant, nous donne les valeurs des pertes de charge et de la Hmt :

Tableau (III.18) : Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SP1-SP2

Diamètre intérieur (mm)	Vitesse (m/s)	Λ	H_L (m)	H_T (m)	Hmt (m)	Frais d'exploitation (DA)
250	1,51	0,03570286	29,72	34,18	272,72	8628140,15
300	1,05	0,0336777	11,27	12,96	251,50	7956677,29
350	0,77	0,0320970	4,97	5,71	244,25	7727498,62
400	0,59	0,0308160	2,45	2,81	241,35	7635750,15

L'estimation des coûts d'amortissement est donnée dans le tableau (III.19) :

Tableau (III.19) : Frais d'amortissement de la conduite SP1-SP2.

Diamètre intérieur (mm)	Pu (DA)	Longueur (m)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
250	7461,72	1795	0,08883	1186456,01
300	8948,09	1795	0,08883	1422797,31
350	12318,19	1795	0,08883	1958662,42
400	14136,1	1795	0,08883	2247720,48

Le bilan des frais est donné dans le tableau (III.20) suivant :

Tableau (III.20) : Le bilan des frais de la conduite SP1-SP2

Diamètre intérieur (mm)	Coûts d'exploitation (DA)	Coûts d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
250	8628140,15	1189770,13	9817910,28
300	7956677,29	1426771,61	9383448,90
350	7727498,62	1964133,55	9691632,17
400	7635750,15	2253999,02	9889749,17

Le diamètre économique est de **300 mm** avec une vitesse d'écoulement de 1,05 m/s.

III.6.5. La conduite reliant SP2 au R_{Ait Ikhlef}**Données :**Débit véhiculé : 0,054 m³/s.CTP R_{Ait Ikhlef} : 1125,5 m.

CNM SP2: 1043,96 m.

Longueur : 4348 m.

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :

Formule de BONNIN : $D_e = \sqrt{Q} = \sqrt{0,054} = 0,232$ mFormule de BRESS : $D_e = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \times \sqrt{0,054} = 0,347$ m.

Le tableau (III.21) nous donne les valeurs calculées de la Hmt et celles des pertes de charge :

Tableau (III.21) : Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SP2-R_{Ait ikhelef}

Diamètre extérieur en mm	Diamètre intérieur en mm	Vitesse en m/s	λ	H _L (m)	H _T (m)	Hmt en m	Frais d'exploitation (DA)
250	204,6	1,64	0,01212780	35,47	40,79	122,33	2824270,63
315	257,8	1,04	0,01161390	10,70	12,30	93,84	2166442,61
400	327,4	0,64	0,01111610	3,10	3,56	85,10	1964753,03

Les frais d'amortissement sont résumés dans le tableau (III.22) ci-dessous :

Tableau (III.22) : Frais d'amortissement de la conduite SP2-R_{Ait ikhelef}

Diamètre intérieur (mm)	Pu (DA)	longueur (m)	Annuité	Frais d'amortissement
250	7461,72	1795	0,08883	1186456,01
300	8948,09	1795	0,08883	1422797,31
350	12318,19	1795	0,08883	1958662,42
400	14136,1	1795	0,08883	2247720,48

Les frais totaux sont donnés dans le tableau (III.23) ci-dessous :

Tableau (III.23) : Le bilan des frais de la conduite SP2-R_{Ait ikhelef}

Diamètre extérieur (mm)	Coûts d'exploitation (DA)	Coûts d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
250	2824270,63	1802363,27	4626633,90
315	2166442,61	2768111,45	4934554,06
400	1964753,03	4471564,36	6436317,39

Le diamètre économique à retenir est **250 m** avec une vitesse de 1,64 m/s.**Note 03 :** Les prix unitaires des conduites en PEHD PN16 sont mentionnés dans l'annexe (05).

III.6.7. Récapitulatif des résultats

Le tableau (III.24) nous donne les différents diamètres calculés pour les différents tronçons :

Tableau (III.24) : Récapitulatif des différents diamètres calculés.

Tronçon	Débit (m ³ /s)	Longueur (m)	Hmt (m)	Diamètre (mm)
P1 – point jonction C	0,01	250	185,21	110 PEHD
P2- point jonction C	0,01	283	186,38	110 PEHD
Point jonction C -SR1	0,02	4592	157,86	160 PEHD
SR1-SR2	0,0855	1790	223,05	300 FD
SR2-SP1	0,0855	2520	314,08	300 FD
SP1-SP2	0,074	1795	251,5	300 FD
SP2- R Ait ikhlef	0,054	4348	122,33	250 PEHD

III.7. Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu déterminer les diamètres économiques des conduites dans tous les tronçons. On a également calculé les pertes de charges et les Hmt pour chaque tronçon, ce qui constituera une base de calcul pour le chapitre suivant, qui est consacré aux pompes.

IV.1. Introduction

La topographie de la région étudiée, et la position de la source d'alimentation peuvent ne pas permettre à l'eau de s'écouler gravitairement. Pour cela, il y a nécessité d'installer des pompes et de construire des stations de reprise le long de la chaîne d'adduction, pour refouler l'eau et faire face à l'aspect accidenté du terrain.

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix des pompes idéales adaptées à l'usage de projet, qui nous permettra d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des stations de reprises projetées le long de la chaîne d'adduction.

IV.2. Choix du type de pompe

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir [11] :

- ✓ Assurer le débit appelé (Q_{app}) et la hauteur manométrique totale (Hmt) ;
- ✓ Meilleur rendement ;
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation ;
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ✓ Puissance absorbée minimale.

Pour les puits, on adoptera un groupe électropompe immergé vu les avantages qu'il présente, à savoir :

- Fiabilité ;
- Amorçage automatique ;
- Rendement élevé ;
- Entretien presque nul ;
- Refroidissement permanent.

Pour les différentes stations de pompes et de reprise, notre choix se portera sur les pompes centrifuges à axe horizontal.

IV.3. Modes de couplage des pompes

Dans certains cas, les besoins (Hmt -Q) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ce cas, on sera amené à utiliser un couplage de pompes.

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle, selon le but recherché, soit d'augmenter la hauteur ou bien le débit.

Les couplages existants sont : les couplages en parallèle et les couplages en série.

IV.3.1. Couplage en parallèle

Ce montage se rencontre lorsqu'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit, dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun ;
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe ;
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

IV.3.2. Couplage en série

Ce montage s'emploie lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement, dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde ;
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent ;
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

IV.4. Choix du nombre de pompe

Le choix du nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH_r) minimale ;
- Nombre d'étages minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

IV.5. Le point de fonctionnement

Le bon fonctionnement du système pompe - conduite est déterminé par la comparaison des deux courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe caractéristique hauteur-débit de la pompe considérée :

$$H_{mt} = f(Q) \quad (IV.1)$$

- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe :

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage. Afin de connaître les caractéristiques de la conduite, on calcule les pertes de charge pour les différents débits possibles et la charge totale résultante, la hauteur géométrique étant connue. La représentation de la charge totale H_{mt} en fonction du débit Q nous donne la courbe caractéristique de la conduite :

$$H_{mt} = H_g + RQ^2 \quad (IV.2)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique en m ;
- R : Résistance totale de la conduite (aspiration et refoulement) en m.

R est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D_e^5} \quad (\text{IV.3})$$

Le point d'intersection des deux courbes caractéristiques représente le point de fonctionnement de la pompe.

En général, le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point souhaité, il y a lieu de prévoir des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Parmi ces modifications, on peut citer les variantes suivantes :

a. Première variante : "Réduction ou augmentation du temps de pompage"

Dans le cas où le débit correspondant au point de fonctionnement obtenu est supérieur au débit appelé (désiré), on opte pour la diminution du temps de pompage en conservant le même volume à pomper, ce temps se calcule comme suit :

$$T'' = \frac{T' \times Q_{app}}{Q_{pf}} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- T'' : Le nouveau temps de pompage (h) ;
- T' : Le temps de pompage prévu (h), pour notre cas, il est de 20 h ;
- Q_{app} : Débit désiré à refouler en m^3/s ;
- Q_{pf} : Débit de point de fonctionnement de la pompe en m^3/s .

b. Deuxième variante : "Régulation par étouffement (Le vannage)"

On accepte la caractéristique de la pompe $H_{mt} = f(Q)$, et on place une vanne sur la conduite de refoulement pour créer des pertes de charge de façon à obtenir le débit appelé (désiré).

Dans ce cas la puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_{app} \times H'}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

$$H' = H^* + h \quad (\text{IV.6})$$

Où :

- h : Pertes de charge engendrées par le vannage (m) ;
- H^* : La hauteur manométrique totale correspondant au débit appelé en m ;

- η : Le rendement en (%) ;
- H' : La distance qui sépare le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe en m.

c. Troisième variante : "Rognage de la roue "

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation N . Cela peut être réalisé en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré et qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point P_1). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point P_2 (Q_2 ; H_2) qui est le point homologue du point désiré.

D'après les lois de similitude, on aura :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (\text{IV.7})$$

m : Coefficient de rognage, donc :

Le pourcentage de rognage r sera :

$$r = (1 - m) \times 100 \text{ (\%)} \quad (\text{IV.8})$$

Et la puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{IV.9})$$

d. Quatrième variante : "Variation de la vitesse de rotation"

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation, tel que sa diminution entraînera la diminution du débit et également de la puissance absorbée. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe $H_{mt} = f(Q)$ passe par le point désiré.

On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (courbe d'iso-rendement), qui contient le point homologue et qui passe par le point P_1 (Voir : Figure (IV.1)). Cette parabole coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P_3 (Q_3 , H_3), on aura alors:

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{IV.10})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{IV.11})$$

La figure (IV.1) ci-dessous nous montre le point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation :

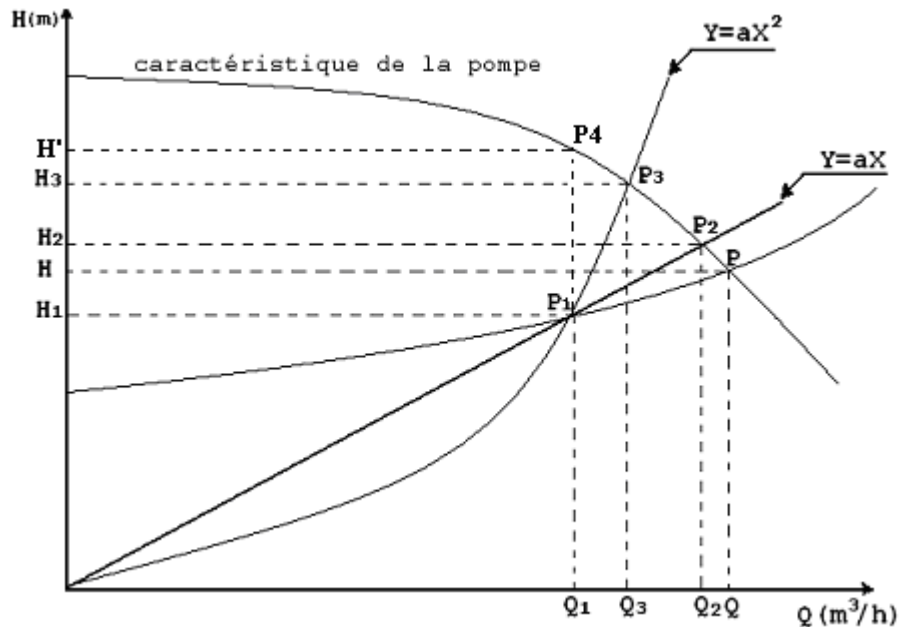


Fig (IV.1) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.

IV.6. Etude de la cavitation (Notion de NPSH)

La cavitation est un phénomène très bruyant engendré par la formation de poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe. Les bulles d'air sont dépressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute de la hauteur manométrique, des instabilités, des vibrations et une forte érosion du métal [5].

La figure (IV.2) ci-dessous nous montre les conséquences de la cavitation sur les roues



Fig (IV.2) : Roues soumises à la cavitation.

Pour le bon fonctionnement de la pompe, il faut que la pression absolue P_{abs} à l'entrée de la pompe soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise $NPSH_r$. Le $NPSH_r$ requis dépend uniquement de

la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par la vérification de la condition suivante :

$$NPSH_d > NPSH_r + \text{marge de sécurité} \quad (\text{IV.12})$$

Note 04 : On prend une marge de sécurité d'un mètre.

Deux cas d'aspiration sont possibles (figure (IV.3) et (IV.4)) :

Cas 1 : Aspiration en dépression

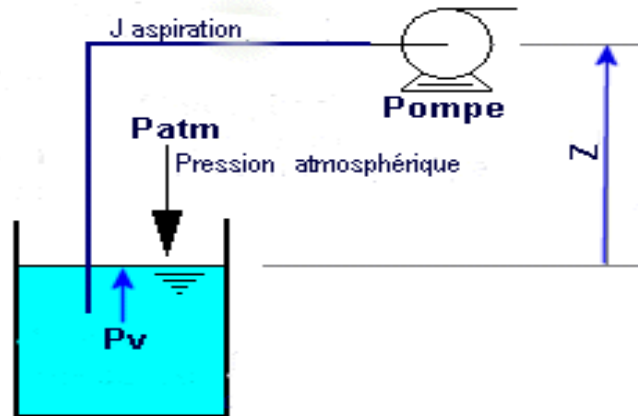


Fig (IV.3) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression

Cas 2 : Aspiration en charge

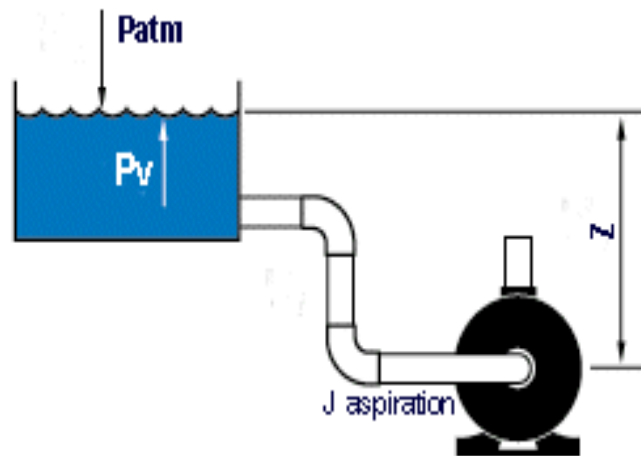


Fig (IV.4) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.

Où, le $NPSH_d$ représente la charge nette disponible à l'aspiration qui dépend de l'installation.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{w} - (H_a + j_a + h_v) \quad (\text{aspiration en dépression}) \quad (\text{IV.13})$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{w} + (H_a - j_a - h_v) \quad (\text{aspiration en charge}) \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

- $\frac{P_0}{w}$: Pression atmosphérique en m.c.e ;
- H_a : Hauteur d'aspiration (m) ;
- j_a : Perte de charge à l'aspiration en m.c.e.
- C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Les différentes tensions de vapeur sont données dans le tableau (IV.1) ci-après :

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

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
h _v (m)	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,10	4,80	10,30

IV.7. Choix des pompes du projet

IV.7.1. Les pompes des puits P1 et P2

Les pompes qui seront utilisées sont des groupes électropompes immergés.

Données P1

Débit : 10 l/s ;

Hmt = 185,21 m ;

Hg : 128 m.

A l'aide de catalogue CAPRARI, on cherche la pompe immergée qui nous donne les caractéristiques désirées. Pour cela, on a sélectionné deux pompes dont leurs caractéristiques sont énumérées dans le tableau (IV.2) ci-dessous :

Tableau (IV.2) : Caractéristiques des pompes CAPRARI sélectionnées pour le P1

Pompe	Débit (l/s)	Hmt (m)	η (%)	Pa (kw)	NPSH _{re} (m)	NPSH _d (m)	Vitesse de rotation (tr/min)
E8R35/13+ MC835	10,083	187	75,8	24,6	3,31		2900
E6S55/ 15A+ MCH640	10,28	188	73	26	4,02		2900

Notre choix sera fixé sur la première pompe E8R35/13+ MC835, parce que c'est elle qui nous donne les meilleures caractéristiques.

La figure (IV.5) nous montre les caractéristiques de la pompe E8R35/13+ MC835.

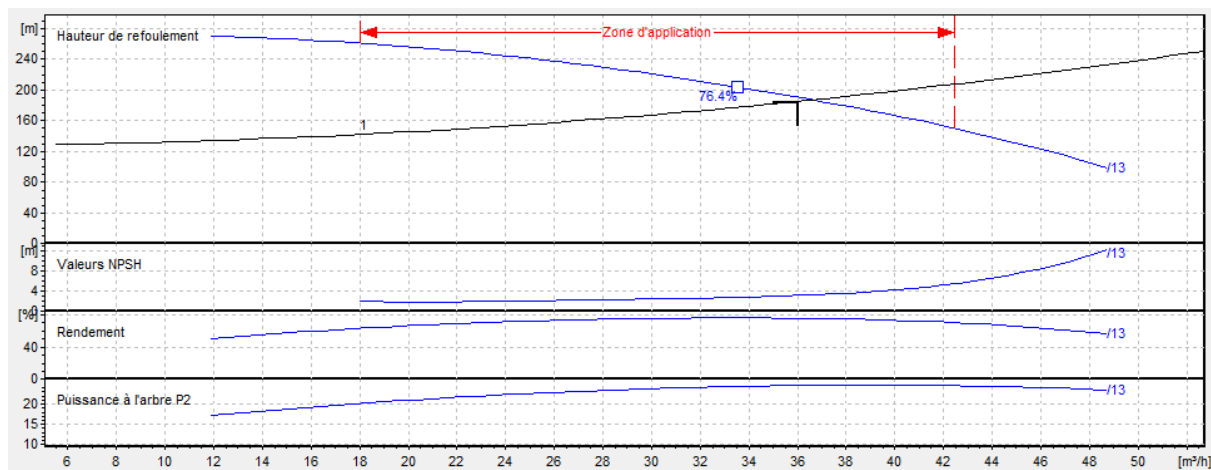


Fig (IV.5) : Courbes caractéristiques de la pompe P1

Les autres caractéristiques de la pompe sont données dans l'annexe (06).

Données P2

Débit : 10 l / s ;

Hmt = 186,38 m ;

Hg : 128 m ;

A l'aide du logiciel CAPRARI, on a sélectionné deux pompes qui ont les caractéristiques désirées comme le montre le tableau (IV.3), ci-après.

Tableau (IV.3) : Caractéristiques des pompes CAPRARI sélectionnées pour le P2

Pompe	Débit (l/s)	Hmt (m)	η (%)	Pa (kw)	NPSH _{re} (m)	NPSH _a (m)	Vitesse de rotation (tr/ min)
E8R35/13+ MC835	10,14	188	75,8	24,6	3,28		2900
E6S55/ 16A+ MCH640	10,22	189	72,9	26	4,02		2900

Nous allons choisir la première pompe E8R35/13+MC835 qui nous offre les meilleures caractéristiques.

La figure (IV.6) nous donne les caractéristiques de la pompe sélectionnée.

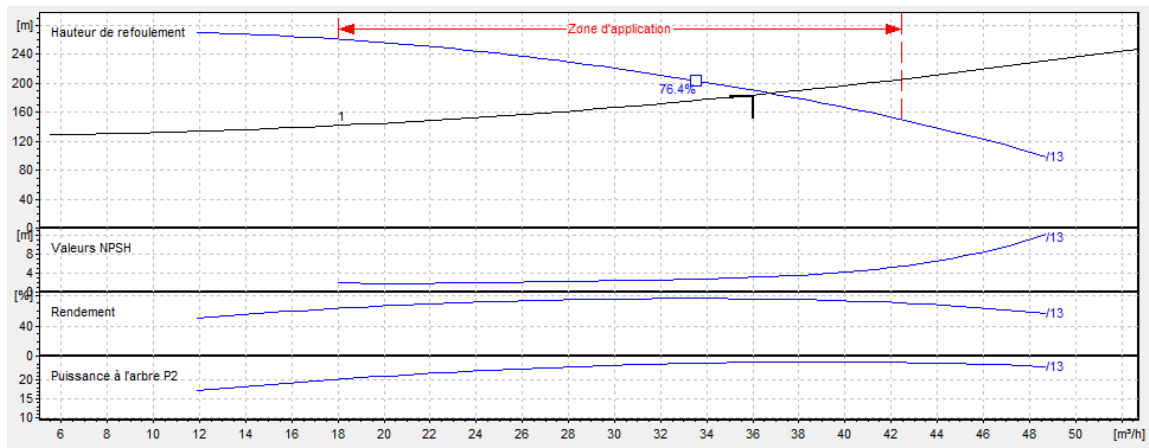


Fig (IV.6) : Courbes caractéristiques de la pompe P2

Toutes les autres caractéristiques de la pompe sont fournies dans l'annexe (7).

Nous avons deux pompes en parallèle qui refoulent chacune un débit de 10 l/s, puis à partir du point de jonction, un débit de 20 l/s sera refouler vers la SR1. On doit chercher le point de fonctionnement de l'ensemble des deux pompes. Pour atteindre cet objectif, on doit tracer :

- Les courbes caractéristiques de chaque pompe sur un même graphe ;
- La courbe de réseau pour chaque conduite ;
- La courbe résultante du couplage des deux pompes en parallèle ;
- La courbe de réseau de la conduite équivalente en respectant les règles de l'équivalence des conduites ;
- La courbe de résultante de la conduite équivalente et la conduite après la jonction en série.

La figure (IV.7) ci-dessous nous montre le tracé de toutes les courbes mentionnées précédemment sur un même graphe :

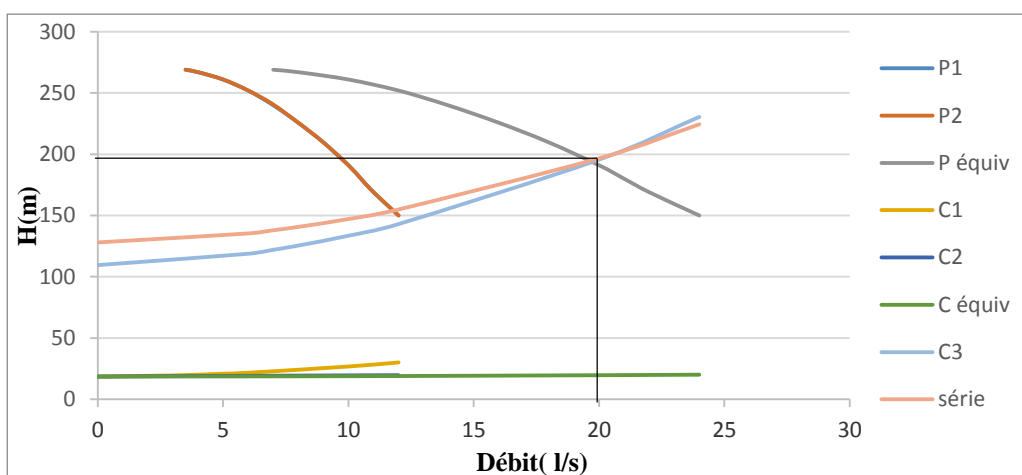


Figure (IV.7) : Matérialisation du point de fonctionnement du système

D'après la figure (IV.7), on voit que le point de fonctionnement du système a les coordonnées : $P_f(20 \text{ l/s} ; 191 \text{ m})$.

On trace une droite horizontale qui passe par le point P_f jusqu'à l'axe des ordonnées, cette droite coupe les courbes des pompes 1 et 2. Ces points d'intersections correspondent aux points de fonctionnement effectifs de chaque pompe. On trouve :

Pour la pompe P1 : $(10 \text{ l/s} ; 191 \text{ m})$.

Pour la pompe P2 : $(10 \text{ l/s} ; 191 \text{ m})$.

Or que les pompes sélectionnées nous donnent des Hmt de 187 et 188 m respectivement, des valeurs qui sont inférieures à 191m, ce qui nous oblige de modifier la courbe caractéristique de la pompe pour ramener le point de fonctionnement au point désiré. Pour atteindre cet objectif, on doit se référer aux lois de similitude.

IV.7.1.1. Pompe du puits P1

D'après le tableau (IV.2), la pompe nous donne pas la Hmt exact $(10 \text{ l/s} ; 187 \text{ m})$, donc on doit matérialiser le point de fonctionnement du système. Pour cela, on choisit les deux variantes suivantes :

1- Rognage de la roue

D'après les lois de similitude, et pour des pompes identiques, on a :

$$\frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2 \quad (\text{IV.15})$$

Les coordonnées du point désiré sont $(10 \text{ l/s} ; 185, 21 \text{ m})$

Le point de fonctionnement du système donné pour la pompe P₂ $(10 \text{ l/s} ; 191\text{m})$.

Le coefficient de rognage est :

$$m = \left(\frac{185,21}{191}\right)^{1/2} = 0,985$$

Donc : $r = 1 - m = 0,015$, donc, un rognage de 1,5 %.

$$d = 0,985 \times 194$$

d = 191 mm.

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,036 \times 185,21}{0,758} = 86,3 \text{ Kw}$$

2- Variation de la vitesse de rotation

D'après les lois de similitude, on a :

$$\frac{H_1}{H_3} = \left(\frac{N_1}{N'}\right)^2 \quad (\text{IV.16})$$

D'où :

$$N' = \sqrt{\frac{185,21}{191}} \times 2900 = 2856 \text{ tr /mn}$$

Ce qui nous donne une puissance absorbée de :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,036 \times 185,21}{0,758} = 86,3 \text{ Kw}$$

Les deux variantes donnent la même puissance absorbée donc on choisit l'une des d'elles selon la possibilité.

IV.7.1.2. La pompe du puits P2

$$Q_1 = 10 \text{ l/s}$$

$$H_1 = 191 \text{ m}$$

Le point de fonctionnement et le point recherché ne sont pas les mêmes, on procède alors à des modifications avec la méthode suivante :

1- Rognage de la roue

Les coordonnées du point désiré sont (10 l/s ; 186,38 m)

Le point de fonctionnement du système donné pour la pompe P₂ (10 l/s ; 191 m)

Le coefficient de rognage est :

$$m = \left(\frac{186,38}{191} \right)^{1/2} = 0,989$$

Donc : $r = 1 - m = 0,011$, donc, un rognage de 1,1 %.

$$d = 0,989 \times 194 \rightarrow d = 192 \text{ mm.}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,036 \times 186,38}{0,758} = 86,84 \text{ Kw}$$

2- Variation de la vitesse de rotation

$$N' = \sqrt{\frac{186,38}{191}} \times 2900 = 2865 \text{ tr /mn.}$$

Et la puissance absorbée :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,036 \times 186,38}{0,758} = 86,84 \text{ Kw}$$

Puisque les deux variantes donnent la même puissance absorbée, on opte pour la variante qui est la plus facile à réaliser.

IV.7.2. La pompe de la SR1**Données :**

Débit: 85,5 l/s;

Hmt = 223 m ;

Hg : 206 m.

A l'aide des logiciels KSB et CAPRARI, on sélectionne les pompes dont les caractéristiques sont mentionnées dans le tableau (IV.4).

Tableau (IV.4) : Caractéristiques des pompes sélectionnées pour la SR1

Marque	Nom de la pompe	Débit (l/s)	Hmt (m)	η (%)	Pa (kw)	NPSH _{re} (m)	NPSH _d (m)	Vitesse de rotation (tr/min)
KSB	Multitec A 125/3-10.2 10.63	85,502	223	80,2	226,39	6,98	10,705	2986
CAPRARI	2×PM100/4B	85,52	223	75,8	245	4,96	10,705	2900

On choisit la pompe Multitec A 125/3-10.2 10.63 de la marque KSB, car c'est elle qui nous donne un rendement général maximal. On place aussi une autre pompe de secours qui a les mêmes caractéristiques que celle retenue.

Puisque la pompe sélectionnée nous donne exactement notre point de fonctionnement, elle ne nécessitera aucune modification.

Les caractéristiques de la pompe sélectionnée sont mentionnées dans l'annexe (08).

- Vérification de la condition de non cavitation

CNA : 320,7 m.

Hauteur d'aspiration : 1 m.

Pertes de charge à l'aspiration sont négligeables.

NPSH_r : 6,98 m.

$$\frac{P_0}{w} = 10,33 - 0,0012 \times 320,7 = 9,945 \text{ m.}$$

$$\text{NPSH}_d = 9,945 + 1 - 0 - 0,24 = 10,705 \text{ m} > 7,98 \text{ m}$$

NPSH_d > NPSH_r + 1m : notre pompe ne cavite pas.

IV.7.3. La pompe de la SR2

Débit: 85,5 l/s;

Hmt = 313 m;

Hg : 289 m.

En se servant des logiciels KSB et de CAPRARI, on choisit des pompes qui répondent le mieux à notre demande, leurs caractéristiques sont données dans le tableau (IV.5) ci-après :

Tableau (IV.5) : Caractéristiques des pompes sélectionnées pour la SR2

Marque	Nom de la pompe	Débit (l/s)	Hmt (m)	η (%)	Pu (kw)	NPSH _{re} (m)	NPSH _d (m)	Vitesse de rotation (tr/min)
KSB	Multitec A 125/ 4-10.2 10.63	85,501	313	80,4	316,59	6,69	10,464	2982
CAPRARI	2×PM100/5A	88,06	314	76,4	353	5,23	10,464	2900

La pompe qu'on va retenir c'est la KSB Multitec A 125/ 4-10.2 10.63, plus une pompe de secours. Ses caractéristiques sont toutes données dans l'annexe (09).

- **Vérification des conditions de non cavitation**

CNA: 521, 7 m.

NPSH_r: 6, 69 m.

$$\frac{P_0}{w} = 10,33 - 0,0012 \times 521,7 = 9,704 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 9,704 + 1 - 0 - 0,24 = 10,464 \text{ m} > 7,69 \text{ m}$$

$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r + 1 \text{ m}$: il n'y a pas de risque de cavitation.

IV.7.4. La pompe de la SP1

Débit: 74 l / s;

Hmt = 251 m;

Hg : 238,5 m.

Le tableau (IV.6) ci-dessous nous montre les caractéristiques des pompes qu'on a choisies en utilisant les deux logiciels : KSB et CAPRARI.

Tableau (IV.6) : Caractéristiques des pompes sélectionnées pour la SP1

Marque	Nom de la pompe	Débit (l/s)	Hmt (m)	η (%)	Pa (kw)	NPSH _{re} (m)	NPSH _d (m)	Vitesse de rotation (tr/min)
KSB	Multitec A 125/ 3-9.2 10.63	74	251	78,4	226,02	5,62	10,12	2986
CAPRARI	PM 125/ 3B	80	254	76,4	260	7,8	10,12	2900
	2× PM125/10A1	75	252	75,4	246	1,79	10,12	1450

Pompe sélectionnée : KSB Multitec A 125/ 4-3- 9.2 10.63, plus une autre pompe de secours.

Les caractéristiques de la pompe sont données dans l'annexe (10).

- **Vérification de la condition de non cavitation**

CNA: 807, 96 m;

NPSH_r: 5, 62 m;

$$\frac{P_0}{w} = 10,33 - 0,0012 \times 807,96 = 9,36 \text{ m}$$

D'où:

$$NPSH_d = 9,36 + 1 - 0 - 0,24 = 10,12 \text{ m} > 6,62 \text{ m}$$

NPSH_d > NPSH_r + 1m : il n'y a pas de risque de cavitation.

IV.7.5. La pompe de la SP2

Débit: 54 l / s;

Hmt = 122 m;

Hg : 81,5 m.

En utilisant les deux logiciels :CAPRARI et KSB, on a sélectionné les pompes dont les caractéristiques sont données dans le tableau (IV.7) suivant :

Tableau (IV.7) : Caractéristiques des pompes sélectionnées pour la SP2

Marque	Nom de la pompe	Débit (l/s)	Hmt (m)	η (%)	Pa (kw/h)	NPSH _{re} (m)	NPSH _d (m)	Vitesse de rotation (tr/min)
KSB	Multitec A 100/ 2-8.1 10.63	54,01	122	80	78,33	6,71		2978
CAPRARI	2*PM 125/ 3B	58,9	130	75,8	98,6	3,38		2900
	2*PM125/10A1	57,5	127	74,9	95,5	4,83		2900

La pompe à retenir : KSB Multitec A 100/ 2-8.1 10.63, avec une autre pompe identique de secours.

Les caractéristiques des pompes sont données dans l'annexe (11).

- **Vérification de la condition de non cavitation**

CNA: 1042, 96 m;

NPSH_r: 6, 71 m;

$$\frac{P_0}{w} = 10,33 - 0,0012 \times 1042,96 = 9,078 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9,078 + 1 - 0 - 0,24 = 10,838 \text{ m} > 7,71 \text{ m}$$

NPSH_d > NPSH_r + 1m : il n'y a pas de risque de cavitation.

IV.7.6. Tableau récapitulatif

Les différentes pompes sélectionnées sont résumés dans le tableau (IV.8) ci-dessous.

Tableau (IV.8) : Tableau récapitulatif de différentes pompes sélectionnées.

Nom de la station	Type de la pompe	Nombre	Hmt (m)	Q (l/s)	H (%)
Puits 1	E8R35/13+ MC835	1 + 1 de secours	185,21	10	75,8
Puits 2	E8R35/13+ MC835	1 + 1 de secours	186,38	10	75,8
SR1	Multitec A 125/ 3-10.2 10.63	1 + 1 de secours	223	85,5	80,2
SR2	Multitec A 125/ 4-10.2 10.63	1 + 1 de secours	313	8,5	80,4
SP1	Multitec A 125/ 4-3- 9.2 10.63	1 + 1 de secours	251	74	78,4
SP2	Multitec A 100/ 2-8.1 10.63	1 + 1 de secours	122	54	78,33

IV.8. Conclusion

Dans ce chapitre, on a sélectionné les pompes qui équiperont les deux puits, les deux stations de reprise et les deux stations de pompage. Les pompes ainsi trouvées sont :

- E6S55/13A de CAPRARI pour les pompes immergées des puits ;
- KSB Multitec A 125/ 3- 10.2 10.63 pour la SR1;
- KSB Multitec A 125/ 4- 10.2 10.63 pour la SR1 ;
- KSB Multitec A 125/ 3- 9.2 10.63 pour la SP1 ;
- KSB Multitec A 100/ 2- 8.1 10.63 pour la SP2.

D'après les calculs effectués pour toutes pompes KSB installées, aucun risque de cavitation n'a été trouvé.

Après l'étude de pompage et la vérification de la préservation des pompes contre la cavitation, une autre protection reste à faire : protection des conduites, ceci constituera l'objet du chapitre suivant protection et pose des conduites.

V.1. Introduction

En général, toutes les conduites posées sous la terre nécessitent une protection contre les dangers de destruction et de dégradation causés par des différents phénomènes, tels que la corrosion et le coup de bélier.

V.2. La protection des conduites contre la corrosion

V.2.1. Définition

La corrosion est une action destructrice qu'exerce le milieu ambiant sur les conduites métalliques. Elle est la résultante d'un processus d'échange et de déplacement d'ions, qui se manifeste sous deux formes différentes ; externe et interne.

Beaucoup de facteurs jouent un rôle plus au moins important dans le processus de la corrosion, on peut citer :

➤ Le pH

Un sol ayant un pH bas (inférieur à 4), ou élevé (supérieur à 8,5) affecte le matériau des conduites et, même le revêtement extérieur. Le pH des eaux dans les canalisations doit être maintenu dans une fourchette de 6.5-8.5, car une eau en dehors de cette zone tend de retrouver un état d'équilibre et rentre en réaction avec le métal de la conduite.

➤ La nature du sol

Certains sols sont corrosifs, ils attaquent le métal de la conduite et le détruit d'où la nécessité d'une protection contre cette agressivité. Dans le cas de certains sols, la modification de la teneur en eau entraîne un important changement de volume, ce qui modifie les charges exercées sur les conduites. L'hétérogénéité du sol peut causer la corrosion, car le potentiel d'équilibre du métal avec chacun des milieux traversés peut être différent. Ceci entraîne l'apparition d'une zone anodique et d'une zone cathodique [11].

➤ La nature des eaux transportées

Une eau agressive attaque la paroi interne de la conduite. Pour cela, un revêtement interne doit être mis en place. Néanmoins, on doit s'assurer que l'eau n'attaque pas ce revêtement pour garantir sa durabilité, donc on doit bien choisir le type de revêtement à utiliser.

➤ La présence ou pas de courants vagabonds

Les installations électriques avoisinantes génèrent des courants électriques qui augmentent la corrosion des conduites métallique, sachant que ces dernières sont des conducteurs d'électricité. La présence d'une protection cathodique aux environs peut être une source de courants qui perturbent les métaux des conduites.

V.2.2. Moyens de lutte contre la corrosion des conduites en fonte ductile

Les conduites en fonte ductile sont aujourd'hui systématiquement revêtues pour les protéger contre les corrosions interne et externe avec les types de protection suivants [10] :

- ❖ Couche de zinc avec revêtement ;
- ❖ Couche de zinc-aluminium avec revêtement ;
- ❖ Revêtement en mortier de ciment armé ;
- ❖ Revêtement en polyéthylène ;
- ❖ Revêtement en polyuréthane.

Ces revêtements empêchent les sols agressifs de corroder la conduite, et les eaux agressives de l'éroder.

V.3. Protection contre le coup de bélier

V.3.1 Définition

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire résultant d'un écoulement non permanent, et caractérisé par un changement brusque du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite. Lorsque l'eau dans cette dernière subie des variations brusque de pression et de vitesse, en raison des pertes d'énergies dues aux frottements, les ondes s'amortissent progressivement [5].

V.3.2. Causes de coup de bélier

Le phénomène de coup de bélier est causé par :

- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Démarrage ou arrêt brutal d'un groupe d'électropompes ;
- Ouverture ou fermeture d'un robinet d'isolement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, provoquant la rupture de la canalisation. C'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection pour limiter ses effets, puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment pour résister à une pression intérieure bien définie.

V.4. Dispositifs anti - béliet

Parmi les dispositifs utilisés pour diminuer, les valeurs de la pression engendrées par le coup de béliet à des niveaux raisonnables, on cite les systèmes suivants :

❖ Soupape de décharge

C'est un appareil avec un ressort à boudin qui est obturé par compression, en marche normale. On la place dans les endroits où la surpression est maximale. Dans le cas où une surpression survient, le ressort est comprimé par l'eau qui est à l'intérieur de la conduite car sa pression dépasse la pression admissible et l'eau surpressée sort de la conduite. Il y a lieu de prévoir un moyen pour l'évacuation vers l'extérieur de l'eau ainsi libérée.

❖ Volant d'inertie

C'est un organe placé sur le groupe électropompe, qui stock une quantité d'énergie cinétique, pendant la marche normale de la pompe, pour la restituer en cas d'arrêt inopiné de son moteur. La pompe sera alimentée pendant un peu de temps, ce qui permettra de garder la conduite pleine d'eau pour un peu de temps ce qui permet de diminuer l'intensité du coup de béliet.

❖ Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir à l'air libre, qui stock une certaine quantité d'eau et la restitue à la conduite en cas d'arrêt du système. Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée, dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de béliet, elle est aussi utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire et qui ne sont pas facilement accessibles [7].

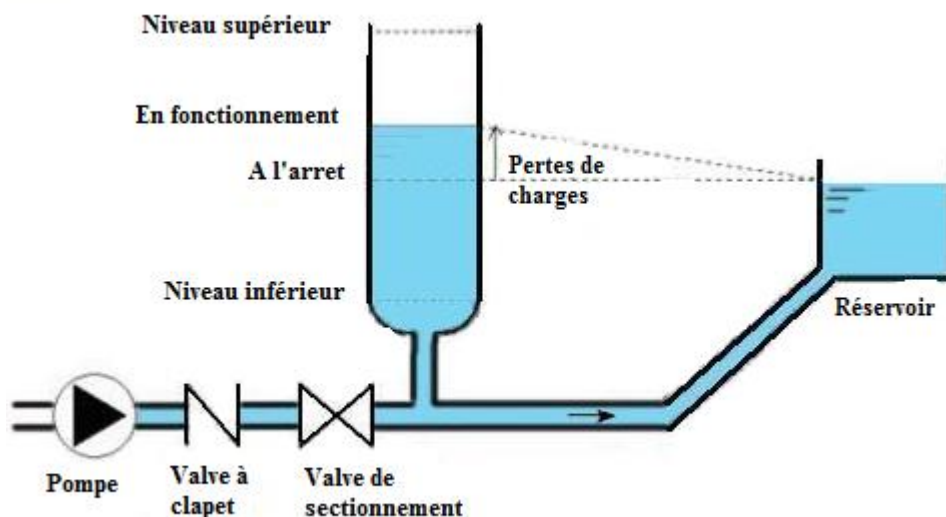


Fig (V.1) : Installation d'une cheminée d'équilibre.

❖ Les réservoirs d'air

Ce sont des réservoirs cylindriques fermés contenant l'eau et l'air comprimé, protégeant l'installation contre les surpressions et les dépressions. Pendant la surpression, l'eau rentre dans le réservoir, en rencontrant l'air comprimé, elle sort en passant par un orifice ou une tuyère qui jouent le rôle d'un amortisseur d'ondes. Pendant la dépression, le réservoir libère une quantité d'eau dans la conduite pour minimiser cette dépression.

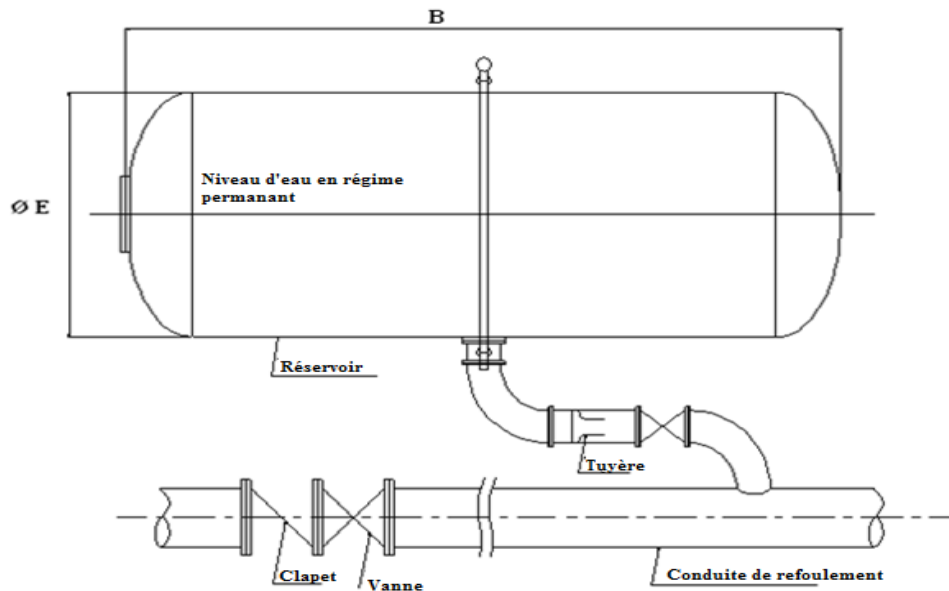


Fig (V.2) : Schéma d'installation d'un réservoir d'air

V.5. Etude du coup de bélier

Dans cette étude, on calcule les valeurs des variations de pression (surpression et dépression). Ce calcul sera fait pour chaque tronçon, on doit veiller à ce que la valeur de la pression ne dépasse pas la pression de fonctionnement admissible. Si on trouve pour un tronçon donné que cette condition n'est pas vérifiée, on doit impérativement employer un dispositif anti bélier.

V.5.1. La valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K' \times D_e}{ep}}} \quad (V.1)$$

Avec :

- K' : Coefficient dépendant de la nature de la conduite :
 - $K' = 0,59$ pour la fonte ductile ;
 - $K' = 83$ pour les conduites en PeHD.
- D_e : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;

- e_p : Epaisseur de la conduite (m).
- **1^{er} Cas : Fermeture brusque de la vanne**

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T_f , tel que :

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{V.2})$$

Où :

- L : Longueur de la conduite en m ;
- a : Célérité des ondes en m/s.

Et la valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

- B' : La valeur du coup de bélier (m) ;
- a : La célérité de l'onde (m/s) ;
- V_0 : Vitesse initiale d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

On trouvera ainsi les valeurs maximales de la surpression et de la dépression.

La première est donnée comme suit :

$$H_{su} = H_0 + B' \quad (\text{V.4})$$

La valeur maximale de la dépression est :

$$H_d = H_0 - B' \quad (\text{V.5})$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{V.6})$$

- **2^{ème} cas : Fermeture lente de la vanne**

La variation de la vitesse d'écoulement en fonction du temps est linéaire. Le temps T_f est tel que :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{V.7})$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B' = \frac{2 \times L \times V}{g \times T_f} \quad (\text{V.8})$$

- T_f : Temps de fermeture de la vanne en seconde.

V.5.2. Calcul des valeurs numériques du coup de bélier pour les différents tronçons

V.5.2.1. Les tronçons (P1 –SR1) et (P2-SR2)

Le système est constitué d'un ensemble de tronçons de diamètres différents, un tel système pourra être approximé en utilisant la notion du diamètre équivalent. Les résultats de l'écoulement transitoire seront dans l'ensemble satisfaisants [7].

Cette procédure nécessite l'utilisation des longueurs variables d'extension le long du système, avec les propriétés moyennes utilisées dans chaque extension de telle sorte que la condition numérique d'un pas de temps commun est maintenue. Le temps de parcours de l'onde du système physique est maintenu en utilisant la longueur totale du système réel et une célérité équivalente a_{eq} , donnée par :

$$\frac{L_{eq}}{a_{eq}} = \sum \frac{L_i}{a_i} \quad (V.8)$$

Où :

- L_{eq} : Longueur équivalente du système en m ;
- a_{eq} : Célérité équivalente du système.

Dans cette équation, L_i et a_i représentent respectivement la i^{eme} longueur d'extension et la vitesse équivalente de l'onde. Par ailleurs, L_i et a_i , représentent les caractéristiques réelles de la conduite pour des parties du système inclus dans l'extension i .

Comme la longueur réelle du système est maintenue dans le modèle approximé, la surface équivalente est déterminée par la relation suivante :

$$\frac{L_{eq}}{S_{eq}} = \sum \frac{L_i}{S_i} \quad (V.9)$$

Dans laquelle, S_{eq} représente la surface équivalente.

a. Tronçon P01- SR1

Les résultats de calcul de la célérité équivalente sont représentés dans le tableau (V.1) suivant :

Tableau (V.1) : Calcul de la célérité équivalente pour le tronçon (P1-SR1)

La conduite	Q (m ³ /s)	D _e (m)	D _{ext} (m)	ep (m)	L (m)	S (m ²)	a (m/s)
P1-Pt C	0,01	0,0854	0,11	0,0123	250	0.00573	396,134
Pt C-SR1	0,02	0,1242	0,16	0,0179	4592	0.01211	396.25
P1-SR1	0,01	0,1208	0,16	0,0179	4842	0,0114	396.25

Les résultats de calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la conduite équivalente (P1-SR1) sont donnés dans le tableau (V.2) suivant :

Tableau (V.2) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (P1-SR1)

Le tronçon	H _g (m)	H ₀ (m)	a (m/s)	B' (m)	H _s (m)	H _d (m/s)	P _s (m)
P1-SR1	128	138	396,25	35,277	173,277	102,722	200

D'après les résultats de tableau (V.2), la surpression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service et aussi, il n'y a pas une grande dépression. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifesterà pas dans ce tronçon. Donc, il ne nécessite pas une protection.

b. Tronçon P2-SR1

Les résultats de calcul de la célérité équivalente sont représentés dans le tableau (V.3) suivant :

Tableau (V.3) : Calcul de la célérité équivalente pour le tronçon (P2-SR1)

La conduite	Q (m ³ /s)	D _e (m)	D _{ext} (m)	ep (m)	L (m)	S (m ²)	a (m/s)
P2-Pt C	0,01	0,0854	0,11	0,0123	283	0,00573	396.134
Pt C-SR1	0,02	0,1242	0,16	0,0179	4592	0,01211	396.25
P2-SR1	0,01	0,1204	0,16	0,0182	4875	0,1137	396.25

Les résultats de calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la conduite équivalente (P2-SR1) sont donnés dans le tableau (V.4) suivant :

Tableau (V.4) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (P2-SR1)

Le tronçon	H _g (m)	H ₀ (m)	a (m/s)	B' (m)	H _s (m)	H _d (m/s)	P _s (m)
P2-SR1	128	138	396.25	35.516	173.516	102.484	200

D'après les résultats de tableau (V.4), la surpression et la dépression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service et aussi y a pas une grande dépression. Par conséquent le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon, donc il ne nécessite pas une protection.

V.5.2.2. Les autres tronçons (SR1-SR2), (SR2-SP), (SP1-SP2) et (SP2-R_{ait ikhelef})

Les caractéristiques des conduites (SR1-SR2), (SR2-SP1), (SP1-SP2) et (SP2-R_{ait ikhelef}) sont regroupés dans le tableau (V.5) ci-dessous.

Tableau (V.5) : Les caractéristiques des conduites.

La conduite	Q (m ³ /s)	D _e (mm)	ep (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	L (m)	K'
SR1-SR2	0,0855	0,3	0,0072	1,21	205,8	1790	0,59
SR2-SP1	0,0855	0,3	0,0072	1,21	289,8	2520	0,59
SP1-SP2	0,074	0,3	0,0072	1,047	238,54	1795	0,59
SP2-R _{ait ikhelef}	0,054	0,2046	0,0227	1,643	81,54	4348	83

Les résultats de calcul de la valeur du coup de bélier sont résumés dans le tableau (V.6) suivant.

Tableau (V.6) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.

La conduite	H ₀ (m)	a (m/s)	B' (m)	H _s (m)	H _d (m)	P _s (m)
SR1-SR2	215,8	1159,634	143,056	348,856	62,744	400
SR2-SP1	299,8	1159,634	143,056	432,856	146,744	400
SP1-SP2	248,54	1159,634	123,815	362,356	114,725	400
SP2-R _{ait ikhelef}	91,54	350,81	58,765	140,304	22,776	160

D'après les résultats du tableau, la surpression maximale de la conduite (SR2-SP1) est supérieure à la pression de service donc elle nécessite une protection contre le coup de bélier. Par contre les autres conduites ne nécessitent pas une protection car la surpression maximale ne dépasse pas la pression admissible de service et il n'y a pas une dépression.

V.5.3. Protection de la conduite SR2-SP1 contre le coup de bélier

Dans notre cas, on choisit comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air, vu les avantages qu'il présente, à savoir :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression ;
- Valable pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Simple à installer et facilement contrôlable.

Le réservoir sera équipé à la base un étranglement (tuyère) qui amortira rapidement les oscillations.

V.5.3.1 Principe de calcul

Le calcul consiste à déterminer la surpression et la dépression maximale par approximation à l'aide de la méthode graphique de L.BERGERON, en fixant au préalable le volume d'air initial U_0 (en fonctionnement normale) et de son dispositif d'étranglement.

La méthode nécessite quelques tâtonnements mais assure une bonne précision.

Le tracé de l'épure de BERGERON s'effectue par approximations successives de la manière suivante :

- On fixe préalablement le volume d'air U_0 en régime normal et une vitesse finale V_f pour un intervalle de temps considéré.
- On calcule les pressions dans le réservoir d'air et dans la conduite, en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge soit à la montée ou à la descente de l'eau.
- On vérifie sur l'épure si la pression finale correspondant à la vitesse choisie est la même que celle calculée. Si ce n'est pas le cas, on reprend la même procédure de calcul avec une autre vitesse et ainsi de suite jusqu'à l'obtention du résultat recherché.

V.5.3.2. Calcul des pressions dans le réservoir d'air

La pression dans le réservoir d'air est donnée par la relation de POISSON :

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4}}{U^{1.4}} \quad (V.10)$$

Où :

- Z : Pression dans le réservoir d'air ;
- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime normal (m) ;
- U_0 : Volume d'air initial ;

- U : Volume d'air dans la cloche à l'intervalle θ ;
- Z_0 : Pression absolue.

V.5.3.3. Variation du volume d'air

La variation du volume d'air dans le réservoir est donnée par :

$$\Delta U = S \times T \times V_m \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- S: Section de la conduite de refoulement (m^2) ;
- T: Temps d'aller et retour de l'onde (s) ;
- V_m : Vitesse moyenne dans un intervalle donné :

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2} \quad (\text{V.12})$$

V.5.3.4. Calcul les pertes de charges dans la tuyère

- **Cas de la montée**

A la montée de l'eau, la tuyère joue un rôle d'un ajutage sortant et son coefficient de débit est de l'ordre de 0,92, le diamètre de la tuyère est pris aussi de la manière à avoir le rapport de vitesse K_1 compris entre 15 et 20.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{De^2}{d'^2} = K_1 \quad (\text{V.13})$$

Avec :

- D_e : Diamètre de la conduite (m) ;
- d' : Diamètre de la veine liquide contracté dans la tuyère (m) :

$$d' = 0.92 \cdot d$$

- d : Diamètre de la tuyère (m).
- V_1 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (m/s) ;
- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement (m).

$$15 < \frac{D^2}{d'^2} < 20 \longrightarrow 15 < \frac{D^2}{(0.92d)^2} < 20$$

On prend $d = 79 \text{ mm} \longrightarrow K_1 = 17$

Donc le diamètre de la veine liquide sera de $d' = 73 \text{ mm}$.

La perte de charge ΔH_1 à la montée de l'eau est donnée par :

$$\Delta H_1 = c \cdot \frac{V_1^2}{2g} \quad (\text{V.14})$$

Avec :

- c : Coefficient de perte de charge.

Le coefficient de perte de charge c se détermine à partir de l'abaque donné en annexe (10).

Il s'écrit en fonction du rapport m_1 , tel que :

$$m_1 = \left(\frac{d'}{Dt}\right)^2 \quad (\text{V.15})$$

Avec :

- Dt : Diamètre de la tubulure :

$$Dt = \frac{D}{2} \text{ donc le diamètre de la tubulure sera de } Dt = 150 \text{ mm.}$$

$$\text{Et } m_1 = 0,24 \longrightarrow c = 0,63$$

Les pertes de charges dans la tuyère seront alors de :

$$\Delta H_1 = c \cdot \frac{V_1^2}{2g} = 0,0321 V_1^2$$

• **Cas de la descente :**

Lors de la descente de l'eau, la tuyère joue le rôle d'un ajutage BORDA avec un coefficient de contraction de 0.5.

Le rapport des vitesses sera donné par le rapport inverse des sections :

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \cdot \frac{De^2}{d^2} = K_2 \quad (\text{V.16})$$

Ou :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère en (m/s).
- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite en (m/s).
- De : Diamètre de la conduite en (m).
- d : Diamètre de la tuyère (m).

Dans la tuyère, K_2 est lié à K_1 . Il peut être établi facilement que K_2 est environ égal à $1,7 K_1$.

L'expression de la perte de charge sera donnée par la relation :

$$\Delta H_2 = c' \frac{V_2^2}{2g} \quad (\text{V.17})$$

D'où :

- c' : coefficient de perte de charge.

Le coefficient de perte de charge c' se détermine à partir de l'abaque donné en annexe (11).

Il s'écrit en fonction du rapport m_2 , tel que :

$$m_2 = 0,5 \left(\frac{d}{Dt}\right)^2 \quad (\text{V.18})$$

Avec :

- Dt : Diamètre de la tubulure.

$$m_2 = 0,138 \longrightarrow c' = 0,75$$

Les pertes de charges dans la tuyère seront :

$$\Delta H_2 = c' \cdot \frac{V_2^2}{2g} = 0,0382 V_1^2$$

Pour le calcul du réservoir d'air, on utilise un programme de calcul qui permet le tracé de l'épure de BERGERON [12]. Le développement des résultats de calculs obtenus sont données dans le tableau (V.7).

Tableau (V.7) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'air

Données de l'Adduction		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,3 m	Volume U ₀	0,5 m ³
Débit	0,0855 m ³ /s	K PDC entr	32,62 Vf ²
H géomet	289,8 m	K PDC sort	9,28 Vf ²
Long. Cond.	2520 m	Exposant	1,2
coef. K	0,59		
Epaisseur e	0,0072 m		
C Haz Will	89,3087192		
Résultats des variations du volume d'air		Résultats des pressions	
U _{max}	0,74029467 m ³	Surpression	66,213563 m
U _{min}	0,45861692 m ³	Dépression	98,6063554 m
Résultats		Pression de l'air	
Vitesse	1,21019108 m/s	pres. air Z	141,064014 /U ^h
Section	0,07065 m ²		
Célérité a	1159,63438 m/s		
B	143,055982 m		
H _{max}	432,855982 m		
H _{min}	146,744018 m		
periode θ	4,34619748 s		
Ho	299,8 m		
PDC δ	24,2800023 m		
a/g	118,209417 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,5	324,080002	0	324,080002	24,2800023	299,8	1,21019108	0	0	
4,34619748	0,24029467	0,74029467	202,362804	1,16915949	201,193645	2,50440687	198,689238	0,35483823	0,78256879	0,35494649	-0,00010827
8,69239495	-0,07119508	0,66909959	228,469022	21,8625533	250,331575	11,7728086	262,104384	-0,81940307	-0,23186136	-0,81866922	-0,00073385
13,0385924	-0,20754831	0,46155128	356,740393	9,27316979	366,013563	5,32071983	371,334283	-0,53314274	-0,67592355	-0,53317789	3,514E-05
17,3847899	-0,00293436	0,45861692	359,481173	2,4523609	357,028812	4,97289082	352,055921	0,51406828	-0,00955634	0,5140652	3,0795E-06
21,7309874	0,15583771	0,61445463	253,062884	2,32900657	250,733878	4,74082437	245,993053	0,50094728	0,5075174	0,5009696	-2,2316E-05
26,0771849	0,02010577	0,63456039	243,471809	4,46598014	247,937789	2,70483023	250,64262	-0,37008593	0,06547854	-0,37001252	-7,3408E-05
30,4233823	-0,13216774	0,50239266	322,22876	7,85926048	330,088021	4,56499709	334,653018	-0,49109458	-0,4304313	-0,49085008	-0,0002445
34,7695798	-0,03770217	0,46469048	353,850413	0,5583077	353,292105	1,26316114	352,028944	0,24558076	-0,12278485	0,24528039	0,00030037
39,1157773	0,10581203	0,57050251	276,635025	1,82873558	274,806289	3,78970612	271,016583	0,44391967	0,34459854	0,44391669	2,9825E-06
43,4619748	0,04174458	0,61224709	254,158222	0,96522274	255,123445	0,65476005	255,778205	-0,17198061	0,13594976	-0,17201717	3,656E-05
47,8081722	-0,08924145	0,52300564	307,049639	5,46335021	312,512989	3,25989895	315,772888	-0,4092621	-0,29063304	-0,40924892	-1,3181E-05
52,1543697	-0,04757605	0,47542959	344,280784	0,09162824	344,189156	0,23696978	343,952186	0,09936975	-0,15494113	0,09936666	3,0927E-06
56,5005672	0,07136317	0,54679276	291,091103	1,23938415	289,851719	2,64339755	287,208321	0,36635785	0,23240876	0,36545085	0,000907
60,8467647	0,04834435	0,59513711	262,95159	0,08340122	263,034992	0,06781452	263,102806	-0,05060447	0,15744326	-0,05056433	-4,0148E-05

La figure (V.3) représente le schéma d'amortissement de la pression absolue en fonction de temps.

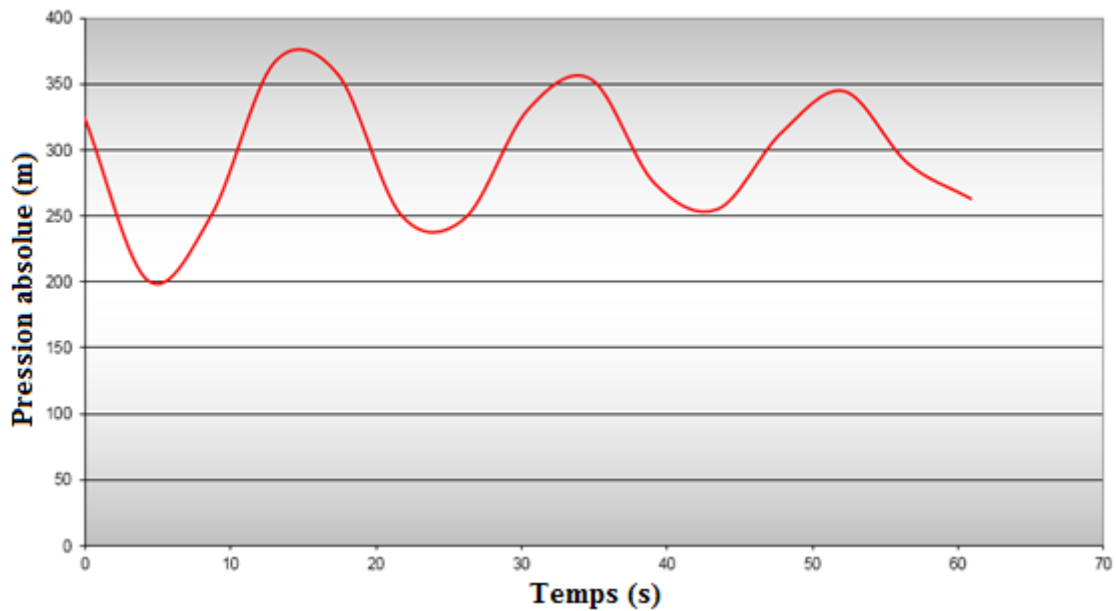


Fig (V.3) : Variation de la pression absolue en fonction du temps

Le tracé de l'épure de BERGERON $H = f(V)$ obtenue est représenté sur la figure (V.2) dont on trace une droite à $H_0 = 299.8$ en régime normal et on fixe la vitesse initiale.

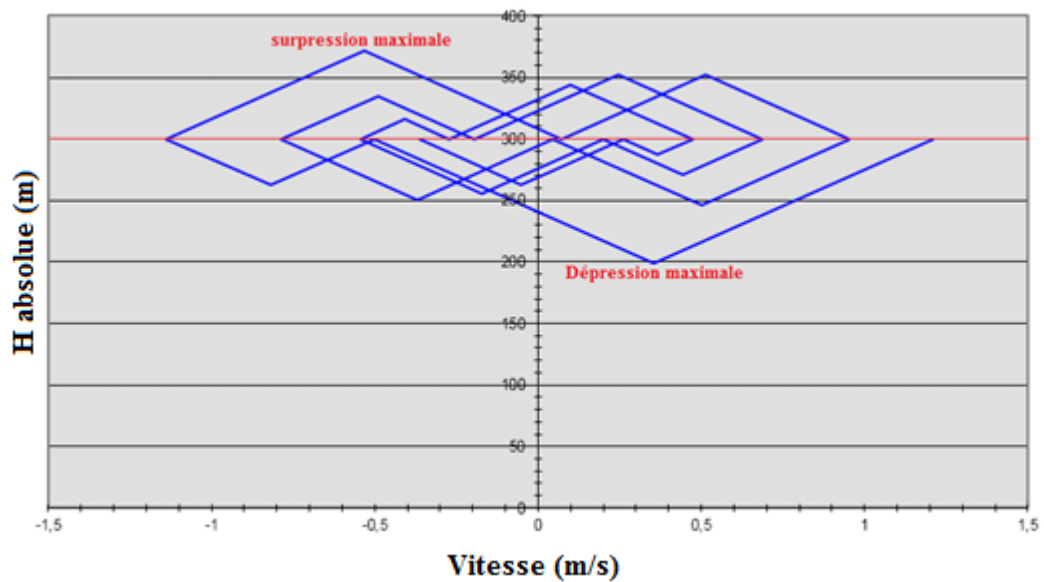


Fig (V.4) : Epure de BERGERON

Le profil de pression en régime normal et transitoire est illustré sur la figure (V.3) ci-dessous.

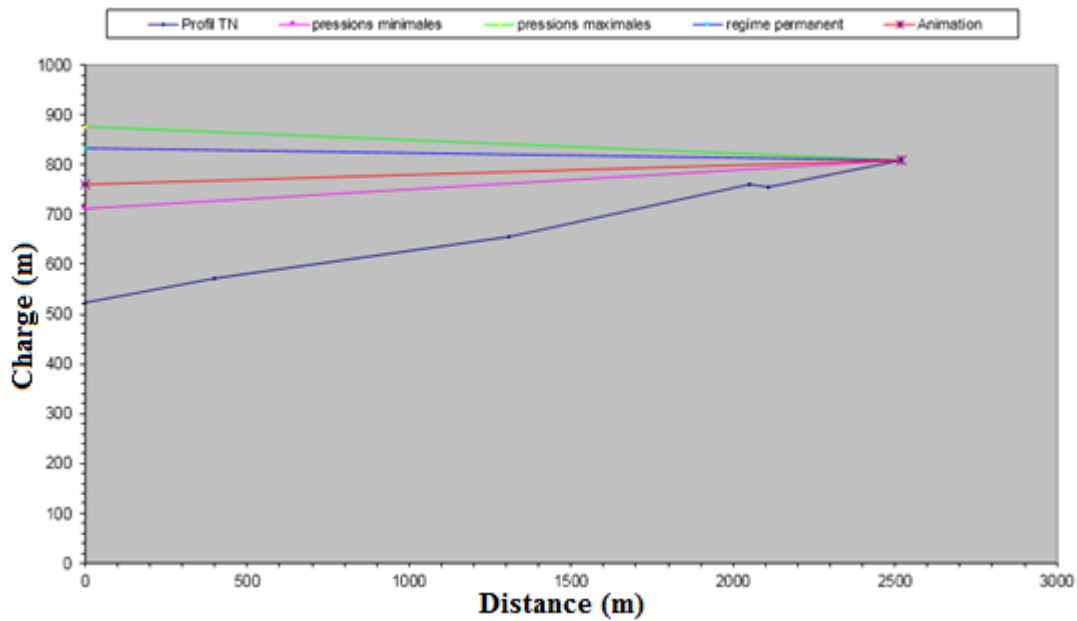


Fig (V.5) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire.

D'après les résultats trouvés, à la fin de la dépression le volume maximal du réservoir d'air sera de $0,74 \text{ m}^3$ et à la fin de la surpression il sera de $0,46 \text{ m}^3$. En faisant une majoration de 20% le volume total du réservoir sera de $0,888 \text{ m}^3$, donc on utilise un volume normalisé de 1 m^3 (1000 L).

V.6. Pose des conduites

V.6.1. Introduction

La pose des conduites est une étape très importante et très délicate qui demande une attention particulière pour que ces dernières résistent aux différentes charges, au mouvement du sol et des conditions climatiques (gel, haute température).

V.6.2. Exécution et aménagement de la tranchée

L'exécution des tranchées doit obéir à certains critères, notamment [8, 10]:

- La section transversale de la tranchée dépend essentiellement de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite ; elle varie aussi selon la nature du sol ;
- Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément, on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre de la conduite ;
- La tranchée doit être suffisamment profonde pour protéger la conduite contre les charges et surcharges qui pourront causer l'écrasement de la conduite, et aussi contre la variation

de la température pour minimiser les effets du gel en temps froid. Pour cela, on prévoit une profondeur comprise entre 0,8 et 1,2 m de la génératrice supérieure de la conduite, jusqu'à la surface.

- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé, après il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm.

Tableau (V.8) : Les différents matériaux utilisés dans la tranchée

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à la hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au-dessus de la conduite
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

V.6.3. Opérations de pose des conduites

Les tuyaux, avant leur pose, sont examinés pour s'assurer de leur état. La soudure des joints se fera au-dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus en travers de la tranchée.

On suit les opérations suivantes pour poser les canalisations dans la tranchée :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et être présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite, soit pendant le fonctionnement.
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

V.6.4. Epreuve des joints et des canalisations principales

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. La pression à exercer est en fonction du matériau de la conduite. La diminution de la pression ne doit pas être supérieure à 0.2 bar.

V.6.5. Travaux spéciaux

V.6.5.1. Traversées des routes

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer la rupture des conduites. Ces dernières seront introduites à l'intérieur des gaines (buses en acier ou en béton) de diamètre supérieur, ce qui les préservera des vibrations qui pourraient être causées par le passage des véhicules sur les routes.

V.6.5.2. Traversées d'oueds

En traversant sous le lit d'un oued, un risque de découverture de la conduite est à redouter. Pour ces traversées, il est prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2 m sous point le plus bas du lit de l'oued. Le remblaiement de la fouille sera réalisé avec le matériau en place.

V.6.5.3. Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

Dans ce cas, pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non, avec interposition d'un lit de sable.

La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol, dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol [2].

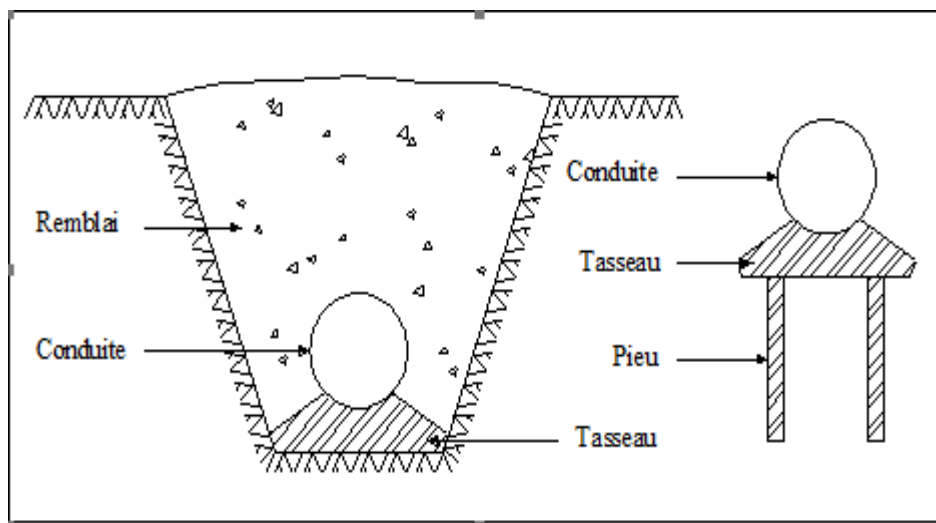


Fig (V.6) : Pose des conduites dans un terrain peu consistant.

V.6.5.4. Les butées

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des coudes et des branchements, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboîtements et aux ruptures par leur poids.

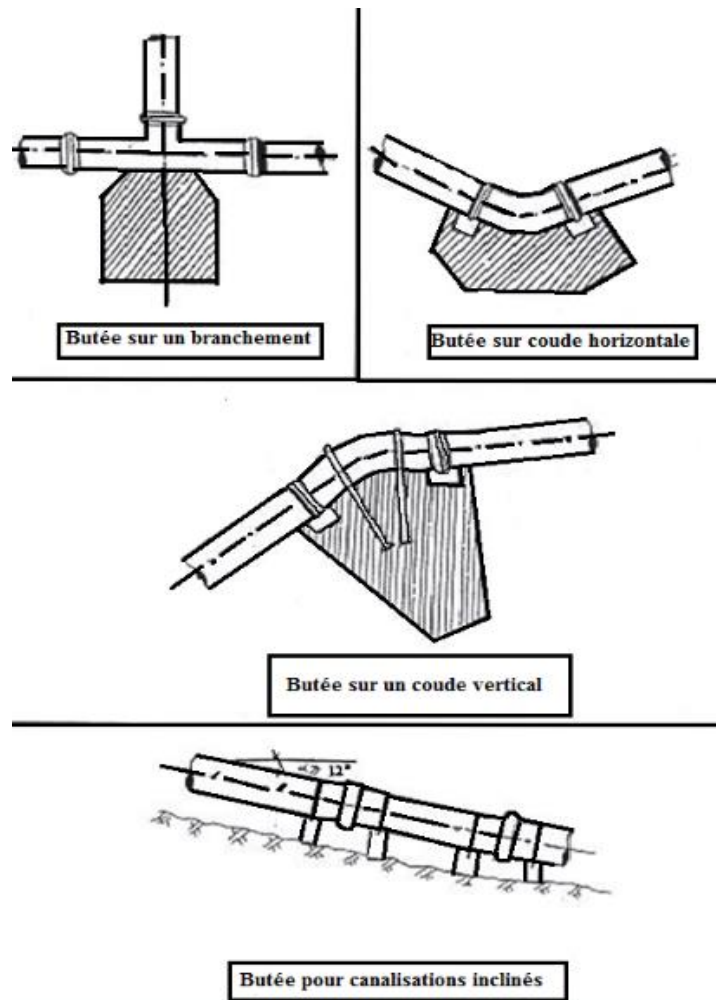


Fig (V.7) : Les butées

V.6.6. Le remblaiement de la conduite

Le remblaiement de la tranchée s'effectue par couches successives, en utilisant une terre dépourvue de pierres, très fortement damée par petites couches jusqu'à 30cm au-dessus de la génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

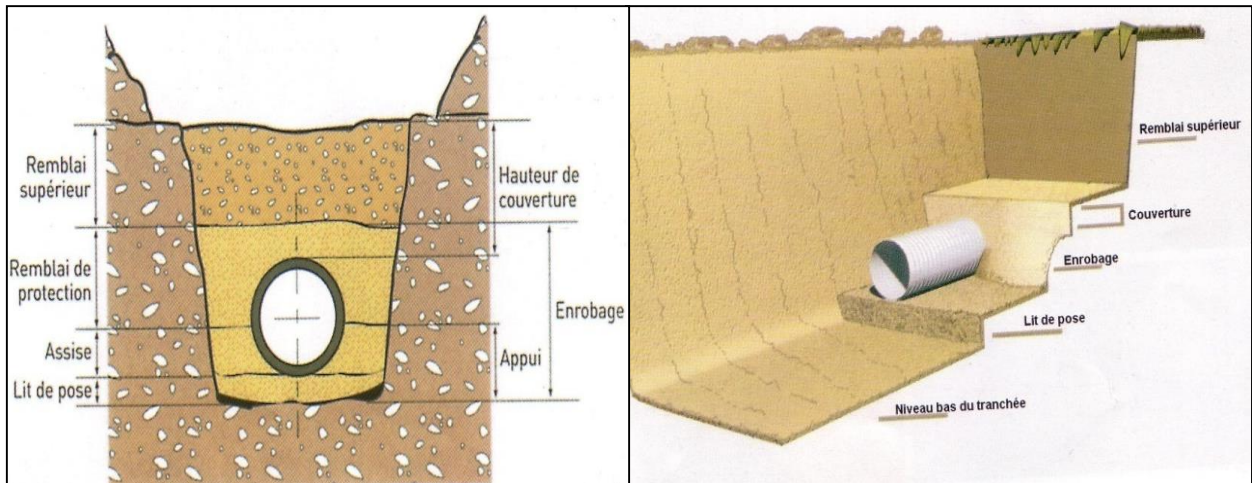


Fig (V.) : Remblayage des conduites

V.6.7. Désinfection de la conduite

Une désinfection de tout le réseau est nécessaire une fois les travaux d'installation des conduites sont achevés. Celle-ci peut s'effectuer au permanganate de potassium.

V.7. Conclusion

A travers ce chapitre, on a pu vérifier la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier. L'étude a révélé que dans tous les tronçons à l'exception du tronçon SR2- SP1 le risque du coup de bélier ne se présentera pas.

Dans le tronçon SR2-SP1, nous avons choisi d'installer un réservoir d'air avec un volume de 1 m³. Peu encombrant et facilement contrôlable, ce moyen de protection est aujourd'hui très utilisé.

Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons étudié le projet portant sur le renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguène. L'évaluation des différents besoins a donné un débit de 7854,51 m³/j à l'horizon de 2045. Les besoins en eau de la commune ne sont pas satisfaits par les ressources existantes. En effet, nos calculs donnent un déficit de 70,91 l/s en 2045 et un débit de 37,04 l/s actuellement, d'où ce projet de renforcement qui contribuera avec un débit de 1728 m³/j, soit 20 l/s. Ce débit ajouté au 1700 m³/j donnés par la source Aderdar et les forages d'Ait Ikhlef doublera la quantité d'eau mobilisée.

Pour l'acheminement, par refoulement, de l'eau vers le réservoir final existant, et vu que la grande différence d'altitudes qui existe entre le niveau des puits (208 m) et le réservoir final (1120 m), des stations de pompage et reprise ont été projetées. Tout au long du tracé, une distribution vers les villages des zones 1,2 et 3 est préconisée, elle se fera à partir des réservoirs des deux stations de pompage projetées. Au final on aura :

- Deux stations de reprise chacune ayant un réservoir de 1100 et 100 m³ respectivement ;
- Deux stations de pompage avec un volume de 500 m³ chacune.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons cherché pour chaque tronçon le diamètre économique qui nous assurera, au même temps, un coût global minimal et une vitesse d'écoulement acceptable. Les diamètres varient entre 110 et 300 mm avec des matériaux en fonte ductile et en PEHD, donc on a :

- Une conduite de 110 mm en PEHD PN20 pour le tronçon P1–point jonction C ;
- Une conduite de 110 mm, PeHD PN20 pour le tronçon P2-point jonction C ;
- Une conduite de 160 mm PeHD PN20 pour point jonction C – SR1 ;
- Des conduites de 300 mm en fonte ductile pour les tronçons : SR1-SR2, SR2-SP1 et SP1-SP2 ;
- Une conduite de 250 mm en PeHD PN 16 pour le tronçon SP2- R_{Ait Ikhlef}.

Le choix des pompes installées dans les deux puits est fait à l'aide du catalogue numérique de CAPRARI, nous avons choisi des pompes immergées de type E8R35/13+ MC835. Tandis que pour les pompes des stations de reprise et de pompage, on a utilisé le catalogue numérique de KSB qui nous a permis de choisir les pompes les mieux adéquates, à savoir :

- Multitec A 125/ 3-10.2 10.63 pour la SR1 ;
- Multitec A 125/ 4-10.2 10.63 pour la SR2 ;

- Multitec A 125/ 4-3- 9.2 10.63 pour la SP1 ;
- Multitec A 100/ 2-8.1 10.63 pour la SP2.

Pour chaque station on a prévu une autre pompe de secours qui a les mêmes caractéristiques de la pompe choisie.

La vérification de la capacité des conduites à résister au phénomène du coup de bélier a fait ressortir que toutes les conduites sont protégées, sauf celle reliant SR2 à SP1 qui est sujette à une surpression et qui nécessitera une protection anti bélier. Pour cela, l'installation d'un réservoir d'air d'un volume d'un m³ est préconisée.

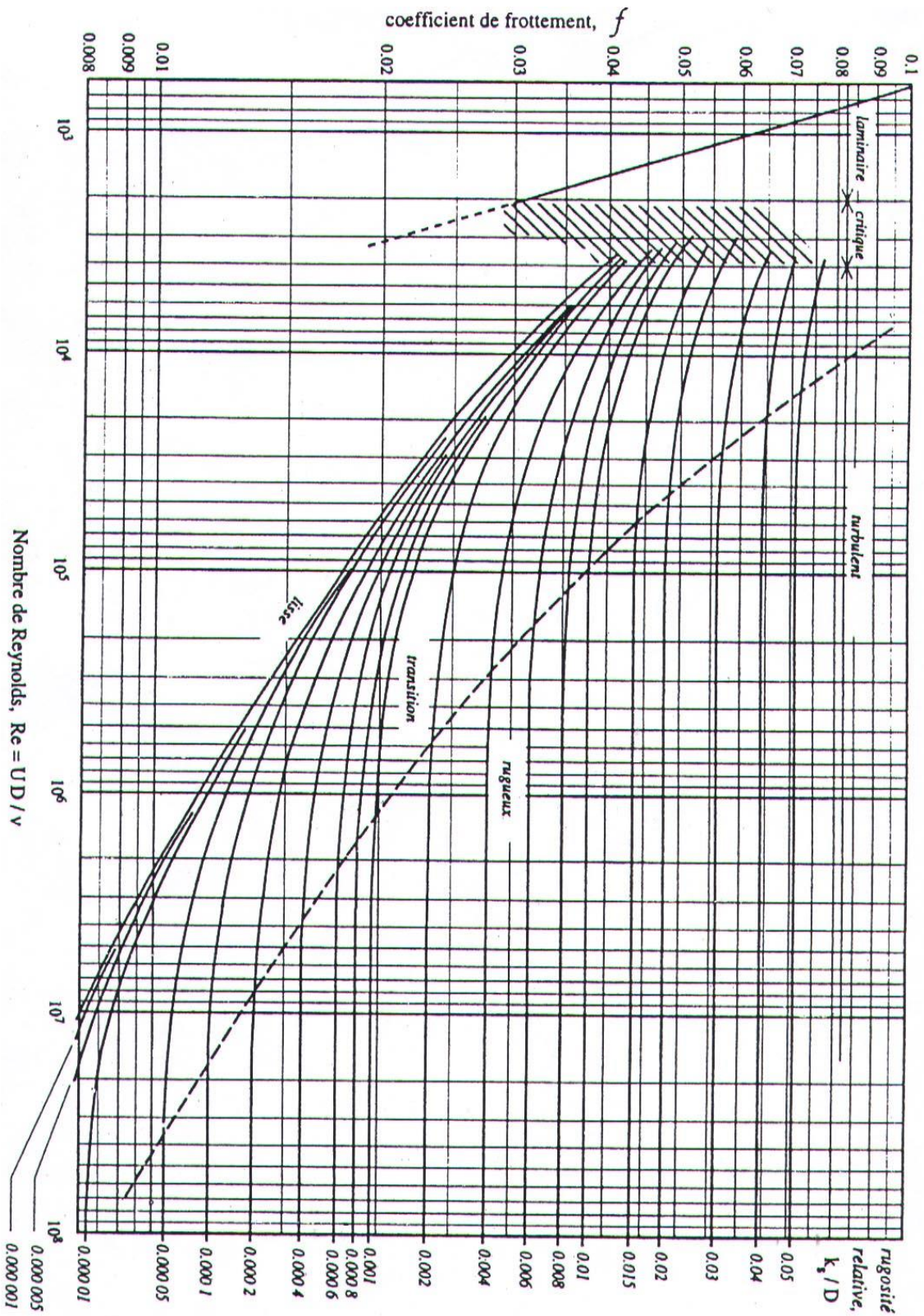
Etant donné que le volume d'eau mobilisé à partir de l'oued Boubhir ne réponds pas à la demande en eau actuelle, et en attendant la réalisation du piquage à partir du barrage de Sidi khellifa, on propose une distribution en intermittence entre les trois premières zones et la quatrième zone, soit une distribution d'un jour sur deux, en période estivale.

Arrivés au terme de ce travail, nous souhaitons qu'il soit exploité comme un avant-projet à une étude détaillée.

Références bibliographique

- [1] : Données recueillies auprès de la subdivision de l'agriculture de la commune de Bouzeguène.
- [2] : PDAU de la commune de Bouzeguène.
- [3] : Données recueillies auprès de l'APC de Bouzeguène.
- [4] : Données de la subdivision de l'hydraulique.
- [5] : **DUPONT, A.**, « Hydraulique urbaine : ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux », Tome II, Edition Eyrolles, 1979.
- [6] **ABDERRAHMANI, B.**, « Alimentation en eau potable de la ville de AIN TEDELES (W. MOSTAGANEM) », Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2008.
- [7] **BENDAHMENE, B. et OUBELGHA, N.**, « Renforcement de l'AEP de la commune de Ouadhias, Wilaya de Tizi Ouzou », Mémoire de fin d'étude, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2007.
- [8] **BELALOU, G. et BOURASSE, A.**, « Etude d'AEP de la ville d'Akbou (W. de Bejaia) Lot : Forages et piquage sur conduite barrage vers un réservoir de 3000 m³ », mémoire de fin de cycle, Master, Université de Bejaia, 2012.
- [9] **KSOURI, S. et IBRAHIM, N.**, « Renforcement du réseau d'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune d'Akbou (Wilaya de Bejaia) à partir du barrage de Tichy-haf », Mémoire de fin d'étude, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2008.
- [10] **GUERGOUR, S.**, « Raccordement en eau potable de la commune de Boghni (w.Tizi-Ouzou) à partir du piquage de la conduite de transfert reliant le barrage de Koudiet Acerdoune (w. Bouira) et le flanc sud de la wilaya de Tizi-Ouzou », Mémoire de fin d'étude, Ingéniorat, ENSH, 2011.
- [11] : Extrait du référentiel technique national EPA, République d'Haïti : directives techniques 5.5.1 DIT1 (projet DINEPA- O I Eau- UNICEF 2012/ 2013).
- [12] : **AMARA, L.**, « Programme de calcul et simulation des adductions par refoulement».

Annexe (2) : Diagramme de MOODY



Annexe (3) : Prix unitaires des conduites en PeHD PN 20

Diamètre extérieur en mm	Epaisseur en mm	Prix unitaire en DA
20	3	43,76
25	3,5	69,75
32	4,4	107,91
40	5,5	168,45
50	6,9	260,9
63	8,6	416,52
75	10,3	585,63
90	10,1	749,06
110	12,3	1109,19
125	14	1424,10
160	17,9	2319,21
200	22,4	3630,07
250	27,9	5646,78
315	35,2	8586,56
400	44,7	13837,73
500	55,8	21026,56
630	70,3	33406,18

Annexe (4) : Prix unitaires des conduites en fonte ductile

Diamètre intérieur en mm	Pression nominale	Prix unitaire (DA/ml)
100	64	3 458.30
125	64	4 029.42
150	60	4 428.24
200	52	5 663.86
250	46	7 461.72
300	40	8 948.09
350	38	12 318.19
400	35	14 136.10
450	32	17 614.03
500	30	19 617.93
600	30	26 893.15
700	27	35 377.32
800	25	38 342.72
900	25	47 070.72
1000	25	53 618.62

Annexe (5) : Prix unitaires des conduites en PeHD PN 16

Diamètre extérieur en mm	Epaisseur en mm	Prix unitaire en DA
20	3	43,76
25	3,5	69,75
32	4,4	107,91
40	5,5	168,45
50	6,9	260,9
63	8,6	416,52
75	10,3	585,63
90	10,1	749,06
110	12,3	1109,19
125	14	1424,10
160	17,9	2319,21
200	22,4	3630,07
250	27,9	5646,78
315	35,2	8586,56
400	44,7	13837,73
500	55,8	21026,56
630	70,3	33406,18

Annexe (6): Caractéristiques de la pompe du puits 1

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —**E8R35/13 + MC835****Caractéristiques requises**

Débit	10 l/s
Hauteur de refoulement	185 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N. be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	10,2 l/s
Hauteur de refoulement	187 m
Puissance absorbée	24,6 kW
Rendement	75,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	280 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	26 kW
Courant nominal	53 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

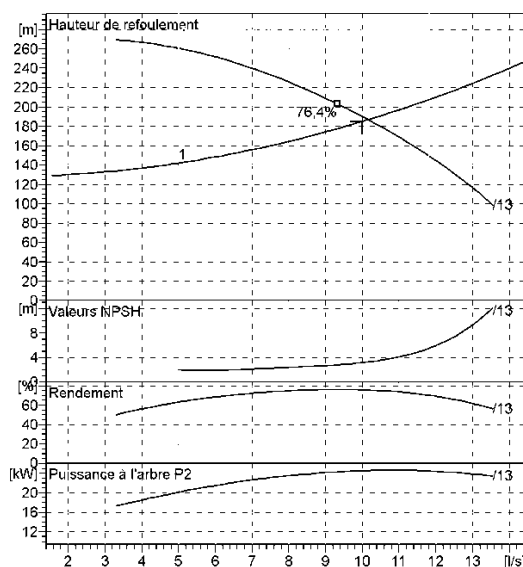
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	233 kg
-------	--------

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Chemise d'arbre	Acier inox
Roue	Résine thermoplastique
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

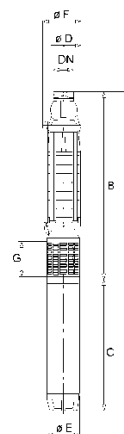
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2342
B = 1314
C = 1028
D = 188
DN = G3"
E = 191
F = 194
G = 198



Notes:

Date 15.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Annexe (7) : Caractéristiques de la pompe du puits 2

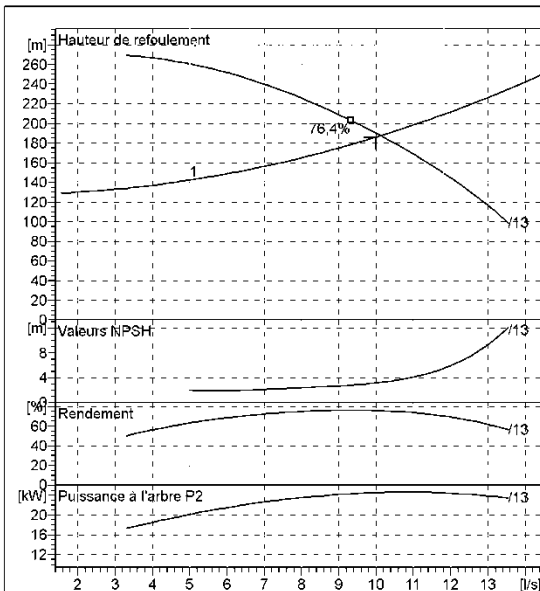
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E8R35/13 + MC835	
Caractéristiques requises	
Débit	10 l/s
Hauteur de refoulement	186 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N. de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	10,1 l/s
Hauteur de refoulement	188 m
Puissance absorbée	24,6 kW
Rendement	75,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	280 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	26 kW
Courant nominal	53 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	233 kg

Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Chemise d'arbre	Acier inox
Roue	Résine thermoplastique
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

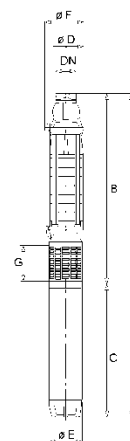


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2342
- B = 1314
- C = 1028
- D = 188
- DN = G3"
- E = 191
- F = 194
- G = 198



Notes:

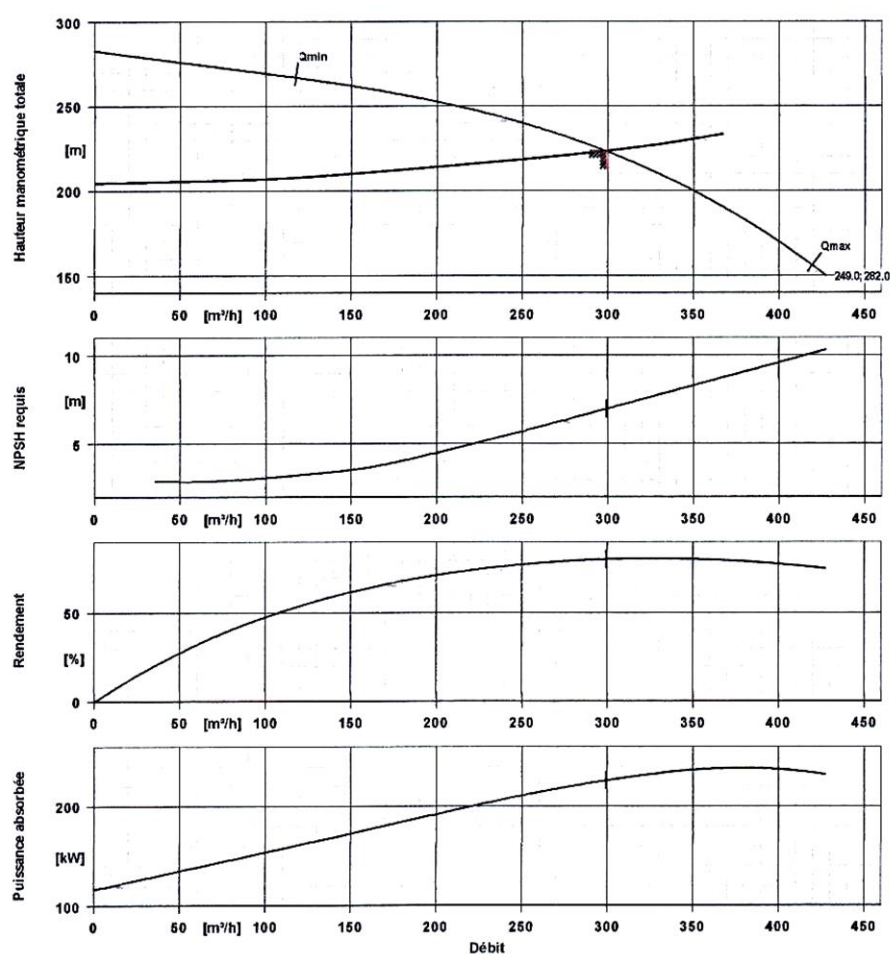
Date 15.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (08) : Caractéristiques de la pompe KSB sélectionnée pour SR1.

Courbe caractéristique hydraulique



Multitec A 125/ 3-10.2 10.63



Caractéristiques de courbe

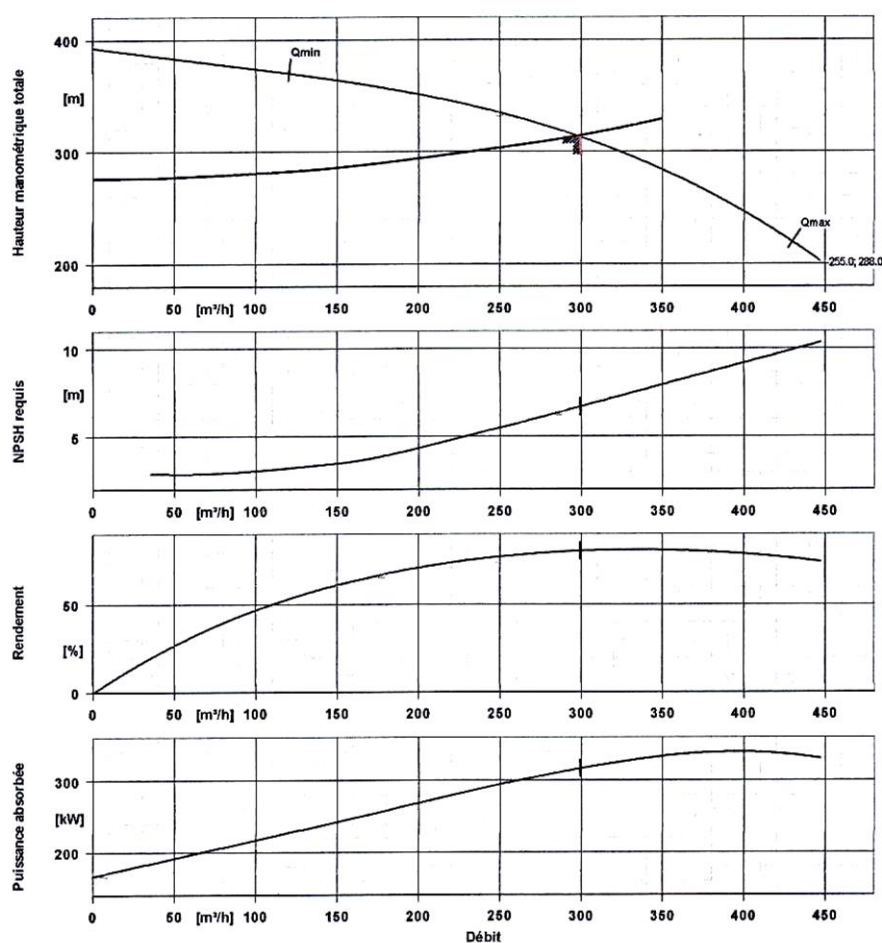
Vitesse de rotation	2986 rpm	Rendement	80,2 %
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Puissance absorbée	226,39 kW
Viscosité	1,00 mm ² /s	NPSH requis	6,98 m
Débit	300 m ³ /h	Numéro de courbe	2 * 1777.407521/11 GG 1 *
Débit demandé	300 m ³ /h		1777.407521/10 GG
Hauteur manométrique totale	223,08 m	Diamètre de roue	249,0 / 282,0 mm
Hauteur manométrique totale demandée	223,05 m	Norme de réception	tolérances suivant ISO 9906 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2

Annexe (09) : Caractéristiques de la pompe KSB sélectionnée pour SR2.

Courbe caractéristique hydraulique



Multitec A 125/ 4-10.2 10.63



Caractéristiques de courbe

Vitesse de rotation	2982 rpm
Densité liquide pompé	998 kg/m ³
Viscosité	1,00 mm ² /s
Débit	300 m ³ /h
Débit demandé	300 m ³ /h
Hauteur manométrique totale	313,11 m
Hauteur manométrique totale demandée	313,08 m

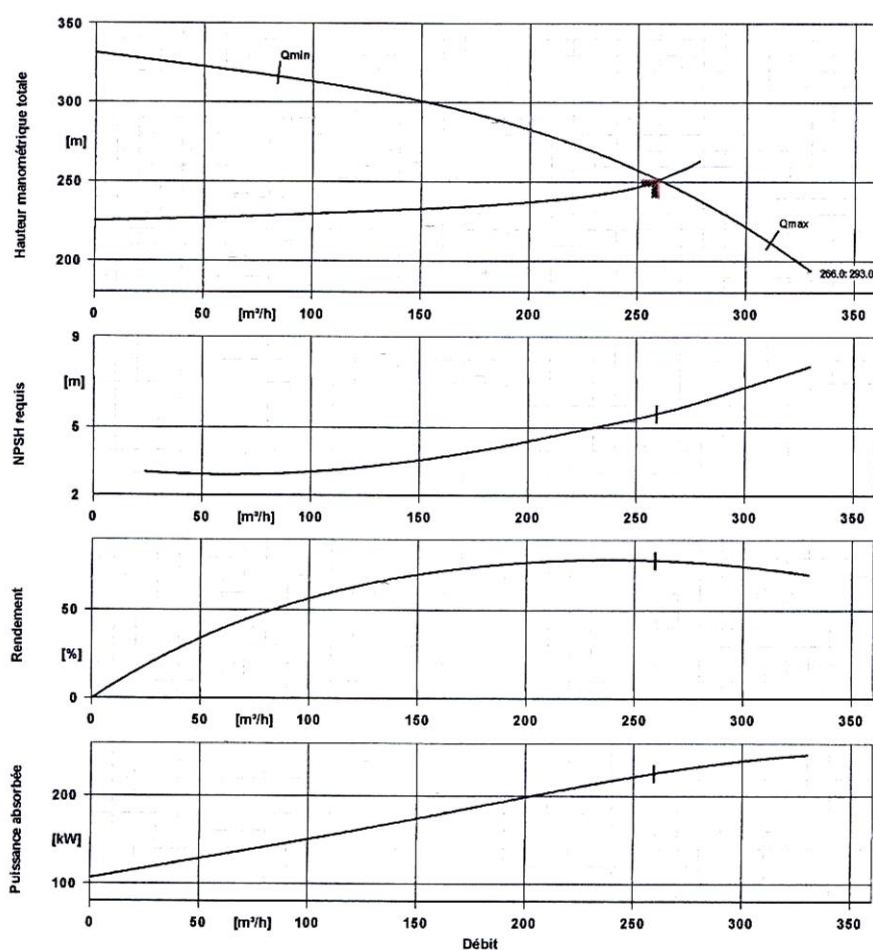
Rendement	80,4 %
Puissance absorbée	316,59 kW
NPSH requis	6,69 m
Numéro de courbe	3 * 1777.407521/11 GG 1 *
	1777.407521/10 GG
Diamètre de roue	255,0 / 288,0 mm
Norme de réception	tolérances suivant ISO 9906 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2

Annexe (10) : Caractéristiques de la pompe KSB sélectionnée pour SP1

Courbe caractéristique hydraulique



Multitec A 125/ 3-9.2 10.63



Caractéristiques de courbe

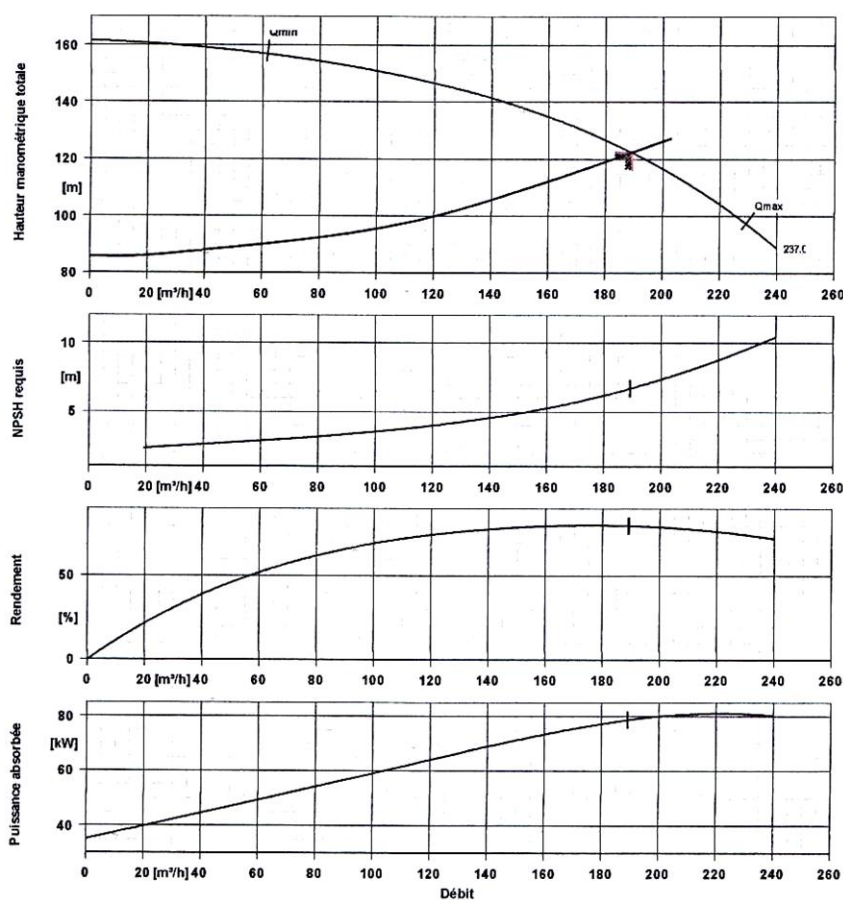
Vitesse de rotation	2986 rpm	Rendement	78,4 %
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Puissance absorbée	226,02 kW
Viscosité	1,00 mm ² /s	NPSH requis	5,62 m
Débit	260 m ³ /h	Numéro de courbe	2 * 1777.407521/09 GG 1 *
Débit demandé	260 m ³ /h		1777.407521/08 GG
Hauteur manométrique totale	251,54 m	Diamètre de roue	266,0 / 293,0 mm
Hauteur manométrique totale demandée	251,51 m	Norme de réception	tolérances suivant ISO 9906 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2

Annexe (11) : Caractéristiques de la pompe KSB sélectionnée pour la SP2

Courbe caractéristique hydraulique

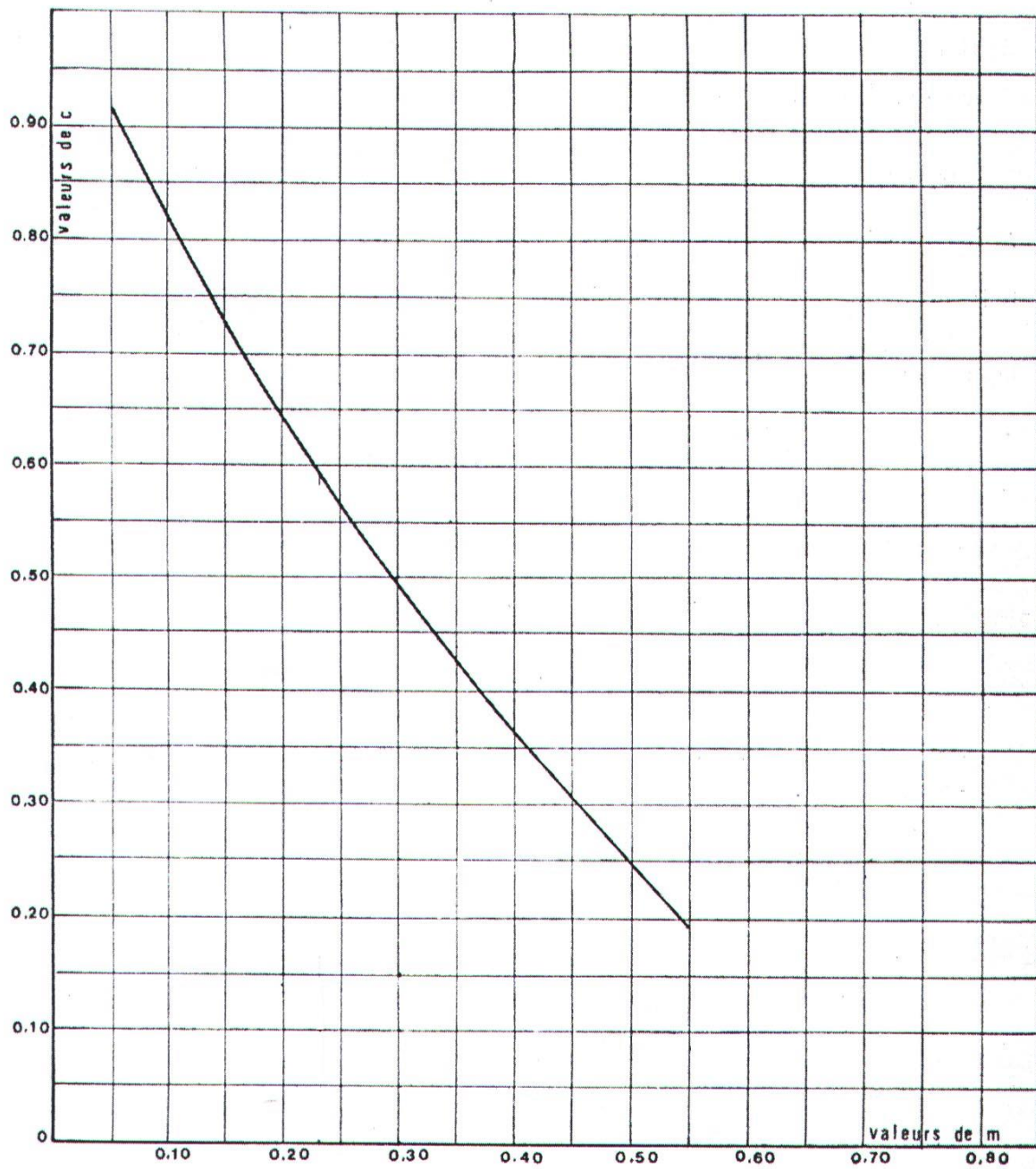


Multitec A 100/ 2-8.1 10.63



Caractéristiques de courbe

Vitesse de rotation	2978 rpm	Rendement	80,0 %
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Puissance absorbée	78,73 kW
Viscosité	1,00 mm ² /s	NPSH requis	6,71 m
Débit	190,00 m ³ /h	Numéro de courbe	1777.407521/07 GG
Débit demandé	190,00 m ³ /h	Diamètre de roue	237,0 mm
Hauteur manométrique totale	122,42 m	Norme de réception	tolérances suivant ISO 9906 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2
Hauteur manométrique totale demandée	122,33 m		

Annexe (12) : Coefficient de pertes de charge c et c' dans la tuyère

Résumé :

Dans le présent travail, nous avons fait une étude sur le projet de renforcement de la chaîne d'adduction en eau potable de la commune de Bouzeguène, à partir du champ captant de l'oued Boubhir. Cette région souffre d'une pénurie d'eau à cause du manque des ressources d'eau dans son territoire. L'étude sera faite sur un horizon de projet de 30 ans.

Après avoir présenté le site du projet, on a procédé à l'estimation des besoins en eau des différentes catégories d'utilisateurs et ce dans le but de dimensionner le réseau de la zone d'étude. Une étude technico-économique de l'adduction a été faite pour trouver les diamètres économiques des conduites. Ensuite, on a choisi les pompes adéquates pour nos stations de pompage.

Dans le but de protéger la chaîne de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, nous avons préconisé un réservoir d'air après avoir fait une vérification de l'apparition de ce phénomène.

Mots clés : pénurie d'eau, Bouzeguène, renforcement, réservoir d'air.

Abstract:

In our present work, we have studied the project of strengthening the water supply system of the township of Bouzeguene, from a wellfield in oued Boubhir. This locality suffers from scarcity in drinking water, which is caused mainly by the lack of water resources in the territory. Our estimations are based on the needs of the region in 2045.

After the presentation of the area of our study, we estimated how much water quantities were needed by all the types of consumers and we calculated the dimensions of the tanks of drinking water. After that, we calculated the economical diameter of the water main pipes. Pumps have been selected so they would be used in elevating water to different tanks.

In order to protect the pipes from the water hammer phenomenon, an air chamber was calculated.

Key words: strengthening, scarcity in water, Bouzeguene, air vessel.

ملخص

لقد قدمنا في عملنا هذا دراسة حول مشروع تدعيم شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب لبلدية بوزقن عن طريق استغلال مياه واد بوبهير لأن هذه المنطقة تعاني من نقص حاد في الماء. بعد تقديم المنطقة المعنية بالدراسة وتقدير احتياجاتها من الماء، قمنا بتصميم شبكة التزويد بالمياه. إثر اجرائنا لدراسة تقنية واقتصادية، توصلنا الى تحديد قطر أنابيب نقل المياه بين المحطات. بعد ذلك اخترنا المضخات المناسبة لرفع المياه إلى مختلف محطات الضخ وإعادة الضخ. أخيراً، من أجل حماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية، تطرقنا لدراسة وسائل الحماية المتاحة وقمنا باختيار خزان هوائي حجمه 1 م³ وذلك نظراً لمميزاته المتعددة.

الكلمات المفتاحية : نقص الماء، تدعيم شبكة التزويد، بوزقن، خزان هوائي.