



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr. MOKRANE Aomar

Mr. YACOUBI Mahdi

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ETUDE DE L'ALIMENTATION EN EAU DE LA COMMUNE DE BOUDERBALA, DAIRA DE LAKHDARIA, WILAYA DE BOUIRA ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION DU CHEF LIEU.

Soutenu le **02 /07 /2015** Devant le jury composé de :

- Président : **Mr. MERABET S**
- Promoteur (s) : **Mr. YAKOUBI M**
- Examineur (s) : **Mr. NASRI K**

Remerciements



Avant tout nous remercions DJEU qui nous a donné la force, le courage et la détermination pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail en particulier :

Notre promoteur M^r « YAKOUBI.M » pour son suivi et ses orientations précieuses.

Tous les professeurs qui ont donné de leur savoir.

Nous tenons aussi à remercier tous nos amis qui ont contribué à l'élaboration de ce modeste travail.

Sans oublier de remercier le personnel de la Subdivision de l'hydraulique de LAKHDARIA de nous avoir aidés.

Nous tenons à remercier profondément les membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

M.Aomar & Y.Mahdi

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A la mémoire de mon Père sans qui je ne serai pas où je suis maintenant, que dieu
l'accueil dans son vaste paradis.*

A ma très chère Mère qui m'a tout donné.

A mon frère qui a remplacé mon père a mes yeux.

A mon grand père que dieu l'accueil dans son vaste paradis .

A ma Mimi qui m'a apporté tant de soutien.

A ma famille.

A mes amis : Zila , Abderrahim et en particulier Si Fayel Hamza .

A tous mes amis de la promotion.

A tous ceux que j'estime beaucoup.

Aomar

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance en témoignage de ma profonde affection à :

Ma chère mère qui m'a protégé pendant toute ma vie, et qui a fait tout pour moi

Mon père et mon grand père que m'ont tant aidé et encourager.

Tous mes frères et sœurs.

Toute la famille YACOUBI

*Tous mes amis, en particulier (SITEYEB
HEMZA).*

Toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite.

YACOUBI Mahdi

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE	
I.1. Situation géographique	2
I.2. Structure de la commune.....	3
I.3. situation topographique.....	3
I.4. Réseau hydrographique.....	4
I.5. Situation Climatologique	4
I.5.1. Pluviométrie	4
I.5.2. Températures	5
I.6. Situation hydraulique :	5
I.6.1. Présentation du barrage koudiat acerdoune :	5
I.6.2. Ressources en eau :	6
I.6.3. Réservoirs existants :	6
CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS	
II.1.Introduction :	7
II.2. Estimation de la population	7
II.3.Estimation des besoins :	9
II.3.1.Choix de la norme de consommation :	9
II.3.2.Détermination de la consommation moyenne journalière	9
II.3.3.Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins :.....	9
II.3.3.1.Besoins domestiques :.....	9
II.3.3.2. Besoins scolaires :.....	11
II.3.3.3.Besoins industriels	11
II.3.3.4. Besoins sanitaires :.....	12
II.3.3.5.Besoins socioculturels.....	12
II.3.3.6.Besoins administratifs.....	13
II.4.Majoration de la consommation moyenne journalière	15
II.5.Variation de la consommation journalière.....	15
II.6.Variation de la consommation horaire.....	16
II.7.Calcul de la consommation horaire	18
II.8.Conclusion.....	21

CHAPITRE III : LES RESERVOIRS

III.1. Introduction	22
III.2. Rôle des réservoirs	22
III.3. Les différents types de réservoirs	22
III.4. Détermination de la capacité des réservoirs	22
III.4.1. Méthode analytique	23
III.4.2. Méthode graphique	24
III.5. Dimensionnement des stations de reprises	24
III.6. Détermination de la capacité des réservoirs projetée	24
III.6.1. Dimensionnement du réservoir projetée R1	24
III.6.1.1. Capacité du réservoir R1	24
III.6.1.2. Diamètre du réservoir R1	26
III.6.2. Dimensionnement du réservoir projetée R2	26
III.6.2.1. Capacité du réservoir R2	26
III.6.2.2. Diamètre du réservoir R2 :	28
III.6.3. Dimensionnement du réservoir projetée R3	28
III.6.3.1. Capacité du réservoir R3	28
III.6.1.2. Diamètre du réservoir R3	30
III.7. Détermination des capacités des réservoirs existants	30
III.7.1. Dimensionnement du réservoir R10:	30
III.7.2. Dimensionnement du réservoir R5:	32
III.7.3. Dimensionnement du réservoir R6:	33
III.7.4. Dimensionnement du réservoir R7:	34
III.7.5. Dimensionnement du réservoir Boulaadhar :	36
III.7.6. Dimensionnement du réservoir R8:	37
III.7.7. Dimensionnement du réservoir Tamerkenit :	38
III.7.8. Dimensionnement du réservoir R4:	39
III.8. Dimensionnement des stations de reprises	40
III.8.1. Dimensionnement de la station de reprise SR1	40
III.8.2. Dimensionnement de la station de reprise SR2	40
III.9. Conclusion	41

CHAPITRE IV : ADDUCTION

IV.1. Généralités	42
IV.2. Critères de tracé de la conduite d'adduction	42
IV.2.1. Critères techniques	42
IV.2.2. Critères économiques	42
IV.3. Choix du type de conduite	42
IV.3.1. Conduites en fonte ductile :	43
IV.4. Description du schéma d'adduction	43
IV.5. Dimensionnement des conduites	46
IV.5.1. Diamètre économique	46
IV.5.1.1. Cas de refoulement	46
IV.5.1.2. Cas gravitaire	49
IV.6. Calcul des diamètres économiques de chaque tronçon (Variante I)	50
IV.6.1. Adduction gravitaire	50
IV.6.1.1. Tronçon Réservoir 10000-SR1	50
IV.6.1.2. Tronçon R1-R5	50
IV.6.1.3. Tronçon R3-R4	51
IV.6.1.4. Tronçon R5-SR2	51
IV.6.1.5. Tronçon R5-R6	52
IV.6.1.6. Tronçon R7-R8	53
IV.6.1.7. Tronçon R1-R10	54
IV.6.2. Adduction par refoulement	55
IV.6.2.1. Tronçon SR1-SP1	55
IV.6.2.2. Tronçon SR1-R2	56
IV.6.2.3. Tronçon SP1-R1	57
IV.6.2.4. Tronçon SP2-R3	58
IV.6.2.4. Tronçon SR2-R7	59
IV.7. Calcul des diamètres économiques de chaque tronçon (Variante II)	61
IV.7.1. Adduction gravitaire	61
IV.7.1.1. Méthode de calcul	61
IV.7.1.2. Tronçon R10000 - SP1'	61
IV.7.1.3. Tronçon R10000-SP2'	63
IV.7.2. Adduction par refoulement	64
IV.7.2.1. Tronçon SP1' - R1	64
IV.7.2.2. Tronçon SP2' -R2	65

IV.8.Comparaison entre la variante I et la variante II	67
IV.9.Conclusion	68

CHAPITRE V : STATION DE POMPAGE

V.1.Introduction :	69
V.2.Choix des pompes :	69
V.3.Choix du nombre de pompes :	69
V.4.Dispositions générales	69
V.5.Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge	70
V.5.1. Hauteur manométrique	70
V.5.2. La vitesse de rotation	70
V.5.3. Le débit	70
V.5.4. La puissance	70
V.5.5. Le rendement	71
V.6. Points de fonctionnement des pompes	71
V.7.Courbes caractéristiques	72
V.7.1. Courbe caractéristique des pompes	72
V.7.2. Courbe caractéristique de la conduite	72
V.8. Recherche du point de fonctionnement	73
V.9. Etude de la cavitation	74
V.10.Choix des pompes pour les stations de pompage et les stations reprise.....	75
V .10.1 Choix des pompes pour la station de reprise SR1-SP1.....	75
V .10.1.1 Caractéristique de la conduite SR1-SP1	75
V .10.1.2 Les caractéristiques de la pompe SR1-SP1	75
V .10.1.3. Réalisation du point de fonctionnement	76
V .10.1.4.Vérification de la cavitation	77
V .10.2. Choix de la pompe SP1-R1	78
V .10.2.1. Caractéristique de la conduite SP1-R1	78
V 10.2.2. Caractéristiques de la pompe SP1-R1.....	78
V .10.2.3 .Vérification de la cavitation	78
V .10.3 Choix de la pompe SR1-R2.....	79
V .10.3.1 Caractéristique de la conduite SR1-R2.....	79
V .11.3.2 Les caractéristiques de la pompe SR1-R2	79
V .10.3.3. Réalisation du point de fonctionnement	79
V .10.4. Choix de la pompe SP2-R3	81
V .10.4.1. Caractéristique de la conduite SP2-R3	81
V.10.4.2. Les caractéristiques de la pompe de la station de pompage	81

V .10.4.3. Vérification de la cavitation	82
V .10.5 . Choix de la pompe SR2-R7	82
V .10.5.1. Caractéristique de la conduite SR2-R7	82
V.10.5.2. Les caractéristiques de la pompe SR2-R7	82
V .10.5.3. Réalisation du point de fonctionnement	83
V .10.6. Choix de la pompe SP2'-R2	85
V .10.6.1. Caractéristique de la conduite SP2'-R2	85
V .10.6.2. Les caractéristiques de la pompe SP2'-R2	85
V .10.6.3. Réalisation du point de fonctionnement	85
V .10.6.4. Vérification de la cavitation	87
V.10.7. Choix de la pompe SP1'-R1	87
V.10.7.1. Caractéristique de la conduite SP1'-R1	87
V.10.7.2. Les caractéristiques de la pompe SP1'-R1	87
V.10.7.3. Vérification de la cavitation	88
V.11. Conclusion	88

CHAPITRE VI : RESEAU DE DISTIBUTION

VI.1. Introduction	89
VI.2. Classification des réseaux de distribution	89
VI.2.1. Le réseau ramifié	89
VI.2.2. Le réseau maillé	89
VI.2.3. Le réseau mixte	89
VI.3. Exigences relatives aux réseaux	89
VI.4. Description du réseau projeté	90
VI.5. Calcul hydraulique	91
VI.5.1. Détermination des débits du réseau	91
VI.5.1.1. Cas de pointe	91
VI.5.1.2. Cas de pointe plus incendie	93
VI.5.2. les pertes de charge	95
VI.5.2.1. Pertes de charge linéaires	95
VI.5.2.2. Pertes de charge singulières	96
VI.5.3. Calcul des pressions	97
VI.6. Apport informatique	97
VI.6.1. Présentation du logiciel EPANET	97
VI.6.2. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET	98
VI.6.3. Composants du Réseau	98
VI.6. 4. Simulation du réseau	100
VI.7. Résultats et constatations	100

VI.8.Recommandations	100
VI.9.calcul des réducteurs de pression	102
VI.10.Conclusion	103

CHAPITRE VII: COUP DE BELIER

VII.1.Introduction.....	104
VII.2. Analyse physique du coup de bélier	104
VII.3.Valeur numérique du coup de bélier.....	104
VII.3.1.Cas d'une fermeture lente	105
VII.3.2.Cas d'une fermeture brusque	105
VII.4.Etude des valeurs du coup de bélier.....	106
VII.5.Dispositifs de protection	106
VII.5.1.Volant d'inertie	106
VII.5.2.Soupape de décharge	106
VII.5.3.Cheminée d'équilibre.....	106
VII.5.4.Réservoir d'air	106
VII.6.Calcul de la valeur maximale du coup de bélier	106
VII.7.Calcul du réservoir hydropneumatique.....	107
VII.7.1.Principe de calcul.....	107
VII.7.2.calcul des pertes de charge dans la tuyère.....	107
VII.7.2.1.Cas de montée	107
VII.7.2.2.Cas de la descente	108
VII.7.3.Calcul des pressions dans le réservoir d'air	109
VII.7.4.Variation du volume d'air	109
VII.7.5.Application du calcul pour les différents tronçons.....	110
VII.7.5.1.Tronçon SR1-SP1	110
VII.7.5.2.Tronçon SP1-R1.....	113
VII.7.5.3.Tronçon SP1'-R1	116
VII.8.Dimensionnement des réservoirs d'air.	119
VII.8.1.Réservoir d'air de la conduite SR1-SP1	119
VII.8.2.Réservoir d'air de la conduite SP1-R1.....	120
VII.8.3.Réservoir d'air de la conduite SP1'-R1	121
VII.9.Conclusion	122
Conclusion générale	123

Liste des symboles :

- A : Amortissement annuel (Annuité).
a : Célérité de l'onde (m/s).
 B_L : Bilan en (DA).
b : Valeur du coup de bélier (m).
C, C' : Coefficient pertes de charge dans une tuyère en (m).
D : Diamètre en (m).
 D_N : Diamètre normalisé en (m).
 D_R : Diamètre du réservoir .
d' : Diamètre de la veine contractée en (m).
E : Energie consommée par la pompe (KWh).
e : Prix unitaire du K.W.h. en (DA).
g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 .
H : Hauteur(m).
 H_a : Hauteur d'aspiration(m).
 H_r : Hauteur de refoulement(m).
 H_g : Hauteur géométrique en (m).
Hmt: La hauteur manométrique totale en (m).
 H_0 : Pression absolue de la conduite en (m).
 J_L : perte de charge linéaire (m).
 J_s : Perte de charge singulière (m).
 J_t : Perte de charge total (m).
 H_{inc} : Hauteur du volume d'incendie (m).
i : Taux d'annuité.
J : Pertes de charge par unité de longueur (m/ml).
 J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m).
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
 K_c : Coefficient dépendent de la nature de la conduite.
 $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
 $K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimal.
 $K_{max,h}$: Coefficient de variation de consommation maximum horaire.
 $K_{min,h}$: Coefficient de variation de consommation minimum horaire.
L : Longueur de la conduite en (m).
m : Coefficient de rognage.
N: Nombre d'habitant.
 N_t : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement ($n = 25$ ans).
 $NPSH_d$: Charge nette minimale disponible à l'aspiration.
 $NPSH_r$: Charge nette minimale requise à l'aspiration.
P : Puissance de pompage en (KWh).
 P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
 P_N : Population à l'horizon.
 P_0 : Pression absolue.
 P_U : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).
 P_r : pourcentage roGnage.
P% : Résidu maximal dans le réservoir (%).
 P_v : Tension de vapeur de l'eau pompé.
 P_{atm} : Pression atmosphérique.
Q : Débit refoulé dans la conduite en m^3/s .

- $Q_{\max,h}$: Débit entrant dans la station (m^3/h).
- $Q_{\min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
- Q_{moy} : Consommation moyenne journalière des consommateurs en m^3/s .
- $Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière en (m^3/j).
- q_s : débit spécifique (l/s.m).
- q_r : débit de route (l/s).
- Re : Nombre de Reynolds.
- R: Pourcentage de rognage.
- R_0 : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.
- S : Section de la conduite (m^2).
- T : Température de l'eau.
- T_p : Temps de pompage (h).
- t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).
- t_a : Taux d'accroissement de la population %
- U_0 : Volume d'air initial.
- U : Nouveau volume d'air.
- U_{\max} : Volume maximal dans le réservoir d'air
- V : Vitesse d'écoulement en m/s.
- V_f : Vitesse finale choisie.
- V_{\max} : Volume maximal de stockage en (m^3).
- V_m : Vitesse moyenne dans un intervalle donnée.
- V_{sr} : Volume de la station de reprise en (m^3).
- V_{tot} : Volume total du réservoir en (m^3).
- V_{inc} : volume incendie (m^3).
- Z : Pression dans le réservoir d'air.
- Z_0 : Pression absolue.
- Δh_1 : Perte de charge lors de la descente de l'eau.
- Δh_2 : Perte de charge lors de la montée de l'eau.
- θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.
- ρ : Masse volumique de l'eau.
- η : Rendement de la pompe en (%).
- δ_0 : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
- λ : Coefficient de pertes de charge.

Liste des figures

Figure I.1 : situation géographique de BOUDERBALA.	2
Figure I.2 : Carte des pentes de BOUDERBALA.....	3
Figure I .3 : Carte du réseau hydrographique de BOUDERBALA.....	4
Figure II.1 : Evolution de la population aux différents horizons.....	88
Figure IV.1 : Conduites en fonte	43
Figure IV.2 : Schéma d’adduction Variante I.....	44
Figure IV.3 : Schéma d’adduction Variante II.....	45
Figure V.1: Profil piézométrique du refoulement.	70
Figure V.2: Point de fonctionnement des pompes.	72
Figure V.3: Courbes caractéristiques d’une pompe	72
Figure V.4 : Courbes caractéristiques de la pompe SR1-SP1.....	76
Figure V.5 : Courbes caractéristiques de la pompe SP1-R1	79
Figure V.6 : Courbes caractéristiques de la pompe SR1-R2.....	80
Figure V.7 : Courbes caractéristiques de la pompe SP2-R3	82
Figure V.8 : Courbes caractéristiques de la pompe SR2-R7.....	83
Figure V.9 : Courbes caractéristiques de la pompe SP2’-R2.....	86
Figure VI.1 : Schéma représentatif du réseau de distribution.....	90
Figure VI.2 : Ligne de charge et ligne piézométrique.....	97
Figure VI.3: Composants du réseau.	98
Figure VI.4 : Résultats de la simulation sans vannage.....	101
Figure VI.5 : Réducteur de pression BAYARD.....	102
Figure VII.1 :Epure de BERGERON pour la conduite SR1-SP1.	112
Figure VII.2 :Variation de la pression absolue en fonction du temps.....	113
Figure VII.3 :Epure de BERGERON pour la conduite SP1-R1.	116
Figure VII.4 :Variation de la pression absolue en fonction du temps.....	116
Figure VII.5 :Epure de BERGERON pour la conduite SP1’-R1.	119
Figure VII.6 :Variation de la pression absolue en fonction du temps.....	119

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Intensité de la pluie mensuelle (mm).....	5
Tableau I.2 : Les valeurs de la température.....	5
Tableau I.3 : Réservoirs existants	6

Chapitre II

Tableau II.1 : Evolution de la population aux différents horizons.....	8
Tableau II.2 : Détermination des besoins domestiques.....	10
Tableau II.3 : Détermination des besoins scolaires.....	11
Tableau II.4 : Détermination des besoins industriels.....	11
Tableau II.5 : Détermination des besoins sanitaires.....	12
Tableau II.6 : Détermination des besoins socioculturels.....	12
Tableau II.7 : Détermination des besoins administratifs.....	13
Tableau II.8 : Détermination des besoins commerciaux.....	13
Tableau II.9 : Tableau récapitulatif des différents besoins.....	15
Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée.....	16
Tableau II.11 : variation de consommation journalière à l’horizon 2040.....	17
Tableau II.12 : Valeurs de β_{\max} pour chaque agglomération.....	18
Tableau II.13 : valeurs des coefficients $K_{\max,h}$ en fonction du nombre d’habitant.....	19
Tableau II.14 : Valeurs de $K_{\max,h}$ des agglomérations.....	20
Tableau II.15 : récapitulatif des débits horaires des agglomérations.....	20

Chapitre III

Tableau III.1 : Dimensionnement du réservoir R1.....	25
Tableau III.2 : Dimensionnement du réservoir R2.....	28
Tableau III.3 : Dimensionnement du réservoir R3.....	29
Tableau III.4 : Récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés R1, R2 et R3.....	30
Tableau III.5 : Dimensionnement du réservoir R10.....	31
Tableau III.6 : Dimensionnement du réservoir R5.....	32
Tableau III.7 : Dimensionnement du réservoir R6.....	33
Tableau III.8 : Dimensionnement du réservoir R7.....	35
Tableau III.9 : Dimensionnement du réservoir Boulaadhar.....	36
Tableau III.10 : Dimensionnement du réservoir R8.....	37
Tableau III.11 : Dimensionnement du réservoir Tamerkenit.....	38
Tableau III.12 : Dimensionnement du réservoir R4.....	38

Chapitre IV

Tableau IV.1 : vitesses d'écoulement dans les conduites d'adduction gravitaires	49
Tableau IV.2 : Paramètres hydrauliques du tronçon Réservoir10000-SR1.	50
Tableau IV.3 : Valeur des pertes de charge pour le tronçon Réservoir10000-R1.....	50
Tableau IV.4 : Paramètres hydrauliques du tronçon R1-R5.	51
Tableau IV.6 : Paramètres hydrauliques du tronçon R3-R4.	51
Tableau IV.7 : Valeurs des pertes de charge pour le tronçon R3-R4.	51
Tableau IV.8 : Paramètres hydrauliques du tronçon R5-Point A.....	52
Tableau IV.9 : Valeurs des pertes de charge pour le tronçon R5-Point A.	52
Tableau IV.10 : Paramètres hydrauliques du tronçon Point A-SR2.....	52
Tableau IV.11 : Valeurs des pertes de charge pour le tronçon Point A-SR2.	52
Tableau IV.12 : Valeur des pertes de charge dans le tronçon R5-SR2.	52
Tableau IV.13 : Paramètres hydrauliques du tronçon Point A-R6.....	53
Tableau IV.14 : Valeurs des pertes de charge pour le tronçon Point A-R6.	53
Tableau IV.15 : Valeur des pertes de charge dans le tronçon R5-R6.	53
Tableau IV.16 : Paramètres hydrauliques du tronçon R7-R8.	53
Tableau IV.17 : Valeur des pertes de charge pour le tronçon R1-R5	54
Tableau IV.18 : Paramètres hydrauliques du tronçon R1-Point B.	54
Tableau IV.19 : Valeurs des pertes de charge pour le tronçon R5-Point A.	54
Tableau IV.20 : Paramètres hydrauliques du tronçon Point B-R10.	54
Tableau IV.21 : Valeurs des pertes de charge pour le tronçon Point B-R10.	54
Tableau IV.22 : Valeur des pertes de charge dans le tronçon R1-R10.	54
Tableau IV.23 : Paramètres hydrauliques de la conduite SR1-SP1.	55
Tableau IV.24 : Paramètres économiques.	55
Tableau IV.25 : Vitesses et diamètres de la conduite SR1-SP1	55
Tableau IV.26 : Calcul de la Hmt1.....	56
Tableau IV.27 : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.....	56
Tableau IV.28 : Calcul du bilan	56
Tableau IV.29 : Paramètres hydrauliques de la conduite SR1-R2.	56
Tableau IV.30 : Vitesses et diamètres de la conduite SR1-R2.....	56
Tableau IV.31 : Calcul de la Hmt2.....	57
Tableau IV.32 : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.....	57
Tableau IV.33 : Calcul du bilan	57
Tableau IV.34 : Paramètres hydrauliques de la conduite SP1-R1.	57
Tableau IV.35 : Vitesses et diamètres de la conduite SP1-R1	58

Tableau IV.36 : Calcul de la Hmt3.....	58
Tableau IV.37 : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.....	58
Tableau IV.38 : Calcul du bilan	58
Tableau IV.39 : Paramètres hydrauliques de la conduite SP2-R3.	59
Tableau IV.40 : Vitesses et diamètres de la conduite SP2-R3	59
Tableau IV.41: Calcul de la Hmt4.	59
Tableau IV.42 : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.....	59
Tableau IV.43 : Calcul du bilan	59
Tableau IV.44 : Paramètres hydrauliques de la conduite SR2-R7.	60
Tableau IV.45 : Vitesses et diamètres de la conduite SR2-R7.....	60
Tableau IV.46: Calcul de la Hmt5.	60
Tableau IV.47: calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.....	60
Tableau IV.48 : Calcul du bilan	61
Tableau IV.49 : Paramètres hydrauliques du tronçon Réservoir 10000-Point A'	62
Tableau IV.50 : Valeur des pertes de charge dans le tronçon R10000 – Point A'	62
Tableau IV.51 : Paramètres hydrauliques du tronçon Point A' - SP1'	62
Tableau IV.52 : Valeur des pertes de charge dans différents points du tronçon Point A'-SP1' ...	62
Tableau IV.53 : Valeurs de la perte de charge et la charge disponible pour différents points.....	63
Tableau IV.54 : Récapitulation des données de la conduite gravitaire R10000 – SP1'	63
Tableau IV.55 : Paramètres hydrauliques du tronçon Point A' - SP2'	63
Tableau IV.56 : Valeur des pertes de charge dans différents points du tronçon Point A'-SP2' ...	64
Tableau IV.57 : Valeurs de la perte de charge et la charge disponible pour différents points.....	64
Tableau IV.58 : Récapitulation des données de la conduite gravitaire R10000 – SP2'	65
Tableau IV.59 : Paramètres hydrauliques de la conduite SP1'-R1.	66
Tableau IV.60 : Vitesses et diamètres de la conduite SP1'-R1	66
Tableau IV.61 : Calcul de la Hmt1'	66
Tableau IV.62 : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.....	66
Tableau IV.63: Calcul du bilan	67
Tableau IV.64 : Paramètres hydrauliques de la conduite SP2'-R2.	67
Tableau IV.65 : Vitesses et diamètres de la conduite SP2'-R2.....	67
Tableau IV.66 : Calcul de la Hmt2'	67
Tableau IV.67 : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.....	68
Tableau IV.68: Calcul du bilan	68

Tableau IV.70 : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons.....	68
Tableau IV.69 : comparaison des résultats pour la variante I et la variante II.....	68

Chapitre V

Tableau V.1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	75
---	----

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Débits en route du réseau.	92
Tableau VI.2 : Débits aux nœuds du réseau.	93
Tableau VI.3 : Débits en route du réseau (cas de pointe plus incendie).	94
Tableau VI.4 : Débits aux nœuds du réseau (cas de pointe plus incendie).	95
Tableau VI.5 : résultats de calcul des réducteurs de pressions.....	96

Chapitre VII

Tableau VII.1 : Valeur du coup de bélier pour chaque tronçon.	107
Tableau VII.2 : valeurs de la pression maximale admissible pour les conduites en fonte.....	107
Tableau VII.3 :Données de la conduite SR1-SP1.	110
Tableau VII.4 : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SR1-SP1.....	111
Tableau VII.5:Données de la conduite SP1-R1.	113
Tableau VII.6 : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SP1-R1.....	114
Tableau VII.7:Données de la conduite SP1'-R1.....	116
Tableau VII.8 : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SP1'- R1.....	117

Liste des Annexes

Annexe I : Résultats de la simulation :

Tableau : Etat des nœuds sans vannage (cas de pointe).

Tableau : Etat des arcs sans vannage (cas de pointe).

Tableau : Etat des nœuds sans vannage (cas de pointe + incendie).

Tableau : Etat des arcs sans vannage (cas de pointe+ incendie).

Tableau : Etat des nœuds après vannage (cas de pointe).

Tableau : Etat des nœuds après vannage (cas de pointe + incendie).

Annexe II : Documents graphiques :

Caractéristique de la pompe SR1-SP1.

Caractéristique de la pompe SP1-R1.

Caractéristique de la pompe SR1-R2.

Caractéristique de la pompe SP1'-R1.

Caractéristique de la pompe SP2'-R2.

Caractéristique de la pompe SP2-R3.

Caractéristique de la pompe SR2-R7.

Courbes de niveau des altitudes.

Courbes de niveau pressions avant vannage.

Courbes de niveau pressions après vannage.

Courbes de niveau des demandes aux nœuds.

Courbe de distribution des altitudes.

Courbe de distribution des pressions avant vannage.

Courbe de distribution des pressions après vannage.

Courbe distribution des diamètres.

Courbe distribution des débits.

Courbe distribution des vitesses.

Profil de la conduite principale.

Profil des pressions de la conduite principale avant vannage.

Profile des pressions de la conduite principale après vannage.

Annexe III : statistiques des régimes de consommations des agglomérations.

Annexe IV : Valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Annexe V : Abaque de MOODY.

Annexe VI : Coefficient de pertes de charge (C) dans une tuyère.

Annexe VII : Répartition des débits horaires des agglomérations :

Répartition des débits horaires de l'agglomération Ouled Chalabi.

Répartition des débits horaires de l'agglomération VSA Rahmania.

Répartition des débits horaires de l'agglomération Tazrout.

Répartition des débits horaires de l'agglomération Dramcha.

Répartition des débits horaires de l'agglomération Ouled Belaid Toumliline.

Répartition des débits horaires de l'agglomération Ouled Mahmoud.

Répartition des débits horaires de l'agglomération Ouled Youcef.

Répartition des débits horaires de l'agglomération Ouled Omar.

Répartition des débits horaires de l'agglomération Abdeldjebbar.

Répartition des débits horaires de l'agglomération Moutassa.

Répartition des débits horaires de l'agglomération Boulaadhar.

Répartition des débits horaires de l'agglomération Houche Smar.

Répartition des débits horaires de l'agglomération El Mizab.

Répartition des débits horaires de l'agglomération TalaMtenne.

Répartition des débits horaires de l'agglomération Drablia.

Répartition des débits horaires de l'agglomération BenBrahim.

Répartition des débits horaires de l'agglomération Arkoub.

Répartition des débits horaires de l'agglomération Tamerkenit.

Introduction Générale

Introduction générale

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

Pour qu'on puisse atteindre l'évolution dans notre vie journalière, ainsi que dans l'industrie et l'agriculture, il faut qu'il y ait de l'eau en quantité suffisante. Celle-ci est considérée comme élément de base pour le fonctionnement des machines et aussi pour transformer certaines matières premières en produits consommables. Dans la vie courante, l'homme ne peut pas vivre sans eau.

Le problème du manque d'eau potable se pose avec beaucoup d'inquiétude pour les régions exposées climatiquement à des sécheresses fréquentes et longues. Ce problème s'aggrave s'il s'associe à une augmentation continue des besoins en eau d'une part, et si ces eaux se trouvent en quantités limitées ou parfois inaccessibles, notamment pour les régions montagneuses.

C'est en particulier le cas de la commune de BOUDERBALA (wilaya Bouira), où plusieurs villages n'ont pas accès à l'eau potable et n'ont même pas un réseau d'eau potable, obligeant les habitants à quitter leurs fonctions et emplois pour s'approvisionner de manière individuelle et traditionnelle.

Vu cette situation alarmante et préoccupante, on a consacré cette étude ; à la conception d'une chaîne d'adduction à partir du réservoir 10000m³ pour alimenter toute la commune à court et long terme, et à la conception d'un réseau de distribution en vue de satisfaire les besoins en eau potable du village Ouled Chalabi à court et long terme.

Cette étude sera menée comme suit :

On commencera, en premier lieu, par récolter toutes les données démographiques, géographiques et hydrauliques de cette région, ensuite nous présenterons le site du projet, puis nous évaluerons les besoins en eau, ensuite étudierons les réservoirs, l'adduction et le pompage. Et en second lieu, l'étude se portera sur le réseau de distribution du village Ouled Chalabi et la protection de la chaîne de refoulement contre le phénomène transitoire (Coup de bélier).

Chapitre I :

Présentation du site

I.1. Situation géographique

La commune de BOUDERBALA est située au Nord Ouest de la wilaya de BOUIRA, elle fait partie de la Daïra de LAKHDARIA.

BOUDERBALA est une commune rurale située à une cinquantaine de kilomètres du chef lieu de la Wilaya, et à 12 Km du chef lieu de la Daïra.

Elle est délimitée par :

- Au Nord par la commune de BENI AMRANE.
- A l'Est par la commune de LAKHDARIA.
- AU Sud par la commune de GUERROUMA.
- A l'Ouest par les communes de KEDDARA, de KHERROUBA et BOUKRAM.

La zone géographique concernée par le projet est représentée sur la figure (I.1).

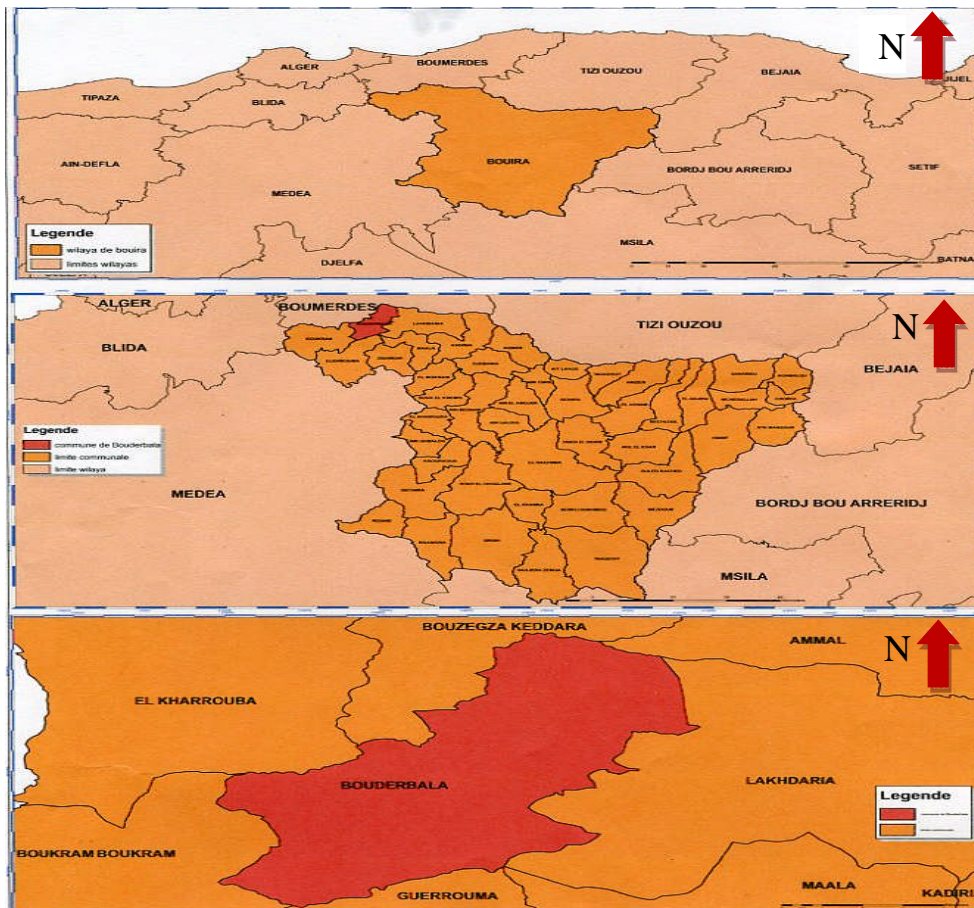


Figure I.1 : situation géographique de BOUDERBALA.

I.2. Structure de la commune

La commune de BOUDERBALA est organisée spatialement comme suit :

- Une agglomération chef lieu (ACL) : qui se localise dans la partie centre-est de la commune, elle est composée de deux localités : OULED CHALABI et OULED TATAR.
- Les agglomérations secondaires : La commune de BOUDERBALA composée de 8 agglomérations secondaires répartis comme suit :

DRABLIA; ARKOUB; RAHMANIA(VSA); TAZROUT; DRAMCHA; OULED BELAID; TOUMLILINE et des zones éparses.

I.3. situation topographique

La carte des pentes (Figure(I.2)) donne la topographie générale de la commune de BOUDERBALA, sa lecture nous renseigne que :

- Les pentes de 0% à 3% représentent une superficie de 63,37 ha.
- Les pentes allant de 3% à 12% représentent une superficie de 675,06 ha.
- Les pentes de 12% à 20% représentent une superficie de 1237,15 ha.
- Les pentes de 20% à 25% représentent une superficie de 871,24 ha.
- Les pentes les plus raides (supérieurs à 25%) représentent la majorité de la superficie qui est de l'ordre de 1809,6 ha.

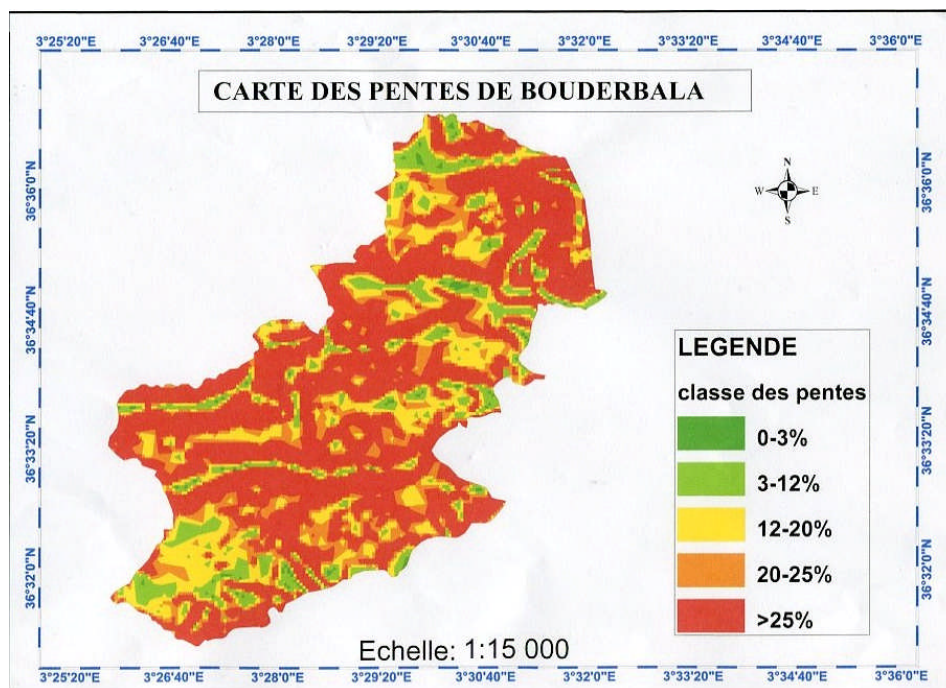


Figure I.2 : Carte des pentes de BOUDERBALA.

I.4. Réseau hydrographique

L'analyse de la carte du réseau hydrographique (figure (I.3)) montre que la commune de BOUDERBALA est dotée d'un réseau hydrographique constitué essentiellement de 4 principaux oueds à écoulement Nord Sud. Ces oueds sont :

- Oued OUKSER faisant la limite ouest de notre zone d'étude.
- Oued KHECHAB et oued SEBT qui font la limite sud de la commune.
- Oued TIOUECHKATINE et oued SIRHANE au sud.
- Oued BRAHIM au centre.
- Oued FERRAH au nord.

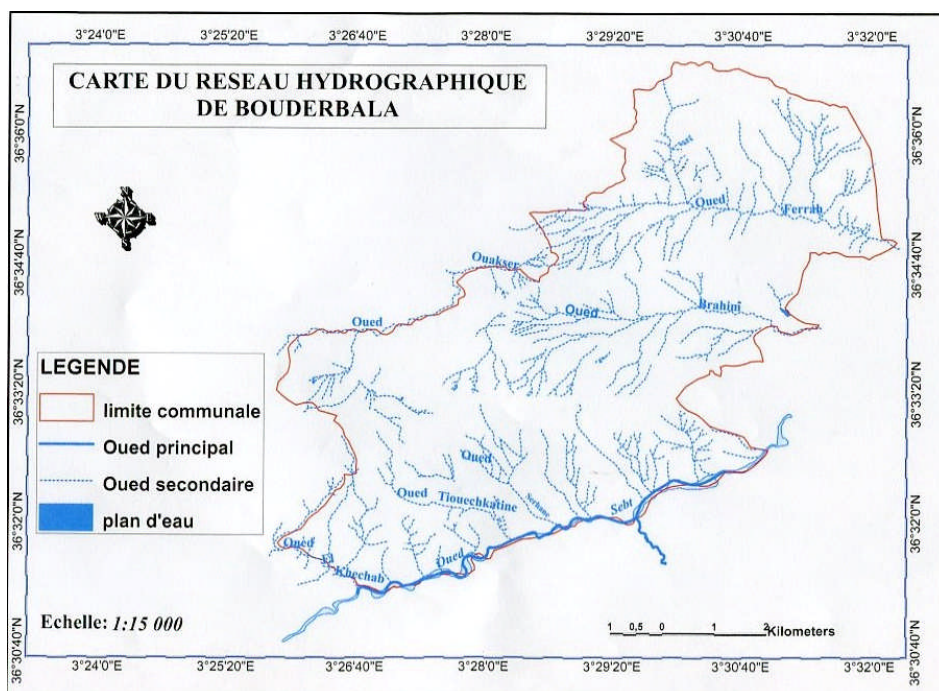


Figure I.3 : Carte du réseau hydrographique de BOUDERBALA.

I.5. Situation Climatologique

Du point de vue climatique, le climat régnant sur notre agglomération fait partie du domaine bioclimatique semi-aride dont la température annuelle moyenne est assez stable 11,5 °C en hiver et 33 °C en été.

Les vents dominants sont le sud-est de l'ouest et le sirocco en été (donnée par l'ANAT).

I.5.1. Pluviométrie

Les données collectées au niveau de la DHW de Bouira concernant les précipitations en mm de la station de Bouira sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Intensité de la pluie mensuelle (mm).

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	cum
1996	34	0	45,7	28,5	40,2	19,1	29,2	7,3	8	24,1	30,4	78,4	344,9
1997	44	70	77	25	35,3	4,2	0,5	10,1	22	46	20,7	10,4	368,2
1998	62,3	5	38	81	94	17	9,3	0	14	29,3	55	59,1	464
1999	10,7	36,9	8,4	48,3	30,6	4,6	0	7,5	71,7	39	12,9	62,5	333,1
2000	29,9	23	13	19,9	3	3	4	7	86,1	54,1	44,8	58,7	346,5
2001	221,3	26,3	86,4	11,1	1,4	47,1	0	21,2	7,4	44	11,9	27,6	505,7
2002	102,6	164,7	39,4	62,6	42,4	17,9	10,8	14	23,6	9,4	24,6	43,5	555,5
2003	37,4	8,1	22,4	56,8	18,6	12,6	1,3	23,1	54,8	41,6	136,4	57,4	470,5
2004	28	70,8	20,4	75,6	166,5	5,1	0,21	8	25	46,2	80	48,2	474
2005	73,1	52,3	54,1	6,8	37,3	6	0,8	8,3	44,3	11,1	30,6	126,1	450,8
2006	4,1	5,5	5	21,7	44,6	0	2,2	0,2	8,3	55,6	46,8	41,9	235,9

I.5.2. Températures

D'après les températures enregistrées dans cette région, il a été constaté que :

- De juin à septembre, saison d'été correspond à la période sèche ; de décembre à février, saison d'hiver, c'est la période froide et humide.
- Les mois de mars, avril, mai, octobre et novembre correspondent à un climat tempéré.

Les valeurs des températures sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Les valeurs de la température.

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
1996	8	12,7	12,5	12,5	17,8	25,2	25,6	26	26,2	18,9	12,3	6,8
1997	4,4	7,1	11,6	11,2	13,8	22,9	27,4	27,3	24,1	16,6	11,8	7,5
1998	7,2	8,6	9,7	12,6	17,1	19,3	24,8	27	23,9	17	17	9,7
1999	7,7	7,5	10,5	13	18,2	23,5	27,3	27,9	22,1	11,2	18,2	9
2000	8,2	8	11,5	12,6	17,3	23,6	27,8	30,6	23,7	18,6	13,8	9,5
2001	8	11,3	10,7	12,6	19,8	23,1	27,2	26	21,4	19	13,8	11,7
2002	11,2	8,3	11,5	13,6	16,6	21,1	25,9	26,3	20,7	16,1	13,6	10
2003	10,2	11,1	11,2	14,4	20,6	25	26,6	26,7	23,3	18,8	13,1	10,3
2004	9,1	10,4	11,3	14	16,9	24,3	27,6	26,9	24,2	16,5	12,4	8,4
2005	8,7	7,3	11,7	13,9	21,8	25,2	26,9	30,4	24,4	21,5	11,6	9,1
2006	6,8	10	13,1	15,8	21,2	24,3	28,7	28,2	23,9	17,1	13,6	11

I.6. Situation hydraulique :

I.6.1. Présentation du barrage KOUDIAT ACERDOUNE :

Le barrage KOUDIAT ACERDOUNE est situé dans la wilaya de Bouira, d'une capacité de 640 millions de m³, il est destiné à l'alimentation en eau potable des wilayas de Bouira, Tizi-Ouzou, Médéa et M'sila.

I.6.2. Ressources en eau :

La commune de BOUDERBALA est alimentée insuffisamment en matière d'eau potable à partir des nappes souterraines de l'oued El Sebt, qui comporte dix forages dont deux sont destinés à la commune de BOUDERBALA. Ces deux forages sont non fonctionnels à cause de la mauvaise implantation qui a conduit à la détérioration des groupes éleveurs.

I.6.3. Réservoirs existants :

Les réservoirs existants dans notre zone d'études sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : Réservoirs existants

Réservoir	Capacité (m³)
01 réservoir à DRAMCHA	250 m ³
01 S.R à TAZROUT	400 m ³
01 réservoir à BOULAADHAR	150 m ³
01 réservoir à MOUTASSA	150 m ³
01 réservoir à EL MIZAB	400 m ³
01 réservoir à O-CHALABI	500 m ³
01 réservoir à VSA RAHMANIA	150 m ³
01 réservoir à DRABLIA	200 m ³
01 réservoir à TAMERKINT	10 m ³
01 réservoir à ARKOUB	200 m ³

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau

II.1.Introduction :

Les besoins en eau dépendent des activités de la zone d'étude, en général, les réseaux de distribution doivent satisfaire les besoins suivants:

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins administratifs ;
- Besoins socioculturels ;
- Besoins cheptels.

L'objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable actuels, et futurs, de la commune BOUDERBALA, wilaya de BOUIRA.

II.2. Estimation de la population

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évolution de la population sur long terme, soit sur une période de 25ans, qui est une moyenne en matière de durées de vie des canalisations.

On applique la relation des intérêts composés, qui tient compte non seulement des naissances, mais également du taux d'immigration et du taux de mortalité.

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

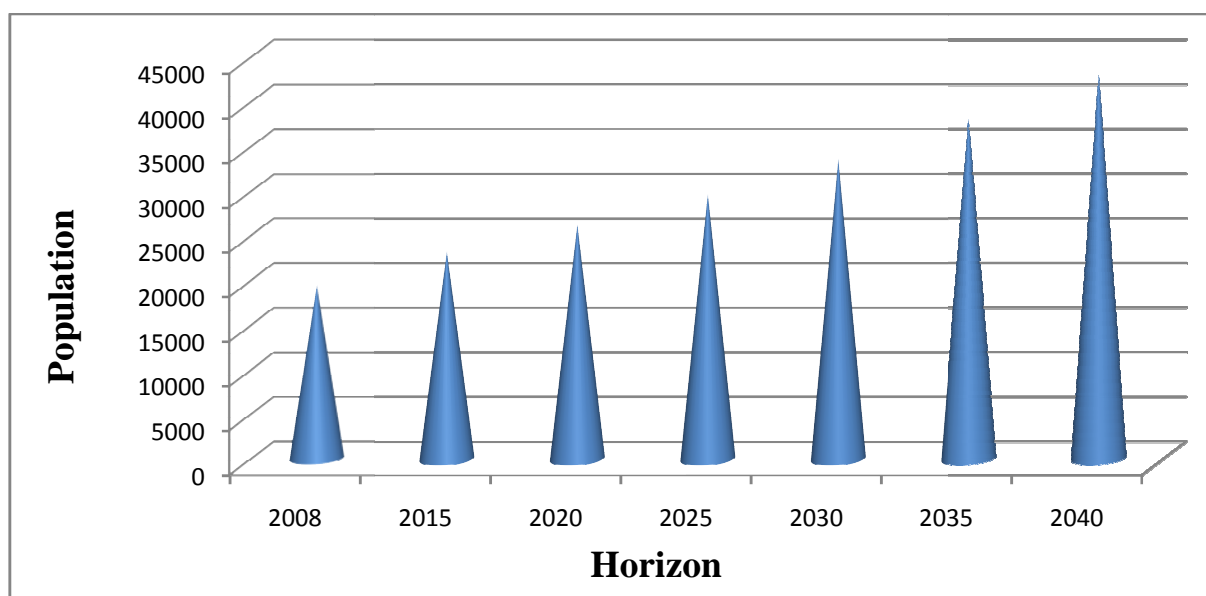
- P_n : population future a l'horizon considéré.
- P_0 : population de l'année de référence.
- T : taux d'accroissement de la population
- n : nombre d'années séparant l'horizon considéré de l'année de référence.

Le taux d'accroissement démographique de notre zone d'étude est de $T= 2,5\%$ (source APC Bouderbala) ; le tableau suivant représente les résultats obtenus pour l'évaluation de la population aux différents horizons des zones considérés.

Tableau II.1 : Evolution de la population aux différents horizons.

Villages	Nombre d'habitants						
	2008	2015	2020	2025	2030	2035	2040
Ouled chalabi	1808	2149	2432	2751	3113	3522	3984
Rahmania (VSA)	2100	2496	2824	3195	3615	4090	4628
Tazrout	1150	1367	1547	1750	1980	2240	2534
Dramcha	945	1123	1271	1438	1627	1841	2083
Ouled Belaid-toumliline	1391	1653	1871	2117	2395	2709	3065
Ouled Mahmoud	256	304	344	390	441	499	564
Ouled Youcef	59	70	79	90	102	115	130
Ouled Omar	201	239	270	306	346	392	443
Abdeldjebbar	543	645	730	826	935	1058	1197
Moutassa	314	373	422	478	541	612	692
Boulaadhar	181	215	243	275	312	353	399
Houche Smar	654	777	880	995	1126	1274	1441
El Mizab	627	745	843	954	1079	1221	1382
Tala Mtenne	473	562	636	720	814	921	1042
Drablia	3489	4147	4692	5309	6007	6796	7689
Ben Brahim	705	838	948	1073	1214	1373	1554
Arkoub	2772	3295	3728	4218	4772	5399	6109
Tamerknit	965	1147	1298	1468	1661	1880	2127
Total	18633	22145	25058	28353	32080	36295	41063

L'évolution de la population au sein de la commune pour les différents horizons est illustrée dans la figure ci-dessous.

**Figure II.1 : Evolution de la population aux différents horizons.**

En 2040, la commune compterait **41063** habitants, soit une augmentation de plus du double en 25 ans.

II.3.Estimation des besoins :

II.3.1.Choix de la norme de consommation :

Puisque dans notre zone d'étude, l'élevage est intensif, on prend 200 l/j/habitant comme dotation.[1]

II.3.2.Détermination de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière, se détermine en tenant compte des différents types de consommations :

- Domestiques.
- Socioculturelles.
- Scolaires.
- Administratives.
- Sanitaires.
- Commerciale.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{\sum q_i \cdot N_i}{1000} \text{ (m}^3\text{/j)}.$$

Où :

- $Q_{\text{moy.j}}$: consommation moyenne journalière,
- q : dotation moyenne journalière,
- N_i : nombre de consommateurs.

II.3.3.Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins :

II.3.3.1.Besoins domestiques :

Les besoins domestiques sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Détermination des besoins domestiques.

Agglomération	Population				Dotation (l /j/hab)	Besoins (m ³ /j)			
	2015	2025	2035	2040		2015	2025	2035	2040
Ouled chalabi	2149	2751	3522	3984	200	429,8	550,2	704,4	796,8
Rahmania (VSA)	2496	3195	4090	4628	200	499,2	639	818	925,6
Tazrout	1367	1750	2240	2534	200	273,4	350	448	506,8
Dramcha	1123	1438	1841	2083	200	224,6	287,6	368,2	416,6
Ouled Belaid- toumliline	1653	2117	2709	3065	200	330,6	423,4	541,8	613
Ouled Mahmoud	304	390	499	564	200	60,8	78	99,8	112,8
Ouled Youcef	70	90	115	130	200	14	18	23	26
Ouled Omar	239	306	392	443	200	47,8	61,2	78,4	88,6
Abdeldjebbar	645	826	1058	1197	200	129	165,2	211,6	239,4
Moutassa	373	478	612	692	200	74,6	95,6	122,4	138,4
Boulaadhar	215	275	353	399	200	43	55	70,6	79,8
Houche Smar	777	995	1274	1441	200	155,4	199	254,8	288,2
El Mizab	745	954	1221	1382	200	149	190,8	244,2	276,4
Tala Mtenne	562	720	921	1042	200	112,4	144	184,2	208,4
Drabilia	4147	5309	6796	7689	200	829,4	1061,8	1359,2	1537,8
Ben Brahim	838	1073	1373	1554	200	167,6	214,6	274,6	310,8
Arkoub	3295	4218	5399	6109	200	659	843,6	1079,8	1221,8
Tamerknit	1147	1468	1880	2127	200	229,4	293,6	376	425,4
Total	41063	28353	36295	22145	200	4429	5670,6	7259	8212,6

II.3.3.2. Besoins scolaires :**Tableau II.3 : Détermination des besoins scolaires.**

Agglomération	Type d'équipements	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Besoins (m ³ /j)			
				2015	2025	2035	2040
Ouled Chalabi	2 écoles Primaire	84	15	1,26	1,26	1,26	1,26
		128		1,92	1,92	1,92	1,92
	1 CEM	522		7,83	7,83	7,83	7,83
	1 lycée	863		12,95	12,95	12,95	12,95
	1 CFPA	100		1,50	1,50	1,50	1,50
Rahmania (VSA)	1 école primaire	128		1,92	1,92	1,92	1,92
Ouled Omar	1 école primaire	12		0,18	0,18	0,18	0,18
Tazrout	2 écoles primaires	97		1,46	1,46	1,46	1,46
		35		0,53	0,53	0,53	0,53
Dramcha	1 école primaire	136		2,04	2,04	2,04	2,04
Abdeldjebbar	1 école primaire	40		0,60	0,60	0,60	0,60
Houche Smar	1 école primaire	92		1,38	1,38	1,38	1,38
Ouled Belaid-toumliline	1 école primaire	101		1,52	1,52	1,52	1,52
Drabilia	2 écoles primaires	178		2,67	2,67	2,67	2,67
		135		2,03	2,03	2,03	2,03
	1 CEM	510	7,65	7,65	7,65	7,65	
Arkoub	2 écoles primaires	127	1,91	1,91	1,91	1,91	
		69	1,04	1,04	1,04	1,04	
Tamerknit	1 école primaire	65	0,98	0,98	0,98	0,98	
Total	-	-	-	51,37	51,37	51,37	51,37

II.3.3.3. Besoins industriels**Tableau II.4 : Détermination des besoins industriels.**

Agglomération	Type d'industrie	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m ³ /j)			
			2015	2025	2035	2040
Ouled chalabi	2 Huileries	15000	30	30	30	30
Tazrout	1 Huilerie	15000	15	15	15	15
Drabilia	1 Huilerie	15000	15	15	15	15
Arkoub	1 Huilerie	15000	15	15	15	15
Total	-	-	75	75	75	75

II.3.3.4. Besoins sanitaires :**Tableau II.5 : Détermination des besoins sanitaires.**

Agglomération	Types d'équipements	Surface (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Besoins (m ³ /j)			
				2015	2025	2035	2040
Ouled Chalabi	1 Polyclinique	600	05	3	3	3	3
Dramcha	1 Salle de Soins	200	05	1	1	1	1
Houche Smar	1 Salle de Soins	200	05	1	1	1	1
Tazrout	1 Salle de Soins	200	05	1	1	1	1
Drabilia	1 Salle de Soins	500	05	2,5	2,5	2,5	2,5
Arkoub	1 Salle de Soins	200	05	1	1	1	1
Total	-	-	-	9,5	9,5	9,5	9,5

II.3.3.5. Besoins socioculturels**Tableau II.6 : Détermination des besoins socioculturels.**

Agglomération	Types d'équipements	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Besoins (m ³ /j)			
				2015	2025	2035	2040
Ouled Chalabi	3 Mosquées	300	20	6	6	6	6
	1 Centre culturels	200	05	1	1	1	1
	1 Bibliothèque municipale	100	05	0,5	0,5	0,5	0,5
VSA Rahmania	1 Mosquée	200	20	4	4	4	4
Tazrout	1 Mosquée	100	20	2	2	2	2
Dramcha	1 Mosquée	100	20	2	2	2	2
Moutassa	1 Mosquée	50	20	1	1	1	1
Abdeldjebbar	1 Mosquée	100	20	2	2	2	2
Ouled Belaid	1 Mosquée	200	20	4	4	4	4
El Mizab	1 Mosquée	100	20	2	2	2	2
Ouled Omar	1 Mosquée	50	20	1	1	1	1
Drabilia	2 Mosquées	300	20	6	6	6	6
	1 Salle polyvalente	100	10	1	1	1	1
Arkoub	1 Mosquée	200	20	4	4	4	4
Tamerknit	1 Mosquée	100	20	2	2	2	2
Total	-	-	-	38,5	38,5	38,5	38,5

II.3.3.6. Besoins administratifs**Tableau II.7 : Détermination des besoins administratifs.**

Agglomération	Equipements	Nombre d'employés	Dotation (l/j/employé)	Besoins (m ³ /j)			
				2015	2025	2035	2040
Ouled Chalabi	1 Siège APC	153	10	1,53	1,53	1,53	1,53
	1 Algérie Poste	1	10	0,01	0,01	0,01	0,01
	1 Gendarmerie	25	10	0,25	0,25	0,25	0,25
	1 protection civile	32	10	0,32	0,32	0,32	0,32
VSA Rahmania	1 Antenne APC	3	10	0,03	0,03	0,03	0,03
El Mizab	1 Antenne APC	3	10	0,03	0,03	0,03	0,03
Drablia	1 Antenne APC	3	10	0,03	0,03	0,03	0,03
	1 Algérie Poste	3	10	0,03	0,03	0,03	0,03
Arkoub	1 Antenne APC	3	10	0,03	0,03	0,03	0,03
Total	-	-	-	2,26	2,26	2,26	2,26

II.3.3.7. Besoins commerciaux**Tableau II.8 : Détermination des besoins commerciaux.**

Agglomération	Equipements	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m ³ /j)			
			2015	2025	2035	2040
Ouled chalabi	6 Cafétérias	1500	9	9	9	9
	2 Salons de coiffure	250	0,5	0,5	0,5	0,5
	1 Fastfood	1500	1,5	1,5	1,5	1,5
	1 Pizzeria	1500	1,5	1,5	1,5	1,5
	1 pâtisserie	1200	1,2	1,2	1,2	1,2
Drablia	3 Cafétérias	1500	4,5	4,5	4,5	4,5
	1 Salon de coiffure	250	0,25	0,25	0,25	0,25
	1 Fastfood	1500	1,5	1,5	1,5	1,5
	2 Pizzerias	1500	3	3	3	3
	1 Station lavage	1200	1,2	1,2	1,2	1,2
Arkoub	2 cafétérias	1500	3	3	3	3
	1 salon de coiffure	250	0,25	0,25	0,25	0,25
Total	-	-	27,4	27,4	27,4	27,4

II.3.3.8. Récapitulatif des différents besoins en eau à l'horizon 2040**Tableau II.9 : Tableau récapitulatif des différents besoins.**

Agglomération	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Besoins commerciaux (m ³ /j)	Besoins industriels (m ³ /j)	Total besoins (m ³ /j)
Ouled chalabi	796,8	25,46	2,11	3	8	13,7	30	879,07
Rahmania (VSA)	925,6	1,92	0,03	-	4,25	-	-	931,8
Tazrout	506,8	1,99	-	1	2	-	15	526,79
Dramcha	416,6	2,04	-	1	2	-	-	421,64
Ouled Belaid-toumliline	613	2,9	-	-	4	-	-	619,9
Ouled Mahmoud	112,8	-	-	-	-	-	-	112,8
Ouled Youcef	26	-	-	-	-	-	-	26
Ouled Omar	88,6	0,18	-	-	1	-	-	89,78
Abdeldjebbar	239,4	0,6	-	-	2	-	-	242
Moutassa	138,4	-	-	-	1	-	-	139,4
Boulaadhar	79,8	-	-	-	-	-	-	79,8
Houche Smar	288,2	1,38	-	1	-	-	-	290,58
El Mizab	276,4	-	0,03	-	2	-	-	278,43
Tala Mtenne	208,4	-	-	-	-	-	-	208,4
Drabilia	1537,8	4,7	0,06	2,5	7	10,45	15	1577,51
Ben Brahim	310,8	-	-	-	-	-	-	310,8
Arkoub	1221,8	2,95	0,03	1	4	3,25	15	1248,03
Tamerknit	425,4	0,98	-	-	2	-	-	428,38
Total	8212,6	45,1	2,26	9,5	39,25	27,4	75	8411,11

II.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

Les fuites au niveau de la conduite d'adduction et du réseau de distribution, sont fonction du type de conduites, de la nature du terrain, de la qualité d'entretien, ainsi que d'éventuels accidents. Pour compenser ses fuites, on effectue une majoration de 20%.

Les résultats après la majoration sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée.

Agglomération	Horizons 2040	
	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy},j}$ Majorée (m ³ /j)
Ouled chalabi	879,07	1054,88
Rahmania (VSA)	931,8	1118,16
Tazrout	526,79	632,15
Dramcha	421,64	505,97
Ouled Belaid- Toumliline	619,9	743,88
Ouled Mahmoud	112,8	135,36
Ouled Youcef	26	31,20
Ouled Omar	89,78	107,74
Abdeldjebbar	242	290,40
Moutassa	139,4	167,28
Boulaadhar	79,8	95,76
Houche Smar	290,58	348,70
El Mizab	278,43	334,12
Tala Mtenne	208,4	250,08
Drabilia	1577,51	1893,01
Ben Brahim	310,8	372,96
Arkoub	1248,03	1497,64
Tamerknit	428,38	514,06

II.5. Variation de la consommation journalière

En raison de l'irrégularité dans la consommation et en tenant compte des fuites qui peuvent avoir lieu, le débit exigé par les consommateurs sera déterminé en affectant au débit moyen journalier des coefficients qui tiennent compte des pertes et des saisons. Ces derniers représentent les coefficients d'irrégularités journalières $K_{\text{max},j}$ et $K_{\text{min},j}$.

Avec :

$$K_{\text{max},j} = \frac{Q_{\text{max},j}}{Q_{\text{moy},j}} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{\text{min},j} = \frac{Q_{\text{min},j}}{Q_{\text{moy},j}} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

D'où:

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j}$$

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j}$$

Avec:

- $Q_{\max,j}$: 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 ;
- $K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3 ;
- $K_{\min,j}$: coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0,7 et 0,9.

Dans notre étude, on prendra : $K_{\max,j}=1,2$ et $K_{\min,j}=0,8$.

On aura alors :

$$Q_{\max,j} = 1,2 \times Q_{\text{moy},j}$$

$$Q_{\min,j} = 0,8 \times Q_{\text{moy},j}$$

Tableau II.11 : variation de consommation journalière à l'horizon 2040.

Agglomération	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\min,j}$ (m ³ /j)
Ouled chalabi	1054,88	1265,86	843,91
Rahmania (VSA)	1118,16	1341,79	894,53
Tazrout	632,15	758,58	505,72
Dramcha	505,97	607,16	404,77
Ouled Belaid- Toumliline	743,88	892,66	595,10
Ouled Mahmoud	135,36	162,43	108,29
Ouled Youcef	31,20	37,44	24,96
Ouled Omar	107,74	129,28	86,19
Abdeldjebbar	290,40	348,48	232,32
Moutassa	167,28	200,74	133,82
Boulaadhar	95,76	114,91	76,61
Houche Smar	348,70	418,44	278,96
El Mizab	334,12	400,94	267,29
Tala Mtenne	250,08	300,10	200,06
Drabilia	1893,01	2271,61	1514,41
Ben Brahim	372,96	447,55	298,37
Arkoub	1497,64	1797,16	1198,11
Tamerknit	514,06	616,87	411,24

II.6.Variation de la consommation horaire

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisé par des coefficients de variation $K_{\max,h}$ et $K_{\min,h}$, appelés respectivement coefficient de consommation maximale et minimale horaire. Ces coefficients sont calculés pour la journée la plus chargée de l'année. Ils sont déterminés par les expressions suivantes :

$$K_{\max.h} = \frac{Q_{\max.h}}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

$$K_{\min.h} = \frac{Q_{\min.h}}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

Avec:

- La consommation moyenne horaire:

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\max.j}}{24}$$

- La consommation maximale horaire:

$$Q_{\max.h} = K_{\max.h} \times Q_{\text{moy.h}}$$

- La consommation minimale horaire:

$$Q_{\min.h} = K_{\min.h} \times Q_{\text{moy.h}}$$

Par ailleurs, le coefficient $K_{\max.h}$ est défini comme suit :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4 ; dans notre cas on prend $\alpha_{\max}=1,3$.
- β_{\max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau (voir Annexe IV).

Tableau II.12 : Valeurs de β_{\max} pour chaque agglomération.

Agglomération	β_{\max}
Ouled chalabi	1,50
Rahmania (VSA)	1,47
Tazrout	1,60
Dramcha	1,68
Ouled Mahmoud	2
Ouled Youcef	2
Ouled Omar	2
Abdeldjebbar	1,92
Moutassa	2
Boulaadhar	2
Houche Smar	1,82
El Mizab	1,85
Tala Mtenne	1,98
Drablia	1,36
Ben Brahim	1,79
Arkoub	1,40
Tamerknit	1,67

Les résultats du coefficient $K_{\max,h}$ sont portés dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : valeurs des coefficients $K_{\max,h}$ en fonction du nombre d'habitant.

Agglomération	Nombre d'habitant	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max,h}$
Ouled chalabi	3984	1,3	1,50	1,95
Rahmania (VSA)	4628	1,3	1,47	1,91
Tazrout	2534	1,3	1,60	2,08
Dramcha	2083	1,3	1,68	2,18
Ouled Belaid-Toumliline	3065	1,3	1,56	2,03
Ouled Mahmoud	564	1,3	2	2,60
Ouled Youcef	130	1,3	2	2,60
Ouled Omar	443	1,3	2	2,60
Abdeldjebbar	1197	1,3	1,92	2,50
Moutassa	692	1,3	2	2,60
Boulaadhar	399	1,3	2	2,60
Houche Smar	1441	1,3	1,82	2,37
El Mizab	1382	1,3	1,85	2,41
Tala Mtenne	1042	1,3	1,98	2,57
Drabilia	7689	1,3	1,36	1,77
Ben Brahim	1554	1,3	1,79	2,33
Arkoub	6109	1,3	1,40	1,82
Tamerknit	2127	1,3	1,67	2,17

II.7. Calcul de la consommation horaire

Les conduites devront pouvoir transiter les eaux à plus fort débit instantané, l'heure de pointe est l'heure pour laquelle la consommation est maximale. Le débit horaire demandé est donné par :

$$Q_h = \frac{P \times Q_{\max,j}}{100}$$

Avec :

- Q_h : Débit horaire (m^3/h).
- P : Pourcentage horaire.

Le régime de consommation horaire en fonction de $K_{\max,h}$ est donné dans le tableau (voir annexe (III).

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier des agglomérations. Pour notre étude, nous choisissons les valeurs de $K_{\max,h}$ pour chaque agglomération comme suit :

Tableau II.14 : Valeurs de $K_{max,h}$ des agglomérations

Agglomération	$K_{max,h}$
Ouled chalabi	2
Rahmania (VSA)	1,90
Tazrout	2
Dramcha	2
Ouled Belaid-Toumliline	2
Ouled Mahmoud	2,5
Ouled Youcef	2,5
Ouled Omar	2,5
Abdeldjebbar	2,5
Moutassa	2,5
Boulaadhar	2,5
Houche Smar	2,5
El Mizab	2,5
Tala Mtenne	2,5
Drabilia	1,8
Ben Brahim	2,5
Arkoub	1,8
Tamerknit	2

Les débits horaires de chaque agglomération sont donnés en annexe VII.

Tableau II.15 : récapitulatif des débits horaires des agglomérations.

Agglomération	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	somme
Ouled chalabi	15,82	15,82	18,21	18,21	38,53	61,24	61,84	61,84	49,54	49,77	74,04	97,94	95,29	74,04	64,48	64,48	51,34	46,64	66,83	68,03	66,83	38,74	27,77	18,21	1245,48
Rahmania (VSA)	18,87	19,7	19,7	21,37	41,05	62,46	69,68	75,24	62,13	58,79	73,23	95,45	99,02	82,67	69,9	65,46	57,37	61,91	79,12	74,37	71,35	44,38	32,47	21,37	1377,1
Tazrout	9,67	9,67	11,19	11,19	23,75	38,56	38,56	38,56	26,75	26,75	41,95	57,15	57,55	41,95	35,87	35,87	27,02	26,4	41,6	42	41,6	23,75	17,27	11,19	735,8
Dramcha	7,96	7,96	9,21	9,21	19,61	31,71	31,71	31,71	22,06	22,06	34,56	47,05	47,45	34,56	29,56	29,56	22,34	21,71	34,21	34,61	34,21	19,61	14,21	9,21	606,1
Ouled Belaid	11,71	11,71	13,55	13,55	29,06	46,65	46,65	46,65	32,26	32,26	50,65	69,04	69,84	50,65	43,29	43,29	33,06	31,94	50,33	51,13	50,33	29,06	20,9	13,55	891,1
Ouled Mahmoud	1,94	1,94	2,75	3,84	5,87	5,87	7,22	14,94	13,04	9,93	6,68	6,68	5,87	5,87	7,49	9,52	15,21	13,85	11,01	3,3	3,3	2,48	1,94	1,94	162,5
Ouled Youcef	0,45	0,45	0,63	0,88	1,35	1,35	1,66	3,44	3,01	2,29	1,54	1,54	1,35	1,35	1,73	2,19	3,5	3,19	2,54	0,76	0,76	0,57	0,45	0,45	37,43
Ouled Omar	1,53	1,53	2,17	3,02	4,61	4,61	5,67	11,73	10,27	7,82	5,27	5,27	4,63	4,63	5,91	7,5	11,97	10,88	8,65	2,59	2,59	1,95	1,53	1,53	127,9
Abdeldjebbar	4,14	4,14	5,87	8,17	12,87	12,47	15,35	31,72	27,76	21,15	14,26	14,26	12,93	12,53	15,98	20,29	32,76	29,42	23,39	7,42	7,02	5,69	4,14	4,14	347,9
Moutassa	2,39	2,39	3,38	4,71	7,4	7,2	8,86	18,33	16,01	12,19	8,2	8,2	7,4	7,2	9,2	11,69	18,86	17	13,51	4,25	4,05	3,25	2,39	2,39	200,5
Boulaadhar	1,37	1,37	1,95	2,72	4,15	4,15	5,11	10,57	9,23	7,02	4,73	4,73	4,15	4,15	5,3	6,74	10,76	9,8	7,79	2,33	2,33	1,76	1,37	1,37	115,0
Houche semar	4,98	4,98	7,05	9,82	15	15	18,46	38,18	33,61	25,66	17,36	17,36	15,28	15,28	19,43	24,62	39,02	35,41	28,15	8,43	8,43	6,36	4,98	4,98	417,8
Elmizab	4,75	4,75	6,74	6,74	14,77	14,37	17,69	36,59	31,95	24,32	16,36	16,36	14,77	14,37	18,35	23,32	37,65	33,94	26,97	8,47	8,07	6,48	4,75	4,75	397,3
Arkob	25,66	25,66	25,66	27,12	33,05	68,91	88,9	103,56	95,46	100,62	88,16	110,15	126,81	113,08	93,29	83,03	81,63	95	105,03	91,9	85,97	57,24	41,78	27,12	1794,8
Tamrknit	8,11	8,11	9,38	9,38	19,99	32,36	32,36	32,36	22,26	22,26	35,02	47,78	48,18	35,02	29,91	29,91	22,66	22,15	34,91	35,31	35,31	19,59	14,49	9,38	616,2
Talamtenne	3,58	3,58	5,08	7,08	10,83	10,83	13,33	27,59	24,09	18,34	12,33	12,33	10,83	10,83	13,83	17,58	28,09	25,59	20,34	6,08	6,08	4,58	3,58	3,58	300,0
Somme	122,93	123,7	142,52	157,01	281,89	417,74	463,05	583,01	479,43	441,23	484,34	611,29	621,35	508,18	463,52	475,05	493,24	484,83	554,38	440,98	428,23	265,49	194,02	135,2	9372,6
Drablia	32,32	32,32	32,32	34,16	41,82	86,76	112	130,7	120,4	127,3	111,6	139	157,3	143	118,1	105,2	103	119,7	132,3	115,9	108	72,27	52,62	34,16	2262,3
Ben Brahim	5,35	5,35	7,59	10,57	16,16	16,16	19,89	41,15	35,93	27,35	18,4	18,4	16,16	16,16	20,64	26,23	41,9	38,17	30,34	9,08	9,08	6,84	5,35	5,35	447,6
Somme	37,67	37,67	39,91	44,73	57,98	102,92	131,89	171,85	156,33	154,65	130	157,4	173,46	159,16	138,74	131,43	144,9	157,87	162,64	124,98	117,08	79,11	57,97	39,51	2709,9
Total	160,6	161,4	182,4	201,7	339,9	520,7	594,9	754,9	635,8	595,9	614,3	768,7	794,8	667,3	602,3	606,5	638,1	642,7	717,0	566,0	545,3	344,6	252,0	174,7	12082,5

II.8.Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons estimé les différents besoins de chaque agglomération en touchant à toutes les catégories de consommation, qui ont donné lumière aux différents débits pour le dimensionnement des ouvrages de transport et de stockage d'eau.

Chapitre III :

Les Réservoirs

III.1. Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques intermédiaires entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution.

Dans notre zone d'étude, nous avons un réservoir de 10000m³ alimenté par une conduite d'adduction à partir d'un point de piquage du barrage Koudiat Acerdoune ; il va distribuer l'eau vers deux autres réservoirs, le premier distribue pour l'agglomération chef lieu Ouled Chalabi ainsi que pour d'autres réservoirs servant à alimenter d'autres villages, le second pour l'agglomération DRABLIA ainsi que pour d'autres villages à ces alentours.

III.2. Rôle des réservoirs

L'existence des réservoirs dans un réseau d'alimentation en eau potable joue un rôle important, ou les avantages qu'il présente à savoir [2] :

- Rôle de régulateur et d'accumulateur.
- Augmentation des pressions.
- Utilisés pour briser la charge.
- Stockage de la réserve d'incendie.
- Coordination des régimes d'adduction d'eau ou régime de distribution.

III.3. Les différents types de réservoirs

Les réservoirs se distinguent en fonction :

- De leur position par rapport au sol (réservoirs enterrés, semi-enterrés, au sol, sur tour).
- Des matériaux employés (réservoirs en béton armés, métalliques, en stratifiés verre résine).
- De leur mode de construction, sur site ou en usine (réservoirs préfabriqués).
- De leur forme (parallélépipédique, cylindrique, conique, sphérique).

Dans notre étude on s'intéressera à des réservoirs semi-enterrés cylindriques en béton, pour le stockage.

III.4. Détermination de la capacité des réservoirs

Le volume à fournir au réservoir dépend :

- Mode de pompage utilisé qui se fait d'une manière constante sur toutes les heures du jour,
- La consommation qui varie d'une heure à une autre (d'où un déséquilibre entre l'amenée et la sortie).

Pour cela on calculera le volume qui va assurer la régulation entre le pompage et la consommation.

Le calcul de la capacité du réservoir peut se faire par deux méthodes :

- Méthode analytique ;
- Méthode graphique.

III.4.1. Méthode analytique

Le volume maximal de réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = \frac{P_{\%} \times Q_{max.j}}{100}$$

- V_{max} : volume maximal (m^3)
- $Q_{max.j}$: débit maximal de journalier (m^3/j)
- $P_{\%}$: résidu maximum dans le réservoir %.
- $Q_{max.j}$ étant connu, il nous reste à déterminer la valeur de $P_{\%}$ pour connaître le volume maximal de réservoir.

- Détermination de la valeur de $P_{\%}$

Le tableau de distribution du débit journalier sur les heures du jour, nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures, afin de déterminer K_{max} .

- On répartit ensuite le débit de pompage suivant les heures de la journée (soit 24 heures).
- Pour chaque heure de la journée on fait la différence entre l'apport et la consommation que l'on rapportera dans la colonne du déficit ou du surplus suivant son signe.
- On calcul la valeur du résidu de chaque heure et la valeur maximale ($P_{\%}$) sera utilisée pour le calcul du volume maximal V_{max} . Avec :

$$P_{max}(\%) = |R^+| + |R^-|$$

Le volume total du réservoir sera déterminé en rajoutant au volume trouvé V_{max} une réserve d'incendie de $120 m^3$ (elle servira à éteindre un feu pendant 2 heures à raison de $60 m^3/h$).

Donc le volume total du réservoir est :

$$V_t = V_{max} + V_{inc}$$

Avec :

- V_t : Volume total du réservoir.
- V_{max} : Volume maximal de stockage.
- V_{inc} : Volume d'incendie.

Où :

$$V_{inc} = 120 m^3$$

III.4.2. Méthode graphique

On se base sur le même principe que la méthode analytique, à la différence que cette fois nous allons faire le cumul de la production et celui de la consommation et faire après une comparaison graphique. Le volume du réservoir est donné par la somme des valeurs absolues des deux plus grands écarts entre les deux courbes (le plus grand écart positif et le plus grand écart négatif).

III.5. Dimensionnement des stations de reprises

Leurs dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. On opte pour des stations de reprises circulaires, le temps de stockage sera d'un quart d'heure (1/4 heure).

$$V_{SR} = Q_{\max.h} \times T$$

Avec :

- V_{SR} : volume de la station de reprise (m^3)
- $Q_{\max.h}$: débit entrant dans la station de reprise (m^3/h),
- T : le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h),

III.6. Détermination de la capacité des réservoirs projetée

III.6.1. Dimensionnement du réservoir projetée R1

III.6.1.1. Capacité du réservoir R1

Il dessert l'agglomération Ouled chalabi et les réservoirs existants de VSA Rahmania, Tazrout, Boulaadhar, El Mizab, Dramcha, Moutassa, Arkoub et Tamerknit. Pour une population de 29286 habitants avec une consommation de 9372,833 m^3/j . il est situé à une côte de 572m.

Pour ce nombre d'habitants on aura :

$$\alpha_{\max} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,15$$

Donc : $K_{\max.h} = 1,5$

Tableau III.1 : Dimensionnement du réservoir R1.

Heures	Distribution (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	1,50	4,16	2,66		2,66
1-2	1,50	4,16	2,66		5,32
2-3	1,50	4,16	2,66		7,98
3-4	1,50	4,16	2,66		10,64
4-5	2,50	4,16	1,66		12,3
5-6	3,50	4,16	0,66		12,96
6-7	4,50	4,16		-0,34	12,62
7-8	5,50	4,16		-1,34	11,28
8-9	6,25	4,17		-2,08	9,2
9-10	6,25	4,17		-2,08	7,12
10-11	6,25	4,17		-2,08	5,04
11-12	6,25	4,17		-2,08	2,96
12-13	5,00	4,17		-0,83	2,13
13-14	5,00	4,17		-0,83	1,3
14-15	5,50	4,17		-1,33	-0,03
15-16	6,00	4,17		-1,83	-1,86
16-17	6,00	4,17		-1,83	-3,69
17-18	5,50	4,17		-1,33	-5,02
18-19	5,00	4,17		-0,83	-5,85
19-20	4,50	4,17		-0,33	-6,18
20-21	4,00	4,17	0,17		-6,01
21-22	3,00	4,17	1,17		-4,84
22-23	2,00	4,17	2,17		-2,67
23-24	1,50	4,17	2,67		0
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura :

$$R^+ = 12,96$$

$$R^- = -6,18$$

Donc:

$$P(\%) = 19,14$$

$$V_{\max} = 19,12 \times 9372,83 / 100 = 1792,09 \text{ m}^3.$$

$$V_{\max} = \mathbf{1792,09 \text{ m}^3}.$$

$$V_{\text{Tot}} = 1792,09 + 120 = 1912,09 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{Tot}} = \mathbf{1912,09 \text{ m}^3}.$$

Conclusion:

Comme il existe un réservoir de 500 m^3 , il faudra projeter un réservoir de capacité 1450 m^3 .

III.6.1.2. Diamètre du réservoir R1

Le diamètre du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi \times h}}$$

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

D'où :

$$D = 21,50 \text{ m.}$$

Le diamètre du réservoir est de **21,50 m**.

➤ **Hauteur de la réserve d'incendie :**

$$H_{\text{incendie}} = \frac{4 \times V_{\text{incendie}}}{D^2 \times \pi}$$

D'où :

$$H_{\text{incendie}} = 33 \text{ cm.}$$

La hauteur de la réserve d'incendie est de **33 cm**.

III.6.2. Dimensionnement du réservoir projetée R2

III.6.2.1. Capacité du réservoir R2

Il dessert les agglomérations de Drablia et Ben Brahim, Pour une population de 9243 habitants avec une consommation de 2709,09 m³/j.

Pour ce nombre d'habitants on aura :

$$\alpha_{\text{max}} = 1,3 \text{ et } \beta_{\text{max}} = 1,32$$

Donc : $K_{\text{max.h}} = 1,7$

Tableau III.2 : Dimensionnement du réservoir R2.

Heures	Distribution (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	1	4,16	3,16		3,16
1-2	1	4,16	3,16		6,32
2-3	1	4,16	3,16		9,48
3-4	1	4,16	3,16		12,64
4-5	2	4,16	2,16		14,8
5-6	3	4,16	1,16		15,96
6-7	5	4,16		-0,84	15,12
7-8	6,5	4,16		-2,34	12,78
8-9	6,5	4,17		-2,33	10,45
9-10	5,5	4,17		-1,33	9,12
10-11	4,5	4,17		-0,33	8,79
11-12	5,5	4,17		-1,33	7,46
12-13	7	4,17		-2,83	4,63
13-14	7	4,17		-2,83	1,8
14-15	5,5	4,17		-1,33	0,47
15-16	4,5	4,17		-0,33	0,14
16-17	5	4,17		-0,83	-0,69
17-18	6,5	4,17		-2,33	-3,02
18-19	6,5	4,17		-2,33	-5,35
19-20	5	4,17		-0,83	-6,18
20-21	4,5	4,17		-0,33	-5,85
21-22	3	4,17	1,17		-4,68
22-23	2	4,17	2,17		-2,51
23-24	1	4,17	3,17		0,66
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura :

$$R^+ = 15,96$$

$$R^- = -6,18$$

Donc:

$$P(\%) = 22,47$$

$$V_{\max} = 22,47 \times 2709,9 / 100 = 608,91 \text{ m}^3.$$

$$V_{\max} = \mathbf{608,91 \text{ m}^3}.$$

$$V_{\text{Tot}} = 608,91 + 120 = 728,91 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{Tot}} = \mathbf{728,9 \text{ m}^3}.$$

Conclusion :

La capacité de ce réservoir existant 200m^3 est inférieure à celle calculée 750 m^3 , par conséquent, il faudra projeter un autre réservoir dont la capacité est de 550 m^3 .

III.6.2.2. Diamètre du réservoir R2

Le diamètre du réservoir est déterminé par la formule suivante

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi \times h}}$$

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

D'où :

$$D = 15,23 \text{ m.}$$

Le diamètre du réservoir est de **15,23 m**.

➤ *Hauteur de la réserve d'incendie :*

$$H_{\text{incendie}} = \frac{4 \times V_{\text{incendie}}}{D^2 \times \pi}$$

D'où :

$$H_{\text{incendie}} = 87 \text{ cm.}$$

La hauteur de la réserve d'incendie est de **87 cm**.

. III.6.3. Dimensionnement du réservoir projetée R3

III.6.3.1. Capacité du réservoir R3

Ce réservoir dessert les agglomérations Arkoub et Tamerknit avec un débit de 2410,94 m³/j et une population de 8236 habitants.

Pour ce nombre d'habitants on aura :

$$\alpha_{\text{max}} = 1,3 \text{ et } \beta_{\text{max}} = 1.34$$

Donc : $K_{\text{max,h}} = 1.7$

Tableau III.3 : Dimensionnement du réservoir R3.

Heures	Distribution (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	1	4,16	3,16		3,16
1-2	1	4,16	3,16		6,32
2-3	1	4,16	3,16		9,48
3-4	1	4,16	3,16		12,64
4-5	2	4,16	2,16		14,8
5-6	3	4,16	1,16		15,96
6-7	5	4,16		-0,84	15,12
7-8	6,5	4,16		-2,34	12,78
8-9	6,5	4,17		-2,33	10,45
9-10	5,5	4,17		-1,33	9,12
10-11	4,5	4,17		-0,33	8,79
11-12	5,5	4,17		-1,33	7,46
12-13	7	4,17		-2,83	4,63
13-14	7	4,17		-2,83	1,8
14-15	5,5	4,17		-1,33	0,47
15-16	4,5	4,17		-0,33	0,14
16-17	5	4,17		-0,83	-0,69
17-18	6,5	4,17		-2,33	-3,02
18-19	6,5	4,17		-2,33	-5,35
19-20	5	4,17		-0,83	-6,18
20-21	4,5	4,17		-0,33	-5,85
21-22	3	4,17	1,17		-4,68
22-23	2	4,17	2,17		-2,51
23-24	1	4,17	3,17		0,66
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura :

$$R^+ = 15,96$$

$$R^- = -6,18$$

Donc:

$$P(\%) = 22,14$$

$$V_{\max} = 22,14 \times 2021,7/100 = 533,78 \text{ m}^3.$$

$$V_{\max} = 533,78 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{Tot}} = 533,78 + 120 = 653,78 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{Tot}} = 653,78 \text{ m}^3.$$

Conclusion:

Il faudra projeter un réservoir de capacité **700 m³**.

III.6.1.2. Diamètre du réservoir R3

Le diamètre du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi \times h}}$$

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

D'où :

$$D = 14,93 \text{ m.}$$

Le diamètre du réservoir est de **14,93 m**.

➤ **Hauteur de la réserve d'incendie :**

$$H_{\text{incendie}} = \frac{4 \times V_{\text{incendie}}}{D^2 \times \pi}$$

D'où :

$$H_{\text{incendie}} = 0,69 \text{ cm.}$$

La hauteur de la réserve d'incendie est de **0,69 cm**.

➤ **Récapitulation :**

Tableau III.4 : Récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés R1, R2 et R3.

Réservoirs	Volumes (m ³)	Hauteurs (m)	Diamètres (m)	Hauteur d'incendie (cm)
Réservoir R1	1450	4	21,50	33
Réservoir R2	550	4	13,23	87
Réservoir R3	700	4	14,93	0,69

III.7. Détermination des capacités des réservoirs existants

III.7.1. Dimensionnement du réservoir R10

Ce réservoir dessert l'agglomération de Rahmania (VSA), Ouled Omar, Ouled Youcef et ouled Mahmoud, Avec un débit de 1704,93 m³/j. et une population de 5765 habitants.

Pour ce nombre d'habitants on aura :

$$\alpha_{\text{max}} = 1,3 \text{ et } \beta_{\text{max}} = 1,41$$

$$K_{\text{max.h}} = 1,8$$

Tableau III.5 : Dimensionnement du réservoir R10.

Heures	Distribution (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	0,9	4,16	3,26		3,26
1-2	0,9	4,16	3,26		6,52
2-3	0,9	4,16	3,26		9,78
3-4	1	4,16	3,16		12,94
4-5	1,35	4,16	2,81		15,75
5-6	3,85	4,16	0,31		16,06
6-7	5,2	4,16		-1,04	15,02
7-8	6,2	4,16		-2,04	12,98
8-9	5,5	4,17		-1,33	11,65
9-10	5,85	4,17		-1,68	9,97
10-11	5	4,17		-0,83	9,14
11-12	6,5	4,17		-2,33	6,81
12-13	7,5	4,17		-3,33	3,48
13-14	6,7	4,17		-2,53	0,95
14-15	5,35	4,17		-1,18	-0,23
15-16	4,65	4,17		-0,48	-0,71
16-17	4,5	4,17		-0,33	-1,04
17-18	5,5	4,17		-1,33	-2,37
18-19	6,3	4,17		-2,13	-4,5
19-20	5,35	4,17		-1,18	-5,68
20-21	5	4,17		-0,83	-6,51
21-22	3	4,17	1,17		-5,34
22-23	2	4,17	2,17		-3,17
23-24	1	4,17	3,17		0
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura :

$$R^+ = 16,06$$

$$R^- = -6,51$$

Donc:

$$P(\%) = 22,57$$

$$V_{\max} = 22,57 \times 1704,57 / 100 = 384,72 \text{ m}^3.$$

$$V_{\max} = \mathbf{384,72 \text{ m}^3}.$$

Conclusion :

La capacité de ce réservoir existant 150m^3 est inférieure à celle calculée 400m^3 , par conséquent, il faudra projeter un autre réservoir dont la capacité est de 250m^3 .

III.7.2. Dimensionnement du réservoir R5

Ce réservoir dessert les agglomérations Tazrout, Tala Mtenne, Dramcha, Abdeldjebar, Moutassa, Boulaadhar, , El mizab, Ouled belaid et. Avec un débit de $4359,4 \text{ m}^3/\text{j}$, et une population de 13835 habitants.

Pour ce nombre d'habitants on aura :

$$\alpha_{\max} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,22$$

Donc : $K_{\max.h} = 1,5$

Tableau III.6 : Dimensionnement du réservoir R5.

Heures	Distribution (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	1,5	4,16	2,66		2,66
1-2	1,5	4,16	2,66		5,32
2-3	1,5	4,16	2,66		7,98
3-4	1,5	4,16	2,66		10,64
4-5	2,5	4,16	1,66		12,3
5-6	3,5	4,16	0,66		12,96
6-7	4,5	4,16		-0,34	12,62
7-8	5,5	4,16		-1,34	11,28
8-9	6,25	4,17		-2,08	9,2
9-10	6,25	4,17		-2,08	7,12
10-11	6,25	4,17		-2,08	5,04
11-12	6,25	4,17		-2,08	2,96
12-13	5	4,17		-0,83	2,13
13-14	5	4,17		-0,83	1,3
14-15	5	4,17		-0,83	0,47
15-16	6	4,17		-1,83	-1,36
16-17	6	4,17		-1,83	-3,19
17-18	5,5	4,17		-1,33	-4,52
18-19	5	4,17		-0,83	-5,35
19-20	4,5	4,17		-0,33	-5,68
20-21	4	4,17	0,17		-5,51
21-22	3	4,17	1,17		-4,34
22-23	2	4,17	2,17		-2,17
23-24	1,5	4,17	2,67		0,5
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura :

$$R^+ = 12,96$$

$$R^- = -5,68$$

Donc: $P(\%) = 18,64$

$$V_{\max} = 18,64 \times 13835 / 100 = 646,5 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{Tot}} = 646,5 + 120 = 766,5 \text{ m}^3.$$

Conclusion :

La capacité de ce réservoir est de 800 m^3 , par conséquent, le réservoir existant ayant une capacité de 400 m^3 est insuffisant, il faudra projeter un autre réservoir dont la capacité est de 400 m^3

III.7.3. Dimensionnement du réservoir R6

Ce réservoir dessert les agglomérations Dramcha, Abdeldjebbar. Avec un débit de $954 \text{ m}^3/\text{j}$, et une population de 3280 habitants.

Pour ce nombre d'habitants on aura :

$$\alpha_{\max} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,55$$

Donc : $K_{\max.h} = 2$

Tableau III.7 : Dimensionnement du réservoir R6.

Heures	Distribution (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	0,75	4,16	3,41		3,41
1-2	0,75	4,16	3,41		6,82
2-3	1,00	4,16	3,16		9,98
3-4	1,00	4,16	3,16		13,14
4-5	3,00	4,16	1,16		14,3
5-6	5,50	4,16		-1,34	12,96
6-7	5,50	4,16		-1,34	11,62
7-8	5,50	4,16		-1,34	10,28
8-9	3,50	4,17	0,67		10,95
9-10	3,50	4,17	0,67		11,62
10-11	6,00	4,17		-1,83	9,79
11-12	8,50	4,17		-4,33	5,46
12-13	8,50	4,17		-4,33	1,13
13-14	6,00	4,17		-1,83	-0,7
14-15	5,00	4,17		-0,83	-1,53
15-16	5,00	4,17		-0,83	-2,36
16-17	3,50	4,17	0,67		-1,69
17-18	3,50	4,17	0,67		-1,02
18-19	6,00	4,17		-1,83	-2,85
19-20	6,00	4,17		-1,83	-4,68
20-21	6,00	4,17		-1,83	-6,51
21-22	3,00	4,17	1,17		-5,34
22-23	2,00	4,17	2,17		-3,17
23-24	1,00	4,17	3,17		0
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura :

$$R^+ = 14,3$$

$$R^- = -6,51$$

$$P(\%) = 20,81$$

Donc:

$$V_{\max} = 20,81 \times 954/100 = 198,5 \text{ m}^3.$$

Conclusion :

La capacité de ce réservoir est de 200 m³, par conséquent, le réservoir existant ayant une capacité de 250m³ est suffisant.

III.7.4. Dimensionnement du réservoir R7

Ce réservoir dessert les agglomérations Moutassa, Boulaadhar, Houche Smar, El mizab, Ouled Belaid,. Avec un débit de 2021,7m³/j, et une population de 6979 habitants.

Pour ce nombre d'habitants on aura :

$$\alpha_{\max} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,38$$

Donc : $K_{\max.h} = 1,8$

Tableau III.8 : Dimensionnement du réservoir R7.

Heures	Distribution (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	0,9	4,16	3,26		3,26
1-2	0,9	4,16	3,26		6,52
2-3	0,9	4,16	3,26		9,78
3-4	1	4,16	3,16		12,94
4-5	1,35	4,16	2,81		15,75
5-6	3,85	4,16	0,31		16,06
6-7	5,2	4,16		-1,04	15,02
7-8	6,2	4,16		-2,04	12,98
8-9	5,5	4,17		-1,33	11,65
9-10	5,85	4,17		-1,68	9,97
10-11	5	4,17		-0,83	9,14
11-12	6,5	4,17		-2,33	6,81
12-13	7,5	4,17		-3,33	3,48
13-14	6,7	4,17		-2,53	0,95
14-15	5,35	4,17		-1,18	-0,23
15-16	4,65	4,17		-0,48	-0,71
16-17	4,5	4,17		-0,33	-1,04
17-18	5,5	4,17		-1,33	-2,37
18-19	6,3	4,17		-2,13	-4,5
19-20	5,35	4,17		-1,18	-5,68
20-21	5	4,17		-0,83	-6,51
21-22	3	4,17	1,17		-5,34
22-23	2	4,17	2,17		-3,17
23-24	1	4,17	3,17		0
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura :

$$R^+ = 16,06$$

$$R^- = -6,51$$

Donc:

$$P(\%) = 22,57$$

$$V_{\max} = 22,57 \times 2021,7/100 = 456,29 \text{m}^3.$$

$$V_{\max} = 456,29 \text{ m}^3.$$

Conclusion :

La capacité de ce réservoir existant 150m^3 est inférieure à celle calculée 500m^3 , par conséquent, il faudra projeter un autre réservoir dont la capacité est de 350m^3 .

III.7.5. Dimensionnement du réservoir Boulaadhar

Ce réservoir dessert l'agglomération de Boulaadhar. Avec un débit de $114,9\text{m}^3/\text{j}$.

D'après le tableau (II.14)

$$K_{\text{max.h}}=2,5$$

Tableau III.9 : Dimensionnement du réservoir Boulaadhar.

Heures	Distribution (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	0,60	4,16	3,56		3,56
1-2	0,60	4,16	3,56		7,12
2-3	1,20	4,16	2,96		10,08
3-4	2	4,16	2,16		12,24
4-5	3,50	4,16	0,66		12,9
5-6	3,50	4,16	0,66		13,56
6-7	4,50	4,16		-0,34	13,22
7-8	10,20	4,16		-6,04	7,18
8-9	8,80	4,17		-4,63	2,55
9-10	6,50	4,17		-2,33	0,22
10-11	4,10	4,17	0,07		0,29
11-12	4,10	4,17	0,07		0,36
12-13	3,50	4,17	0,67		1,03
13-14	3,50	4,17	0,67		1,7
14-15	4,70	4,17		-0,53	1,17
15-16	6,20	4,17		-2,03	-0,86
16-17	10,40	4,17		-6,23	-7,09
17-18	9,40	4,17		-5,23	-12,32
18-19	7,30	4,17		-3,13	-15,45
19-20	1,60	4,17	2,57		-12,88
20-21	1,60	4,17	2,57		-10,31
21-22	1,00	4,17	3,17		-7,14
22-23	0,60	4,17	3,57		-3,57
23-24	0,60	4,17	3,57		0
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura :

$$R^+ = 13,56$$

$$R^- = -15,45$$

Donc:

$$P(\%) = 29,01$$

$$V_{\text{max}} = 29,01 \times 114,9/100 = 33,33 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{max}} = \mathbf{33,33 \text{ m}^3}.$$

Conclusion :

La capacité de ce réservoir est de 50 m^3 , par conséquent, le réservoir existant ayant une capacité de 50 m^3 est suffisant.

III.7.6. Dimensionnement du réservoir R8

Ce réservoir dessert les agglomérations El Mizab et Ouled Belaid-Toumliline. Avec un débit de $1288,37 \text{ m}^3/\text{j}$, et une population de 4447 habitants.

Pour ce nombre d'habitants on aura : $\alpha_{\max} = 1,3$ et $\beta_{\max} = 1,48$

Donc : $K_{\max.h} = 1,9$

Tableau III.10 : Dimensionnement du réservoir R8.

Heures	Distribution (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	0,85	4,16		3,31	3,31
1-2	0,85	4,16		3,31	6,62
2-3	0,85	4,16		3,31	9,93
3-4	1	4,16		3,16	13,09
4-5	2,7	4,16		1,46	14,55
5-6	4,7	4,16	0,54		15,09
6-7	5,35	4,16	1,19		13,9
7-8	5,85	4,16	1,69		12,21
8-9	4,5	4,17	0,33		11,88
9-10	4,2	4,17	0,03		11,85
10-11	5,5	4,17	1,33		10,52
11-12	7,7	4,17	3,53		6,99
12-13	7,9	4,17	3,73		3,26
13-14	6,35	4,17	2,18		1,08
14-15	5,2	4,17	1,03		0,05
15-16	4,8	4,17	0,63		-0,58
16-17	4	4,17		0,17	-0,75
17-18	4,5	4,17	0,33		-1,08
18-19	6,2	4,17	2,03		-3,11
19-20	5,7	4,17	1,53		-4,64
20-21	5,5	4,17	1,33		-3,31
21-22	3	4,17		1,17	-2,14
22-23	2	4,17		2,17	0,03
23-24	1	4,17		3,17	3,2
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura :

$$R^+ = 15,9$$

$$R^- = -4,64$$

Donc:

$$P(\%) = 20,54$$

$$V_{\max} = 20,54 \times 1288,37/100 = \mathbf{264,63 \text{ m}^3}$$

Conclusion :

La capacité de ce réservoir est de 300 m^3 , par conséquent, le réservoir existant ayant une capacité de 200 m^3 est insuffisant, il faudra projeter un autre réservoir dont la capacité est de 100 m^3

III.7.7.Dimensionnement du réservoir Tamerknit

Ce réservoir dessert les agglomérations Tamerknit. Avec un débit de $616,16 \text{ m}^3/\text{j}$, et une population de 2127 habitants.

D'après le tableau (II.14) on a : $K_{\max,h}=2$

Tableau III.11 : Dimensionnement du réservoir Tamerknit.

Heures	Distribution (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	0,75	4,16	3,41		3,41
1-2	0,75	4,16	3,41		6,82
2-3	1,00	4,16	3,16		9,98
3-4	1,00	4,16	3,16		13,14
4-5	3,00	4,16	1,16		14,3
5-6	5,50	4,16		-1,34	12,96
6-7	5,50	4,16		-1,34	11,62
7-8	5,50	4,16		-1,34	10,28
8-9	3,50	4,17	0,67		10,95
9-10	3,50	4,17	0,67		11,62
10-11	6,00	4,17		-1,83	9,79
11-12	8,50	4,17		-4,33	5,46
12-13	8,50	4,17		-4,33	1,13
13-14	6,00	4,17		-1,83	-0,7
14-15	5,00	4,17		-0,83	-1,53
15-16	5,00	4,17		-0,83	-2,36
16-17	3,50	4,17	0,67		-1,69
17-18	3,50	4,17	0,67		-1,02
18-19	6,00	4,17		-1,83	-2,85
19-20	6,00	4,17		-1,83	-4,68
20-21	6,00	4,17		-1,83	-6,51
21-22	3,00	4,17	1,17		-5,34
22-23	2,00	4,17	2,17		-3,17
23-24	1,00	4,17	3,17		0
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura :

$$R^+ = 14,3$$

$$R' = -6,51$$

Donc: $P(\%) = 20,81$

$$V_{\max} = 20,81 \times 494,12/100 = 128,22 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{Tot}} = 128,22 + 120 = 248,22 \text{ m}^3.$$

Conclusion :

La capacité de ce réservoir existant 10m^3 est inférieure à celle calculée 250m^3 , par conséquent, il faudra projeter un autre réservoir dont la capacité est de 250m^3 .

III.7.8. Dimensionnement du réservoir R4

Ce réservoir dessert l'agglomération Arkoub. Avec un débit de $1794,78\text{m}^3/\text{j}$, et une population de 6109 habitants.

D'après le tableau (II.13) on a : $K_{\max.h} = 1,8$

Tableau III.12 : Dimensionnement du réservoir R4.

Heures	Distribution(%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	0,90	4,16	3,26		3,26
1-2	0,90	4,16	3,26		6,52
2-3	0,90	4,16	3,26		9,78
3-4	1,00	4,16	3,16		12,94
4-5	1,35	4,16	2,81		15,75
5-6	3,85	4,16	0,31		16,06
6-7	5,20	4,16		-1,04	15,02
7-8	6,20	4,16		-2,04	12,98
8-9	5,50	4,17		-1,33	11,65
9-10	5,85	4,17		-1,68	9,97
10-11	5,00	4,17		-0,83	9,14
11-12	6,50	4,17		-2,33	6,81
12-13	7,70	4,17		-3,33	3,48
13-14	6,70	4,17		-2,53	0,95
14-15	5,35	4,17		-1,18	-0,23
15-16	4,65	4,17		-0,48	-0,71
16-17	4,50	4,17		-0,33	-1,04
17-18	5,50	4,17		-1,33	-2,37
18-19	6,30	4,17		-2,13	-4,5
19-20	5,35	4,17		-1,18	-5,68
20-21	5,00	4,17		-0,83	-6,51
21-22	3,00	4,17	1,17		-5,34
22-23	2,00	4,17	2,17		-3,17
23-24	1,00	4,17	3,17		0
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura :

$$R^+ = 16,06$$

$$R^- = -6,51$$

Donc:

$$P(\%) = 22,57$$

$$V_{\max} = 22,57 \times 1794,78/100 = 405,08 \text{ m}^3.$$

$$V_{\max} = \mathbf{405,08 \text{ m}^3}.$$

$$V_{\text{Tot}} = 405,08 + 120 = 525,08 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{Tot}} = \mathbf{525,08 \text{ m}^3}.$$

Conclusion :

La capacité de ce réservoir existant 200 m^3 est inférieure à celle calculée 550 m^3 , par conséquent, il faudra projeter un autre réservoir dont la capacité est de 350 m^3 .

III.8. Dimensionnement des stations de reprises

III.8.1. Dimensionnement de la station de reprise SR1

On calcul le volume de la station de reprise comme suit :

$$Q_{\max .h} = Q_{\max .j} \times k_{\max .h}$$

$$Q_{\max .h} = 12082,5 \times 0,0585 = 706,83 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{\text{SR}} = \frac{706,83 \times 15}{60} = 176,71 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{SR}} = 176,71 \text{ m}^3$$

Volume de la station de reprise SR1 est de **180 m³**

III.8.2. Dimensionnement de la station de reprise SR2

On calcul le volume de la station de reprise comme suit :

$$Q_{\max .h} = Q_{\max .j} \times k_{\max .h}$$

$$Q_{\max .h} = 1603,8 \times 0,14 = 224,53 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{\text{SR}} = \frac{224,53 \times 15}{60} = 56,13 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{SR}} = 56,13 \text{ m}^3$$

Volume de la station de reprise SR2 est de **60 m³**

III.9. Conclusion

Après avoir effectué tous les calculs sur le dimensionnement des réservoirs, il s'est avéré nécessaire de projeter six réservoirs, à savoir :

- Un réservoir d'une capacité de 250 m³ à Rahmania.
- Un réservoir d'une capacité de 400 m³ à Tazrout.
- Un réservoir d'une capacité de 350 m³ à Moutassa.
- Un réservoir d'une capacité de 100 m³ à El Mizab.
- Un réservoir d'une capacité de 250 m³ à Tamerkenit.
- Un réservoir d'une capacité de 350 m³ à Arkoub.
- Une station de reprise SR1 de capacité 180 m³.
- Une station de reprise SR2 de capacité 60 m³.

Chapitre IV : **Adduction**

IV.1. Généralités

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, cette dernière consiste à étudier les voies et moyens, elle est définie comme le transport des eaux prélevées du point de captage, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

Les conduites d'adduction peuvent être classées comme suit :

- **L'adduction a écoulement gravitaire :** c'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.
- **L'adduction par refoulement :** c'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

IV.2. Critères de tracé de la conduite d'adduction

Afin de définir les variantes les plus optimales du point de vue technico-économique, il est essentiel d'appuyer nos choix et méthodes de tracé sur des critères définissant la bonne conduite à tenir lors de la conception et la projection du tracé.

IV.2.1. Critères techniques

Les critères techniques sont comme suit :

- Avoir des vitesses d'écoulements raisonnables dans les conduites en charge afin de minimiser les conséquences des phases transitoires et d'éviter l'érosion interne. Dans le but de protéger la conduite contre toute dégradation.
- Eviter les zones d'instabilités qui peuvent conduire au déboitement des joints et à des déformations excessives de la conduite.
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible de tel sorte qu'il ne puisse pas se former des poches d'air au moment du remplissage. Ces dernières peuvent être très dangereuses lors de phénomènes transitoires (coups de bélier).

IV.2.2. Critères économiques

Les critères économiques sont comme suit :

- Limiter la vitesse d'écoulement de telle sorte à minimiser les pertes de charge, réduisant ainsi le système de pompage et les coûts d'énergie lors de l'exploitation.
- Avoir un tracé aussi rectiligne et aussi court que possible.

IV.3. Choix du type de conduite

Le choix du type des conduites sera établi sur des critères d'ordre techniques et économiques, tels que :

- Diamètre.
- Pressions supportées par le matériau.
- Résistance aux attaques chimiques.
- La durée de vie du matériau.
- Prix unitaire de la conduite.

Parmi les matériaux utilisés dans le domaine de l'alimentation en eau potable on peut citer :

- L'acier.
- La fonte.
- Le PVC.
- Le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD où à basse densité PEBD.

Dans ce projet, notre étude est basée sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est la fonte ductile vu les avantages qu'elle présente.

IV.3.1. Conduites en fonte ductile :

Parmi ces avantages :

- Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement.
- Montage simple.
- Ces conduites sont en pression standard jusqu'à 25 bar.

L'inconvénient est que les conduites en fonte sont très lourdes et très chères.



Figure IV.1 : Conduites en fonte.

IV.4. Description du schéma d'adduction

La commune de BOUDERBALA va bénéficier d'un système d'alimentation en eau potable à partir du barrage Koudiet Acerdoune pour assurer une alimentation continue de toute la commune aux différents horizons.

Ce système va être conçu pour alimenter les réservoirs situés à Ouled TATARE (R1) et à DRABLIA (R2).

Nous allons dimensionner ce système avec deux variantes possibles, et on va comparer laquelle des deux variantes est la plus avantageuse du point de vue économique et technique.

Ces deux réservoirs alimenteront les réservoirs de stockage déjà existant à l'aide de conduites d'adduction existantes que nous allons dimensionner à travers ce chapitre

Les variantes possibles de ce système sont illustrées dans les figures (IV.2) et (IV.3).

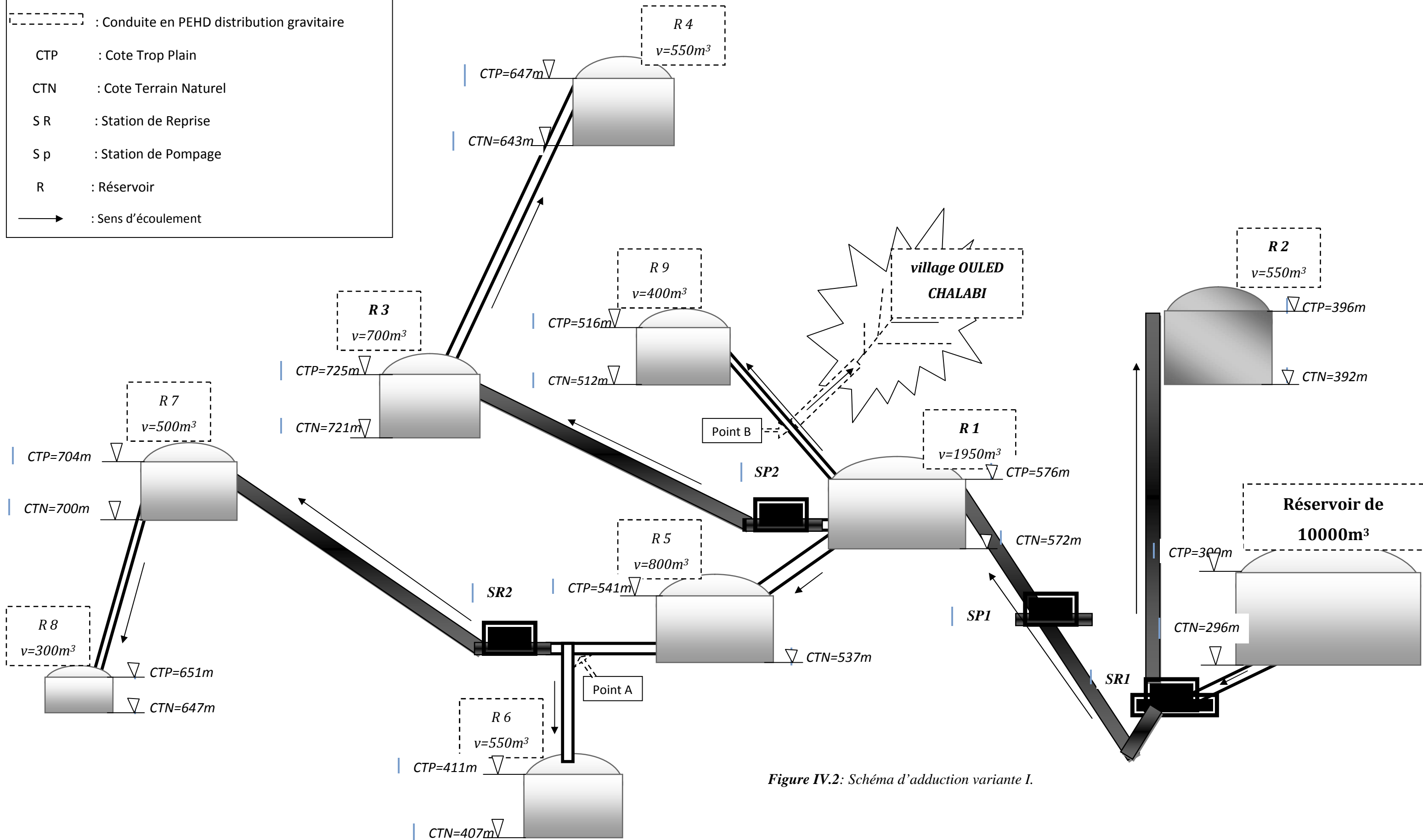
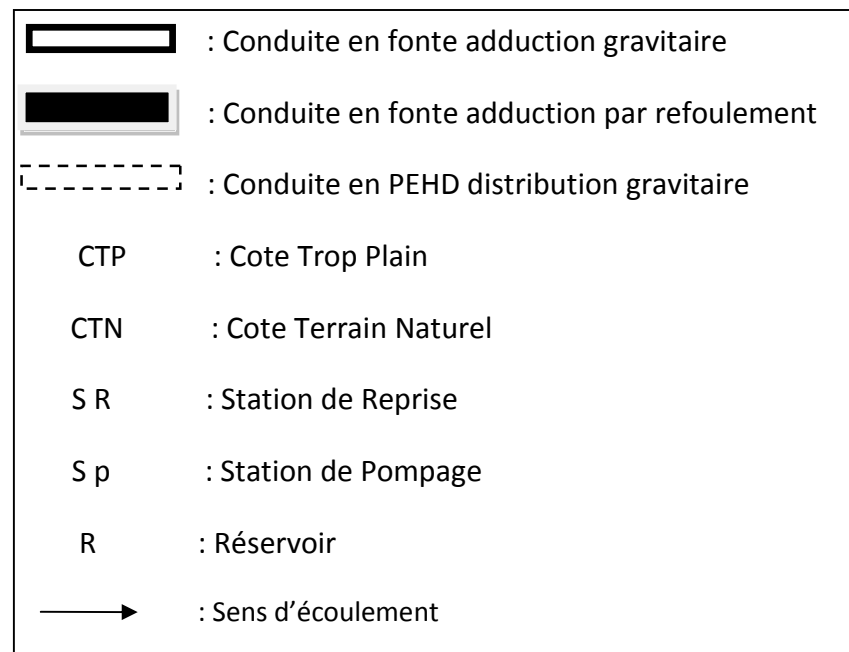


Figure IV.2: Schéma d'adduction variante I.

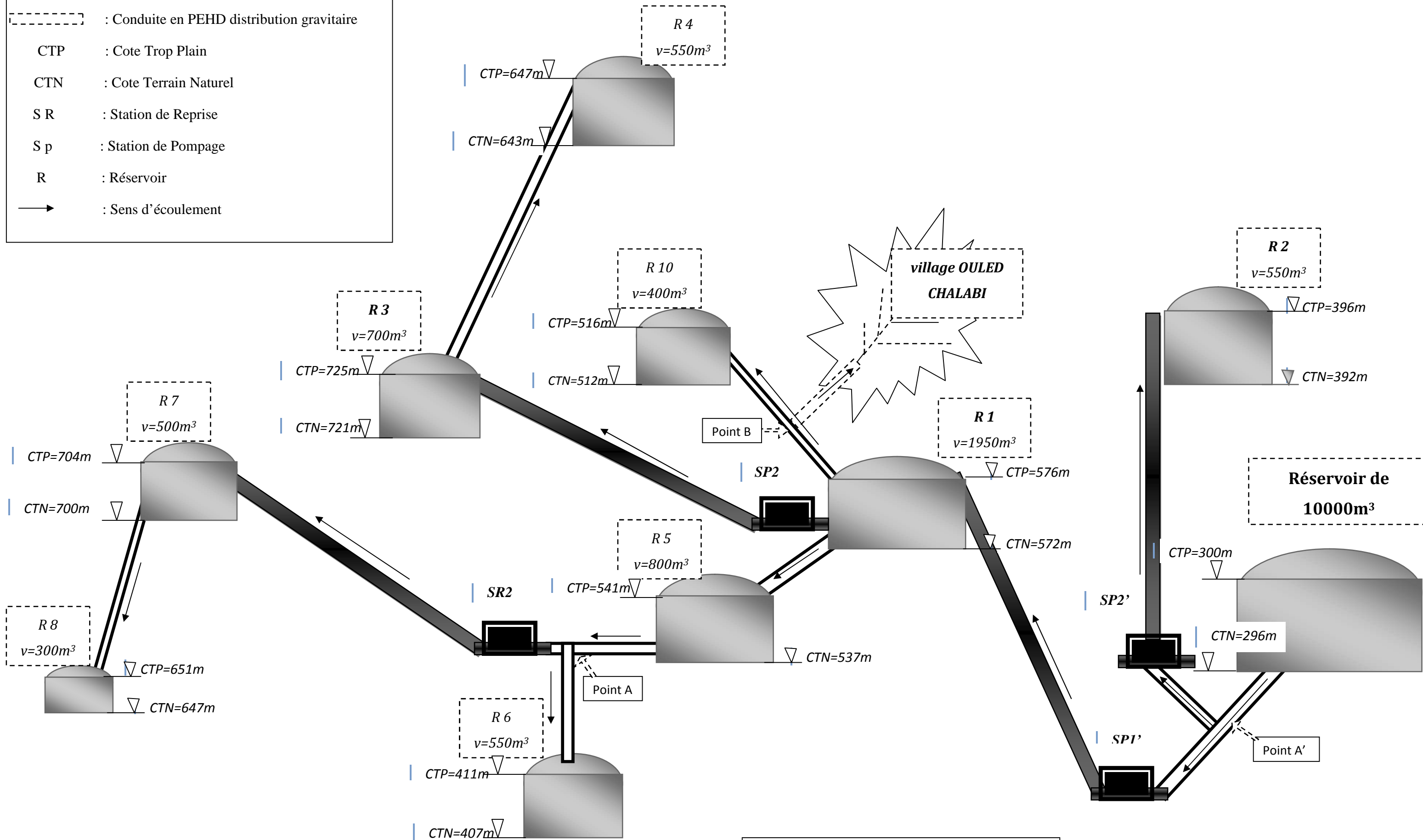
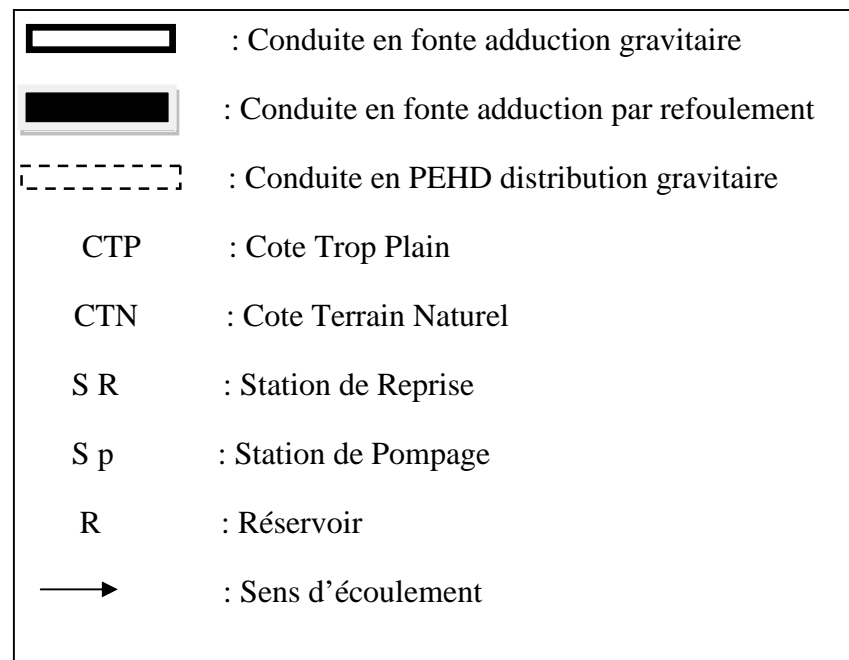


Figure IV.3 : Schéma d'adduction variante II

IV.5. Dimensionnement des conduites

IV.5.1. Diamètre économique

IV.5.1.1. Cas de refoulement

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissements et les dépenses de fonctionnement ; c'est-à-dire, que le choix est conditionné par deux facteurs opposés :

- Réduire les pertes de charges, par conséquent, la puissance prise par la pompe, ce qui conduit à choisir un diamètre aussi grand que possible.
- Réduire les frais d'installation, ce qui conduit à réduire au minimum les diamètres aux dépends des pertes de charges.

Afin d'obtenir un équilibre relatif entre ces deux facteurs (dépenses), le diamètre doit être judicieusement choisi, de façon a avoir l'optimum économique qui résulte de ces deux types de dépenses. Pour cela on dispose de deux corrélations qui permettent l'approximation de ce diamètre D_N :

- Formule de Jacques BONNIN : $D_{N1} = \sqrt{Q}$ (m) ;
- Formule de Charles BRESS : $D_{N2} = 1.5\sqrt{Q}$ (m).

Avec

- Q : débit transitant dans la conduite en (m^3/s).

On prendra tous les diamètres compris entre D_{N1} et D_{N2} .

Mais, notre choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement comprise entre **0.5m/s et 1.5m/s**.

a) Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

- Q : débit (m^3/s).
- D : diamètre de la conduite (m).

b) Pertes de charge :

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction.

- Pertes de charge linéaires.
- Pertes de charge singulières.

• Pertes de charge linéaires

Sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations.

Elles sont exprimées par la formule de DARCY WEISBACH :

$$J_L = \lambda \cdot L \cdot \frac{V^2}{2gD}$$

Avec :

- J_L : pertes de charge linéaire (m) ;
- L : longueur de la conduite (m) ;
- g : accélération de la pesanteur ($g=9.81\text{m/s}^2$) ;
- λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Pour un régime transitoire λ est déterminé à partir de la formule de COLEBROOK-WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3,71 \cdot D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :

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

$$Re = \frac{vD}{\vartheta}$$

- ϑ : viscosité cinématique de l'eau.

à $t = 20^\circ \text{C} \Rightarrow \vartheta = 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$

Pour un régime turbulent rugueux λ est déterminé à partir de la formule de NIKURADZE :

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

Pour les tubes en fonte :

$$K = 0,001$$

Pour plus de commodité, λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY (voir annexe V).

• *Pertes de charge singulières*

Les pertes de charge singulières occasionnées tout au long de la conduite sont estimées à 20% des pertes de charges linéaires pour les conduites en fonte.

$$J_s = 0,20 \times J_L$$

Où :

J_L : Pertes de charge linéaires.

• *Pertes de charge totale*

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

$$J_T = J_L + J_s = 1,20 \times J_L$$

c) Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt})

C'est la différence d'énergie entre l'entrée et la sortie de la pompe, elle est égale à la somme de la hauteur géométrique H_g et des pertes de charges à l'aspiration et au refoulement :

$$H_{mt} = H_g + J_t$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- J_t : Pertes de charge total.

d) 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 :

$$P = \frac{9,81 \times Q \times H_{mt}}{\eta}$$

- Q : Débit a refoulé en (m³/s) ;
- η : Rendement de la pompe supposé égale à 75%.

e) Energie consommée par la pompe (E)

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times t \times 365 \quad (\text{Kw})$$

Avec :

- t : Temps de pompage (h) ;
- P : Puissance absorbée (Kw).

f) Frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \times e \quad (\text{DA})$$

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- e : Prix unitaire du KWh fixé par sonelgaz (4,18DA).

g) Frais d'amortissement

$$F_{am} = P_u \times L \times A$$

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$$

Où :

- i : Taux d'intérêt annuel (annuité), $i=8\%$ en Algérie ;
- n : Nombre d'années d'amortissement ($n=25$ ans).

Donc $A=0,094$.

IV.5.1.2. Cas gravitaire

L'écoulement s'effectue à partir d'un réservoir situé à une altitude suffisante pour vaincre les pertes de charge causées par le débit transitant.

Pour le calcul des conduites gravitaires, quatre paramètres interviennent :

- Le débit (Q).
- La vitesse (V).
- Les pertes de charge (J).
- Le diamètre (D).

La différence entre les deux côtes sera la charge disponible (H_d), cette dernière sera égale à la charge nécessaire pour vaincre les frottements.

Le dimensionnement des conduites gravitaires consiste à trouver le diamètre optimal, permettant de dissiper la charge disponible entre le point de départ et le point d'arrivée. Pour cela on fixe un diamètre D qui doit nous permettre d'avoir des vitesses d'écoulement demeurant dans les fourchettes présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : vitesses d'écoulement dans les conduites d'adduction gravitaires [3].

Critère	Vitesse (m/s)	
	Min	Max
Objectif	0,9	1,22
Limite	0,6	1,85

Ensuite on calcule les paramètres hydrauliques, à savoir :

- La vitesse d'écoulement.
- Le coefficient de pertes de charge λ .

On détermine la charge disponible, on calcul la perte de charge totale dans la conduite et on compare ces deux paramètres jusqu'à la vérification de la condition $J_t \leq H_d$.

Les pertes de charge totale et la charge disponible sont déterminées par les formules suivantes :

$$J_t = 1,2 \times \frac{8 \times Q^2 \times \lambda}{g \times \pi^2 \times D^5} \times L$$

$$H_d = (Alt_{départ} - Alt_{arrivée})$$

Avec :

Dans le cas d'un réservoir [2]:

$$Alt_{départ} = CTN + 0,2$$

$$Alt_{arrivée} = CTP + h_{Ch.m}$$

IV.6. Calcul des diamètres économiques de chaque tronçon (Variante I)

IV.6.1. Adduction gravitaire

IV.6.1.1. Tronçon Réservoir 10000-SR1

Les paramètres hydrauliques de ce tronçon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Paramètres hydrauliques du tronçon Réservoir 10000-SR1.

Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
140	450	0,88	396319,887	0,001	0,024

On choisit le diamètre 450mm qui sera le siège d'une vitesse d'écoulement de 0,88 m/s. cette vitesse est parfaitement dans la fourchette indiquée précédemment.

La valeur des pertes de charge est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Valeur des pertes de charge pour le tronçon Réservoir 10000-R1.

Tronçon	Cote départ (m)	Cote d'arrivée (m)	Longueur (m)	H_d (m)	J_t (m)
R10000-SR1	294,2	218	16050	76,2	41,39

On constate que $J_t < H_d$, donc la charge disponible est suffisante pour dissiper les pertes de charge dans la conduite.

IV.6.1.2. Tronçon R1-R5

Les paramètres hydrauliques de ce tronçon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Paramètres hydrauliques du tronçon R1-R5.

Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Re	K(mm)	λ
46	250	0,94	234394,904	0,001	0,029

On choisit le diamètre 250mm qui sera le siège d'une vitesse d'écoulement de 0,94 m/s. cette vitesse est parfaitement dans la fourchette indiquée précédemment.

La valeur des pertes de charge est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Valeur des pertes de charge pour le tronçon R1-R5.

Tronçon	Cote départ (m)	Cote d'arrivée (m)	Longueur (m)	H_d (m)	J_t (m)
R1-R5	572,2	545	312	27,2	5,33

On constate que $J_t < H_d$, donc la charge disponible est suffisante pour dissiper les pertes de charge dans la conduite.

IV.6.1.3. Tronçon R3-R4

Les paramètres hydrauliques de ce tronçon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Paramètres hydrauliques du tronçon R3-R4.

Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Re	K(mm)	λ
28	200	0,89	178343,949	0,001	0,031

On choisit le diamètre 200mm qui sera le siège d'une vitesse d'écoulement de 0,89 m/s. cette vitesse est parfaitement dans la fourchette indiquée précédemment.

La valeur des pertes de charge est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Valeurs des pertes de charge pour le tronçon R3-R4.

Tronçon	Cote départ (m)	Cote d'arrivée (m)	Longueur (m)	H_d (m)	J_t (m)
R3-R4	721,2	651	4992	70,2	37,408

On constate que $J_t < H_d$, donc la charge disponible est suffisante pour dissiper les pertes de charge dans la conduite.

IV.6.1.4. Tronçon R5-SR2

a. Tronçon R5-Point A

Les paramètres hydrauliques de ce tronçon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Paramètres hydrauliques du tronçon R5-Point A.

Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Re	K(mm)	λ
38	300	0,54	161358,811	0,001	0,027

On choisit le diamètre 300mm qui sera le siège d'une vitesse d'écoulement de 0,35 m/s. cette vitesse est dans la fourchette indiquée précédemment.

La valeur des pertes de charge est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Valeurs des pertes de charge pour le tronçon R5-Point A.

Tronçon	Longueur (m)	J_1 (m)
R5-PointA	2037	3,288

b. Tronçon Point A-SR2

Les paramètres hydrauliques de ce tronçon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Paramètres hydrauliques du tronçon Point A-SR2.

Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Re	K(mm)	λ
23	200	0,73	146496,815	0,001	0,031

On choisit le diamètre 200mm qui sera le siège d'une vitesse d'écoulement de 0,73 m/s. cette vitesse est dans la fourchette indiquée précédemment.

La valeur des pertes de charge est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Valeurs des pertes de charge pour le tronçon Point A-SR2.

Tronçon	Longueur (m)	J_2 (m)
Point A-SR2	40	0,202

Tableau IV.12 : Valeur des pertes de charge dans le tronçon R5-SR2.

Tronçon	Cote départ (m)	Cote d'arrivée (m)	H_d (m)	J_1 (m)	J_2 (m)	J_t (m)
R5-SR2	537,2	533	4,2	3,288	0,202	3,49

On constate que $J_t < H_d$, donc la charge disponible est suffisante pour dissiper les pertes de charge dans la conduite.

IV.6.1.5. Tronçon R5-R6

a. Tronçon R5-Point A

Les paramètres hydrauliques de ce tronçon sont représentés dans le tableau (IV.8).

La valeur des pertes de charge de ce tronçon est représenté dans le tableau (IV.9).

b. Tronçon Point A-R6

Les paramètres hydrauliques de ce tronçon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Paramètres hydrauliques du tronçon Point A-R6.

Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Re	K(mm)	λ
15	150	0,85	127388,535	0,001	0,034

On choisit le diamètre 150mm qui sera le siège d'une vitesse d'écoulement de 0,62 m/s. cette vitesse est dans la fourchette indiquée précédemment.

La valeur des pertes de charge est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 : Valeurs des pertes de charge pour le tronçon Point A-R6.

Tronçon	Longueur (m)	J_2 (m)
Point A-R6	1570	15,549

Tableau IV.15 : Valeur des pertes de charge dans le tronçon R5-R6.

Tronçon	Cote départ (m)	Cote d'arrivée (m)	H_d (m)	J_1 (m)	J_2 (m)	J_t (m)
R5-R6	537,2	415	122,2	3,288	15,549	18,837

On constate que $J_t < H_d$, donc la charge disponible est suffisante pour dissiper les pertes de charge dans la conduite.

IV.6.1.6. Tronçon R7-R8

Les paramètres hydrauliques de ce tronçon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : Paramètres hydrauliques du tronçon R7-R8.

Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Re	K(mm)	λ
20	150	1,13	169851,38	0,001	0,034

On choisit le diamètre 150mm qui sera le siège d'une vitesse d'écoulement de 1,13 m/s. cette vitesse est parfaitement dans la fourchette indiquée précédemment.

La valeur des pertes de charge est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.17 : Valeur des pertes de charge pour le tronçon R1-R5

Tronçon	Cote départ (m)	Cote d'arrivée (m)	Longueur (m)	H_d (m)	J_t (m)
R7-R8	700,2	655	2238	45,2	39,405

On constate que $J_t < H_d$, donc la charge disponible est suffisante pour dissiper les pertes de charge dans la conduite.

IV.6.1.7. Tronçon R1-R10

a. Tronçon R1-Point B

Les paramètres hydrauliques de ce tronçon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Paramètres hydrauliques du tronçon R1-Point B.

Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Re	K(mm)	λ
34	200	1,08	216560,51	0,001	0,031

On choisit le diamètre 200mm qui sera le siège d'une vitesse d'écoulement de 1,08 m/s. cette vitesse est dans la fourchette indiquée précédemment.

La valeur des pertes de charge est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.19 : Valeurs des pertes de charge pour le tronçon R5-Point A.

Tronçon	Longueur (m)	J_3 (m)
R1-PointB	749	8,276

b. Tronçon Point B-R10

Les paramètres hydrauliques de ce tronçon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.20 : Paramètres hydrauliques du tronçon Point B-R10.

Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Re	K(mm)	λ
29,6	200	0,94	188535,03	0,001	0,031

On choisit le diamètre 200mm qui sera le siège d'une vitesse d'écoulement de 0,94m/s. cette vitesse est dans la fourchette indiquée précédemment.

La valeur des pertes de charge est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.21 : Valeurs des pertes de charge pour le tronçon Point B-R10.

Tronçon	Longueur (m)	J_4 (m)
Point B-R10	851	7,127

Tableau IV.22 : Valeur des pertes de charge dans le tronçon R1-R10.

Tronçon	Cote départ (m)	Cote d'arrivée (m)	H_d (m)	J_3 (m)	J_4 (m)	J_t (m)
R1-R10	572,2	520	52,2	8,276	7,127	15,403

On constate que $J_t < H_d$, donc la charge disponible est suffisante pour dissiper les pertes de charge dans la conduite.

IV.6.2. Adduction par refoulement

IV.6.2.1. Tronçon SRI-SP1

Le dimensionnement de ce tronçon s'effectue selon les paramètres donnés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.23 : Paramètres hydrauliques de la conduite SRI-SP1.

Débit (l/s)	108
ϑ (m ² /s)	10^{-6}

Tableau IV.24 : Paramètres économiques.

Paramètres économiques	
Années d'amortissement	25
Taux d'annuité	8%
Prix d'énergie (DA/KWh)	4,18
L'amortissement annuel (DA)	0,094

Tableau IV.25 : Vitesses et diamètres de la conduite SRI-SP1.

D _{max} (mm)	D _{min} (mm)	V _{max} (m/s)	V _{min} (m/s)	Alt départ (m)	Alt arrivée (m)
493	329	1,27	0,57	210	381

a. Calcul de Hmt1

Données :

$$Q = 108 \text{ l/s ;}$$

$$K = 0,001 \text{ m ;}$$

$$H_g = 381 - 210 = 171 \text{ m ;}$$

$$L = 2700 \text{ m.}$$

Tableau IV.26 : Calcul de la Hmt1.

D (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J _t (m)	H _g (m)	Hmt1 (m)
350	1,12	392000	2700	0,0262	15,59	171	186,59
400	0,86	344000	2700	0,0253	7,71	171	178,71

b. Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Tableau IV.27 : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.

D (mm)	P (Kw)	E (KWh)	F _{exp} (DA)	Prix ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
350	263,584	2309000,199	9651620,832	9539	2700	2420998,2
400	252,453	2211487,355	9244017,144	10307	2700	2615916,6

c. Calcul du bilan

Tableau IV.28 : Calcul du bilan.

D (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
350	1,12	9651620,832	2420998,2	12072619,032
400	0,86	9244017,144	2615916,6	11859933,744

On constate par ce tableau que le diamètre 400mm convient parfaitement aux critères technico-économiques, puisqu'il sera le siège d'une vitesse de 0,86m/s et présente un bilan convenable. C'est ce diamètre qui sera adopté pour le projet.

IV.6.2.2. Tronçon SR1-R2

Le dimensionnement de ce tronçon s'effectue selon les paramètres donnés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.29 : Paramètres hydrauliques de la conduite SR1-R2.

Débit (l/s)	31
ϑ (m ² /s)	10 ⁻⁶

Les paramètres économiques sont cités dans le tableau (IV.24).

Tableau IV.30 : Vitesses et diamètres de la conduite SR1-R2.

D _{max} (mm)	D _{min} (mm)	V _{max} (m/s)	V _{min} (m/s)	Alt départ (m)	Alt arrivée (m)
264	176	1,27	0,57	210	400

a. Calcul de Hmt2

Données :

Q = 31 l/s ;

K = 0,001 m ;

Hg = 400-210 = 190 m ;

L = 2657 m.

Tableau IV.31 : Calcul de la Hmt2.

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J _t (m)	H _g (m)	Hmt2 (m)
200	0,99	197452,229	2657	0,0308	24,41	190	214,41
250	0,63	157961,783	2657	0,0288	7,48	190	197,48

b. Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**Tableau IV.32 : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.**

D (mm)	P (Kw)	E (KWh)	F _{exp} (DA)	Prix ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
200	86,9389668	761585,349	3183426,76	5157	2657	13702149
250	80,0741904	701449,908	2932060,62	7148	2657	18992236

c. Calcul du bilan**Tableau IV.33 : Calcul du bilan.**

D (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
200	0,99	3183426,76	13702149	16885575,76
250	0,63	2932060,62	18992236	21924296,6

On constate par ce tableau que le diamètre 200mm convient parfaitement aux critères technico-économiques, puisqu'il sera le siège d'une vitesse de 0,99m/s et présente un bilan convenable. C'est ce diamètre qui sera adopté pour le tronçon.

IV.6.2.3. Tronçon SPI-R1

Le dimensionnement de ce tronçon s'effectue selon les paramètres donnés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.34 : Paramètres hydrauliques de la conduite SPI-R1.

Débit (l/s)	108
ϑ (m ² /s)	10 ⁻⁶

Les paramètres économiques sont cités dans le tableau (IV.24).

Tableau IV.35 : Vitesses et diamètres de la conduite SPI-R1.

D _{max} (mm)	D _{min} (mm)	V _{max} (m/s)	V _{min} (m/s)	Alt départ (m)	Alt arrivée (m)
493	329	1,27	0,57	381	580

a. Calcul de Hmt3

Données :

Q = 108 l/s ;

K = 0,001 m ;

$$H_g = 580 - 381 = 199 \text{ m ;}$$

$$L = 1100 \text{ m.}$$

Tableau IV.36 : Calcul de la Hmt3.

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J_t (m)	H_g (m)	Hmt3 (m)
350	1,12	392000	1100	0,0262	6,32	199	205,32
400	0,86	344000	1100	0,0253	3,14	199	202,14

b. Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Tableau IV.37 : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.

D (mm)	P (Kw)	E (KWh)	F_{exp} (DA)	Prix ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
350	290,043245	2540778,82	10620455,5	9539	1100	10492900
400	285,55105	2501427,19	10455965,7	10307	1100	11337700

c. Calcul du bilan

Tableau IV.38 : Calcul du bilan.

D (mm)	V (m/s)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
350	1,12	10620455,5	10492900	21113355,5
400	0,86	10455965,7	11337700	21793665,7

On constate par ce tableau que le diamètre 400mm convient parfaitement aux critères technico-économiques, puisqu'il sera le siège d'une vitesse de 0,86m/s et présente un bilan convenable. C'est ce diamètre qui sera adopté pour ce tronçon.

IV.6.2.4. Tronçon SP2-R3

Le dimensionnement de ce tronçon s'effectue selon les paramètres donnés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.39 : Paramètres hydrauliques de la conduite SP2-R3.

Débit (l/s)	28
ϑ (m ² /s)	10 ⁻⁶

Les paramètres économiques sont cités dans le tableau (IV.24).

Tableau IV.40 : Vitesses et diamètres de la conduite SP2-R3.

D_{max} (mm)	D_{min} (mm)	V_{max} (m/s)	V_{min} (m/s)	Alt départ (m)	Alt arrivée (m)
250	167	1,27	0,57	572	729

a. Calcul de Hmt4

Données :

$Q = 28\text{l/s}$;

$K = 0,001\text{ m}$;

$H_g = 729 - 572 = 157\text{ m}$;

$L = 2260\text{ m}$.

Tableau IV.41: Calcul de la Hmt4.

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J_t (m)	H_g (m)	Hmt4 (m)
200	0,89	178343,949	2260	0,0308	16,94	157	173,94
250	0,57	142675,159	2260	0,0288	5,19	157	162,19

b. Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**Tableau IV.42 : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.**

D (mm)	P (Kw)	E (KWh)	F_{exp} (DA)	Prix ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
200	63,7037856	558045,162	2332628,78	5157	2260	11654820
250	59,4004656	520348,079	2175054,97	7148	2260	16154480

c. Calcul du bilan**Tableau IV.43 : Calcul du bilan.**

D (mm)	V (m/s)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
200	0,89	2332628,78	11654820	13987448,8
250	0,57	2175054,97	16154480	18329535

On constate par ce tableau que le diamètre 200mm convient parfaitement aux critères technico-économiques, puisqu'il sera le siège d'une vitesse de 0,89m/s et présente un bilan convenable. C'est ce diamètre qui sera adopté pour ce tronçon.

IV.6.2.4. Tronçon SR2-R7

Le dimensionnement de ce tronçon s'effectue selon les paramètres donnés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.44 : Paramètres hydrauliques de la conduite SR2-R7.

Débit (l/s)	23
ϑ (m ² /s)	10^{-6}

Les paramètres économiques sont cités dans le tableau (IV.24).

Tableau IV.45 : Vitesses et diamètres de la conduite SR2-R7.

D _{max} (mm)	D _{min} (mm)	V _{max} (m/s)	V _{min} (m/s)	Alt départ (m)	Alt arrivée (m)
227	152	1,27	0,57	525	708

a. Calcul de Hmt5

Données :

Q = 23 l/s ;

K = 0,001 m ;

Hg = 708-525 = 183 m ;

L = 2050 m.

Tableau IV.46: Calcul de la Hmt5.

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J _t (m)	H _g (m)	Hmt5 (m)
150	1,30	195329,087	2050	0,0337	47,74	183	230,74
200	0,73	146496,815	2050	0,0308	10,37	183	193,37

b. Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**Tableau IV.47: calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.**

D (mm)	P (Kw)	E (KWh)	F _{exp} (DA)	Prix ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
150	69,4158216	608082,597	2541785,26	3500	2050	7175000
200	58,1734308	509599,254	2130124,88	5157	2050	10571850

c. Calcul du bilan**Tableau IV.48 : Calcul du bilan.**

D (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
150	1,30	2541785,26	7175000	9716785,26
200	0,73	2130124,88	10571850	12701974,9

On constate par ce tableau que le diamètre 200mm convient parfaitement aux critères technico-économiques, puisqu'il sera le siège d'une vitesse de 0,73m/s et présente un bilan convenable. C'est ce diamètre qui sera adopté pour ce tronçon.

IV.7. Calcul des diamètres économiques de chaque tronçon (Variante II)

IV.7.1. Adduction gravitaire

IV.7.1.1. Méthode de calcul

Pour le calcul des conduites gravitaires, quatre paramètres interviennent :

- Le débit (Q) ;
- La vitesse (V) ;
- Les pertes de charge (J) ;
- Le diamètre (D).

La différence entre les deux côtes sera la charge disponible (H_d), cette dernière sera égale à la charge nécessaire pour vaincre les frottements.

Le dimensionnement des conduites gravitaires consiste à trouver le diamètre optimal permettant de dissiper la charge disponible entre le point de départ et le point d'arrivée. Seul le point de départ et le débit à véhiculer qui sont connus, la cote d'arrivée et la longueur de la conduite sont variables. Pour cela on fixe un diamètre D qui nous donne une vitesse d'écoulement appréciable, et on calcule les paramètres hydrauliques, à savoir :

- La vitesse d'écoulement ;
- Le coefficient de pertes de charge λ .

On choisit un point d'arrivée sur le profil (cote du point et la longueur de la conduite seront connues).

On détermine la charge disponible, on calcule la perte de charge totale dans la conduite et on compare ces deux paramètres jusqu'à la vérification de la condition $J_t \leq H_d$.

IV.7.1.2. Tronçon R10000 - SPI'

a. Tronçon R 10000 – Point A'

Les paramètres hydrauliques de ce tronçon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.49 : Paramètres hydrauliques du tronçon Réservoir 10000-Point A'.

Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
140	350	1,455869	509554,14	0,001	0,0262017
140	400	1,1146497	445859,87	0,001	0,0252541
140	450	0,8807109	396319,89	0,001	0,0244603
140	500	0,7133758	356687,9	0,001	0,0237815

On prend le diamètre 400mm qui sera le siège d'une vitesse d'écoulement de 1,11m/s, vitesse qui se trouve dans la fourchette souhaitée.

Tableau IV.50 : Valeur des pertes de charge dans le tronçon R10000 – Point A'.

Tronçon	Longueur (m)	J_1' (m)
R10000-Point A'	15600	74,844

a. Tronçon point A' – SPI'

Les paramètres hydrauliques de ce tronçon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.51 : Paramètres hydrauliques du tronçon Point A' - SPI'.

Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Re	K	λ
108	300	1,5286624	458598,73	0,001	0,0273635
108	350	1,1230989	393084,62	0,001	0,0262017
108	400	0,8598726	343949,04	0,001	0,0252541
108	450	0,6794055	305732,48	0,001	0,0244603
108	500	0,5503185	275159,24	0,001	0,0237815

On prend le diamètre 350mm qui nous donne une vitesse d'écoulement de 1,12 m/s Vitesse dans la fourchette désirée.

Tableau IV.52 : Valeur des pertes de charge dans différents points du tronçon Point A'-SPI'.

Tronçon	Points	Longueur (m)	J_2' (m)
Point A' - SPI'	P1	560	3,234
	P2	810	4,678
	P3	1060	6,122
	P4	1310	7,566
	P5	1340	7,739
	P6	1360	7,855
	P7	1380	7,970
	P8	1410	8,143

Les valeurs des pertes de charge pour différents points du tronçon R10000-SPI' sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.53 : Valeurs de la perte de charge et la charge disponible pour différents points.

Points	Cote départ (m)	Cote d'arrivée (m)	Longueur (m)	H_d (m)	J_2' (m)	J_1' (m)	J_t (m)
P1	294	147	16160	147	3,234	74,844	78,078
P2	294	155	16410	139	4,678	74,844	79,522
P3	294	158	16660	136	6,122	74,844	80,966
P4	294	193	16910	101	7,566	74,844	82,409
P5	294	198	16940	96	7,739	74,844	82,583
P6	294	202	16960	92	7,855	74,844	82,698
P7	294	206	16980	88	7,970	74,844	82,814
P8	294	213	17010	81	8,143	74,844	82,987

D'après les résultats obtenus, le point d'arrivée qui permet d'avoir une perte de charge totale inférieure à la charge disponible. Par conséquent, la cote d'implantation de la station de pompage SPI' sera **202m** et à une longueur de **16960m** de R10000. le tableau (IV.55) ci-dessous présente une récapitulation de la conduite gravitaire R10000 – SPI'.

Tableau IV.54 : Récapitulation des données de la conduite gravitaire R10000 – SP1’.

Tronçon	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Longueur (m)	J _t (m)	Alt départ (m)	Alt d’arrivée (m)	H _d (m)
R10000-SP1’	108	350	1,12	16960	82,698	294	202	92

IV.7.1.3. Tronçon R10000-SP2’**a. Tronçon R10000-Point A’**

Les caractéristiques hydrauliques de ce tronçon sont mentionnées dans le tableau (IV.49).

Les valeurs des pertes de charge de ce tronçon sont mentionnées dans le tableau (IV.50).

b. Tronçon Point A’ – SP2’

Les paramètres hydrauliques de ce tronçon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.55 : Paramètres hydrauliques du tronçon Point A’ - SP2’.

Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Re	K	λ
31	150	1,7551309	263269,64	0,001	0,0336777
31	200	0,9872611	197452,23	0,001	0,030816
31	250	0,6318471	157961,78	0,001	0,0288401
31	300	0,4387827	131634,82	0,001	0,0273635

On prend le diamètre 200mm qui nous donne une vitesse d’écoulement de 0,99 m/s .Vitesse se trouvant dans la fourchette désirée.

Tableau IV.56 : Valeur des pertes de charge dans différents points du tronçon Point A’-SP2’.

Tronçon	Points	Longueur (m)	J ₃ (m)
Point A’-SP2’	P1	200	1,837
	P2	300	2,756
	P3	400	3,674
	P4	450	4,133
	P5	650	5,970
	P6	750	6,889
	P7	1000	9,185
	P8	1600	14,696

Les valeurs des pertes de charge pour différents points du tronçon R10000-SP2’ sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.57 : Valeurs de la perte de charge et la charge disponible pour différents points .

Points	Cote départ (m)	Cote d'arrivée (m)	Longueur (m)	H _d (m)	J ₃ (m)	J ₁ (m)	J _t (m)
P1	294	163	15800	131	1,837	74,844	76,681
P2	294	173	15900	121	2,756	74,844	77,599
P3	294	192	16000	102	3,674	74,844	78,518
P4	294	210	16050	84	4,133	74,844	78,977
P5	294	221	16250	73	5,970	74,844	80,814
P6	294	225	16350	69	6,889	74,844	81,733
P7	294	252	16600	42	9,185	74,844	84,029
P8	294	257	17200	37	14,696	74,844	89,540

D'après les résultats obtenus, le point d'arrivée qui permet d'avoir une perte de charge totale inférieure à la charge disponible. Par conséquent, la cote d'implantation de la station de pompage SP2' sera **210m** et une longueur de **16050m** de R10000. le tableau (IV.59) ci-dessous présente une récapitulation de la conduite gravitaire R10000 – SP2'.

Tableau IV.58 : Récapitulation des données de la conduite gravitaire R10000 – SP2'.

Tronçon	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	J _t (m)	Alt départ (m)	Alt d'arrivée (m)	H _d (m)
R10000-SP2'	31	200	0,99	78,977	294	210	84

IV.7.2. Adduction par refoulement

IV.7.2.1. Tronçon SP1' – R1

Le dimensionnement de ce tronçon s'effectue selon les paramètres donnés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.59 : Paramètres hydrauliques de la conduite SP1'-R1.

Débit (l/s)	108
ϑ (m ² /s)	10 ⁻⁶

Les paramètres économiques sont cités dans le tableau (IV.24).

Tableau IV.60 : Vitesses et diamètres de la conduite SP1'-R1.

D _{max} (mm)	D _{min} (mm)	V _{max} (m/s)	V _{min} (m/s)	Alt départ (m)	Alt arrivée (m)
493	329	1,27	0,57	202	580

a. Calcul de Hmt1'

Données :

Q = 108 l/s ;

K = 0,001 m ;

H_g = 580-202 = 378 m ;

L = 2220 m.

Tableau IV.61 : Calcul de la Hmt1'.

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J _t (m)	H _g (m)	Hmt1' (m)
350	1,12	392000	2220	0,0262	12,82	378	390,82
400	0,86	344000	2220	0,0253	6,34	378	384,34

b. Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Tableau IV.62 : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.

D (mm)	P (Kw)	E (KWh)	F _{exp} (DA)	Prix ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
350	552,087965	4836290,57	20215694,6	9539	2220	21176580
400	542,934058	4756102,34	19880507,8	10307	2220	22881540

c. Calcul du bilan

Tableau IV.63: Calcul du bilan.

D (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
350	1,12	20215694,6	21176580	41392274,6
400	0,86	19880507,8	22881540	42762047,8

On constate par ce tableau que le diamètre 400mm convient parfaitement aux critères technico-économiques, puisqu'il sera le siège d'une vitesse de 0,86m/s et présente un bilan convenable. C'est ce diamètre qui sera adopté pour ce tronçon.

IV.7.2.2. Tronçon SP2'-R2

Le dimensionnement de ce tronçon s'effectue selon les paramètres donnés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.64 : Paramètres hydrauliques de la conduite SP2'-R2.

Débit (l/s)	31
ϑ (m ² /s)	10 ⁻⁶

Les paramètres économiques sont cités dans le tableau (IV.24).

Tableau IV.65 : Vitesses et diamètres de la conduite SP2'-R2.

D _{max} (mm)	D _{min} (mm)	V _{max} (m/s)	V _{min} (m/s)	Alt départ (m)	Alt arrivée (m)
264	176	1,27	0,57	210	400

a. Calcul de Hmt2'

Données :

$$Q = 31 \text{ l/s ;}$$

$$K = 0,001 \text{ m ;}$$

$$H_g = 400 - 210 = 190 \text{ m ;}$$

$$L = 2657 \text{ m.}$$

Tableau IV.66 : Calcul de la Hmt2'.

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J _t (m)	H _g (m)	Hmt2' (m)
200	0,99	197452,229	2657	0,0308	24,41	190	214,41
250	0,63	157961,783	2657	0,0288	7,48	190	197,48

b. Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Tableau IV.67 : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement.

D (mm)	P (Kw)	E (KWh)	F _{exp} (DA)	Prix ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
200	86,9389668	761585,349	3183426,76	5157	2657	13702149
250	80,0741904	701449,908	2932060,62	7148	2657	18992236

c. Calcul du bilan

Tableau IV.68: Calcul du bilan.

D (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
200	0,99	3183426,76	13702149	16885575,8
250	0,63	2932060,62	18992236	21924296,6

On constate par ce tableau que le diamètre 200mm convient parfaitement aux critères technico-économiques, puisqu'il sera le siège d'une vitesse de 0,99m/s et présente un bilan convenable. C'est ce diamètre qui sera adopté pour le tronçon.

IV.8.Comparaison entre la variante I et la variante II

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.69 : comparaison des résultats pour la variante I et la variante II.

	Tronçon	Diamètre (mm)	Total des frais (DA)
Variante I	SR1-SP1	400	11859933,74
	SR1-R2	200	16885575,76
	SP1-R1	400	21793665,7
Total	---	---	50539175,2
Variante II	SP1'-R1	400	42762047,8
	SP2' - R2	200	21924296,6
Total	---	---	64686344,4

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, il paraît plus judicieux en terme économique d'opter pour la variante I.

Cependant, dans notre projet on va étudier les deux cas.

Tableau IV.70 : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons.

Adduction	Tronçon	Débit (l/s)	Diamètre (mm)
Par refoulement	SR1-SP1	108	400
	SR1-R2	31	200
	SP1-R1	108	400
	SP2-R3	28	200
	SR2-R7	23	200
	SP1'-R1	108	400
	SP2'-R2	31	200
Gravitaire	R10000-SR1	140	450
	R1-R5	46	250
	R3-R4	28	200
	R5-Point A	38	300
	Point A-SR2	23	200
	Point A- R6	15	150
	R7 – R8	20	150
	R1-Point B	34	200
	Point B-R10	29,6	200
	R10000-Point A'	140	400
	Point A' - SP1'	108	350
	Point A' – SP2'	31	200

IV.9.Conclusion

Le choix du diamètre a été imposé par les paramètres suivants :

- Techniques : suivant le débit, la perte de charge raisonnable et une bonne vitesse comprise entre 0,9 et 1,22m/s.
- Economique : suivant le choix de pompage et l'amortissement.

Après avoir dimensionné les conduites d'adductions, nous allons ; dans le chapitre suivant , faire une étude minutieuse pour choisir les pompes répondantes aux différentes conditions de refoulement.

Chapitre V : **Pompage**

V.1.Introduction :

Depuis les premiers âges de l'humanité, l'homme transportait l'eau de sa source au lieu de consommation en usant de l'énergie physique (utilisation des bêtes), jusqu'à nos jours ou l'expression de transporter est remplacée par le refouler, ce qui signifie l'apport de l'énergie propre à l'eau pour qu'elle se déplace sans autant d'efforts physique.

Ce procédé est dit « pompage », il consiste à donner pour l'eau de l'énergie cinétique par le biais de pompes pour qu'elle se transfère d'un point à un autre plus haut à travers des conduites.

Dans notre cas, on s'intéresse à la catégorie des turbopompes, qui sont actuellement les plus utilisées dans le monde. Notre choix s'est porté sur les pompes centrifuges et cela pour les raisons suivantes :

- Elles assurent le refoulement des débits à des hauteurs considérables.
- Elles sont peu coûteuses et d'un rendement acceptables.
- Elles constituent des groupes légers, peu encombrants.

V.2.Choix des pompes :

Le débit souhaité ainsi que sa hauteur manométrique correspondante sont reportés sur les courbes caractéristique, ces caractéristiques permettent de choisir les types de pompes, ce choix se fait de manière à :

- Assurer le débit de refoulement et la hauteur HMT.
- Avoir un rendement maximal, ce qui entraîne réduction de l'énergie à fournir.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Avoir la vitesse de rotation la plus élevée
- Avoir une puissance absorbée minimal.

V.3.Choix du nombre de pompes :

Le choix du nombre de pompe est basé sur les critères suivants :

- Assurer le rendement maximal de pompe.
- Puissance absorbée minimale.
- La disponibilité sur le marché.

V.4.Dispositions générales

Les dispositions prises pour le pompage doivent permettre d'assurer un fonctionnement des installations sans perturbations, en cas de défaillance, soit de la fourniture d'énergie, soit des pompes.

- Notion de secours

Dans notre projet, il a été décidé de doubler le nombre de pompes avec des pompes identiques pour chaque station de pompage, elles fonctionneront en alternance 12h chacune.

Et on installe aussi une autre pompe identique, cette pompe servira de secours en cas de panne de l'une des deux pompes voir même des deux.

On installe aussi un groupe électrogène diesel pour remédier aux possibles coupures de courant imprévus.

V.5. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

V.5.1. Hauteur manométrique totale

C'est la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge à l'aspiration et au refoulement.

Donc :

$$H_{mt} = H_g + J_t$$

Avec :

- H_{mt} : la hauteur manométrique totale (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- J_t : Pertes de charge totale (m).

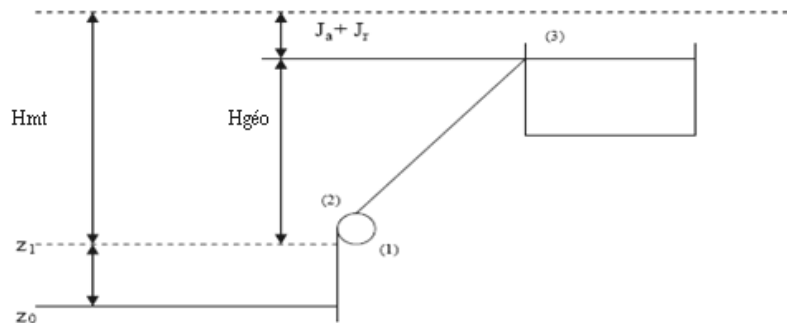


Figure V.1: Profil piézométrique du refoulement.

V.5.2. La vitesse de rotation

Représente le nombre de tour effectuée par la pompe par unité de temps, noté N ; l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

V.5.3. Le débit

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

V.5.4. La puissance

a) La puissance absorbée

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, noté P_a ; l'unité de mesure est le kilo Watt (KW).

L'expression de la puissance absorbée par une pompe est la suivante :

$$P_a = \frac{\rho \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta}$$

Avec:

- P_a : puissance totale consommée (KWh) ;
- ρ : masse volumique (kg/m^3) ;
- Q : débit (m^3/s) ;
- H : hauteur manométrique (m) ;
- η : rendement total de l'installation.

b) La puissance hydraulique ou la puissance utile

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

$$P_u = g \cdot H \cdot Q$$

V.5.5. Le rendement

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

V.6. Points de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonction $H=f(Q)$ et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonction $H_c = f(Q)$.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions c'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point de fonctionnement du système se trouve dans la zone non cavitation pour un rendement optimal.

L'intersection au point $p (Q, H)$ de ces deux courbes sera le point de fonctionnement de la pompe qu'on aurait choisie (*Figure V.2*).

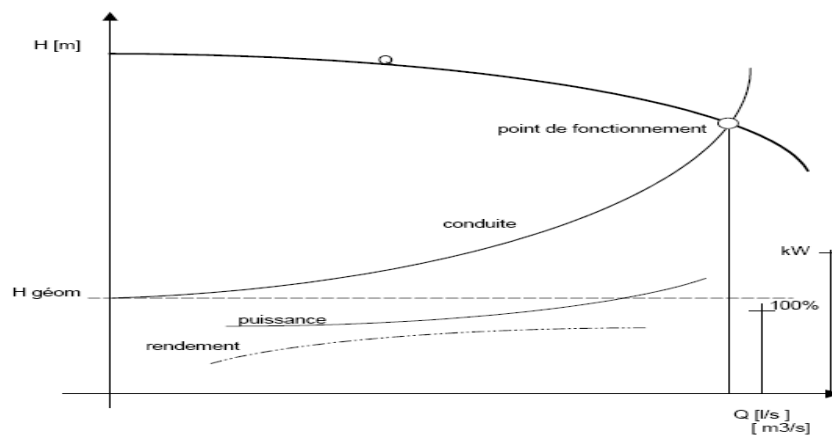


Figure V.2: Point de fonctionnement des pompes.

V.7. Courbes caractéristiques

V.7.1. Courbe caractéristique des pompes

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe débit-hauteur ($Q-H$) exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction des débits $H=f(Q)$;
- La courbe débit-puissance ($Q-P$) exprime les variations des différentes puissances absorbées en fonction des débits $P=f(Q)$;
- La courbe débit-rendement ($Q-\eta$) exprime les variations des différents rendements de la pompe en fonction des débits $\eta=f(Q)$.

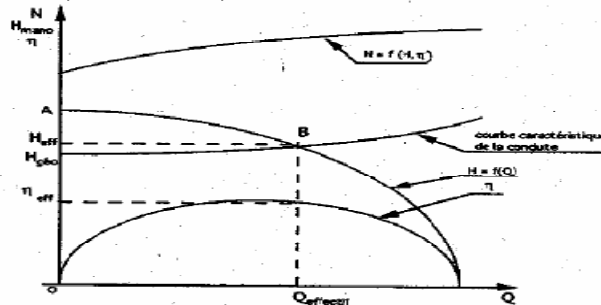


Figure V.3: Courbes caractéristiques d'une pompe.

V.7.2. Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + J_t$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique en (m) ;

J_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m).

$$J_t = 1.2 \times J_L$$

Avec :

J_L : perte de charge linéaire (m).

$$J_L = R \times Q^2$$

Avec :

Q : débit transit dans la conduite (m^3/s) ;

R : résistance de conduite ($m^{-5}s^2$).

$$R = \frac{8 \lambda L}{D^5 \pi^2 g}$$

Avec :

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

L : la longueur de la conduite de refoulement (m) ;

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

D : diamètre de la conduite de refoulement (m) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

V.8. Recherche du point de fonctionnement

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, des modifications sont à apporter en vue d'adopter la pompe aux conditions de travail désirés, et pour cela, on peut agir avec diverses variantes à savoir :

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

On opte pour le point de fonctionnement (Q,H) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquent réduit. Pour conserver le même volume pompé, on aura :

$$T = \frac{T_1 \cdot Q_1}{Q}$$

Avec :

T : temps de pompage pour notre cas est de 24 h.

2^{ème} variante : vitesse de rotation

Elle consiste à faire varier la vitesse de rotation, c'est de rechercher une vitesse N' qui fera passer la caractéristique H=f(Q) par le point désiré P₁ (Q₁, H₁), pour cela on trace la parabole H= aQ² passant par l'origine et par le point désiré P₁ et coupera la caractéristique de la pompe en un point P₂ (Q₂,H₂) et on aura :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N}{N'}$$

D'où :

$$N' = \frac{Q_2 \cdot N}{Q_1}$$

3^{ème} variante régularisation par étouffement (vannage)

On accepte la caractéristique de la pompe H=f(Q), et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charge de façon à obtenir le débit désiré.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H}{\eta} \quad (\text{Kw})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h$$

Où :

- h : perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;
- H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe ;
- η: le rendement.

4^{ème} variante : rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P_1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_2 (Q_2, H_2)$ avant le rognage qui est le point homologue du point désiré.

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q}{Q_1}\right)^{1/2} = \left(\frac{H}{H_1}\right)^{1/2}$$

Avec :

- m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \quad (\%)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot H}{\eta} \quad (\text{Kw})$$

V.9. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène qui résulte de la formation de bulles de gaz (vaporisation) puis de leur condensation au sein du liquide pompé.

Ce phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît du niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue. En ce point la valeur de la tension de vapeur d'eau est atteinte

La cavitation s'accompagne d'un bruit très caractéristique, crée des vibrations à très haute fréquence et entraîne l'arrachement de particules de métal, et de ce fait, la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement,...).

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite ; charge nette minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ (donnée par le constructeur).

Le NPSH requis est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation.

Il dépend de :

- type de pompe,
- point de fonctionnement.

Il est donné par le constructeur sous forme d'une courbe $(NPSH)_r = f(Q)$.

Le NPSH disponible est une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

- Pour l'alimentation en charge

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} + h_a - (J_a + T_v)$$

- Pour l'alimentation en dépression

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} - h_a - (J_a + T_v)$$

Avec :

- h_a : Hauteur d'aspiration (m) ;
- J_a : pertes de charge à l'aspiration (m) ;

- $\frac{P_0}{g \cdot \rho}$: pression en m.c.e au point d'aspiration (m) ;
- T_v : tension de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Tableau V.1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.

T(°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T_v (m)	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

V.10.Choix des pompes pour les stations de pompage et les stations reprise

V .10.1 Choix des pompes pour la station de reprise SR1-SP1

V .10.1.1 Caractéristique de la conduite SR1-SP1

Les caractéristiques de la conduite SR1-SP2 sont :

- Le débit véhiculé : $Q = 108 \text{ l/s}$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 171 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 178,71 \text{ m}$.

V .10.1.2 Les caractéristiques de la pompe SR1-SP1

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 150/5B) dont ces caractéristiques sont (voir annexe II):

- $N = 1750 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 77,9 \%$;
- $P = 315 \text{ Kw}$;
- $NPSH_r = 6,33 \text{ m}$.
- Le point de fonctionnement : P ($Q = 110 \text{ l/s}$; $H = 179 \text{ m}$) ;
- Le point désiré : P_1 ($Q_1 = 108 \text{ l/s}$; $H_1 = 179 \text{ m}$), (Voir figure (V.4)).

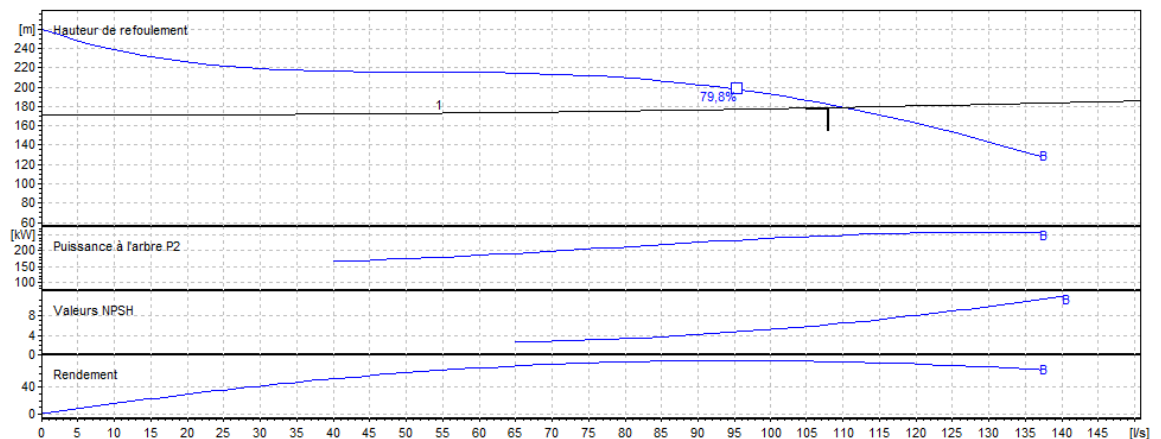


Figure V.4 : Courbes caractéristiques de la pompe SR1-SP1.

Nous allons devoir réaliser le point de fonctionnement.

V.10.1.3. Réalisation du point de fonctionnement**V.10.1.3.1. Etude des variantes**

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apporté au fonctionnement de la pompe, nous étudions chaque variant séparément ce qui permis de dégager le cout de chaque technique.

- **1^{ère} variante : réduction du temps de pompage**

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q$$

D'où :

$$T = 12 \times \frac{108}{110} = 11,78 \text{ h}$$

Donc chaque pompe fonctionnera pendant 11 heures et 47 minutes.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,110 \times 179}{0,779}$$

D'où : $P_a = 247,96 \text{ Kw}$.

➤ **Les frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 365 \times e$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 247,96 \times 12 \times 365 \times 4,18 = 4539750 \text{ DA}$$

- **2^{ème} variante : vitesse de rotation**

La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit :

$$N = N \times \frac{Q_1}{Q_3}$$

La courbe isorendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$H = 0,015 \times Q^2$$

Cette courbe passe par le point P_3 (108,68 l/s ; 177,17).

D'où :

$$N' = 1750 \times \frac{108}{108,68} = 1739 \text{ tr/min .}$$

Donc la vitesse de rotation permettant de satisfaire le débit et la hauteur requise doit être 1739 tr/min.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta_1} = \frac{9,81 \times 0,108 \times 179}{0,799}$$

D'où : $P_a = 237,35 \text{ Kw}$.

➤ **Les frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 365 \times e$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 237,35 \times 12 \times 365 \times 4,179 = 4345596 \text{ DA}$$

3^{ème} variante : régularisation par étouffement (vannage)

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

$$h = H' - H_1 = 182 - 179 = 3 \text{ m.}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,108 \times 179}{0,779}$$

D'où : $P_a = 260 \text{ Kw}$.

➤ **Les frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 365 \times e$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 260 \times 12 \times 365 \times 4,18 = 4760184 \text{ DA}$$

Conclusion

Notre choix se portera sur la deuxième variante qui présente une meilleure économie.

V.10.1.4. Vérification de la cavitation

- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 210 \text{ m}$;
- Les pertes de charge d'aspiration : $J_a = 0 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration : $h_a = 1 \text{ m}$.

Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 210 = 10,078 \text{ m.}$$

$$\text{NPSH}_d = 10,078 + 86 - (0 + 77,12) = 10,84 \text{ m.}$$

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

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

V.10.2. Choix de la pompe SP1-R1

V.10.2.1. Caractéristique de la conduite SP1-R1

Les caractéristiques de la conduite SP1-R1 sont

- Le débit véhiculé : $Q = 108 \text{ l/s}$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 199 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 202,14 \text{ m}$.

V.10.2.2. Caractéristiques de la pompe SP1-R1

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour deux pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal placés en parallèle de type (PM 100/A4) dont ces caractéristiques sont

(Voir annexe II):

- $N = 1750 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 75,8 \%$;
- $P = 160 \text{ Kw}$;
- $NPSH_r = 3,29 \text{ m}$.

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré : $P_1 (Q_1 = 108 \text{ l/s} ; H_1 = 202 \text{ m})$,
(Voir figure (V.5)).

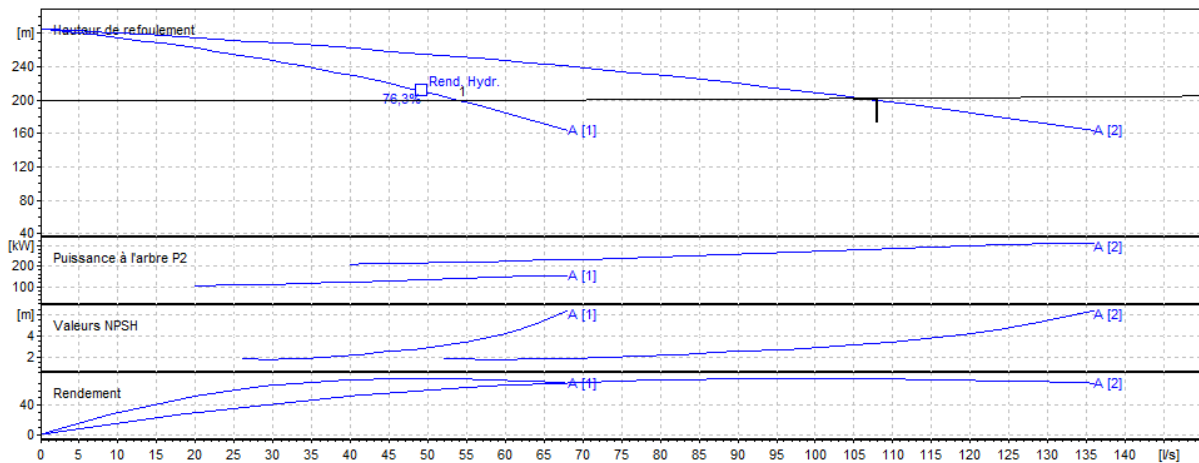


Figure V.5 : Courbes caractéristiques de la pompe SP1-R1

V.10.2.3. Vérification de la cavitation

- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 381 \text{ m}$
- Les pertes de charge d'aspiration : $J_a = 0 \text{ m}$
- Hauteur d'aspiration : $h_a = 1 \text{ m}$

Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 381 = 9,87 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = 9,87 + 1 - (0 + 0,24) = 10,63 \text{ m.}$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

V.10.3 Choix de la pompe SR1-R2

V.10.3.1 Caractéristique de la conduite SR1-R2

Les caractéristiques de la conduite SP1-R2 sont

- Le débit véhiculé : $Q = 31 \text{ l/s}$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 190 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 214,41 \text{ m}$.

V.10.3.2 Les caractéristiques de la pompe SR1-R2

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 80/A6) dont ces caractéristiques sont (voir annexe II):

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 71,2 \%$;
- $P = 110 \text{ Kw}$;
- $NPSH_r = 6,48$.

Le point de fonctionnement : P ($Q = 32,7 \text{ l/s}$; $H = 217 \text{ m}$) ;

Le point désiré : P_1 ($Q_1 = 31 \text{ l/s}$; $H_1 = 214,41 \text{ m}$) .

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (Voir figure (V.6))

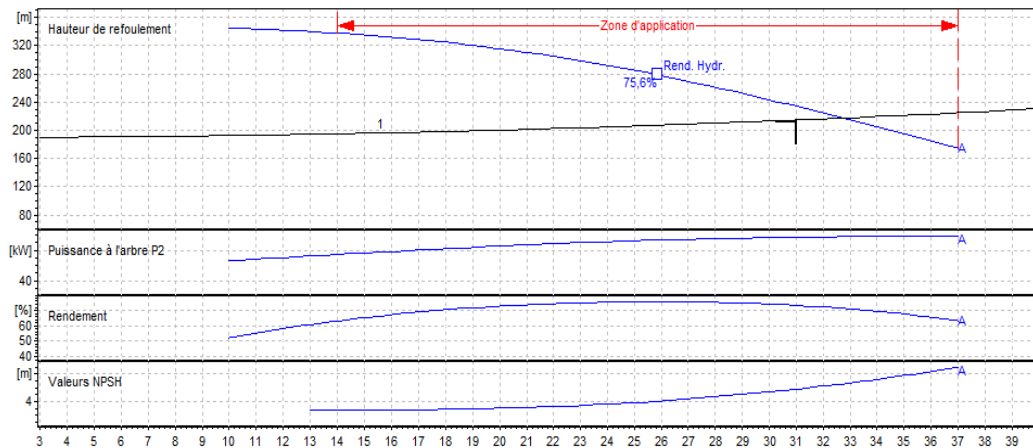


Figure V.6 : Courbes caractéristiques de la pompe SR1-R2.

Nous allons devoir réaliser le point de fonctionnement.

V.10.3.3. Réalisation du point de fonctionnement

➤ Etude des variantes

1^{ère} variante : réduction du temps de pompage

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

$$T_1 \times Q_2 = T \times Q_1$$

D'où :

$$T = 12 \times \frac{31}{32,7} = 11,38 \text{ h}$$

Donc chaque pompe fonctionnera pendant 11 heures et 23 minutes.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0327 \times 217}{0,712}$$

D'où : $P_a = 97,77 \text{ KW}$.

➤ **Les frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 365 \times e$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 97,77 \times 12 \times 365 \times 4,18 = 1790012 \text{ DA.}$$

2^{ème} variante : régularisation par étouffement (vannage)

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

$$h = H' - H_1 = 235 - 217 = 18 \text{ m.}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,031 \times 235}{0,712}$$

D'où : $P_a = 100,37 \text{ Kw}$.

➤ **Les frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 365 \times e$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 100,37 \times 12 \times 365 \times 4,18 = 1837174 \text{ DA.}$$

3^{ème} variante : vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit :

$$N = N \times \frac{Q_1}{Q_3}$$

La courbe isorendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$H = 0,223 \times Q^2$$

Cette courbe passe par le point P_3 (31,80 l/s ; 225,51 m)

D'où :

$$N' = 2900 \times \frac{31}{31,80} = 2827 \text{ tr/min.}$$

Donc la vitesse de rotation permettant de satisfaire le débit et la hauteur requise doit être 2827 tr/min.

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta_1} = \frac{9,81 \times 0,031 \times 214}{0,712}$$

D'où : $P = 91,40 \text{ Kw}$.

➤ **Les frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 365 \times e$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 91,40 \times 12 \times 365 \times 4,18 = 1672987 \text{ DA.}$$

Conclusion

Notre choix se portera sur la troisième variante qui présente une meilleure économie.

V.10.3.4. Vérification de la cavitation

- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 210 \text{ m}$;
- Les pertes de charge d'aspiration : $J_a = 0 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration : $h_a = 1 \text{ m}$.

Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 210 = 10,078 \text{ m.}$$

$$\text{NPSH}_d = 10,078 + 86 - (0 + 77,12) = 10,84 \text{ m.}$$

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

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

V.10.4. Choix de la pompe SP2-R3

V.10.4.1. Caractéristique de la conduite SP2-R3

Les caractéristiques de la conduite SP2-R3

- Le débit véhiculé : $Q = 28 \text{ l/s}$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 157 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 173,94 \text{ m}$.

V.10.4.2. Les caractéristiques de la pompe de la station de pompage

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 80/A4) dont ces caractéristiques sont (voir annexe II):

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;
 - $\eta = 75,2 \%$;
 - $P = 75 \text{ Kw}$;
 - $\text{NPSH}_r = 4,6 \text{ m}$.
- Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré : $P_1 (Q_1 = 28 \text{ l/s} ; H_1 = 174 \text{ m})$, (Voir figure (V.7)).

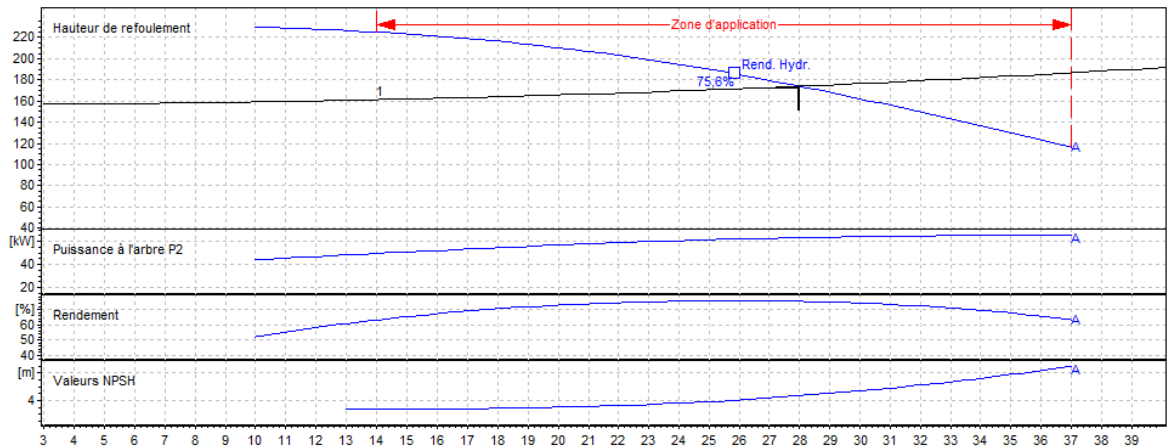


Figure V.7 : Courbes caractéristiques de la pompe SP2-R3

V.10.4.3. Vérification de la cavitation

- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 572$ m ;
- Les pertes de charge d'aspiration : $J_a = 0$ m ;
- Hauteur d'aspiration : $h_a = 1$ m.

Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 572 = 9,6436 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = 9,6436 + 1 - (0 + 0,24) = 10,04 \text{ m.}$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

V.10.5. Choix de la pompe SR2-R7

V.10.5.1. Caractéristique de la conduite SR2-R7

Les caractéristiques de la conduite SR2-R7

- Le débit véhiculé : $Q = 23$ l/s ;
- Hauteur géométrique : $H_g = 183$ m ;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 193,37$ m .

V.10.5.2. Les caractéristiques de la pompe SR2-R7

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 65/7A) dont ces caractéristiques sont (voir annexe 5):

- $N = 2900$ tr/min ;
- $\eta = 75,2$ % ;
- $P = 75$ Kw ;
- $NPSH_r = 6,51$ m.

- Le point désiré : P_1 ($Q_1 = 23$ l/s ; $H_1 = 183$ m).
- Le point de fonctionnement est : P ($Q = 23,9$ l/s ; $H = 195$ m).

Le point de fonctionnement ne coïncide avec le point désiré (Voir figure (V.8)).

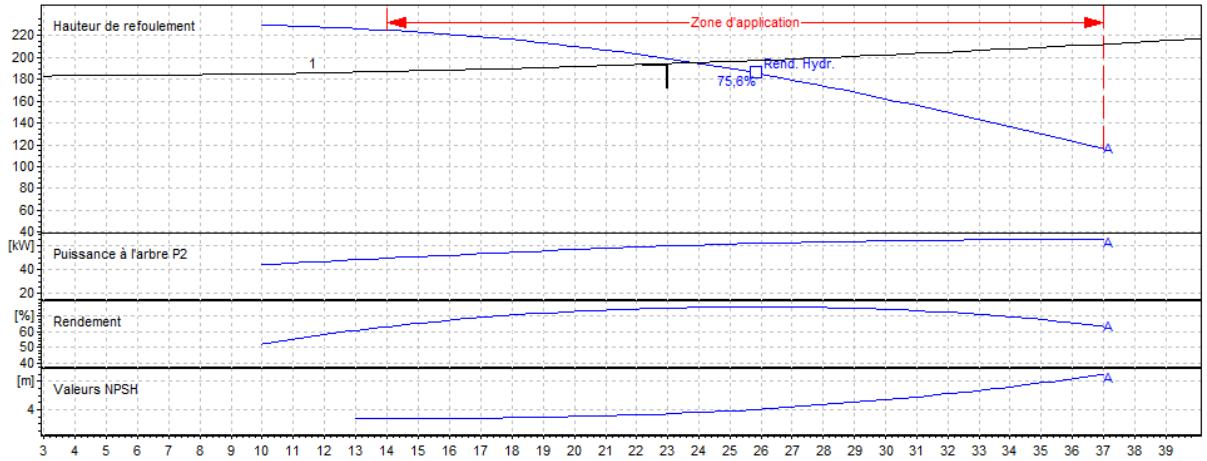


Figure V.8 : Courbes caractéristiques de la pompe SR2-R7.

V.10.5.3. Réalisation du point de fonctionnement

1^{ère} variante : réduction du temps de pompage

Afin d’adapter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q$$

D’où :

$$T = 12 \times \frac{23}{23,9} = 11,54h$$

Donc le temps de pompage de chaque pompe est de 11 heures et 32 minutes.

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0239 \times 195}{0,752}$$

$P_a=60,79$ KW.

➤ **Les frais d’exploitation**

$$F_{exp}=P_a \times t \times 365 \times e$$

D’où :

$$F_{exp}=60,79 \times 12 \times 365 \times 4,18 = 1112967,64 \text{ DA.}$$

2^{ème} variante : vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation s’écrit comme suit :

$$N = N \times \frac{Q_1}{Q_3}$$

La courbe isorendement s’écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$H = 0,365 \times Q^2$$

Cette courbe passe par le point P₃ (23,22 l/s ; 196,8)

D'où :

$$N' = 2900 \times \frac{23}{23,22} = 2872 \text{tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation permettant de satisfaire le débit et la hauteur requise doit être 2872 tr/min.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta_1} = \frac{9,81 \times 0,023 \times 193,37}{0,752}$$

D'où : $P_a = 58,02 \text{Kw}$.

➤ **Les frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 365 \times e$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 58,02 \times 12 \times 365 \times 4,18 = 1061975 \text{ DA.}$$

3^{ème} variante : régularisation par étouffement (vannage)

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

$$h = H' - H_1 = 199 - 194 = 5 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,023 \times 199}{0,752}$$

D'où : $P_a = 59,71 \text{Kw}$.

➤ **Les frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 365 \times e$$

$$F_{\text{exp}} = 59,71 \times 12 \times 365 \times 4,18 = 1093156 \text{ DA.}$$

Conclusion

Notre choix se portera sur la deuxième variante qui présente une meilleure économie.

V.10.5.4. Vérification de la cavitation

- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 525 \text{ m}$;
- Les pertes de charge d'aspiration : $J_a = 0 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration : $h_a = 1 \text{ m}$.

Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 525 = 9,7 \text{ m.}$$

$$\text{NPSH}_d = 9,7 + 1 - (0 + 0,24) = 10,46 \text{ m.}$$

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

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

V.10.6. Choix de la pompe SP2'-R2

V.10.6.1. Caractéristique de la conduite SP2'-R2

Les caractéristique de la conduite SP2'-R2

- Le débit véhiculé : $Q = 31 \text{ l/s}$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 190 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 214.41 \text{ m}$.

V.10.6.2. Les caractéristiques de la pompe SP2'-R2

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 80/A6) dont ces caractéristiques sont (voir annexe II):

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 71,1 \%$;
- $P = 110 \text{ Kw}$;
- $NPSH_r = 6,51 \text{ m}$.

Le point de fonctionnement : P ($Q = 32,7 \text{ l/s}$; $H = 217 \text{ m}$) ;

Le point désiré : P₁ ($Q_1 = 31 \text{ l/s}$; $H_1 = 214 \text{ m}$) .

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (Voir figure (V.9)).

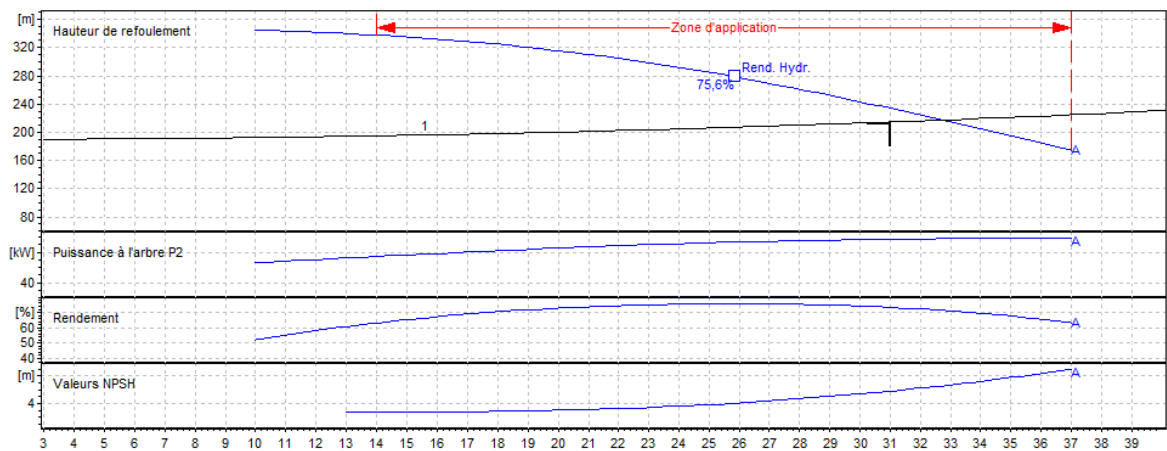


Figure V.9 : Courbes caractéristiques de la pompe SP2'-R2.

Nous allons devoir réaliser le point de fonctionnement.

V.10.6.3. Réalisation du point de fonctionnement

➤ Etudes des variantes

1^{ère} variante : réduction du temps de pompage

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

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q$$

D'où :

$$T = 12 \times \frac{31}{32,7} = 11,38 \text{ h}$$

Donc chaque pompe fonctionnera pendant 11 heures et 23 minutes.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0327 \times 217}{0,712}$$

D'où : $P = 97,77 \text{ KW}$.

2^{ème} variante : vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit :

$$N = N \times \frac{Q_1}{Q_3}$$

La courbe isorendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$H = 0,223 \times Q^2$$

Cette courbe passe par le point P_3 (31,80 l/s ; 225,51 m)

D'où :

$$N' = 2900 \times \frac{31}{31,80} = 2827 \text{ tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation permettant de satisfaire le débit et la hauteur requise doit être 2827 tr/min .

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,031 \times 214}{0,712}$$

D'où : $P_a = 91,40 \text{ Kw}$.

➤ **Les frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 365 \times e$$

$$F_{\text{exp}} = 91,40 \times 12 \times 365 \times 4,179 = 1672987 \text{ DA}$$

3^{ème} variante : régularisation par étouffement (vannage)

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

$$h = H' - H_1 = 235 - 217 = 18 \text{ m.}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,031 \times 235}{0,712}$$

D'où : $P_a = 100,37 \text{ Kw}$.

➤ **Les frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 365 \times e$$

$$F_{\text{exp}} = 100,37 \times 12 \times 365 \times 4,179$$

$$F_{\text{exp}} = 1837174,487 \text{ DA.}$$

Conclusion

Notre choix se portera sur la deuxième variante qui présente une meilleure économie.

V.10.6.4. Vérification de la cavitation

- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 210 \text{ m}$;
- Les pertes de charge d'aspiration : $J_a = 0 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration : $h_a = 1 \text{ m}$.

Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 210 = 10,078 \text{ m.}$$

$$\text{NPSH}_d = 10,078 + 86 - (0 + 77,12) = 10,84 \text{ m.}$$

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

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

V.10.7. Choix de la pompe SP1'-R1

V.10.7.1. Caractéristique de la conduite SP1'-R1

Les caractéristiques de la conduite SP1-R1

- Le débit véhiculé : $Q = 108 \text{ l/s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 378 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 384,34 \text{ m}$.

V.10.7.2. Les caractéristiques de la pompe SP1'-R1

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour deux pompes centrifuges multicellulaire à axe horizontal placées en parallèle de type (PMS 125 /5D dont ces caractéristiques sont (voir annexe II):

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 73,1 \%$;
- $P = 315 \text{ Kw}$;
- $\text{NPSH}_r = 4,32 \text{ m}$.

- le point désiré : $P_1 (Q_1 = 108 \text{ l/s} ; H_1 = 384 \text{ m})$;

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré (Voir figure (V.10))

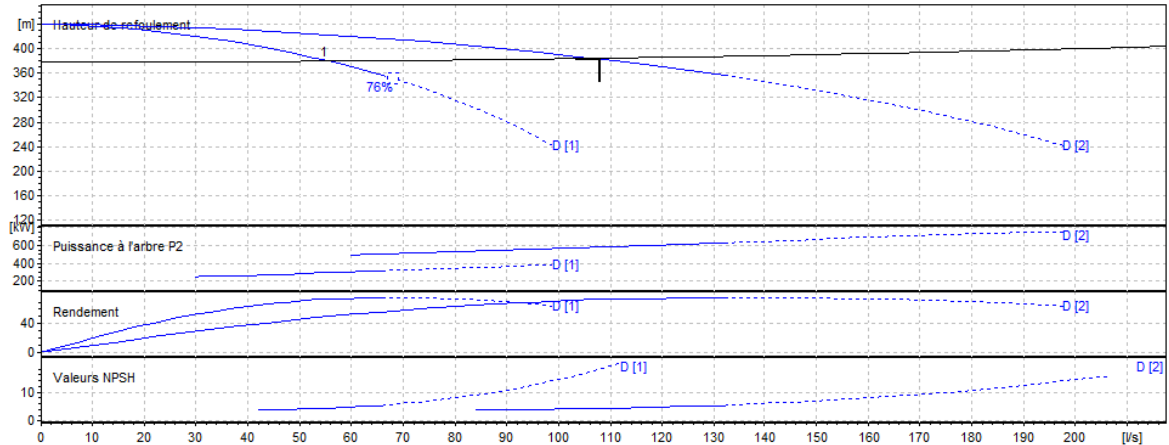


Figure V.10 : Courbes caractéristiques de la pompe SPI'-R1.

V.10.7.3. Vérification de la cavitation

- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 202$ m ;
- Les pertes de charge d'aspiration : $J_a = 0$ m ;
- Hauteur d'aspiration : $h_a = 1$ m.

Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 202 = 10,09 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = 10,09 + 1 - (0 + 0,24) = 10,85 \text{ m.}$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

V.11. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons déterminée les caractéristiques des pompes favorables aux conditions de refoulement à partir du catalogue CAPRARI.

Enfin nous pouvons conclure que les pompes sont d'une importance capitale dans les projets de refoulement, et un maillon indissociable avec l'adduction et qui nécessite beaucoup d'attention et un choix précis.

Chapitre VI :

Réseau de distribution

VI.1.Introduction

La distribution est la phase finale d'un projet d'alimentation en eau potable. Elle doit être conçue de telle façon à satisfaire les besoins actuels et avenir des usagers, ainsi que les besoins en eau pour lutter contre les incendies.

Elle se fera par une conduite maitresse, à partir de laquelle prennent issue des conduites secondaires alimentant des conduites tertiaires.

L'ensemble de toutes ses conduites constitue un réseau de distribution.

VI.2.Classification des réseaux de distribution

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- Le réseau ramifié ;
- Le réseau maillé ;
- Mixte.

VI.2.1.Le réseau ramifié

Caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être économique mais présente souvent des problèmes essentiellement dans le cas de bris d'une conduite ou de réparation qui entraîne la perte du service en aval.

VI.2.2. Le réseau maillé

Permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de l'alimentation en aval, il est plus couteux, mais préférable au réseau ramifié, pour sa commodité et la sécurité qu'il procure.

VI.2.3. Le réseau mixte

Un réseau dit mixte (ramifié et maillé), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

VI.3.Exigences relatives aux réseaux

- Le calcul hydraulique s'effectue avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).
- L'eau destinée à combattre les incendies sont prélevés à partir du réseau de distribution, pour cela, ce dernier est appelé à fournir un débit d'au moins 17 l/s pendant deux heures a une pression minimale de 1 bar (10 m).
- Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal sera de 100 mm.
- Les vitesses de l'eau dans les tronçons du réseau doit être entre 0,5 et 1,5 m/s. en cas d'incendie, généralement on accepte des vitesses atteignant 2,5 m/s.
- En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter des pressions supérieures à 6 bars (60 m). Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il faut prévoir soit des réducteurs de pression sur le réseau soit envisager une distribution étagée.

- Pour que les consommateurs soient satisfaits, l'eau que leur fournit le réseau doit leur parvenir à une pression minimale : l'eau en effet doit atteindre les étages supérieurs des habitations. C'est pourquoi il est recommandé d'assurer une pression minimale de 14 m. [3]

VI.4. Description du réseau projeté

La distribution de la localité Ouled Chalabi se fera par gravité à partir du réservoir R1 situé à la côte 572m.

Le réseau de distribution de la localité sera en PEHD PN 10 bars vu les avantages qu'il présente notamment sa facilité de pose et de piquage et sa longue durée de vie (50 ans).

Vu le caractère rurale de la localité, du relief très accidenté et de la dispersion des habitations, l'ossature du réseau sera ramifié d'un linéaire totale de 10075,7m (voir figure (VI.1)).

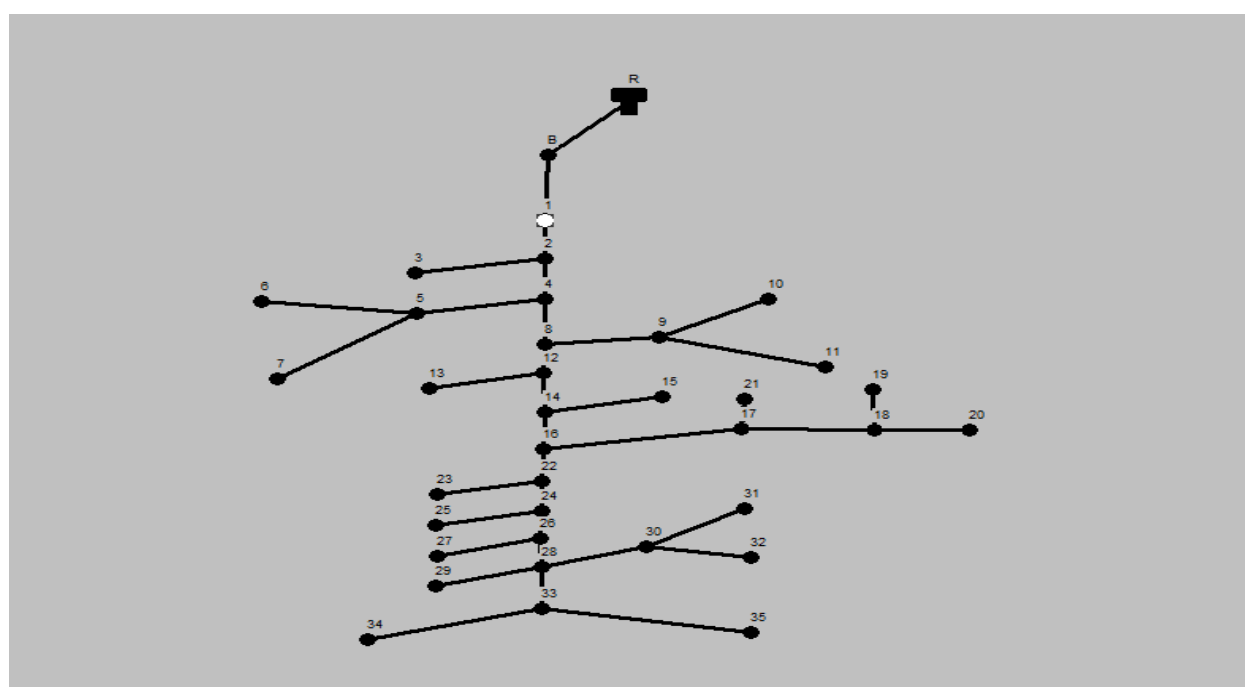


Figure VI.1 : Schéma représentatif du réseau de distribution (pour simulation sur EPANET).

VI.5. Calcul hydraulique

VI.5.1. Détermination des débits du réseau

VI.5.1.1. Cas de pointe

➤ Débit de pointe

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

Ainsi : $Q_p = Q_{\max,h} = 97,94 \text{ m}^3/\text{h}$

Soit 27,21 l/s.

$$Q_p = 27,21 \text{ l/s.}$$

➤ **Débit spécifique**

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde.

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum L}$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L$: Somme des longueurs des tronçons du réseau concerné par le débit de route.

➤ **Débit en route**

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier.

$$Q_{(ij)} = q_s \cdot l_{(ij)}$$

- $Q_{(ij)}$: débit en route du tronçon (ij) (l/s) ;
- q_s : débit spécifique (l/s.m) ;
- $l_{(ij)}$: longueur du tronçon (ij).

➤ **Débit aux nœuds**

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour du nœud.

➤ **Débit de tronçon**

Le réseau ramifié vérifie la première loi de KIRCHOFF, cette loi stipule que la somme des débits entrants dans un nœud est égale à la somme des débits sortants de ce nœud.

Les résultats sont reportés dans les tableaux suivants :

➤ *Table conduites du réseau**Tableau VI.1 : Débits en route du réseau.*

Tronçon	Longueur (m)	Q _S (l/s.m)	Q _R (l/s)	Diamètre (mm)
B*1	200	0,0027	0,540	200
1*2	225	0,0027	0,608	200
2*3	315	0,0027	0,851	40
2*4	85	0,0027	0,230	200
4*5	298,2	0,0027	0,805	75
5*6	17,5	0,0027	0,047	16
5*7	742,5	0,0027	2,005	63
4*8	250	0,0027	0,675	200
8*9	125	0,0027	0,338	75
9*10	242,5	0,0027	0,655	32
9*11	730	0,0027	1,971	63
8*12	505	0,0027	1,364	160
12*13	217,5	0,0027	0,587	32
12*14	50	0,0027	0,135	160
14*15	700	0,0027	1,890	50
14*16	237,5	0,0027	0,641	160
16*17	332,5	0,0027	0,898	75
17*18	182,5	0,0027	0,493	50
18*19	80	0,0027	0,216	20
18*20	327,5	0,0027	0,884	40
17*21	100	0,0027	0,270	20
16*22	432,5	0,0027	1,168	125
22*23	475	0,0027	1,283	50
22*24	265	0,0027	0,716	125
24*25	147,5	0,0027	0,398	25
24*26	172,5	0,0027	0,466	110
26*27	40	0,0027	0,108	16
26*28	397,5	0,0027	1,073	110
28*29	240	0,0027	0,648	32
28*30	232,5	0,0027	0,628	40
30*31	110	0,0027	0,297	20
30*32	57,5	0,0027	0,155	16
28*33	702,5	0,0027	1,897	90
33*34	527,5	0,0027	1,425	50
33*35	312,5	0,0027	0,844	40
Total	10075,7	-----	27,21	-----

➤ *Table nœuds du réseau***Tableau VI.2 : Débits aux nœuds du réseau.**

Nœuds	Cote (m)	Demande (l/s)
1	493,6	0,54
2	467,5	0,61
3	487,5	0,85
4	468,6	0,23
5	454,2	0,81
6	451,3	0,05
7	388,1	2,01
8	443,2	0,68
9	456,2	0,34
10	419,2	0,65
11	485	1,97
12	424,3	1,36
13	402,1	0,59
14	421	0,14
15	403,3	1,89
16	400	0,64
17	369,4	0,90
18	360	0,49
19	358,1	0,22
20	380	0,88
21	365	0,27
22	373,1	1,17
23	362,3	1,28
24	347,8	0,72
25	351,5	0,40
26	335	0,47
27	335	0,11
28	310	1,07
29	300,8	0,65
30	319,4	0,63
31	312,4	0,30
32	320	0,16
33	300	1,90
34	319,7	1,42
35	296,6	0,84

VI.5.1.2. Cas de pointe plus incendie

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

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

Les résultats sont reportés dans les tableaux suivant :

➤ **Table conduites du réseau (cas de pointe plus incendie)**

Tableau VI.3 : Débits en route du réseau (cas de pointe plus incendie).

Tronçon	Longueur (m)	Q _R (l/s)	Diamètre (mm)
B*1	200	1,740	200
1*2	225	1,958	200
2*3	315	0,851	40
2*4	85	0,740	200
4*5	298,2	0,805	63
5*6	17,5	0,047	16
5*7	742,5	2,005	63
4*8	250	2,175	200
8*9	125	0,338	75
9*10	242,5	0,655	32
9*11	730	1,971	63
8*12	505	4,394	160
12*13	217,5	0,587	32
12*14	50	0,435	160
14*15	700	1,890	50
14*16	237,5	2,066	160
16*17	332,5	0,898	75
17*18	182,5	0,493	50
18*19	80	0,216	20
18*20	327,5	0,884	40
17*21	100	0,270	20
16*22	432,5	3,763	125
22*23	475	1,283	50
22*24	265	2,256	125
24*25	147,5	0,398	25
24*26	172,5	1,501	110
26*27	40	0,108	16
26*28	397,5	3,458	110
28*29	240	0,648	32
28*30	232,5	0,628	40
30*31	110	0,297	20
30*32	57,5	0,155	16
28*33	702,5	1,897	90
33*34	527,5	1,425	50
33*35	312,5	0,844	40
Total	10075,7	44,08	-----

➤ **Table nœuds du réseau (cas de pointe plus incendie)****Tableau VI.4 : Débits aux nœuds du réseau (cas de pointe plus incendie).**

Nœuds	Cote (m)	Demande (l/s)
1	493,6	1,74
2	467,5	1,96
3	487,5	0,85
4	468,6	0,74
5	454,2	0,81
6	451,3	0,05
7	388,1	2,01
8	443,2	2,18
9	456,2	0,34
10	419,2	0,65
11	485	1,97
12	424,3	4,39
13	402,1	0,59
14	421	0,44
15	403,3	1,89
16	400	2,07
17	369,4	0,90
18	360	0,49
19	358,1	0,22
20	380	0,88
21	365	0,27
22	373,1	3,76
23	362,3	1,28
24	347,8	2,26
25	351,5	0,40
26	335	1,50
27	335	0,11
28	310	3,46
29	300,8	0,65
30	319,4	0,63
31	312,4	0,30
32	320	0,16
33	300	1,90
34	319,7	1,42
35	296,6	0,84

VI.5.2.les pertes de charge**VI.5.2.1.Pertes de charge linéaires**

Sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations.
Elles sont exprimées par la formule de DARCY WEISBACH :

$$J_L = \lambda \cdot L \cdot \frac{V^2}{2gD}$$

Avec :

- J_L : pertes de charge linéaire (m) ;
- L : longueur de la conduite (m) ;
- g : accélération de la pesanteur ($g=9.81\text{m/s}^2$) ;
- λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Pour un régime transitoire λ est déterminé à partir de la formule de COLEBROOK-WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3,71 \cdot D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :

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

$$Re = \frac{vD}{\vartheta}$$

- ϑ : viscosité cinématique de l'eau.

à $t = 20^\circ \text{C} \iff \vartheta = 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$

Pour un régime turbulent rugueux λ est déterminé à partir de la formule de NIKURADZE :

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

Pour les tubes en PEHD :

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

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

Pour plus de commodité, nous utiliseront l'abaque de MOODY (Voir annexe (V)).

VI.5.2.2. Pertes de charge singulières

Pour les conduites en PEHD, les pertes de charges singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires tel que :

$$J_s = 0,10 \times J_L$$

Où :

J_L : Pertes de charge linéaires.

VI.5.2.3. Pertes de charge totale

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

$$J_T = J_L + J_s = 1,10 \times J_L$$

VI.5.3. Calcul des pressions

En pratique la pression de service peut être assurée dans une fourchette de 10 à 40 mètres de colonne d'eau c'est-à-dire de 1 à 4 bars. Pour notre étude on se contentera de limiter la pression à 6 bars pour des causes économiques.

Connaissant les cotes des différentes extrémités des différents tronçons de notre réseau, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_j = C_{pj} - CT_j$$

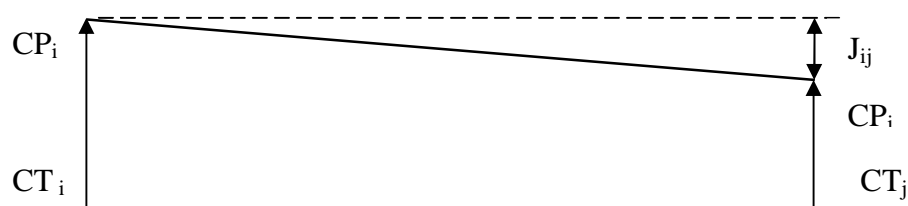


Figure VI.2 : Ligne de charge et ligne piézométrique

- P_j : pression au sol du point considéré (m) ;
- C_{pj} : cote piézométrique du même point considéré (m) ;
- CT_j : cote du terrain du point considéré (m).

La cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - J_{ij}$$

- C_{pi} : cote piézométrique du point (i)
- J_{ij} : perte de charge dans le tronçon (ij), l'écoulement s'effectue de (i) vers (j).

VI.6. Apport informatique

L'utilisation des programmes informatique peut libérer le projecteur des calculs fastidieux et démultiplier sa puissance de travail essentiellement pour :

- Le calcul du fonctionnement hydraulique du réseau ;
- La détermination des solutions optimales.

Le logiciel utilisé dans notre calcul est le logiciel EPANET.

VI.6.1. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la

concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour de l'eau et de suivre l'origine de l'eau. [4]

VI.6.2. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes:

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

VI.6.3. Composants du Réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des baches. La figure indique les liaisons entre les différents objets formant le réseau.

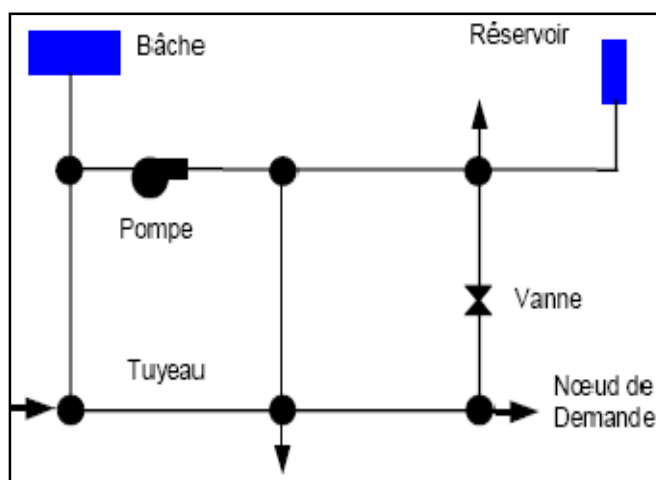


Fig.VI.3: Composants du réseau.

- **Nœuds de demande**

Les Nœuds de Demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les Nœuds de demande sont:

- L'altitude au-dessus d'un certain plan de référence (habituellement le niveau de la mer) ;
- la demande en eau (débit prélevé sur le réseau) .

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont:

- ✓ la charge hydraulique (ou hauteur piézométrique) ;
- ✓ la pression.

- **Réservoirs**

Les Réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base pour des réservoirs sont les suivantes:

- L'altitude du radier (où le niveau d'eau est zéro) ;
- Le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique) ;
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau .

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont les suivants:

- ✓ La charge (altitude de l'eau) ;
- ✓ La pression (niveau de l'eau) .

- **Tuyaux**

Les tuyaux sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude + pression, ou énergie interne par poids d'eau) à celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les données de base pour les tuyaux sont:

- les nœuds initial et final;
- le diamètre;
- la longueur;
- le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge);
- l'état (ouvert, fermé, ou avec un clapet anti-retour).

Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent :

- ✓ le débit ;
- ✓ la vitesse d'écoulement ;
- ✓ la perte de charge ;
- ✓ le facteur de friction de Darcy-Weisbach ;
- ✓ la vitesse moyenne de réaction (le long du tuyau).

- **Vannes**

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau. Leurs principaux paramètres d'entrée sont:

- les nœuds d'entrée et de sortie ;
- le diamètre ;
- la consigne de fonctionnement ;
- l'état de la vanne.

Les éléments calculés en sortie de simulation pour une vanne sont

- ✓ le débit ;
- ✓ la perte de charge hydraulique.

VI.6. 4. Simulation du réseau

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

VI.7. Résultats et constatations

Après la simulation, le réseau de distribution s'est montré d'un excellent comportement hydraulique suite aux différents cas de combinaison du cas de pointe et d'un incendie simultanément.

Les vitesses au niveau des arcs sont dans la fourchette requise entre 0,5 et 1,5 m/s, sauf dans le tuyau 5-6 qui pour cause de faible débit et d'indisponibilité de diamètre inférieur nous donne une vitesse inférieure à 0,5m/s. les résultats de la simulation sont donc donnés dans l'annexe I.

Suite au relief très accidenté de la localité et la cote élevée de calage du réservoir, on remarque que les pressions dans la majorité des nœuds de notre réseau varie entre 7 et 25 bars, c'est-à-dire que les pressions dépassent celle requise, qui va causer des désagréments de bruit aux abonnés et touche au rendement massique du réseau .

VI.8. Recommandations

- Suite aux problèmes de pression, le placement de réducteurs de pression devient une nécessité. Cette technique permet de créer des pertes de charges singulières capables de maintenir la pression à des valeurs inférieures à 60 m.
- On recommande aussi d'équiper le réseau par les pièces suivantes :
 - Ventouses : qui placées dans les points les plus hauts du réseau, permettent de chasser l'air entraîné par l'eau.
 - Robinets de décharge : qui sont prévus aux points bas du réseau en vue de la vidange de la conduite sur l'égout voisin.
 - Bouches d'incendie : Elles seront installées sur les canalisations maîtresses, capables de fournir un débit minimal de 17l/s sous une pression de 0,6bars minimum.
 - Tés : On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents.
 - Les croix : pour permettre le changement de direction.
 - Les coudes : pour permettre le changement de direction.

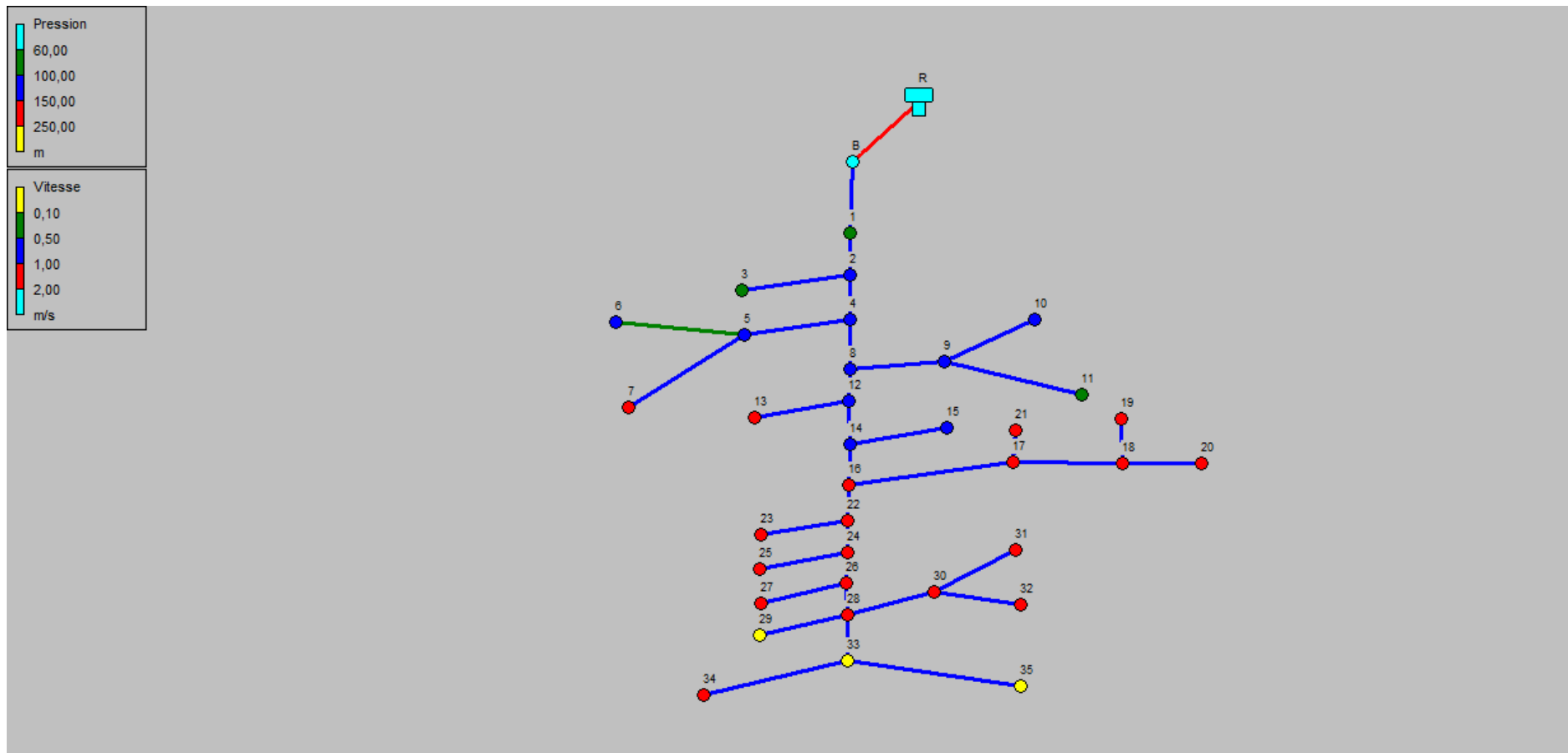


Figure VI.4 : Résultats de la simulation sans vannage

VI.9.calcul des réducteurs de pression



Figure VI.5 : Réducteur de pression BAYARD.

Pour réduire les fortes pressions qui surviennent à la majorité des nœuds, on installera des réducteurs de pression, et vu la jonction en série des tronçons, la somme des pertes de charge créées va atténuer les surpressions régnants sur les nœuds.

Tableau VI.5 : résultats de calcul des réducteurs de pressions.

Vanne	Tronçons	DN(mm)	J _s (m)
V1	B-1	200	18
V2	1-2	200	26
V3	4-5	63	25
V4	5-7	63	55
V5	4-8	200	25
V6	9-10	32	24
V7	8-12	160	40
V8	14-16	160	40
V9	22-24	125	30
V10	26-28	110	28

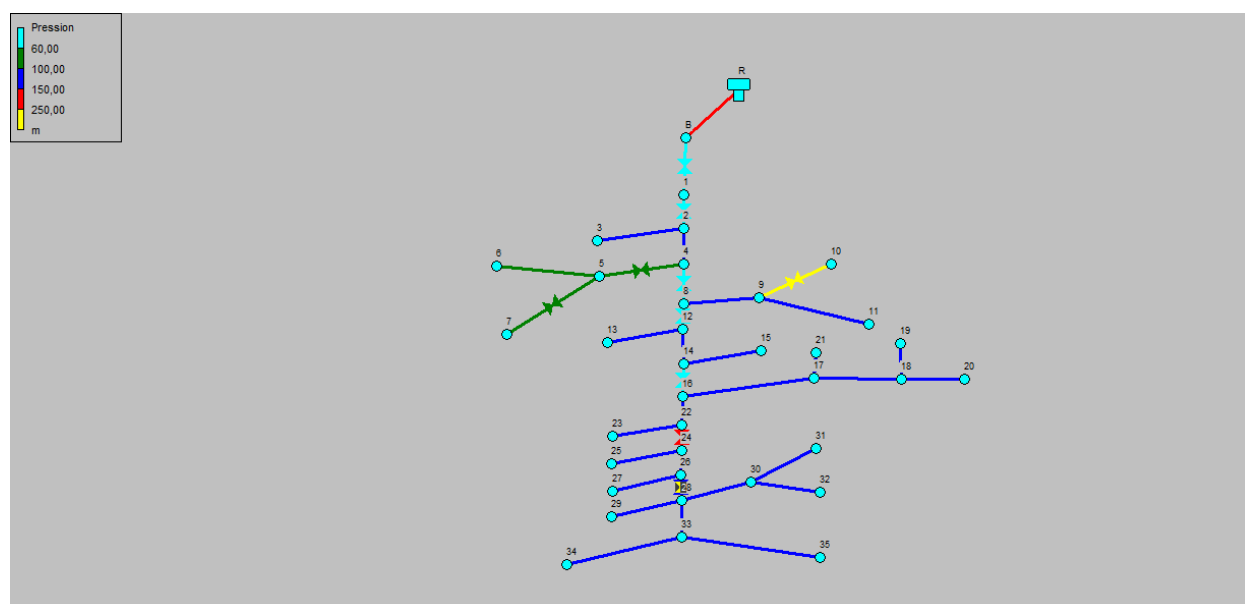


Tableau VI.6 : résultats de la simulation après vannage.

VI.10. Conclusion

A travers ce chapitre, nous pouvons conclure que le réseau de distribution répond parfaitement aux diverses situations d'exploitation, seul problème de surpression que nous avons résolu à l'aide de réducteurs de pression.

Chapitre VII : **Coup de bélier**

VII.1.Introduction

Dans un réseau de conduites véhiculant un fluide sous pression, si l'on modifie localement les conditions d'écoulement, comme par exemple une mise en route ou arrêt d'une pompe, manœuvre d'une vanne... etc., on introduit dans le fluide une discontinuité portant sur les paramètres de cet écoulement, à savoir la pression et le débit. C'est sous le terme de coup de bélier que l'on regroupe l'ensemble de ces phénomènes transitoires, désignant ainsi une variation brutale du régime d'écoulement et pouvant avoir des conséquences fâcheuses telles que la rupture de canalisations et la détérioration d'appareils traversés par le fluide. Il est donc capital lors d'une étude d'un projet d'AEP de prévoir et d'étudier ces phénomènes transitoires afin de réduire leurs effets par l'utilisation de dispositifs spéciaux et le dimensionnement correct des différents composants d'une installation hydraulique.

VII.2. Analyse physique du coup de bélier

L'arrêt brusque de la pompe produit le coup de bélier, ainsi quatre phases peuvent alors être envisagées, à savoir [2] :

- **1^{ère} Phase :**

Par suite de son inertie, la colonne poursuit son chemin ascendant, mais plus alimentée, elle se déprime d'où la diminution élastique du diamètre de la conduite. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une célérité "a" durant un temps "T" tel que « $T=L / a$ ».

- **2^{ème} Phase :**

Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial, et cela, de proche en proche, durant un temps « $T = 2L / a$ » depuis l'origine. L'eau étant redescendu, va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe.

- **3^{ème} Phase :**

En raison de cet arrêt, la colonne va se trouver comprimée lors de son contact avec le clapet et ainsi, causant la dilatation de la conduite. L'onde de pression gagne de proche en proche, dans le sens pompe –réservoir, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpression et immobile.

- **4^{ème} Phase :**

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au

moment de l'arrêt brusque de la pompe, la période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$.

VII.3.Valeur numérique du coup de bélier

Au début du XXe siècle, ALLIEVI a proposé une relation donnant la valeur de la surpression (dépression) en un point donné d'une conduite en fonction du temps [5].

ALLIEVI a donné une valeur pratique pour la célérité des ondes a en (m/s) :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}}$$

où :

K : coefficient du matériau constituant la canalisation (K= 1 pour la fonte) ;[2]

D : diamètre intérieur de la conduite (m) ;

e : épaisseur de la conduite en (m) ;

a : célérité de l'onde (m/s).

VII.3.1.Cas d'une fermeture lente

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieur à un aller retour de l'onde c'est-à-dire $T > 2L/a$, sa valeur est donnée par la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2LV_0}{gt}$$

Où :

b : Valeur du coup de bélier (m) ;

V_0 : Vitesse de l'eau en régime permanent (m/s) ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

t : Temps de fermeture de la vanne (s).

VII.3.2.Cas d'une fermeture brusque

Dans ce cas la valeur du coup de bélier devient plus importante ($T < 2L/a$) et a pour valeur :

$$b = \frac{aV_0}{g}$$

N.B :

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour sa que dans notre étude on considérera le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

La valeur de la surpression maximale est donnée par :

$$H_s = H_0 + b$$

La valeur de la dépression maximale est :

$$H_D = H_0 - b$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique de refoulement (m) ;

H_0 : Pression absolue de la conduite (m).

VII.4. Etude des valeurs du coup de bélier

Elle consiste à évaluer les valeurs de surpression et de dépression, à vérifier qu'elles ne dépassent pas celles admissibles, et ne causeraient pas de dommages à la conduite et aux joints.

Pour le cas de surpression, la valeur calculée doit être inférieure à la pression maximale admissible donnée par le constructeur.

Dans le cas de dépression, il ne faut pas que la valeur éventuellement négative trouvée dépasse en valeur absolue celle de la pression atmosphérique, soit 10 m. Il sera plus prudent de rester en deçà de 8 m.[2]

Dans le cas contraire et dans le but d'amortir la brutalité du phénomène transitoire, on sera amené à envisager une protection anti-bélier.

VII.5. Dispositifs de protection

Pratiquement, il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, on cherchera à les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les moyens destinés à diminuer ses conséquences néfastes sont très nombreux les plus utilisés sont :

VII.5.1. Volant d'inertie

couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et par cela diminue l'intensité du coup de bélier en phase de dépression.

VII.5.2. Soupape de décharge

Elle n'intervient que pour limiter les surpressions. Son utilisation est souvent plus économique du point de vue investissement, mais elle implique de considérables pertes de volume d'eau.

VII.5.3. Cheminée d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe vertical. Elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais malheureusement on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

VII.5.4. Réservoir d'air

C'est un réservoir placé sur la conduite et contenant de l'eau et de l'air sous pression. La pression dans l'air, en marche normale, équilibre la pression dans la conduite. En cas de coup de bélier, ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite de la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air). Ainsi, il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression.

A cause de sa simplicité et de son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélier le plus utilisé en alimentation en eau.

VII.6. Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Valeur du coup de bélier pour chaque tronçon.

Tronçon	SR1-SP1	SR1-SP2	SP1-R1	SP2-R3	SR2-R7	SP1'-R1	SP2'-R2
D (mm)	400	200	400	200	200	400	200
V (m/s)	0,86	0,99	0,86	0,89	0,73	0,86	0,99
e (mm)	8,1	6,3	8,1	6,3	6,3	8,1	6,3
a (m/s)	1001,67	1106,54	1001,67	1106,54	1106,54	1001,67	1106,54
b (m)	87,81	111,67	87,81	100,39	82,341	87,81	111,67
H ₀ (m)	181	200	209	167	193	388	200
H _s (m)	258,81	301,67	286,81	257,39	265,34	465,81	301,67
H _D (m)	83,19	78,33	111,19	56,61	100,66	290,19	78,33

Les valeurs de la pression maximale admissible pour les conduites en fonte sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : valeurs de la pression maximale admissible pour les conduites en fonte. [6]

D (mm)	150	200	250	300	350	400	450	500
PFA (bars)	48	43	39	34	25	20	16	16
PMA (bars)	57,6	51,6	46,8	40,8	30	24	19,2	19,2

D'après ces résultats, on constate que les tronçons [(SR1-SP1), (SP1-R1), (SP1'-R1)] subissent une surpression, ce qui nécessite une protection anti-bélier.

VII.7. Calcul du réservoir hydropneumatique

Dans notre étude, on opte pour un réservoir d'air pour les avantages en termes d'économie et d'efficacité. L'expérience montre qu'il y a intérêt à avoir une plus grande perte de charge au retour de l'eau dans le réservoir d'air qu'à l'aller, dans le sens réservoir d'air-conduite. La tuyère, fonctionnant au retour comme un ajutage rentrant de BORDA, permet d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller. C'est pour sa que dans notre projet on a opté pour ce dispositif déprimogène.

VII.7.1. Principe de calcul

Le calcul consiste à déterminer la surpression et la dépression maximale dans la conduite par approximations successives en utilisant la méthode de BERGERON, après avoir fixé au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume d'air initial U₀) et son dispositif d'étranglement qui est dans notre cas la tuyère.

VII.7.2. calcul des pertes de charge dans la tuyère

VII.7.2.1. Cas de montée

$$\phi = \frac{D}{2}$$

Avec :

\emptyset : diamètre de la tubulure (m) ;

D : diamètre de la conduite (m).

A la montée de l'eau dans le réservoir, la tuyère a un coefficient de débit de l'ordre de 0,92, le diamètre de la tuyère est pri aussi de façon à avoir le rapport de vitesses K compris entre 15 et 20.

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d^2}$$

D : diamètre de la conduite (m) ;

d' : diamètre de la veine liquide contracté dans 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).

$$d' = 0,92 \cdot d$$

d : diamètre de la tuyère (m).

calcul de la perte de charge ΔH_1 :

$$\Delta H_1 = C \cdot \frac{V_1^2}{2g}$$

Elle s'évalue en fonction du rapport des sections (m) de la veine liquide contractée (d') et du diamètre de la tubulure (\emptyset). le coefficient (C) est en fonction de (m) et est déterminé sur une planche (voir annexe VI).

$$m = \frac{d^2}{\emptyset^2}$$

VII.7.2.2.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.

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

$$\Delta H_2 = C \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

V_2 : vitesse de l'eau dans la tuyère (m/s) ;

C' : coefficient dépendant du rapport m'.

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

$$K = \frac{V_2}{V_f} = 2 \cdot \frac{D^2}{d^2}$$

Le rapport m' :

$$m' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\phi^2}$$

C' est en fonction de m' et est déterminé sur la planche (voir annexe VI).

VII.7.3. Calcul des pressions dans le réservoir d'air

La pression absolue :

$$Z_0 = H_g + 10$$

H_g : hauteur géométrique (m).

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

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

δ_0 : perte de charge dans la conduite en régime normal (m) ;

U_0 : volume initial de la cloche, dans notre cas pris de 2 m^3 ;

U : volume d'air dans la cloche à l'intervalle θ .

VII.7.4. Variation du volume d'air

Elle est donnée par :

$$\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m$$

ΔU : variation du volume d'air (m^3) ;

S : section de la conduite (m^2) ;

θ : temps d'un aller retour de l'onde (s) ;

$$\theta = \frac{2L}{a}$$

V_m : vitesse moyenne dans un intervalle donné (m/s).

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2}$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge :

- Cas de la montée : $Z - \Delta H_1 - \delta$
- Cas de la descente : $Z + \Delta H_2 + \delta$

La pression dans la conduite avec pertes de charge :

- Cas de la montée : $Z - \Delta H_1$
- Cas de la descente : $Z + \Delta H_2$

VII.7.5. Application du calcul pour les différents tronçons

VII.7.5.1. Tronçon SR1-SP1

Résultats de calcul :

Diamètre de la tubulure : $\varnothing = 200$ mm ;

Diamètre de la tuyère : $d = 100$ mm.

• Cas de montée

Diamètre de la veine liquide contracté : $d' = 92$ mm ;

Le rapport des vitesses (cas de montée) : $K = 18,9$;

Vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_1 = 18,9 V_f$;

Le rapport m : $m = 0,21$;

D'après la planche : $C = 0,63$;

La perte de charge à la montée : $\Delta H_1 = 0,63 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = 11,47 \cdot V_f^2$.

• Cas de descente

Le rapport des vitesses K' : $K' = 32$;

Vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_2 = 32 V_f$;

Le rapport m' : $m' = 0,125$;

D'après la planche : $C' = 0,775$;

La perte de charge à la descente : $\Delta H_2 = 0,775 \cdot \frac{V_2^2}{2g} = 40,45 \cdot V_f^2$.

Les résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SR1-R1 sont données dans les tableaux suivants :

Tableau VII.3 : Données de la conduite SR1-SP1.

Diamètre D (mm)	400	Vitesse V_0 (m/s)	0,86
Débit Q (l/s)	108	Section S (m^2)	0,1256
H_g (m)	171	Célérité a (m/s)	1001,674
Longueur L (m)	2700	Période θ (s)	5,391
Z_0 (m)	181	a/g (s)	102,107

Tableau VII.4 : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SR1-SP1

Intervalle de temps θ	Variation de l'air $\Delta U = 0,677 \cdot V_m$	Volume de l'air U	Pression dans le réservoir $Z = \frac{495,763}{111,4}$	Pertes de charges dans la tuyère $\Delta H_1 = 11,47 \cdot V_f^2$ $\Delta H_2 = 40,45 \cdot V_f^2$	Pression avec pertes de charge $Z - \Delta H_1$ $Z + \Delta H_2$	Pertes de charge refoulement δ	Pression sans pertes de charge $Z - \Delta H_1 - \delta$ $Z + \Delta H_2 + \delta$	Vitesse lue sur le graphique	Désignation du point	Vitesse moyenne	Vitesse finale choisie
0	0	2	187,859	---	187,859	6,859	181	0,860	---	---	---
5,391	0,441	2,441	142,165	2,235	139,931	1,662	138,268	0,441	2P	0,651	0,441
10,782	0,037	2,477	139,221	4,480	143,701	0,985	144,686	-0,333	4P	0,054	-0,333
16,173	-0,323	2,155	169,261	15,566	184,827	3,122	187,950	-0,620	6P	-0,477	-0,620
21,564	-0,296	1,858	208,193	2,619	210,812	0,599	211,411	-0,254	8P	-0,437	-0,254
26,955	0,009	1,867	206,822	0,902	205,920	0,718	205,203	0,280	10P	0,013	0,280
32,346	0,238	2,105	174,868	2,043	172,825	1,530	171,295	0,422	12P	0,351	0,422
37,737	0,172	2,277	156,627	0,087	156,540	0,082	156,458	0,087	14P	0,255	0,087
43,128	-0,067	2,210	163,363	3,316	166,679	0,746	167,425	-0,286	16P	-0,100	-0,286
48,519	-0,203	2,007	186,959	3,972	190,931	0,881	191,813	-0,313	18P	-0,300	-0,313
53,910	-0,107	1,900	201,858	0,000	201,858	0,000	201,858	-0,003	20P	-0,158	-0,003
59,301	0,090	1,990	189,241	0,820	188,421	0,657	187,764	0,267	22P	0,132	0,267
64,692	0,162	2,152	169,557	0,517	169,041	0,428	168,612	0,212	24P	0,240	0,212
70,083	0,048	2,200	164,381	0,198	164,579	0,055	164,633	-0,069	26P	0,071	-0,070
75,474	-0,107	2,093	176,265	2,451	178,716	0,564	179,280	-0,246	28P	-0,158	-0,246

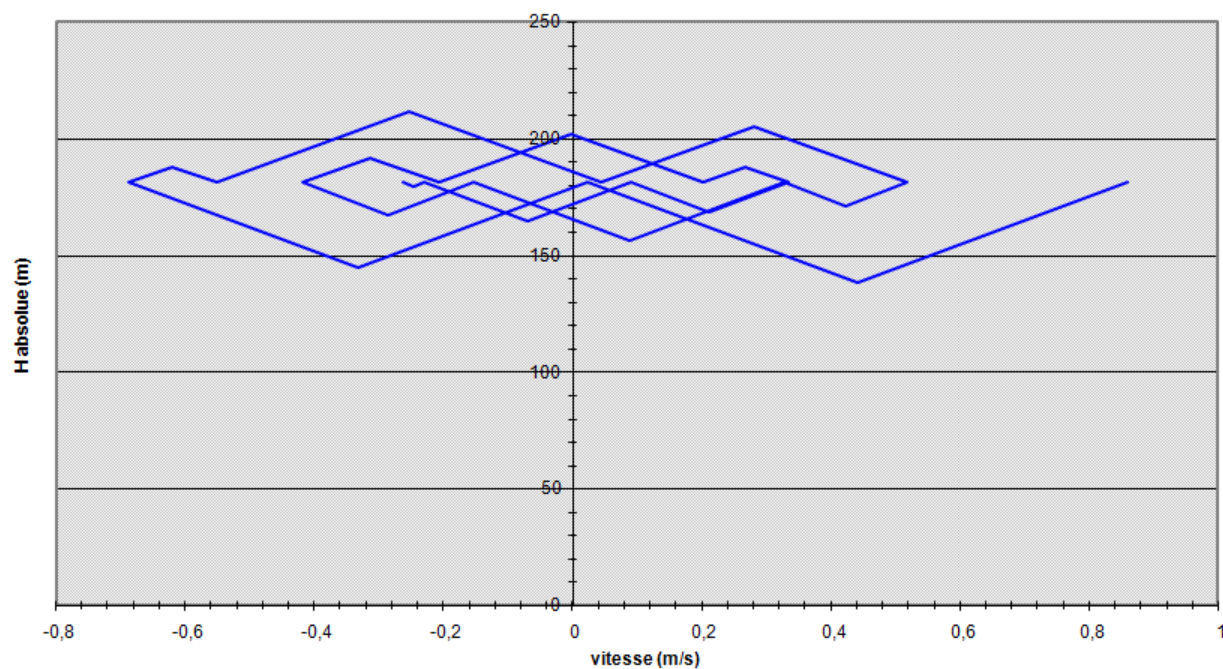


Figure VII.1 :Epure de BERGERON pour la conduite SR1-SP1.

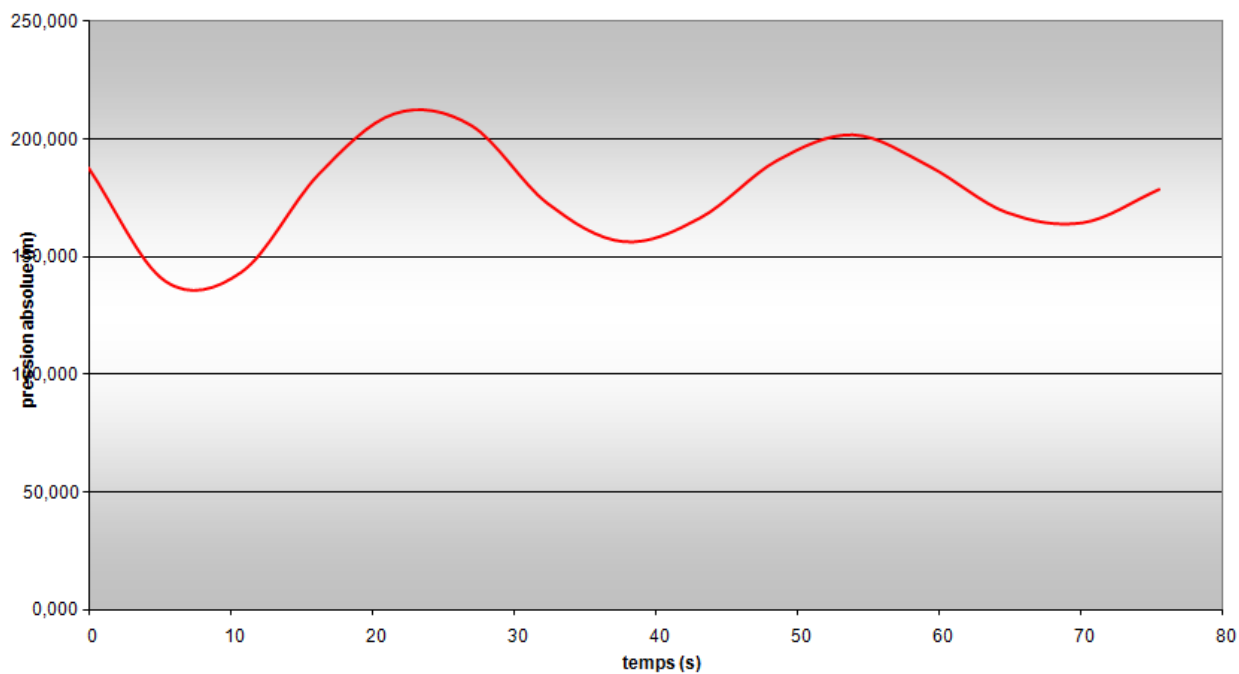


Figure VII.2 :Variation de la pression absolue en fonction du temps.

VII.7.5.2. Tronçon SP1-R1

Résultats de calcul :

Diamètre de la tubulure : $\varnothing = 200$ mm ;

Diamètre de la tuyère : $d = 100$ mm.

• **Cas de montée**

Diamètre de la veine liquide contracté : $d' = 92$ mm ;

Le rapport des vitesses (cas de montée) : $K = 18,9$;

Vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_1 = 18,9 V_f$;

Le rapport m : $m = 0,21$;

D'après la planche : $C = 0,63$;

La perte de charge à la montée : $\Delta H_1 = 0,63 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = 11,47 \cdot V_f^2$.

• **Cas de descente**

Le rapport des vitesses K' : $K' = 32$;

Vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_2 = 32 V_f$;

Le rapport m' : $m' = 0,125$;

D'après la planche : $C' = 0,775$;

La perte de charge à la descente : $\Delta H_2 = 0,775 \cdot \frac{V_2^2}{2g} = 40,45 \cdot V_f^2$.

Les résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SP1-R1 sont données dans les tableaux suivants :

Tableau VII.5: Données de la conduite SP1-R1.

Diamètre D (mm)	400	Vitesse V_0 (m/s)	0,86
Débit Q (l/s)	108	Section S (m ²)	0,1256
H_g (m)	199	Célérité a (m/s)	1001,674
Longueur L (m)	1100	Période θ (s)	2,196
Z_0 (m)	209	a/g (s)	102,107

Tableau VII.6 : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SP1-R1.

Intervalles de temps θ	Variation de l'air $\Delta U=0,276 \cdot V_m$	Volume de l'air U	Pression dans le réservoir $Z = \frac{558,93}{r+1,4}$	Pertes de charges dans la tuyère $\Delta H_1 = 11,47 \cdot V_f^2$ $\Delta H_2 = 40,45 \cdot V_f^2$	Pression avec pertes de charge $Z - \Delta H_1$ $Z + \Delta H_2$	Pertes de charge refoulement δ	Pression sans pertes de charge $Z - \Delta H_1 - \delta$ $Z + \Delta H_2 + \delta$	Vitesse lue sur le graphique	Désignation du point	Vitesse moyenne	Vitesse finale choisie
---	---	2	211,794	---	211,794	2,794	209	0,860	---	---	---
2,196	0,199	2,199	185,491	3,869	181,622	1,126	180,497	0,581	2P	0,720	0,581
4,393	0,078	2,277	176,656	0,009	176,666	0,001	176,667	-0,015	4P	0,283	-0,015
6,589	-0,068	2,209	184,294	9,176	193,470	0,780	194,250	-0,476	6P	-0,246	-0,476
8,785	-0,142	2,067	202,280	12,426	214,706	1,032	215,738	-0,555	8P	-0,515	-0,554
10,982	-0,122	1,945	220,280	4,430	224,709	0,397	225,106	-0,331	10P	-0,443	-0,331
13,178	-0,044	1,900	227,534	0,001	227,533	0,000	227,533	0,008	12P	-0,161	0,008
15,374	0,041	1,942	220,760	0,980	219,780	0,316	219,464	0,292	14P	0,150	0,292
17,571	0,090	2,031	207,229	1,473	205,756	0,460	205,296	0,359	16P	0,325	0,358
19,767	0,077	2,108	196,760	0,446	196,314	0,152	196,162	0,196	18P	0,278	0,197
21,963	0,018	2,126	194,479	0,195	194,674	0,022	194,696	-0,069	20P	0,064	-0,069
24,160	-0,046	2,080	200,491	2,781	203,272	0,258	203,530	-0,263	22P	-0,166	-0,262
26,356	-0,073	2,007	210,792	2,904	213,696	0,269	213,965	-0,268	24P	-0,265	-0,268
28,552	-0,053	1,954	218,860	0,556	219,415	0,058	219,473	-0,117	26P	-0,193	-0,117
30,749	-0,004	1,950	219,503	0,088	219,416	0,034	219,382	0,088	28P	-0,015	0,088

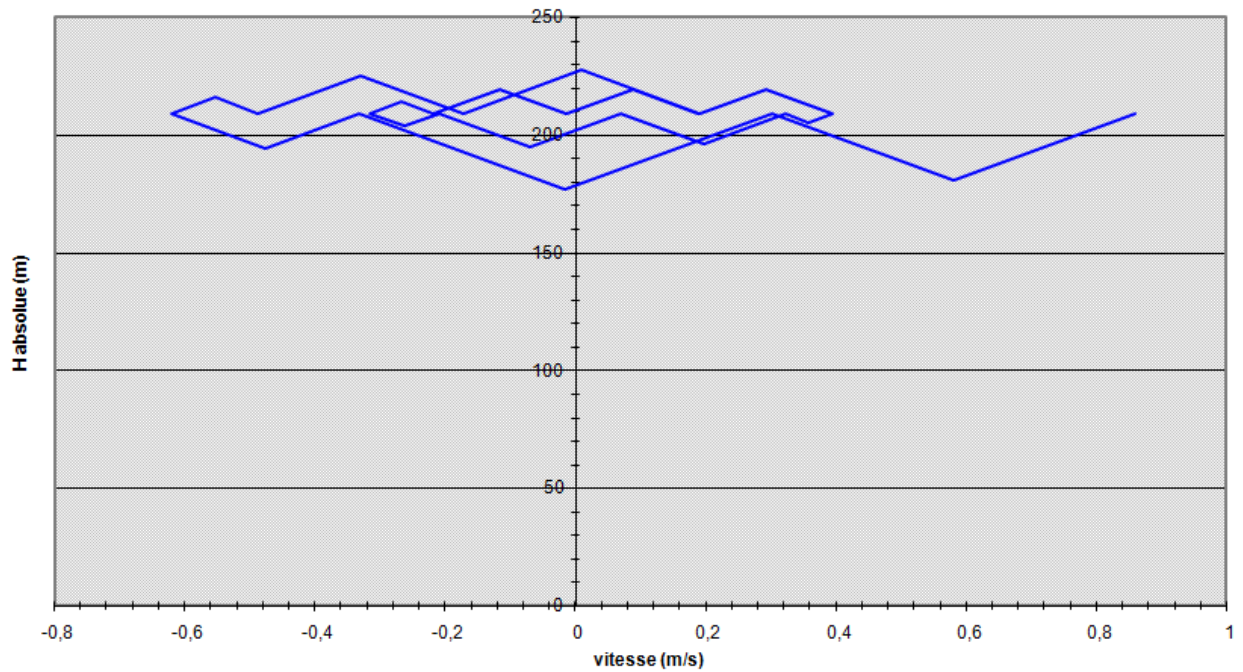


Figure VII.3 :Epure de BERGERON pour la conduite SP1-R1.

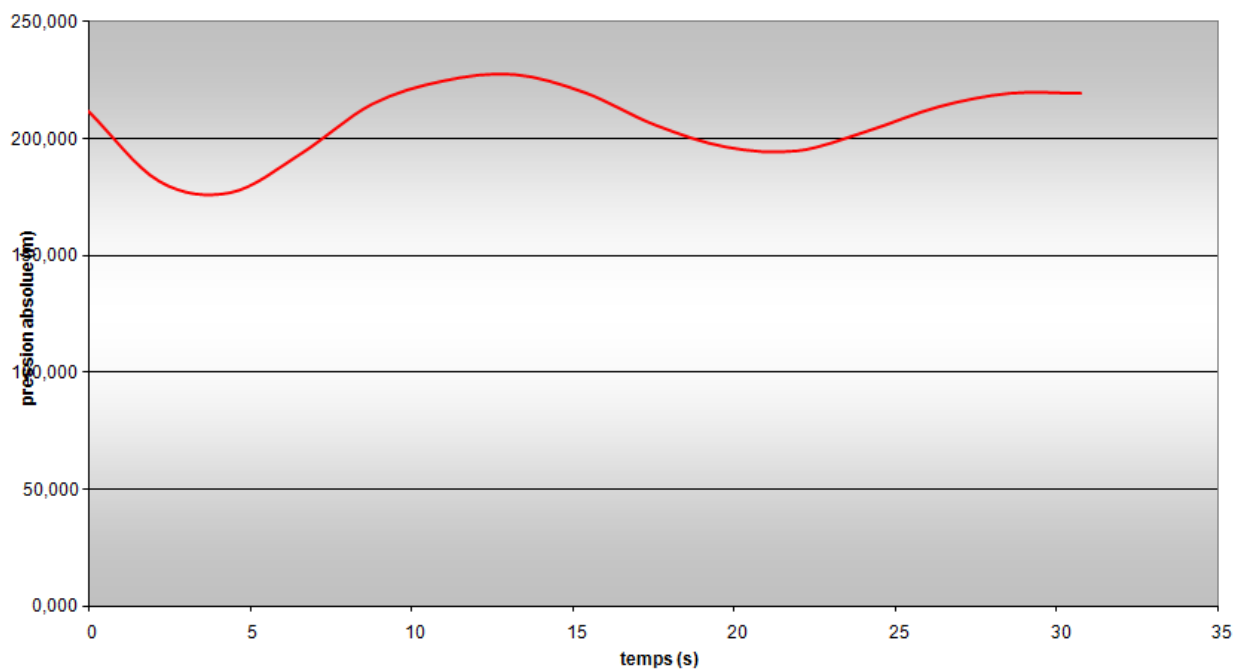


Figure VII.4 :Variation de la pression absolue en fonction du temps.

VII.7.5.3. Tronçon SP1'-R1

Résultats de calcul :

Diamètre de la tubulure : $\varnothing = 200$ mm ;

Diamètre de la tuyère : $d = 100$ mm.

• *Cas de montée*

Diamètre de la veine liquide contracté : $d' = 92$ mm ;

Le rapport des vitesses (cas de montée) : $K = 18,9$;

Vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_1 = 18,9 V_f$;

Le rapport m : $m = 0,21$;

D'après la planche : $C = 0,63$;

La perte de charge à la montée : $\Delta H_1 = 0,63 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = 11,47 \cdot V_f^2$.

• *Cas de descente*

Le rapport des vitesses K' : $K' = 32$;

Vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_2 = 32 V_f$;

Le rapport m' : $m' = 0,125$;

D'après la planche : $C' = 0,775$;

La perte de charge à la descente : $\Delta H_2 = 0,775 \cdot \frac{V_2^2}{2g} = 40,45 \cdot V_f^2$.

Les résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SP1-R1 sont données dans les tableaux suivants :

Tableau VII.7: Données de la conduite SP1'-R1.

Diamètre D (mm)	400	Vitesse V_0 (m/s)	0,86
Débit Q (l/s)	108	Section S (m^2)	0,1256
H_g (m)	378	Célérité a (m/s)	1001,674
Longueur L (m)	2220	Période θ (s)	4,433
Z_0 (m)	388	a/g (s)	102,107

Tableau VII.8 : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SP1'-R1.

Intervalles de temps θ	Variation de l'air $\Delta U=0,557 \cdot V_m$	Volume de l'air U	Pression dans le réservoir $Z = \frac{1038,82}{H+4}$	Pertes de charges dans la tuyère $\Delta H_1 = 11,47 \cdot V_f^2$ $\Delta H_2 = 40,45 \cdot V_f^2$	Pression avec pertes de charge $Z - \Delta H_1$ $Z + \Delta H_2$	Pertes de charge refoulement δ	Pression sans pertes de charge $Z - \Delta H_1 - \delta$ $Z + \Delta H_2 + \delta$	Vitesse lue sur le graphique	Désignation du point	Vitesse moyenne	Vitesse finale choisie
---	---	2	393,640	---	393,640	5,640	388	0,860	---	---	---
4,433	0,301	2,301	323,574	0,554	323,020	0,376	322,644	0,220	2P	0,540	0,220
8,865	-0,115	2,186	347,589	16,149	363,738	2,656	366,394	-0,632	4P	-0,206	-0,632
13,298	-0,290	1,896	424,271	6,811	431,083	1,194	432,277	-0,410	6P	-0,521	-0,410
17,730	-0,009	1,887	426,990	1,651	425,339	1,032	424,306	0,379	8P	-0,015	0,379
22,163	0,232	2,119	363,054	2,358	360,696	1,437	359,260	0,453	10P	0,416	0,453
26,595	0,069	2,187	347,227	1,736	348,964	0,337	349,300	-0,207	12P	0,123	-0,207
31,028	-0,183	2,005	392,346	8,172	400,518	1,414	401,931	-0,450	14P	-0,328	-0,449
35,461	-0,111	1,893	425,033	0,028	425,005	0,024	424,982	0,049	16P	-0,200	0,049
39,893	0,123	2,017	389,080	1,779	387,301	1,107	386,194	0,394	18P	0,222	0,394
44,326	0,129	2,146	356,763	0,055	356,709	0,044	356,665	0,069	20P	0,231	0,069
48,758	-0,071	2,074	374,044	4,276	378,320	0,776	379,096	-0,325	22P	-0,128	-0,325
53,191	-0,137	1,937	411,665	1,140	412,805	0,228	413,033	-0,167	24P	-0,247	-0,168
57,624	0,020	1,957	405,699	0,665	405,034	0,445	404,589	0,240	26P	0,036	0,241
62,056	0,130	2,087	370,834	0,582	370,252	0,393	369,859	0,225	28P	0,233	0,225

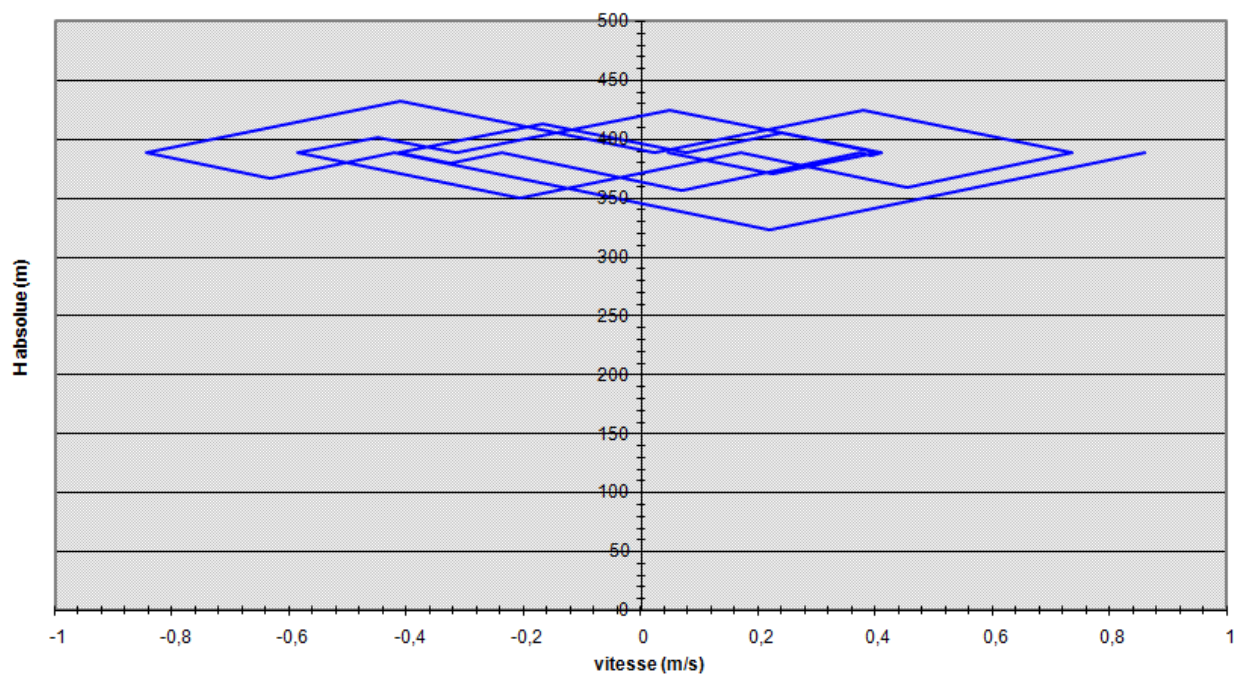


Figure VII.5 : Epure de BERGERON pour la conduite SP1'-R1.

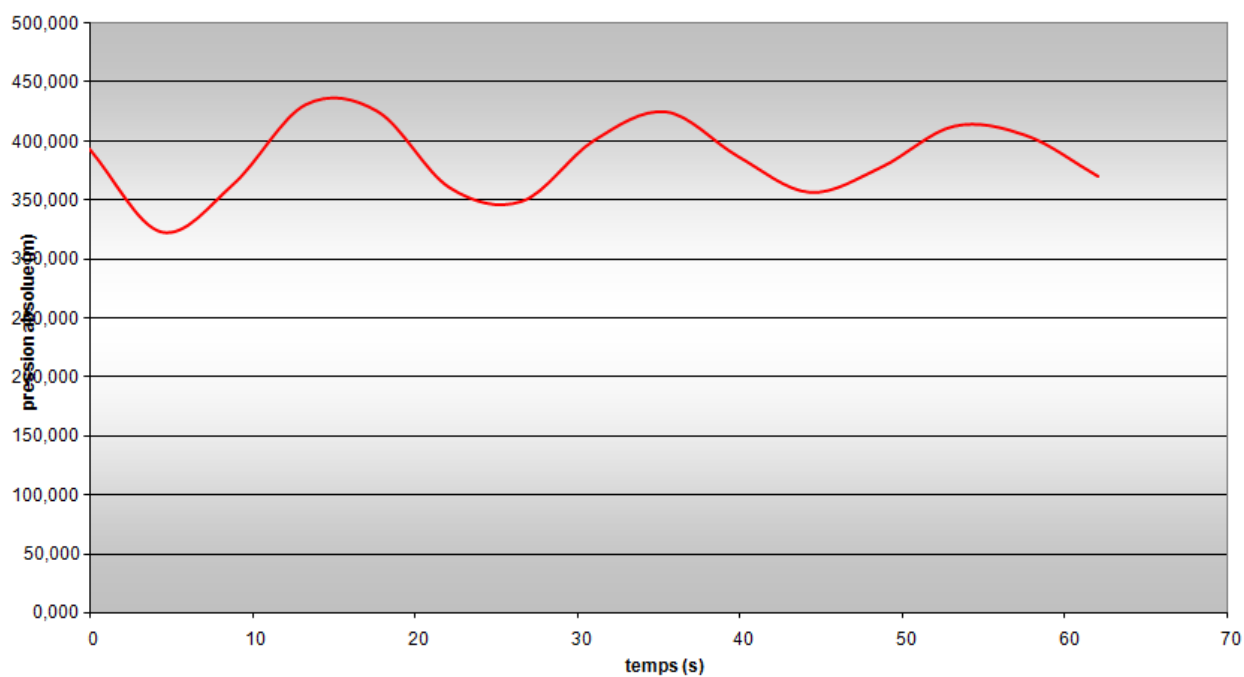


Figure VII.6 : Variation de la pression absolue en fonction du temps.

VII.8. Dimensionnement des réservoirs d'air

VII.8.1. Réservoir d'air de la conduite SR1-SP1

D'après l'épure, on a les résultats suivants :

$$U_0 = 2 \text{ m}^3.$$

$$U_{\max} = 2,477 \text{ m}^3.$$

$$U_{\min} = 1,858 \text{ m}^3.$$

Nous optons pour un cuve anti-bélier cylindrique équipée de deux fonds bombés selon la norme NF E81-103 dont la capacité sera de $3,70 \text{ m}^3$.

• Volume des deux calottes

D'après la norme citée précédemment, les fonds elliptiques ont une hauteur de $0,375 \text{ m}$ pour un diamètre de $1,250 \text{ m}$, le volume de l'air ainsi contenu sous les deux callotes est de :

$$2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{3} \pi \cdot \left(\frac{1,250}{2}\right)^2 \cdot 0,375 = 0,613 \text{ m}^3.$$

• Volume de la partie cylindrique

$$3,70 - 0,613 = 3,087 \text{ m}^3.$$

• Section de la cuve

$$S = \frac{\pi \cdot (1,25)^2}{4} = 1,227 \text{ m}^2.$$

• Hauteur de la partie cylindrique

$$H = \frac{3,087}{1,227} = 2,516 \text{ m}.$$

• Hauteur totale du réservoir d'air

$$H_{\text{total}} = H_{\text{cylindre}} + 2 \cdot H_{\text{cuve}} = 2,516 + 2 \cdot 0,375 = 3,266 \text{ m}.$$

• Hauteur occupée par l'air en régime normal

Volume de l'air :

$$U_0 = 2 \text{ m}^3.$$

Volume de la calotte :

$$V_{\text{calotte}} = 0,3065 \text{ m}^3.$$

Volume de la partie cylindrique :

$$2 - 0,3065 = 1,6935 \text{ m}^3.$$

Ce qui nous donne une hauteur de :

$$\frac{1,6935}{1,227} = 1,38 \text{ m.}$$

Donc le niveau normal dans l'anti-bélier se situera à une distance de :

$$1,38 + 0,375 = 1,755 \text{ m du sommet du ballon.}$$

VII.8.2. Réservoir d'air de la conduite SP1-R1

D'après l'épure, on a les résultats suivants :

$$U_0 = 2 \text{ m}^3$$

$$U_{\max} = 2,277 \text{ m}^3.$$

$$U_{\min} = 1,9 \text{ m}^3.$$

Nous optons pour un cuve anti-bélier cylindrique équipée de deux fonds bombés selon la norme NF E81-103 dont la capacité sera de $3,70 \text{ m}^3$.

• Volume des deux calottes

D'après la norme citée précédemment, les fonds elliptiques ont une hauteur de $0,375 \text{ m}$ pour un diamètre de $1,250 \text{ m}$, le volume de l'air ainsi contenu sous les deux calottes est de :

$$2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{3} \pi \cdot \left(\frac{1,250}{2}\right)^2 \cdot 0,375 = 0,613 \text{ m}^3.$$

• Volume de la partie cylindrique

$$3,70 - 0,613 = 3,087 \text{ m}^3.$$

• Section de la cuve

$$S = \frac{\pi \cdot (1,25)^2}{4} = 1,227 \text{ m}^2.$$

• Hauteur de la partie cylindrique

$$H = \frac{3,087}{1,227} = 2,516 \text{ m.}$$

• Hauteur totale du réservoir d'air

$$H_{\text{total}} = H_{\text{cylindre}} + 2 \cdot H_{\text{cuve}} = 2,516 + 2 \cdot 0,375 = 3,266 \text{ m.}$$

• Hauteur occupée par l'air en régime normal

Volume de l'air :

$$U_0 = 2 \text{ m}^3.$$

Volume de la calotte :

$$V_{\text{calotte}} = 0,3065 \text{ m}^3.$$

Volume de la partie cylindrique :

$$2 - 0,3065 = 1,6935 \text{ m}^3.$$

Ce qui nous donne une hauteur de :

$$\frac{1,6935}{1,227} = 1,38 \text{ m}.$$

Donc le niveau normal dans l'anti-bélier se situera à une distance de :

$$1,38 + 0,375 = 1,755 \text{ m du sommet du ballon.}$$

VII.8.3. Réservoir d'air de la conduite SP1'-R1

D'après l'épure, on a les résultats suivants :

$$U_0 = 2 \text{ m}^3.$$

$$U_{\text{max}} = 2,301 \text{ m}^3.$$

$$U_{\text{min}} = 1,887 \text{ m}^3.$$

Nous optons pour un cuve anti-bélier cylindrique équipée de deux fonds bombés selon la norme NF E81-103 dont la capacité sera de $3,70 \text{ m}^3$.

• Volume des deux calottes

D'après la norme citée précédemment, les fonds elliptiques ont une hauteur de $0,375 \text{ m}$ pour un diamètre de $1,250 \text{ m}$, le volume de l'air ainsi contenu sous les deux callotes est de :

$$2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{3} \pi \cdot \left(\frac{1,250}{2}\right)^2 \cdot 0,375 = 0,613 \text{ m}^3.$$

• Volume de la partie cylindrique

$$3,70 - 0,613 = 3,087 \text{ m}^3.$$

• Section de la cuve

$$S = \frac{\pi \cdot (1,25)^2}{4} = 1,227 \text{ m}^2.$$

• Hauteur de la partie cylindrique

$$H = \frac{3,087}{1,227} = 2,516 \text{ m}.$$

• Hauteur totale du réservoir d'air

$$H_{\text{total}} = H_{\text{cylindre}} + 2 \cdot H_{\text{cuve}} = 2,516 + 2 \cdot 0,375 = 3,266 \text{ m}.$$

• Hauteur occupée par l'air en régime normal

Volume de l'air :

$$U_0 = 2 \text{ m}^3.$$

Volume de la calotte :

$$V_{\text{calotte}} = 0,3065 \text{ m}^3.$$

Volume de la partie cylindrique :

$$2 - 0,3065 = 1,6935 \text{ m}^3.$$

Ce qui nous donne une hauteur de :

$$\frac{1,6935}{1,227} = 1,38 \text{ m}.$$

Donc le niveau normal dans l'anti-bélier se situera à une distance de :

$$1,38 + 0,375 = 1,755 \text{ m du sommet du ballon.}$$

VII.9. Conclusion

Nous avons vu dans ce chapitre comment protéger l'installation contre le coup de bélier, pour cela notre choix s'est porté sur le réservoir d'air vu sa large utilisation.

Nous avons déduit la nécessité de prévoir :

- Un volume de réservoir d'air égal à $3,7 \text{ m}^3$ avec une hauteur de 3,266m et un diamètre de 1,25m pour le tronçon SR1-SP1.
- Un volume de réservoir d'air égal à $3,7 \text{ m}^3$ avec une hauteur de 3,266m et un diamètre de 1,25m pour le tronçon SP1-R1.
- Un volume de réservoir d'air égal à $3,7 \text{ m}^3$ avec une hauteur de 3,266m et un diamètre de 1,25m pour le tronçon SP1'-R1.

Conclusion Générale

Conclusion générale :

A la lumière de cette étude nous avons tenté de résoudre la problématique d'insuffisance d'eau potable de la commune BOUDERBALA wilaya de BOUIRA.

Après avoir estimé les différents besoins en eau actuels et à long terme, on a été confronté à un débit maximal journalier de 140 l/s pour toute la commune, et un débit maximal journalier de 14,41 l/s pour l'agglomération Ouled Chalabi.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, nous avons projeté 3 réservoirs, le premier d'une capacité de 1450 m³ à Ouled Tatar, le second d'une capacité de 550 m³ à Drablia et un autre réservoir de 700 m³ à Arkoub.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, nous avons étudié deux variantes d'adduction tout en veillant à choisir des diamètres qui nous offrent des vitesses d'écoulement appréciables, et qui sont économiquement abordables, à savoir des diamètres de 200 et 400mm.

En ce qui concerne le dimensionnement des conduites gravitaires, nous avons choisi les diamètres de 150, 200, 350, 400 et 450 mm.

Les conduites sont en fonte.

Le choix des pompes adéquates au refoulement, a été réalisé par le logiciel CAPRARI, qui donne des résultats plus précis que l'utilisation d'un catalogue.

Une vérification du risque d'apparition du coup de bélier a été faite. On a constaté que les tronçons SR1-SP1, SP1-R1, SP1'-R1, risquent d'être soumis à des surpressions. Pour protéger ces conduites contre le phénomène transitoire, un réservoir anti-bélier sera prévu pour chaque tronçon avec un volume de 3,7 m³ chacun et occupés par un volume d'air de 2m³ en régime normale.

Nous avons dimensionné le réseau de distribution du village Ouled Chalabi, c'est un réseau qui sera de type ramifié vu le tissu urbain de l'agglomération, ce dernier sera en PEHD PN10, d'un linéaire totale de 10075,7m. le réseau en question a été dimensionné pour véhiculer un débit de 27,21 l/s sur 25ans dans un cas de pointe et plus sinistres.

Vu le relief très accidenté de la localité en question, nous avons été confronté à des surpressions touchant la majorité des nœuds, pour remédier à ce problème on a optés pour des réducteurs de pression afin de créer des pertes de charge et de ce fait atténuent sont impacte sur le bon fonctionnement du réseau.

Ce travail nous a permis de nous initier aux différents problèmes qui peuvent se présenter lors de la conception et de l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable, tout ça en s'appuyant sur les moyens informatiques qui représente les nouvelles tendances en ingénierie.

Enfin, on espère que ce modeste travail puisse servir d'approche pour la réalisation de ce projet.

Bibliographie :

[1] : BONNIN, J. « hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance ». Edition Eyrolles,1977.

[2] : DUPONT, A. « hydraulique urbaine ». Tome II. Edition Eyrolles. Paris1977.

[3] : BRIERE, François G. « Distribution et collecte des eaux ». Deuxième édition. Edition de l'école polytechnique de Montréal. Paris 1977.

[4] : ROUSSMAN, Lewis A. « Manuel d'utilisation d'EPANET 2.0 ». US. Environmental protection agency, 2003.

[5] : CARLIER, M. « Hydraulique générale et appliquée ». Edition Eyrolles,1980.

[6] : Catalogue PONT A MOUSSON.

[7] : Catalogue de choix des pompes « CAPRARI ».

Annexe I :

Résultats de la simulation

Etat des nœuds sans vannage (cas de pointe)

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 1	493,6	0,54	569,88	76,28
Noeud 2	467,5	0,61	569,18	101,68
Noeud 3	487,5	0,85	564,63	77,13
Noeud 4	468,6	0,23	568,95	100,35
Noeud 5	454,2	0,81	564,68	110,48
Noeud 6	451,3	0,05	564,54	113,24
Noeud 7	388,1	2,01	559,08	170,98
Noeud 8	443,2	0,68	568,39	125,19
Noeud 9	456,2	0,34	567,58	111,38
Noeud 10	419,2	0,65	561,22	142,02
Noeud 11	485	1,97	562,27	77,27
Noeud 12	424,3	1,36	566,08	141,78
Noeud 13	402,1	0,59	561,28	159,18
Noeud 14	421	0,14	565,89	144,89
Noeud 15	403,3	1,89	551,48	148,18
Noeud 16	400	0,64	565,19	165,19
Noeud 17	369,4	0,90	563,27	193,87
Noeud 18	360	0,49	560,52	200,52
Noeud 19	358,1	0,22	557,58	199,48
Noeud 20	380	0,88	555,49	175,49
Noeud 21	365	0,27	557,99	192,99
Noeud 22	373,1	1,17	562,58	189,48
Noeud 23	362,3	1,28	557,72	195,42
Noeud 24	347,8	0,72	561,57	213,77
Noeud 25	351,5	0,40	556,22	204,72
Noeud 26	335	0,47	560,61	225,61
Noeud 27	335	0,11	559,34	224,34
Noeud 28	310	1,07	558,70	248,70
Noeud 29	300,8	0,65	552,41	251,61
Noeud 30	319,4	0,63	553,47	234,07
Noeud 31	312,4	0,30	546,46	234,06
Noeud 32	320	0,16	549,95	229,95
Noeud 33	300	1,90	555,20	255,20
Noeud 34	319,7	1,42	548,70	229,00
Noeud 35	296,6	0,84	550,78	254,18
Noeud B	520	7,00	570,51	50,51

Etat des arcs sans vannage (cas de pointe)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pertes de charge m/km
Tuyau 1-2	225	200	26,70	0,85	3,15
Tuyau 2-3	315	40	0,85	0,68	4,66
Tuyau 2-4	85	200	25,24	0,80	6,02
Tuyau 4-5	298,2	63	2,87	0,92	14,15
Tuyau 5-6	17,5	16	0,05	0,25	12,33
Tuyau 5-7	742,5	63	2,01	0,64	4,99
Tuyau 4-8	250	200	22,14	0,70	61,24
Tuyau 8-9	125	75	2,96	0,67	63,70
Tuyau 9-10	242,5	32	0,65	0,81	22,52
Tuyau 9-11	730	63	1,97	0,63	26,22
Tuyau 8-12	505	160	18,50	0,92	4,80
Tuyau 12-13	217,5	32	0,59	0,73	31,77
Tuyau 12-14	50	160	16,55	0,82	5,54
Tuyau 14-15	700	50	1,89	0,96	36,27
Tuyau 14-16	237,5	160	14,52	0,72	14,
Tuyau 16-17	332,5	75	2,76	0,62	45
Tuyau 17-18	182,5	50	1,59	0,81	2,80
Tuyau 18-19	80	20	0,22	0,70	14,30
Tuyau 18-20	327,5	40	0,88	0,70	8,15
Tuyau 17-21	100	20	0,27	0,86	7,54
Tuyau 22-23	475	50	1,28	0,65	2,20
Tuyau 22-24	265	125	8,67	0,71	6,52
Tuyau 24-25	147,5	25	0,40	0,81	7,28
Tuyau 24-26	172,5	110	7,55	0,79	26,22
Tuyau 26-27	40	16	0,11	0,55	4,59
Tuyau 26-28	397,5	110	6,97	0,73	22,07
Tuyau 28-29	240	32	0,65	0,81	3,75
Tuyau 28-30	232,5	40	1,09	0,87	20,59
Tuyau 30-31	110	20	0,30	0,95	2,96
Tuyau 30-32	57,5	16	0,16	0,80	5,75
Tuyau 28-33	702,5	90	4,16	0,65	15,10
Tuyau 33-34	527,5	50	1,42	0,72	36,79
Tuyau 33-35	312,5	40	0,84	0,67	15,37
Tuyau 16-22	432,5	125	11,12	0,91	52,83
Tuyau R1-B	749	200	34,24	1,09	10,25
Tuyau B-1	200	200	27,24	0,87	3,84

Etat des nœuds sans vannage (cas de pointe+ incendie)

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 1	493,6	1,74	565,27	71,67
Noeud 2	467,5	1,96	563,63	96,13
Noeud 3	487,5	0,85	559,08	71,58
Noeud 4	468,6	0,74	563,09	94,49
Noeud 5	454,2	0,81	558,82	104,62
Noeud 6	451,3	0,05	558,68	107,38
Noeud 7	388,1	2,01	553,22	165,12
Noeud 8	443,2	2,18	561,74	118,54
Noeud 9	456,2	0,34	560,93	104,73
Noeud 10	419,2	0,65	554,57	135,37
Noeud 11	485	1,97	555,62	70,62
Noeud 12	424,3	4,39	555,85	131,55
Noeud 13	402,1	0,59	551,05	148,95
Noeud 14	421	0,44	555,43	134,43
Noeud 15	403,3	1,89	541,02	137,72
Noeud 16	400	2,07	553,74	153,74
Noeud 17	369,4	0,90	551,83	182,43
Noeud 18	360	0,49	549,07	189,07
Noeud 19	358,1	0,22	546,13	188,03
Noeud 20	380	0,88	544,04	164,04
Noeud 21	365	0,27	546,55	181,55
Noeud 22	373,1	3,76	547,04	173,94
Noeud 23	362,3	1,28	542,17	179,87
Noeud 24	347,8	2,26	544,73	196,93
Noeud 25	351,5	0,40	539,38	187,88
Noeud 26	335	1,50	542,85	207,85
Noeud 27	335	0,11	541,58	206,58
Noeud 28	310	3,46	539,60	229,60
Noeud 29	300,8	0,65	533,31	232,51
Noeud 30	319,4	0,63	534,36	214,96
Noeud 31	312,4	0,30	527,36	214,96
Noeud 32	320	0,16	530,84	210,84
Noeud 33	300	1,90	536,10	236,10
Noeud 34	319,7	1,42	529,59	209,89
Noeud 35	296,6	0,84	531,67	235,07
Noeud B	520	7,00	566,79	46,79

Etat des arcs sans vannage (cas de pointe + incendie)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pertes de charge m/km
Tuyau 1-2	225	200	42,37	1,35	7,28
Tuyau 2-3	315	40	0,85	0,68	14,45
Tuyau 2-4	85	200	39,56	1,26	6,41
Tuyau 4-5	298,2	63	2,87	0,92	14,30
Tuyau 5-6	17,5	16	0,05	0,25	8,15
Tuyau 5-7	742,5	63	2,01	0,64	7,54
Tuyau 4-8	250	200	35,95	1,14	5,37
Tuyau 8-9	125	75	2,96	0,67	6,52
Tuyau 9-10	242,5	32	0,65	0,81	26,22
Tuyau 9-11	730	63	1,97	0,63	7,28
Tuyau 8-12	505	160	30,81	1,53	11,67
Tuyau 12-13	217,5	32	0,59	0,73	22,07
Tuyau 12-14	50	160	25,83	1,28	8,44
Tuyau 14-15	700	50	1,89	0,96	20,59
Tuyau 14-16	237,5	160	23,50	1,17	7,10
Tuyau 16-17	332,5	75	2,76	0,62	5,75
Tuyau 17-18	182,5	50	1,59	0,81	15,10
Tuyau 18-19	80	20	0,22	0,70	36,79
Tuyau 18-20	327,5	40	0,88	0,70	15,37
Tuyau 17-21	100	20	0,27	0,86	52,83
Tuyau 22-23	475	50	1,28	0,65	10,25
Tuyau 22-24	265	125	13,63	1,11	8,72
Tuyau 24-25	147,5	25	0,40	0,81	36,27
Tuyau 24-26	172,5	110	10,97	1,15	10,91
Tuyau 26-27	40	16	0,11	0,55	31,77
Tuyau 26-28	397,5	110	9,36	0,98	8,18
Tuyau 28-29	240	32	0,65	0,81	26,22
Tuyau 28-30	232,5	40	1,09	0,87	22,52
Tuyau 30-31	110	20	0,30	0,95	63,70
Tuyau 30-32	57,5	16	0,16	0,80	61,24
Tuyau 28-33	702,5	90	4,16	0,65	4,99
Tuyau 33-34	527,5	50	1,42	0,72	12,33
Tuyau 33-35	312,5	40	0,84	0,67	14,15
Tuyau 16-22	432,5	125	18,67	1,52	15,49
Tuyau R1-B	749	200	51,11	1,63	9,62
Tuyau B-1	200	200	44,11	1,40	7,61

Etat des nœuds avec vannage (cas de pointe)

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 1	493,6	0,54	552,51	58,91
Noeud 2	467,5	0,61	526,51	59,01
Noeud 3	487,5	0,85	521,96	34,46
Noeud 4	468,6	0,23	526,28	57,68
Noeud 5	454,2	0,81	501,28	47,08
Noeud 6	451,3	0,05	501,13	49,83
Noeud 7	388,1	2,01	446,28	58,18
Noeud 8	443,2	0,68	501,28	58,08
Noeud 9	456,2	0,34	500,46	44,26
Noeud 10	419,2	0,65	476,46	57,26
Noeud 11	485	1,97	495,15	10,15
Noeud 12	424,3	1,36	461,28	36,98
Noeud 13	402,1	0,59	456,48	54,38
Noeud 14	421	0,14	461,09	40,09
Noeud 15	403,3	1,89	446,67	43,37
Noeud 16	400	0,64	421,09	21,09
Noeud 17	369,4	0,90	419,18	49,78
Noeud 18	360	0,49	416,42	56,42
Noeud 19	358,1	0,22	413,48	55,38
Noeud 20	380	0,88	411,39	31,39
Noeud 21	365	0,27	413,89	48,89
Noeud 22	373,1	1,17	418,49	45,39
Noeud 23	362,3	1,28	413,62	51,32
Noeud 24	347,8	0,72	388,49	40,69
Noeud 25	351,5	0,40	383,14	31,64
Noeud 26	335	0,47	387,53	52,53
Noeud 27	335	0,11	386,26	51,26
Noeud 28	310	1,07	359,53	49,53
Noeud 29	300,8	0,65	353,24	52,44
Noeud 30	319,4	0,63	354,29	34,89
Noeud 31	312,4	0,30	347,29	34,89
Noeud 32	320	0,16	350,77	30,77
Noeud 33	300	1,90	356,03	56,03
Noeud 34	319,7	1,42	349,52	29,82
Noeud 35	296,6	0,84	351,61	55,01
Noeud B	520	7,00	570,51	50,51

Etat des nœuds avec vannage (cas de pointe+ incendie)

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 1	493,6	1,74	548,79	55,19
Noeud 2	467,5	1,96	522,79	55,29
Noeud 3	487,5	0,85	518,24	30,74
Noeud 4	468,6	0,74	522,25	53,65
Noeud 5	454,2	0,81	497,25	43,05
Noeud 6	451,3	0,05	497,10	45,80
Noeud 7	388,1	2,01	442,25	54,15
Noeud 8	443,2	2,18	497,25	54,05
Noeud 9	456,2	0,34	496,43	40,23
Noeud 10	419,2	0,65	472,43	53,23
Noeud 11	485	1,97	491,12	6,12
Noeud 12	424,3	4,39	457,25	32,95
Noeud 13	402,1	0,59	452,45	50,35
Noeud 14	421	0,44	456,83	35,83
Noeud 15	403,3	1,89	442,41	39,11
Noeud 16	400	2,07	416,83	16,83
Noeud 17	369,4	0,90	414,91	45,51
Noeud 18	360	0,49	412,16	52,16
Noeud 19	358,1	0,22	409,22	51,12
Noeud 20	380	0,88	407,13	27,13
Noeud 21	365	0,27	409,63	44,63
Noeud 22	373,1	3,76	410,13	37,03
Noeud 23	362,3	1,28	405,26	42,96
Noeud 24	347,8	2,26	380,13	32,33
Noeud 25	351,5	0,40	374,78	23,28
Noeud 26	335	1,50	378,24	43,24
Noeud 27	335	0,11	376,97	41,97
Noeud 28	310	3,46	350,24	40,24
Noeud 29	300,8	0,65	343,95	43,15
Noeud 30	319,4	0,63	345,01	25,61
Noeud 31	312,4	0,30	338,00	25,60
Noeud 32	320	0,16	341,49	21,49
Noeud 33	300	1,90	346,74	46,74
Noeud 34	319,7	1,42	340,24	20,54
Noeud 35	296,6	0,84	342,32	45,72
Noeud B	520	7,00	566,79	46,79

Annexe II :
Documents graphiques

PM 150/ 5 B
Caractéristiques requises

Débit	108 l/s
Hauteur de refoulement	179 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	110 l/s
Hauteur de refoulement	179 m
Puissance absorbée	249 kW
Rendement	77,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	260 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	60 Hz
Tension nominale	460 V
Vitesse nominale	1750 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	315 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

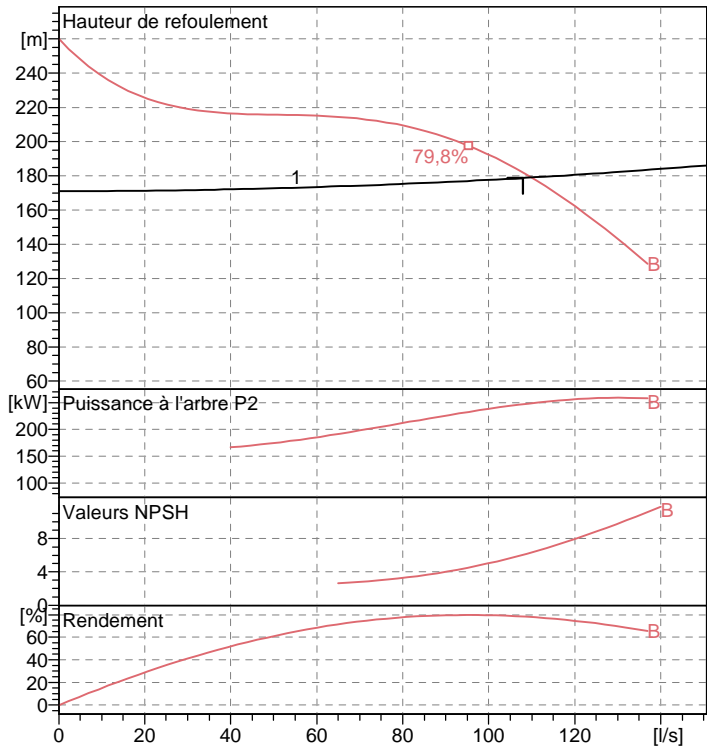
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	874 kg
-------	--------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

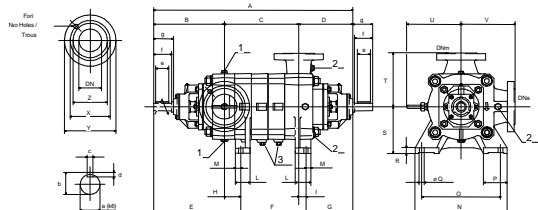

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 1565
 a = 55
 B = 479
 b = 59
 c = 16
 C = 735
 d = 10
 D = 351
 d_d = 25
 d_s = 25
 DNa = 200
 DNm = 150
 e = 120
 E = 619
 f = 130
 F = 645
 g = 145
 G = 301
 H = 140
 I = 50
 L = 125
 M = 45
 N = 680
 No = 12
 No = 8
 O = 590
 P = 170



Notes:

Date 21/06/2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

PM 125/ 6 A
Caractéristiques requises

Débit	108 l/s
Hauteur de refoulement	202 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	54 l/s
Hauteur de refoulement	202 m
Puissance absorbée	140 kW
Rendement	75,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	286 m
Orif. de refoulement	125 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	60 Hz
Tension nominale	460 V
Vitesse nominale	1750 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	160 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

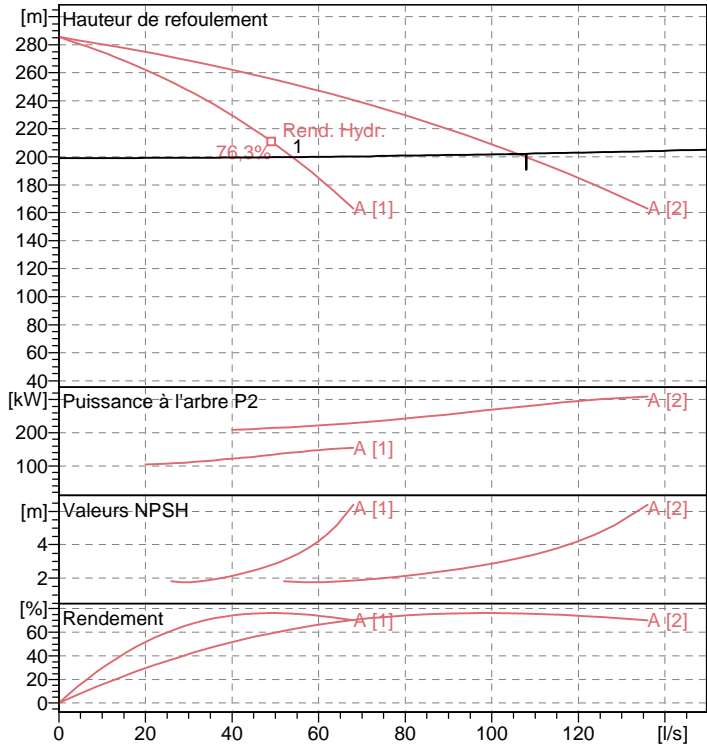
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	612 kg
-------	--------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

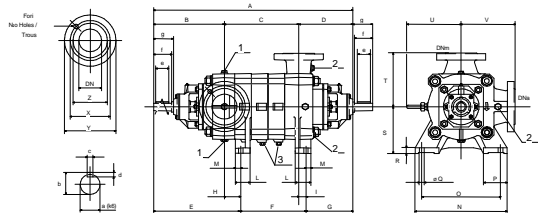

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

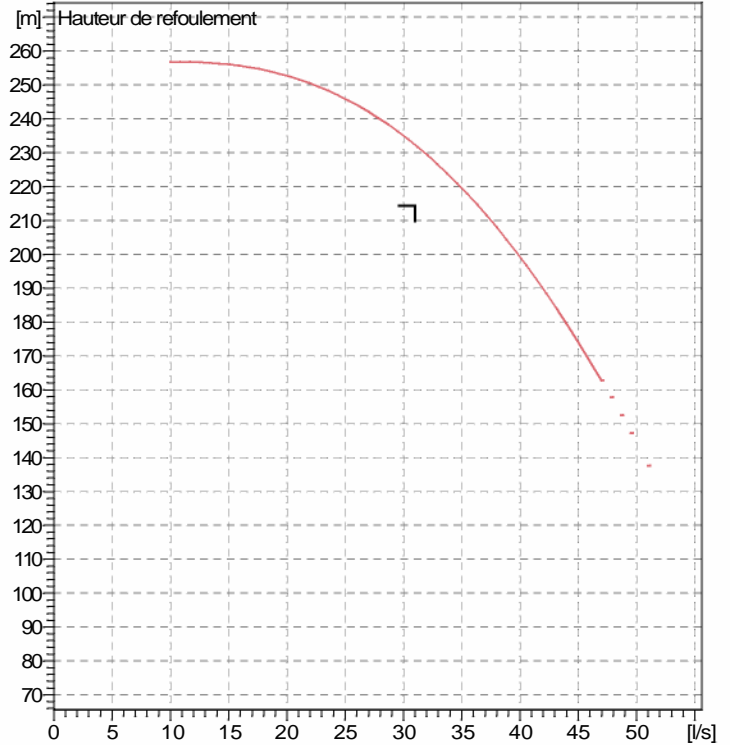
- A = 1433
- a = 45
- B = 451
- b = 48,5
- c = 14
- C = 645
- D = 337
- d = 9
- d_d = 25
- d_s = 25
- DNa = 150
- DNm = 125
- e = 100
- E = 539
- f = 110
- F = 600
- g = 125
- G = 294
- H = 88
- I = 43
- L = 100
- M = 32
- N = 570
- No = 8
- O = 460
- P = 145
- Q = 24



Notes:

Date 21/06/2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

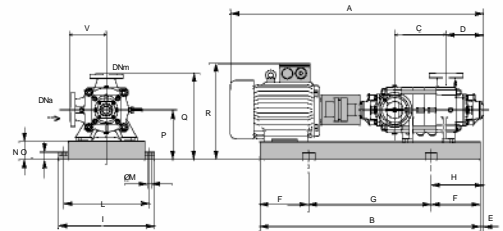
PM 100/4C	
Caractéristiques requises	
Débit	31 l/s
Hauteur de refoulement	214 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	34,7 l/s
Hauteur de refoulement	221 m
Puissance absorbée	98,6 kW
Rendement	77,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	255 m
Orif. de refoulement	100mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	110 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	1070 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

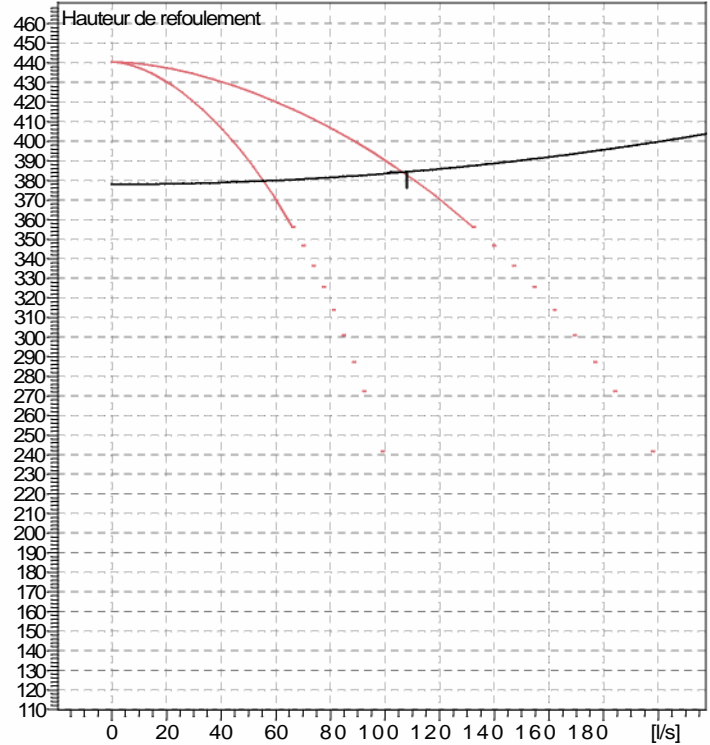
A = 2190
 B = 1668
 C = 320
 D = 293
 DNa = 125
 DNm = 100
 E = 190
 F = 300
 G = 1068
 H = 490
 I = 760
 L = 710
 M = 22
 N = 160
 O = 50
 P = 475
 Q = 745
 R = 915
 V = 270



Notes:

Date 11/06/2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

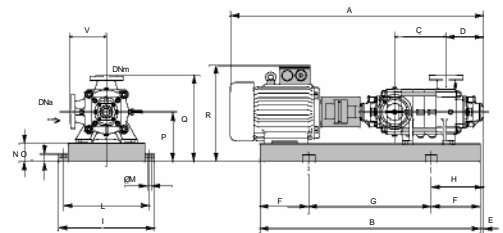
PMS 125/5D	
Caractéristiques requises	
Débit	108 l/s
Hauteur de refoulement	384 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2
Caractéristiques de la pompe	
Débit	54 l/s
Hauteur de refoulement	384 m
Puissance absorbée	289 kW
Rendement	73,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	441 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	315 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	2260 kg
Matériaux	
Corps de refoulement (PMS)	Fonte sphéroïdale
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte sphéroïdale
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 2812
 B = 2680
 C = 545
 D = 337
 DNa = 150
 DNm = 125
 E = 181
 F = 400
 G = 1880
 H = 581
 I = 870
 L = 820
 M = 22
 N = 180
 O = 50
 P = 535
 Q = 855
 R = 1080
 V = 320



Notes:

Date 11/06/2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PM 80/ 6 A
Caractéristiques requises

Débit	31 l/s
Hauteur de refoulement	214 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	32,8 l/s
Hauteur de refoulement	217 m
Puissance absorbée	97,5 kW
Rendement	71,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	362 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	110 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

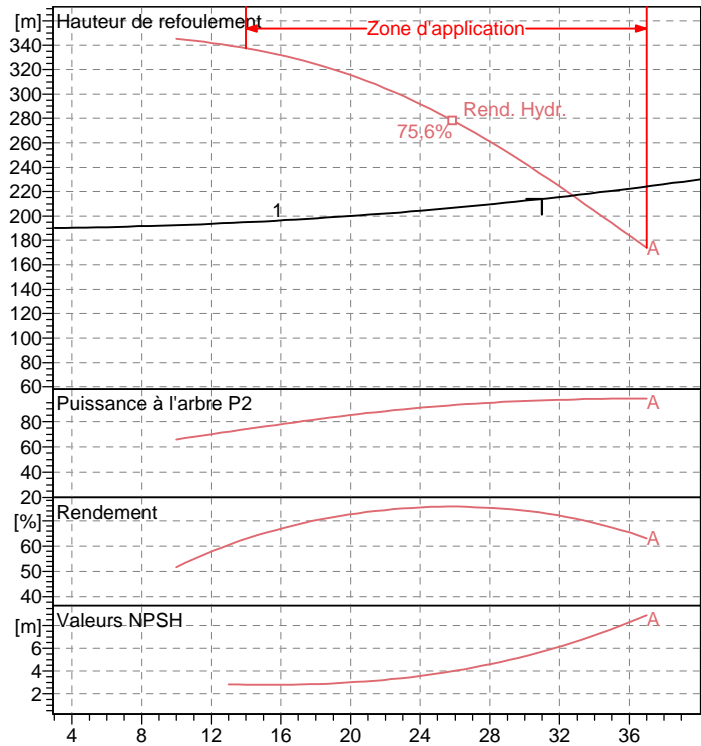
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	1050 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

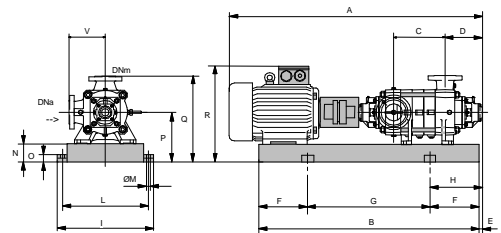

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 2296
- B = 1785
- C = 450
- D = 274
- DNa = 100
- DNm = 80
- E = 185
- F = 300
- G = 1185
- H = 485
- I = 760
- L = 710
- M = 22
- N = 160
- O = 50
- P = 475
- Q = 720
- R = 941
- V = 245

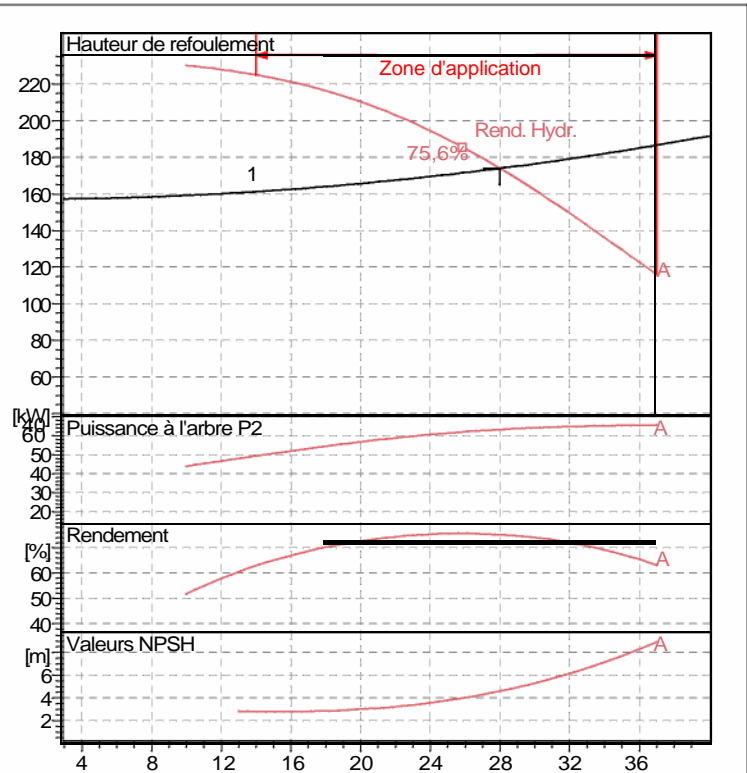


Notes:

Date 13.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

PM 80/4 A	
Caractéristiques requises	
Débit	28 l/s
Hauteur de refoulement	174 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	28 l/s
Hauteur de refoulement	174 m
Puissance absorbée	63,3 kW
Rendement	75,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	242 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	758 kg

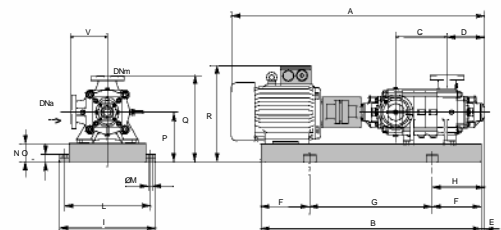
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement				UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

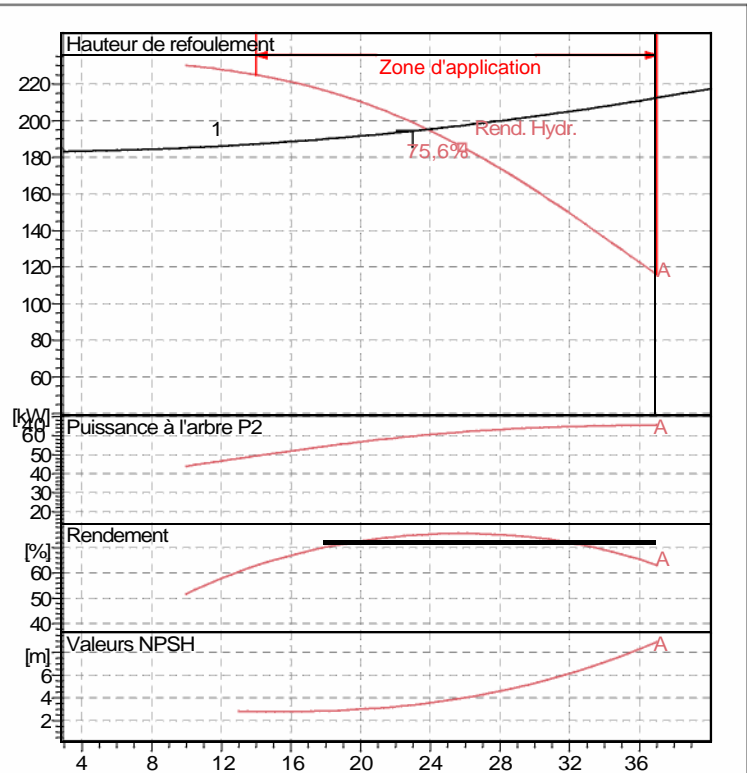
A = 1873
 B = 1546
 C = 310
 D = 274
 DNa = 100
 DNm = 80
 E = 185
 F = 250
 G = 1046
 H = 435
 I = 670
 L = 620
 M = 20
 N = 140
 O = 45
 P = 420
 Q = 665
 R = 836
 V = 245



Notes:

Date 11/06/2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

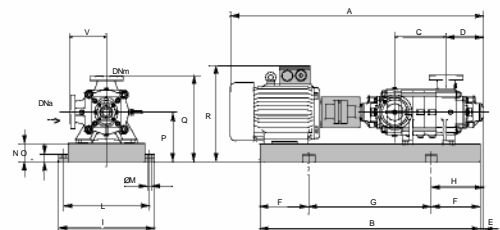
PM 80/4 A	
Caractéristiques requises	
Débit	23 l/s
Hauteur de refoulement	194 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	23,9 l/s
Hauteur de refoulement	195 m
Puissance absorbée	60,5 kW
Rendement	75,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	242 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	758 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement				UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

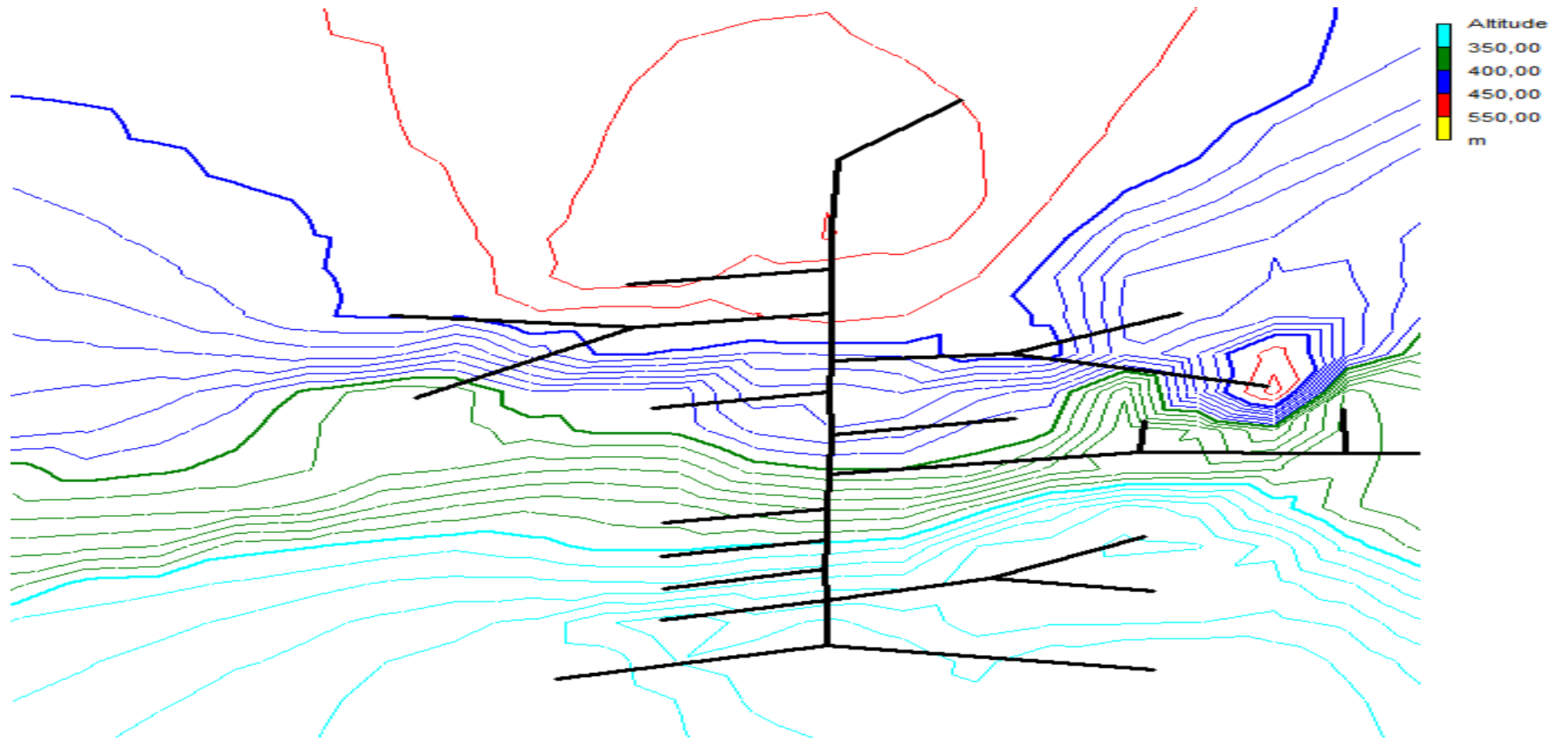
A = 1873
 B = 1546
 C = 310
 D = 274
 DNa = 100
 DNm = 80
 E = 185
 F = 250
 G = 1046
 H = 435
 I = 670
 L = 620
 M = 20
 N = 140
 O = 45
 P = 420
 Q = 665
 R = 836
 V = 245



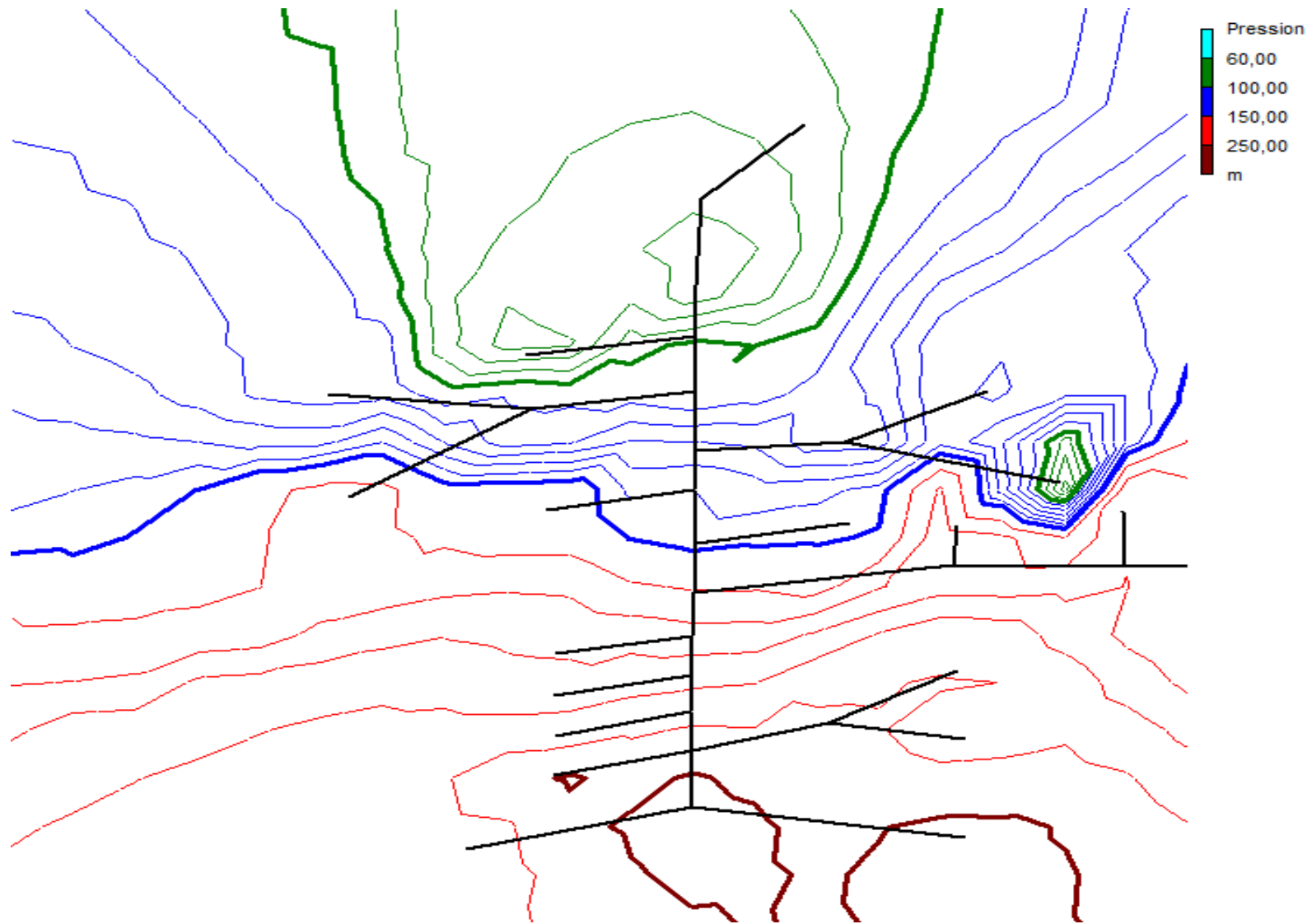
Notes:

Date 18.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

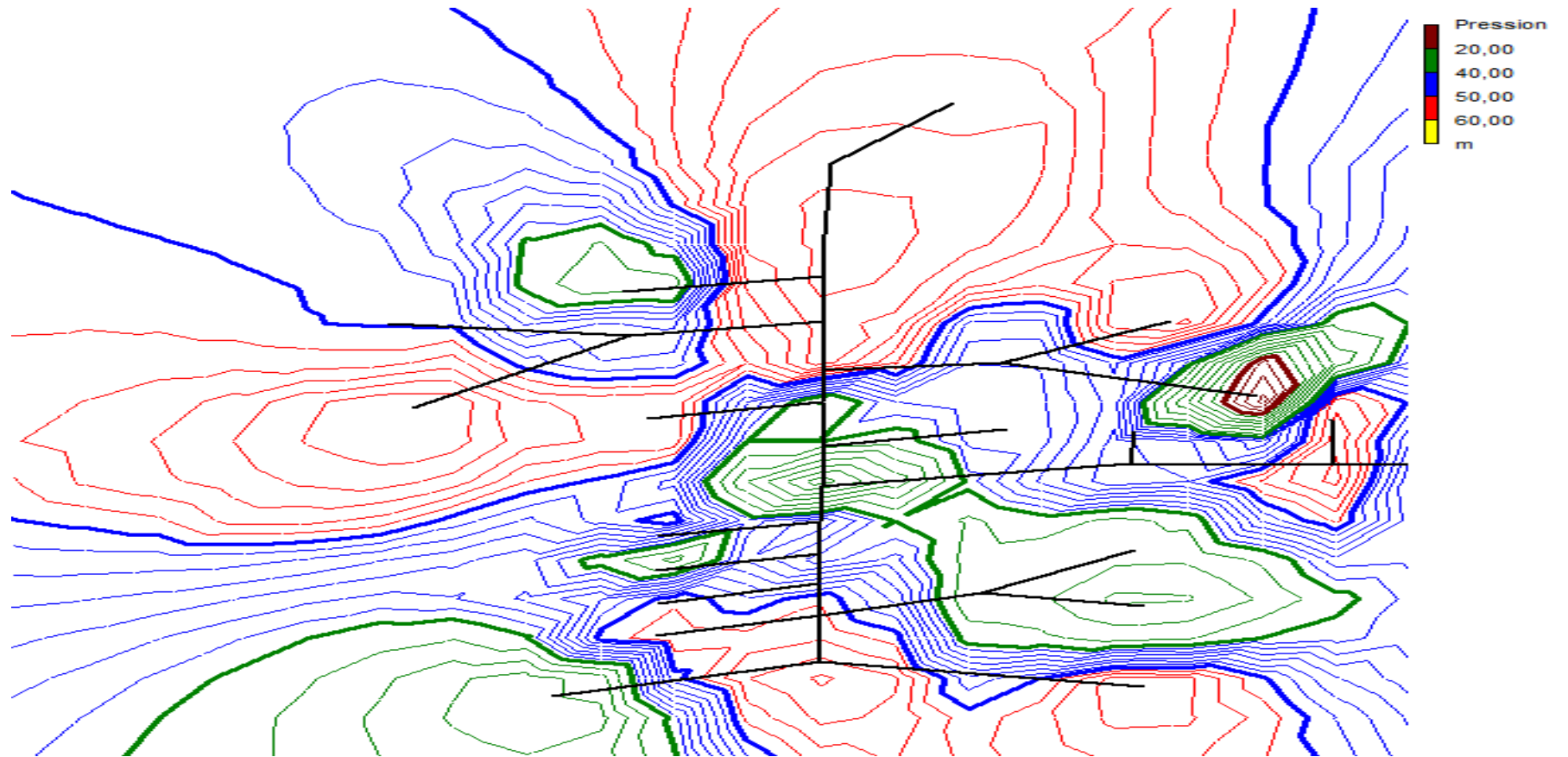
Courbes de niveau altitudes



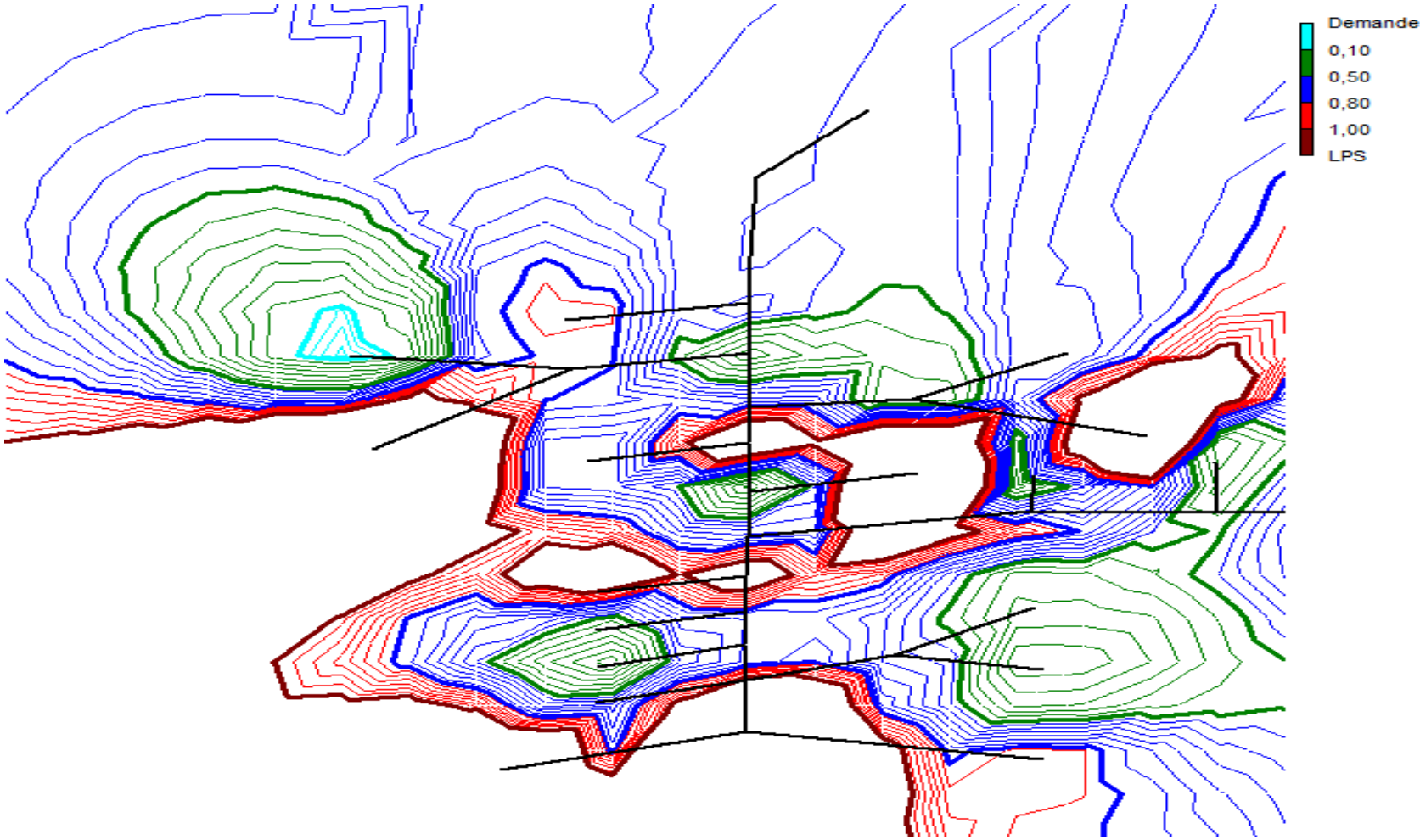
Courbes de niveau pression avant vannage



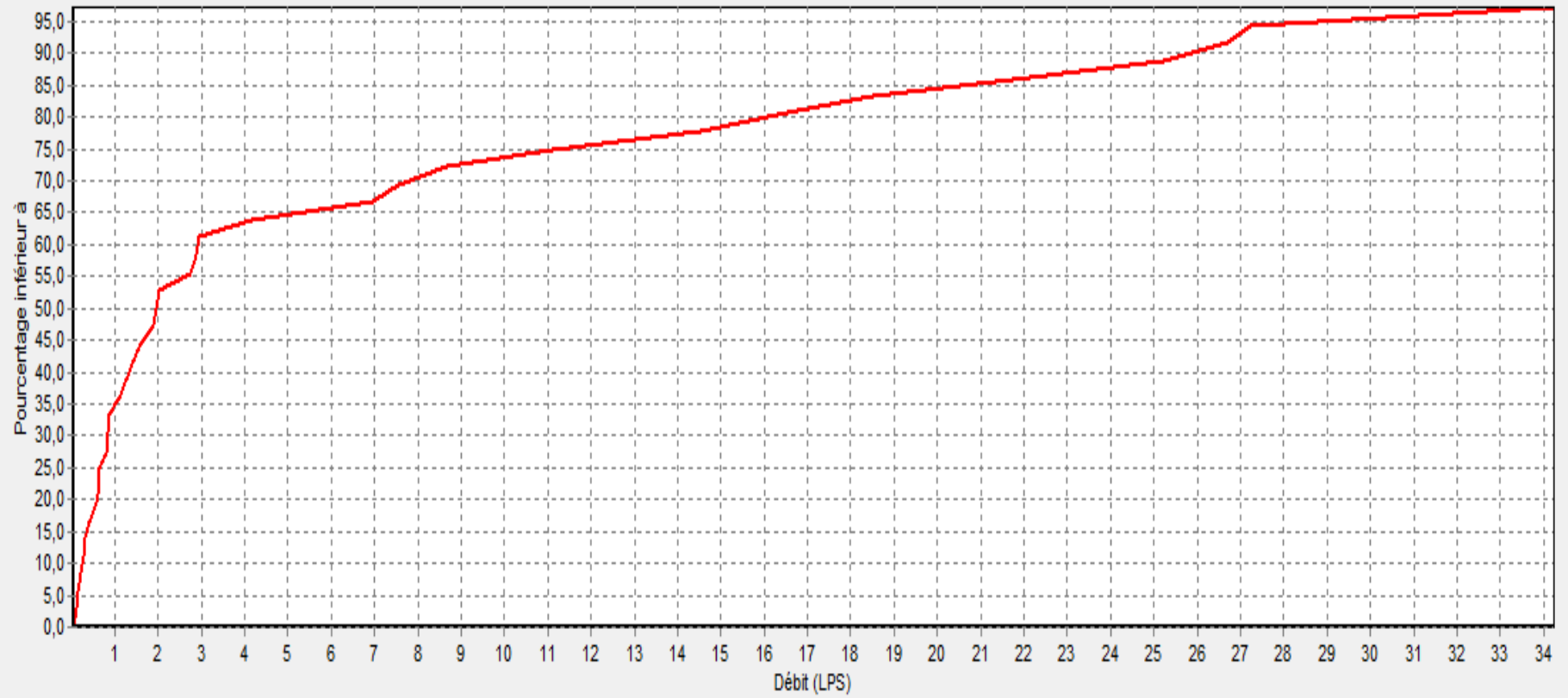
Courbes de niveau pression après vannage



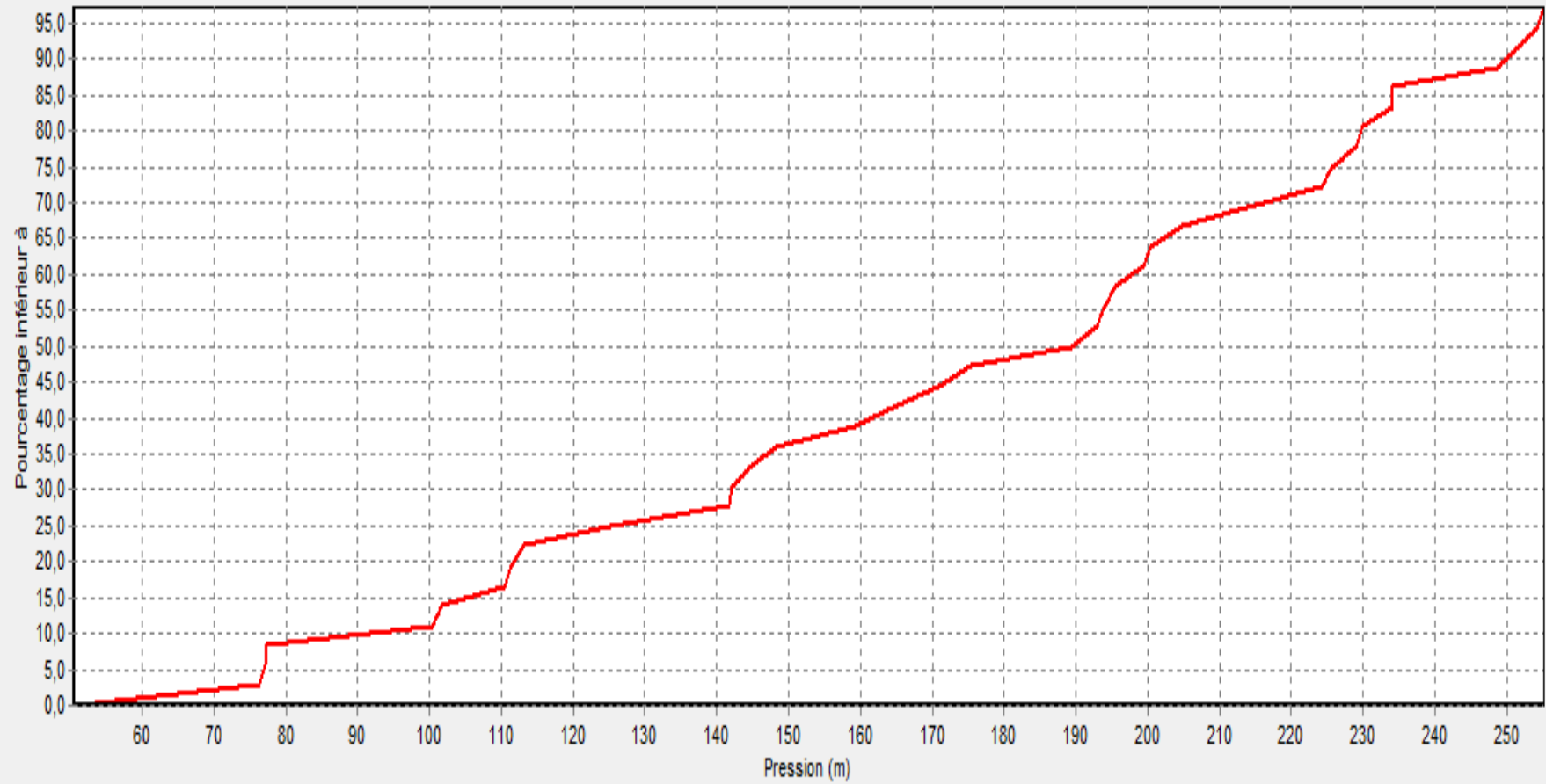
Courbes de niveau demandes aux nœuds



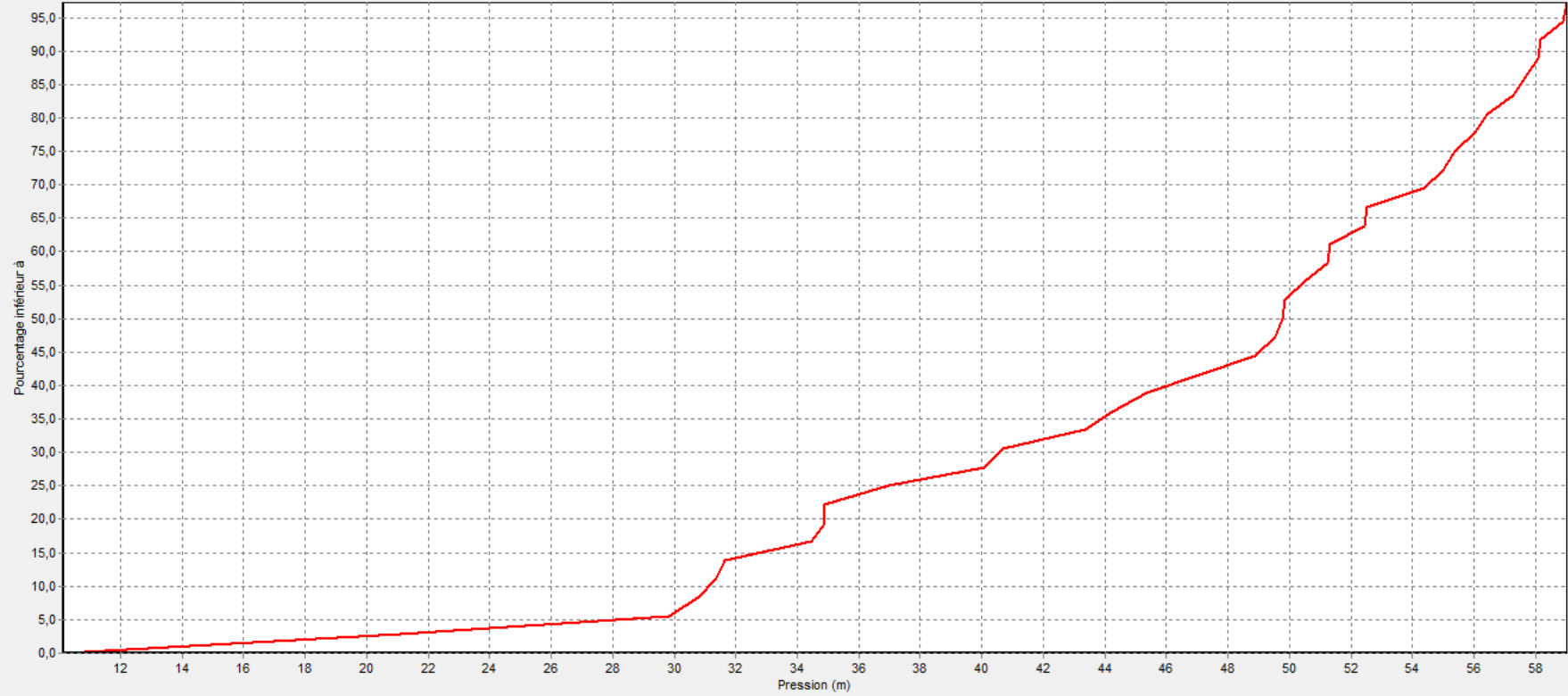
Distribution de Débits



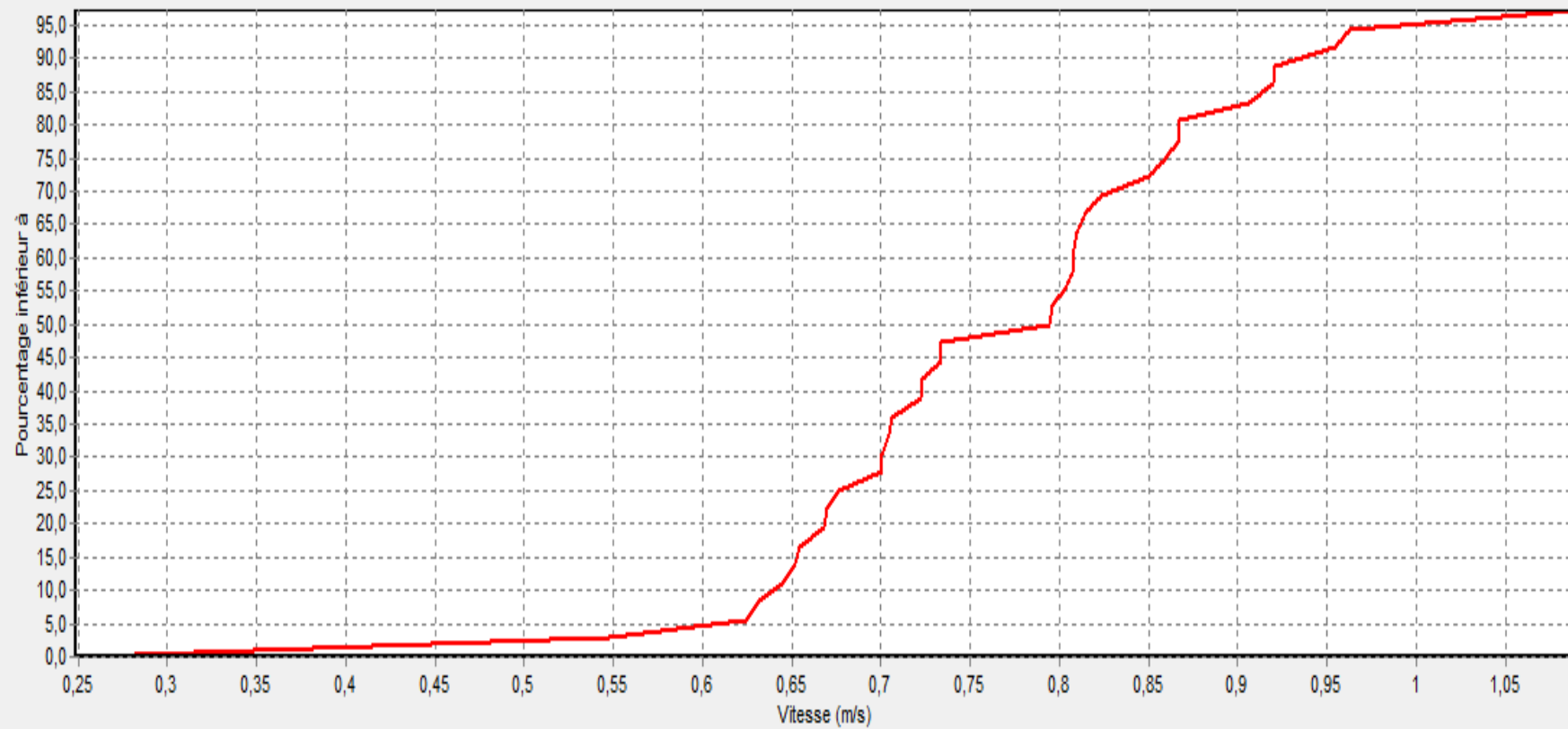
Distribution de Pressions sans réducteurs de pression



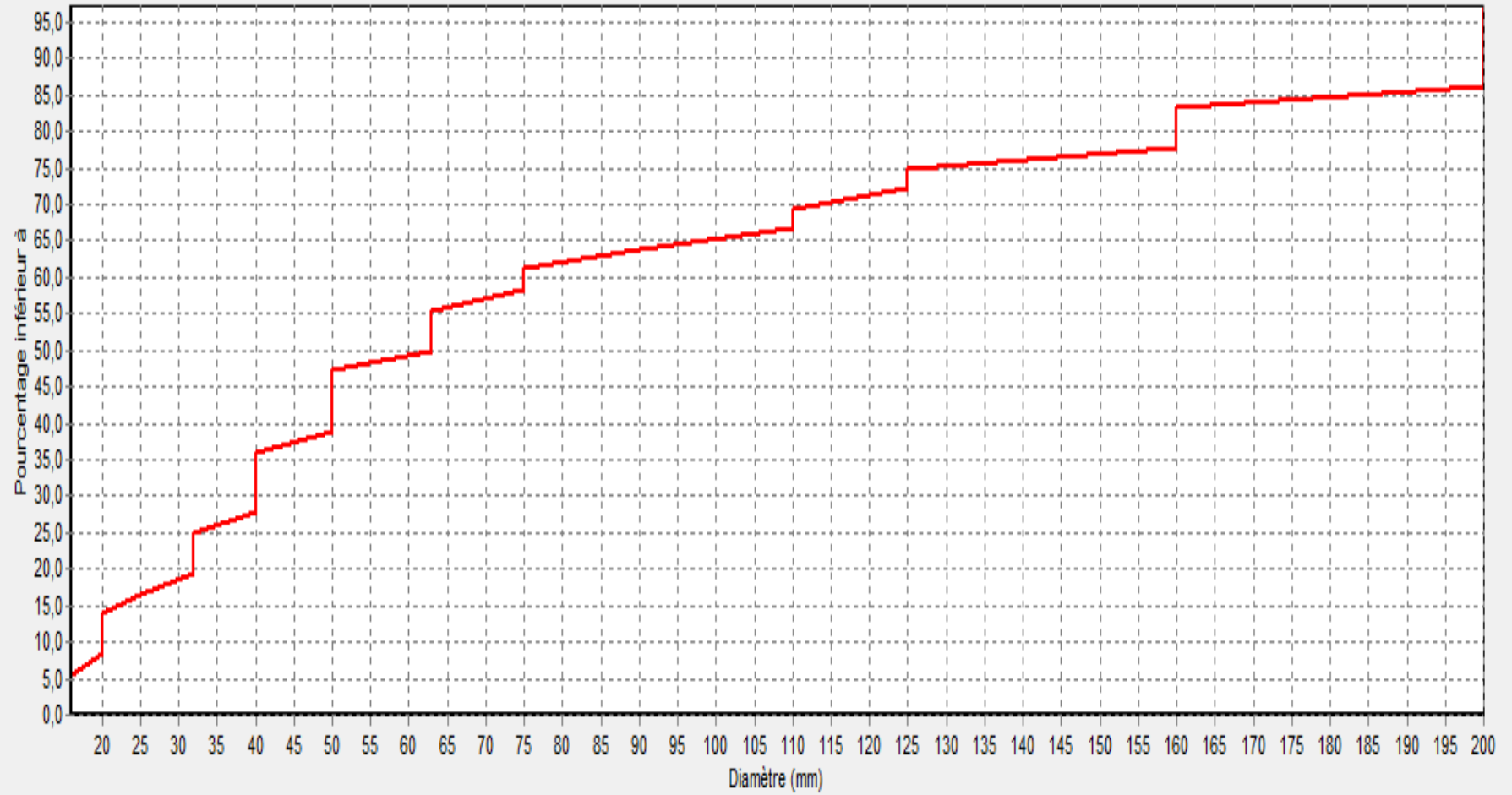
Distribution de Pressions après vannage



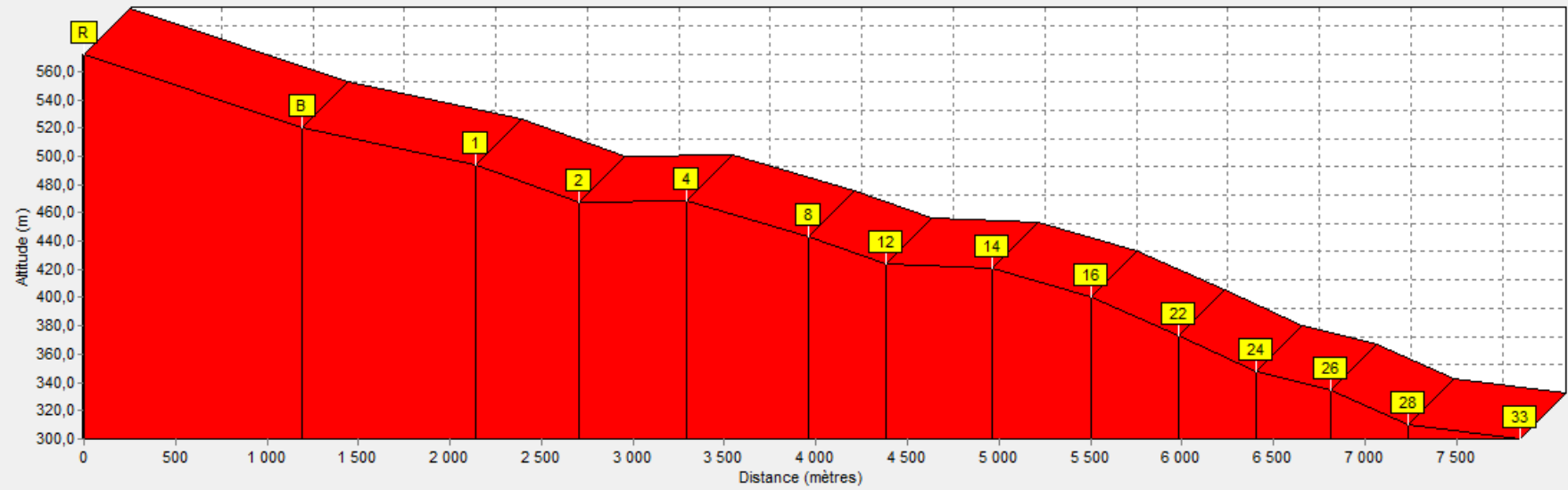
Distribution de Vitesses



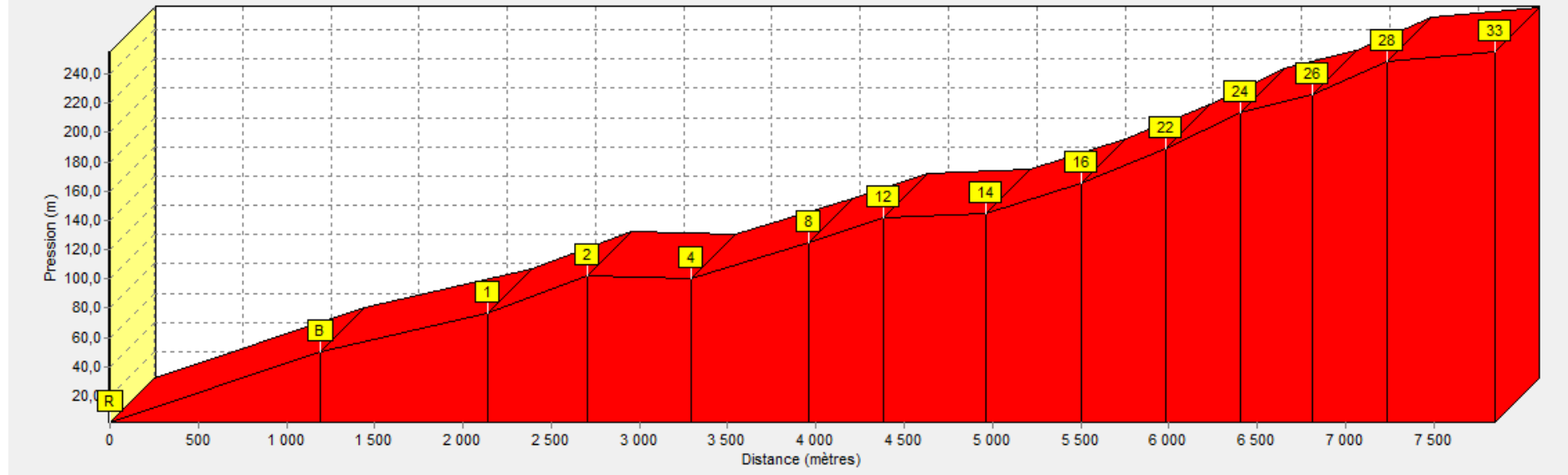
Distribution de Diamètres



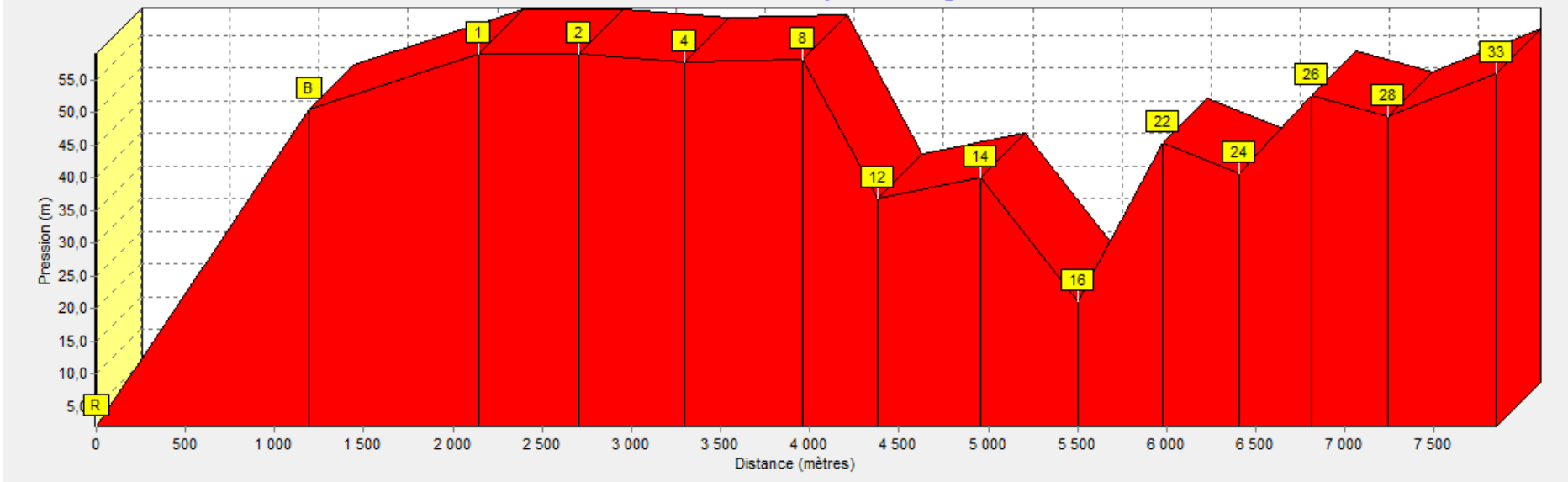
Profil de la conduite principale



Profil de Pressions de la conduite principale sans réducteurs de pression



Profil de Pressions après vannage



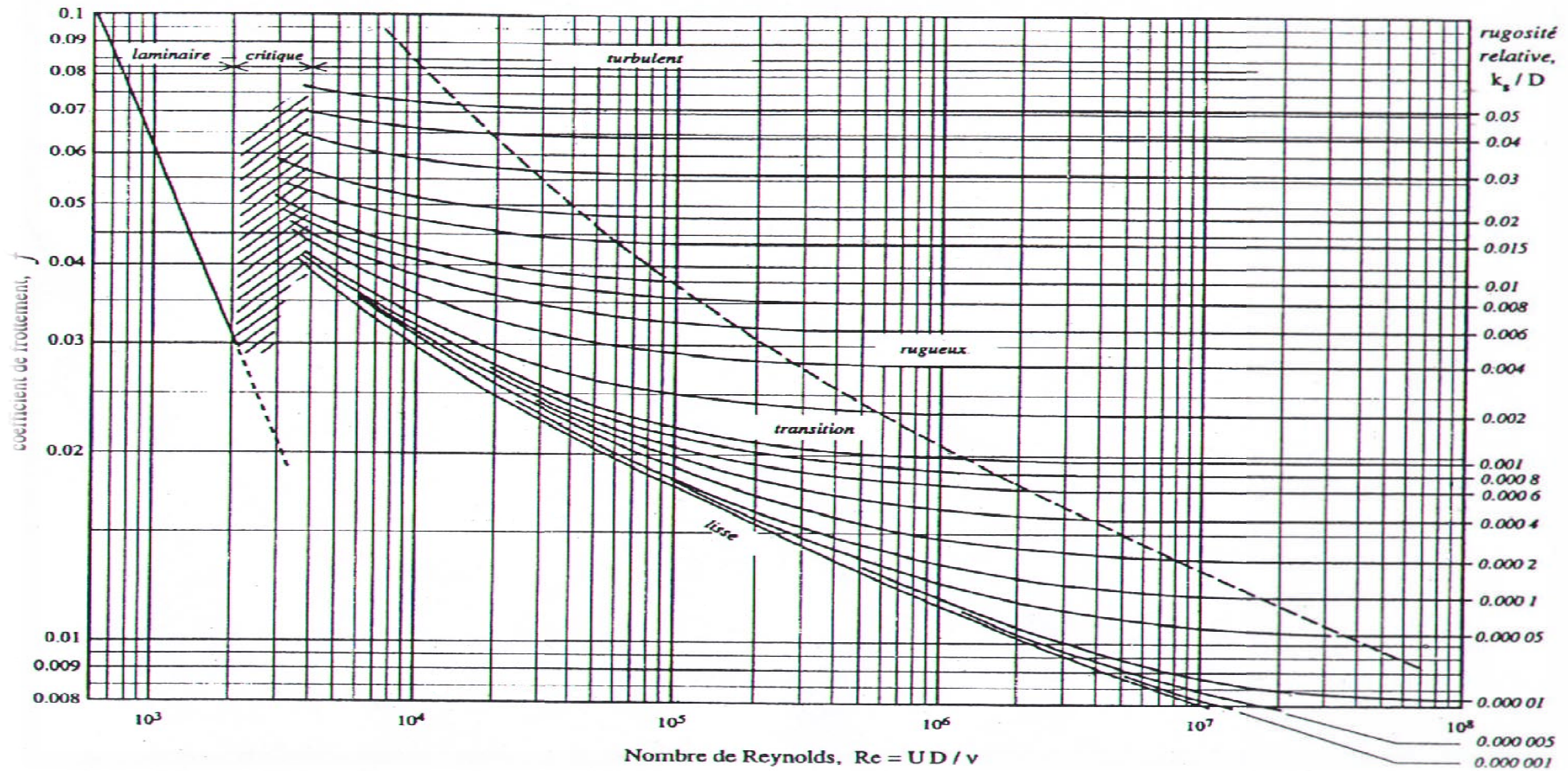
Annexe III : statistiques des régimes de consommation des agglomérations

Heures	Régimes de consommation des agglomérations selon la valeur de ($K_{max,h}$)											
	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.5
0-1	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1-2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2-3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3-4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2
4-5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5-6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6-7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7-8	4.40	4.45	4.55	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8-9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9-10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10-11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11-12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.70	8.50	4.10
12-13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.70	7.90	8.50	3.50
13-14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14-15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15-16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16-17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17-18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18-19	4.35	4.40	4.25	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19-20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20-21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21-22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22-23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23-24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
Total	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

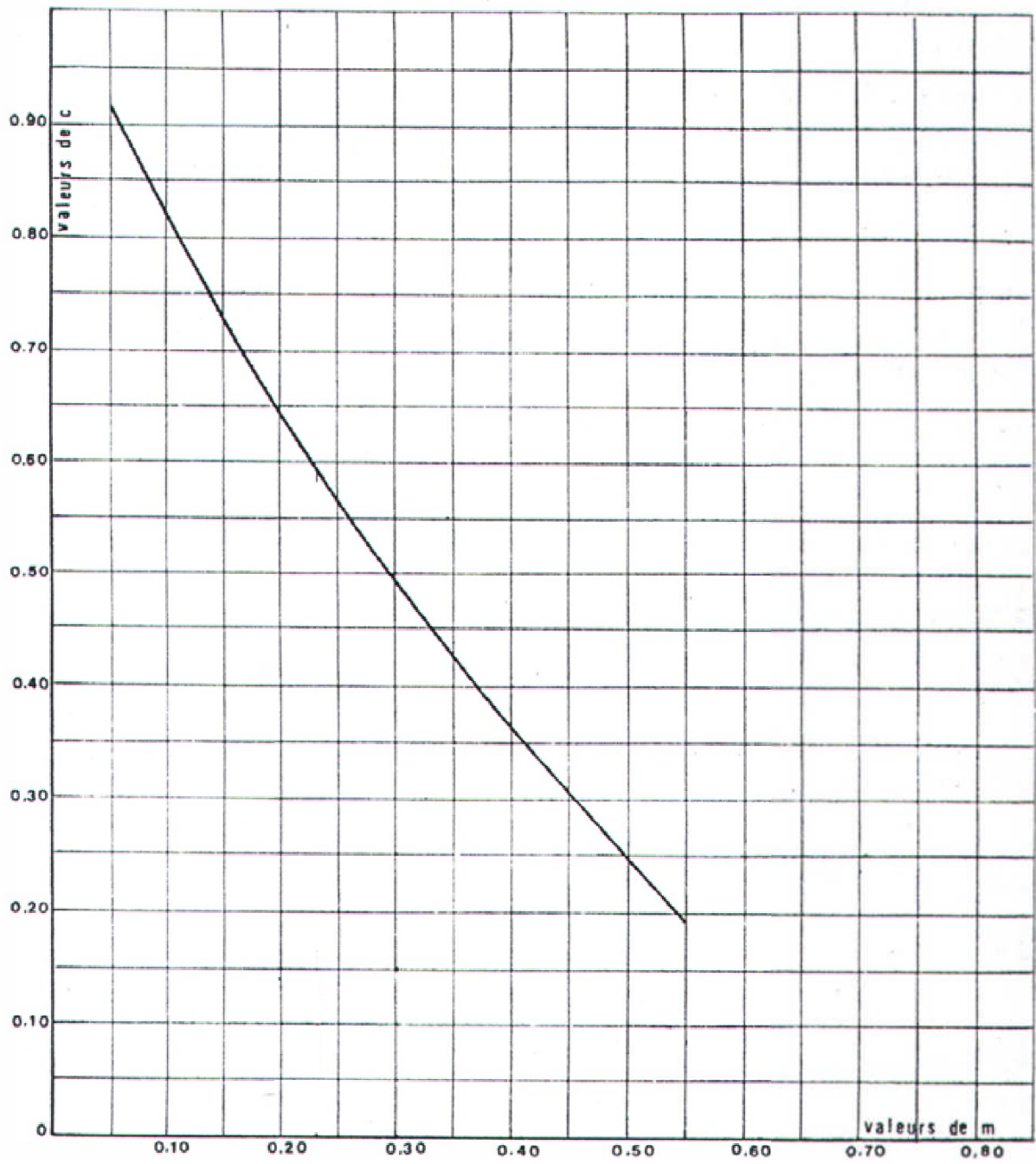
Annexe IV : Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants	β_{max}
<1000	2,0
1500	1,8
2500	1,6
4000	1,5
6000	1,4
10000	1,3
20000	1,2
30000	1,15
100000	1,1
300000	1,03
>1000000	1,0

Annexe V : Abaque de MOODY



Annexe VI : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère



Annexe VII :
Répartition des débits horaires des agglomérations

Répartition des débits horaires de l'agglomération Ouled Chalabi

Agglomération		OULED CHALABI																							Total		
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23		23-24	
Besoins	Domestiques	7,17	7,17	9,56	9,56	28,68	52,59	52,59	52,59	33,47	33,47	57,37	81,27	81,27	57,37	47,81	47,81	33,47	33,47	57,37	57,37	57,37	28,68	19,12	9,56	956,2	
	Scolaires	-	-	-	-	-	-	-	-	2,83	2,83	2,83	2,83	2,83	2,83	2,83	2,83	2,83	-	-	-	-	-	-	-	25,5	
	Sanitaires	Polycliniques	-	-	-	-	-	-	-	-	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	-	-	3,0
	Socioculturels	Mosquées	-	-	-	-	1,2	-	-	-	-	-	-	-	1,2	-	-	-	1,2	-	-	1,2	-	1,2	-	-	6,0
		Centres culturels	-	-	-	-	-	-	-	-	0,125	0,125	0,125	0,125	-	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	-	-	-	-	-	-	1,0
		Bibliothèques	-	-	-	-	-	-	-	-	0,063	0,063	0,063	0,063	-	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	-	-	-	-	-	-	0,5
	Administratifs	Siège APC	-	-	-	-	-	-	-	-	0,188	0,188	0,188	0,188	-	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188	-	-	-	-	-	-	1,5
		Algérie Poste	-	-	-	-	-	-	-	-	0,001	0,001	0,001	0,001	-	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	-	-	-	-	-	-	0,01
		Gendarmerie	-	-	-	-	-	-	-	-	0,031	0,031	0,031	0,031	-	0,031	0,031	0,031	0,031	0,031	-	-	-	-	-	-	0,2
		Protection civile	-	-	-	-	-	-	-	-	0,04	0,04	0,04	0,04	-	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	-	-	-	-	-	-	0,3
	Commerciaux	Cafétérias	-	-	-	-	-	-	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	-	-	9,0
		Salons de coiffure	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,071	0,071	0,071	-	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071	-	-	-	-	-	-	0,5
		Fastfoods	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188	-	-	-	-	-	1,5
		Pizzérias	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188	-	-	-	-	-	1,5
		Pâtisserie	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	-	-	-	-	-	-	1,2
industriels	-	-	-	-	-	-	-	-	3,333	3,333	3,333	3,333	-	3,333	3,333	3,333	3,333	3,333	3,333	-	-	-	-	-	-	30,0	
Somme		7,17	7,17	9,56	9,56	29,88	52,59	53,19	53,19	40,90	41,12	65,39	89,29	86,64	65,39	55,83	55,83	42,69	37,99	58,18	59,38	58,18	30,09	19,12	9,56	1037,9	
Fuites		8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	8,65	207,6	
Total		15,82	15,82	18,21	18,21	38,53	61,24	61,84	61,84	49,54	49,77	74,04	97,94	95,29	74,04	64,48	64,48	51,34	46,64	66,83	68,03	66,83	38,74	27,77	18,21	1245,5	

Répartition des débits horaires de l'agglomération VSA Rahmania

Agglomération		VSA RAHMANIA																								Total	
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24		
Besoins	Domestiques	9,44	9,44	9,44	11,11	29,99	52,20	59,42	64,98	49,98	46,65	61,09	83,30	87,75	70,53	57,76	53,31	44,43	49,98	68,86	63,31	61,09	33,32	22,21	11,11	1110,72	
	Scolaires	-	-	-	-	-	-	-	-	0,213	0,213	0,213	0,213	0,213	0,213	0,213	0,213	0,213	-	-	-	-	-	-	-	1,92	
	Socioculturels	Mosquées	-	-	-	-	0,8	-	-	-	-	-	-	-	0,8	-	-	-	0,8	-	-	0,8	-	0,8	-	-	4
	Administratif	Antenne APC	-	-	-	-	-	-	-	-	0,004	0,004	0,004	0,004	-	0,004	0,004	0,004	0,004	-	-	-	-	-	-	0,03	
	industriels		-	-	-	-	-	-	-	-	1,667	1,667	1,667	1,667	-	1,667	1,667	1,667	1,667	1,667	-	-	-	-	-	15,003	
Somme		9,44	9,44	9,44	11,11	30,79	52,20	59,42	64,98	51,87	48,53	62,97	85,19	88,76	72,41	59,64	55,20	47,11	51,65	68,86	64,11	61,09	34,12	22,21	11,11	1231,94	
Fuites		9,43	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	245,41	
Total		18,87	19,70	19,70	21,37	41,05	62,46	69,68	75,24	62,13	58,79	73,23	95,45	99,02	82,67	69,90	65,46	57,37	61,91	79,12	74,37	71,35	44,38	32,47	21,37	1377,08	

Répartition des débits horaires de l'agglomération Tazrout

Agglomération		Tazrout																								Total
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	
Besoins	Domestiques	4,56	4,56	6,08	6,08	18,24	33,45	33,45	33,45	21,29	21,29	36,49	51,69	51,69	36,49	30,41	30,41	21,29	21,29	36,49	36,49	36,49	18,24	12,16	6,08	608,16
	Scolaires	-	-	-	-	-	-	-	-	0,221	0,221	0,221	0,221	0,221	0,221	0,221	0,221	0,221	-	-	-	-	-	-	-	1,99
	Sanitaires	Salles de soins	-	-	-	-	-	-	-	-	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	-	-	-	-	-	-	-	1
	Socioculturels	Mosquées	-	-	-	-	0,4	-	-	-	-	-	-	-	0,4	-	-	-	0,4	-	-	0,4	-	0,4	-	2
Somme		4,56	4,56	6,08	6,08	18,64	33,45	33,45	33,45	21,64	21,64	36,84	52,04	52,44	36,84	30,76	30,76	21,91	21,29	36,49	36,89	36,49	18,64	12,16	6,08	613,15
Fuites		5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	122,63
Total		9,67	9,67	11,19	11,19	23,75	38,56	38,56	38,56	26,75	26,75	41,95	57,15	57,55	41,95	35,87	35,87	27,02	26,40	41,60	42,00	41,60	23,75	17,27	11,19	735,78

Répartition des débits horaires de l'agglomération Dramcha

Agglomération		Dramcha																								Total
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	
Besoins	Domestiques	3,75	3,75	5,00	5,00	15,00	27,50	27,50	27,50	17,50	17,50	30,00	42,49	42,49	30,00	25,00	25,00	17,50	17,50	30,00	30,00	30,00	15,00	10,00	5,00	499,98
	Scolaires	-	-	-	-	-	-	-	-	0,227	0,227	0,227	0,227	0,227	0,227	0,227	0,227	0,227	-	-	-	-	-	-	-	2
	sanitaires	Salles de soins		-	-	-	-	-	-	-	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	-	-	-	-	-	-	-	1
	Socioculturels	Mosquées	-	-	-	-	0,4	-	-	-	-	-	-	-	0,4	-	-	-	0,4	-	-	0,4	-	0,4	-	-
Somme		3,75	3,75	5,00	5,00	15,40	27,50	27,50	27,50	17,85	17,85	30,35	42,84	43,24	30,35	25,35	25,35	18,13	17,50	30,00	30,40	30,00	15,40	10,00	5,00	505,02
Fuites		4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21	101,00
Total		7,96	7,96	9,21	9,21	19,61	31,71	31,71	31,71	22,06	22,06	34,56	47,05	47,45	34,56	29,56	29,56	22,34	21,71	34,21	34,61	34,21	19,61	14,21	9,21	606,03

Répartition des débits horaires de l'agglomération Ouled Belaid Toumliline

Agglomération		Ouled Belaid Toumliline																								Total
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	
Besoins	Domestiques	5,52	5,52	7,36	7,36	22,07	40,46	40,46	40,46	25,75	25,75	44,14	62,53	62,53	44,14	36,78	36,78	25,75	25,75	44,14	44,14	44,14	22,07	14,71	7,36	735,67
	Scolaires	-	-	-	-	-	-	-	-	0,322	0,322	0,322	0,322	0,322	0,322	0,322	0,322	0,322	-	-	-	-	-	-	-	2,898
	Socioculturels	Mosquées	-	-	-	-	0,8	-	-	-	-	-	-	-	0,8	-	-	-	0,8	-	-	0,8	-	0,8	-	-
Somme		5,52	5,52	7,36	7,36	22,87	40,46	40,46	40,46	26,07	26,07	44,46	62,85	63,65	44,46	37,10	37,10	26,87	25,75	44,14	44,94	44,14	22,87	14,71	7,36	742,57
Fuites		6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	148,51
Total		11,71	11,71	13,55	13,55	29,06	46,65	46,65	46,65	32,26	32,26	50,65	69,04	69,84	50,65	43,29	43,29	33,06	31,94	50,33	51,13	50,33	29,06	20,90	13,55	891,08

Répartition des débits horaires de l'agglomération Ouled Mahmoud

Agglomération		Ouled Mahmoud																								Total
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	
Besoins	Domestiques	0,81	0,81	1,62	2,71	4,74	4,74	6,09	13,81	11,91	8,80	5,55	5,55	4,74	4,74	6,36	8,39	14,08	12,72	9,88	2,17	2,17	1,35	0,81	0,81	135,36
Somme		0,81	0,81	1,62	2,71	4,74	4,74	6,09	13,81	11,91	8,80	5,55	5,55	4,74	4,74	6,36	8,39	14,08	12,72	9,88	2,17	2,17	1,35	0,81	0,81	135,36
Fuites		1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	27,07
Total		1,94	1,94	2,75	3,84	5,87	5,87	7,22	14,94	13,04	9,93	6,68	6,68	5,87	5,87	7,49	9,52	15,21	13,85	11,01	3,30	3,30	2,48	1,94	1,94	162,43

Répartition des débits horaires d'Ouled Youcef

Agglomération		Ouled Youcef																								Total
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	
Besoins	Domestiques	0,19	0,19	0,37	0,62	1,09	1,09	1,40	3,18	2,75	2,03	1,28	1,28	1,09	1,09	1,47	1,93	3,24	2,93	2,28	0,50	0,50	0,31	0,19	0,19	31,19
Somme		0,19	0,19	0,37	0,62	1,09	1,09	1,40	3,18	2,75	2,03	1,28	1,28	1,09	1,09	1,47	1,93	3,24	2,93	2,28	0,50	0,50	0,31	0,19	0,19	31,19
Fuites		0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	6,24
Total		0,45	0,45	0,63	0,88	1,35	1,35	1,66	3,44	3,01	2,29	1,54	1,54	1,35	1,35	1,73	2,19	3,50	3,19	2,54	0,76	0,76	0,57	0,45	0,45	37,43

Répartition des débits horaires de l'agglomération Ouled Omar

Agglomération		Ouled Omar																								Total
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	
Besoins	Domestiques	0,64	0,64	1,28	2,13	3,72	3,72	4,78	10,84	9,36	6,91	4,36	4,36	3,72	3,72	5,00	6,59	11,06	9,99	7,76	1,70	1,70	1,06	0,64	0,64	106,32
	Scolaires	-	-	-	-	-	-	-	-	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	-	-	-	-	-	-	-	0,18
Somme		0,64	0,64	1,28	2,13	3,72	3,72	4,78	10,84	9,38	6,93	4,38	4,38	3,74	3,74	5,02	6,61	11,08	9,99	7,76	1,70	1,70	1,06	0,64	0,64	106,50
Fuites		0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	21,30
Total		1,53	1,53	2,17	3,02	4,61	4,61	5,67	11,73	10,27	7,82	5,27	5,27	4,63	4,63	5,91	7,50	11,97	10,88	8,65	2,59	2,59	1,95	1,53	1,53	127,80

Répartition des débits horaires de l'agglomération Abdeldjebbar

Agglomération			Abdeldjebbar																							Total	
Heures			0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23		23-24
Besoins	Domestiques		1,72	1,72	3,45	5,75	10,05	10,05	12,93	29,30	25,28	18,67	11,78	11,78	10,05	10,05	13,50	17,81	29,88	27,00	20,97	4,60	4,60	2,87	1,72	1,72	287,25
	Scolaires		-	-	-	-	-	-	-	-	0,067	0,067	0,067	0,067	0,067	0,067	0,067	0,067	0,067	-	-	-	-	-	-	-	0,6
	Socioculturels	Mosquées	-	-	-	-	0,4	-	-	-	-	-	-	-	0,4	-	-	-	0,4	-	-	0,4	-	0,4	-	-	2
Somme			1,72	1,72	3,45	5,75	10,45	10,05	12,93	29,30	25,35	18,74	11,85	11,85	10,52	10,12	13,57	17,88	30,35	27,00	20,97	5,00	4,60	3,27	1,72	1,72	289,85
Fuites			2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	2,42	57,97
Total			4,14	4,14	5,87	8,17	12,87	12,47	15,35	31,72	27,76	21,15	14,26	14,26	12,93	12,53	15,98	20,29	32,76	29,42	23,39	7,42	7,02	5,69	4,14	4,14	347,82

Répartition de débits horaire de l'agglomération Moutassa

Agglomération			Moutassa																							Total	
Heures			0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23		23-24
Besoins	Domestiques		1,00	1,00	1,99	3,32	5,81	5,81	7,47	16,94	14,62	10,80	6,81	6,81	5,81	5,81	7,81	10,30	17,27	15,61	12,12	2,66	2,66	1,66	1,00	1,00	166,08
	Socioculturels	Mosquées	-	-	-	-	0,2	-	-	-	-	-	-	-	0,2	-	-	-	0,2	-	-	0,2	-	0,2	-	-	1
Somme			1,00	1,00	1,99	3,32	6,01	5,81	7,47	16,94	14,62	10,80	6,81	6,81	6,01	5,81	7,81	10,30	17,47	15,61	12,12	2,86	2,66	1,86	1,00	1,00	167,09
Fuites			1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	33,42
Total			2,39	2,39	3,38	4,71	7,40	7,20	8,86	18,33	16,01	12,19	8,20	8,20	7,40	7,20	9,20	11,69	18,86	17,00	13,51	4,25	4,05	3,25	2,39	2,39	200,51

Répartition de débits horaire de l'agglomération Boulaadhar

Agglomération		Boulaadhar																								Somme
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	
Besoins	Domestiques	0,57	0,57	1,15	1,92	3,35	3,35	4,31	9,77	8,43	6,22	3,93	3,93	3,35	3,35	4,50	5,94	9,96	9,00	6,99	1,53	1,53	0,96	0,57	0,57	91,70
Somme		0,57	0,57	1,15	1,92	3,35	3,35	4,31	9,77	8,43	6,22	3,93	3,93	3,35	3,35	4,50	5,94	9,96	9,00	6,99	1,53	1,53	0,96	0,57	0,57	95,75
Fuites		0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	19,15
Total		1,37	1,37	1,95	2,72	4,15	4,15	5,11	10,57	9,23	7,02	4,73	4,73	4,15	4,15	5,30	6,74	10,76	9,80	7,79	2,33	2,33	1,76	1,37	1,37	114,90

Répartition de débits horaire de l'agglomération Houche Smar

Agglomération		Houche Smar																								Total
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	
Besoins	Domestiques	2,08	2,08	4,15	6,92	12,10	12,10	15,56	35,28	30,43	22,48	14,18	14,18	12,10	12,10	16,25	21,44	35,97	32,51	25,25	5,53	5,53	3,46	2,08	2,08	345,84
	Scolaires	-	-	-	-	-	-	-	-	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	-	-	-	-	-	-	-	1,35
	sanitaires Salles de soins	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	-	-	-	-	-	-	-	1
Somme		2,08	2,08	4,15	6,92	12,10	12,10	15,56	35,28	30,71	22,76	14,46	14,46	12,38	12,38	16,53	21,72	36,12	32,51	25,25	5,53	5,53	3,46	2,08	2,08	348,19
Fuites		2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	69,64
Total		4,98	4,98	7,05	9,82	15,00	15,00	18,46	38,18	33,61	25,66	17,36	17,36	15,28	15,28	19,43	24,62	39,02	35,41	28,15	8,43	8,43	6,36	4,98	4,98	417,83

Répartition de débits horaire de l'agglomération El Mizab

Agglomération		El Mizab																								Total
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	
Besoins	Domestiques	1,99	1,99	3,98	3,98	11,61	11,61	14,93	33,83	29,19	21,56	13,60	13,60	11,61	11,61	15,59	20,56	34,49	31,18	24,21	5,31	5,31	3,32	1,99	1,99	329,03
	Socioculturels mosquées	-	-	-	-	0,4	-	-	-	-	-	-	-	0,4	-	-	-	0,4	-	-	0,4	-	0,4	-	-	2
	Administratifs Antenne APC	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,004	0,004	0,004	0,004	-	0,004	0,004	0,004	0,004	-	-	-	-	-	-	0,03
Somme		1,99	1,99	3,98	3,98	12,01	11,61	14,93	33,83	29,19	21,56	13,60	13,60	12,01	11,61	15,59	20,56	34,89	31,18	24,21	5,71	5,31	3,72	1,99	1,99	331,07
Fuites		2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	66,21
Total		4,75	4,75	6,74	6,74	14,77	14,37	17,69	36,59	31,95	24,32	16,36	16,36	14,77	14,37	18,35	23,32	37,65	33,94	26,97	8,47	8,07	6,48	4,75	4,75	397,29

Répartition de débits horaire de l'agglomération Tala Mtenne

Agglomération		Tala Mtenne																								Total
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	
Be so	Domestiques	1,50	1,50	3,00	5,00	8,75	8,75	11,25	25,51	22,01	16,26	10,25	10,25	8,75	8,75	11,75	15,50	26,01	23,51	18,26	4,00	4,00	2,50	1,50	1,50	250,08
	Somme	1,50	1,50	3,00	5,00	8,75	8,75	11,25	25,51	22,01	16,26	10,25	10,25	8,75	8,75	11,75	15,50	26,01	23,51	18,26	4,00	4,00	2,50	1,50	1,50	250,08
Fuites		2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	50,02
Total		3,58	3,58	5,08	7,08	10,83	10,83	13,33	27,59	24,09	18,34	12,33	12,33	10,83	10,83	13,83	17,58	28,09	25,59	20,34	6,08	6,08	4,58	3,58	3,58	300,10

Répartition des débits horaires de l'agglomération Drablia

Agglomération	Drablia																							Total	
	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23		23-24
Heures	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	
Domestiques	16,61	16,61	16,61	18,45	24,91	71,05	95,96	114,41	101,49	107,95	92,27	119,95	138,40	123,64	98,73	85,81	83,04	101,49	116,26	98,73	92,27	55,36	36,91	18,45	1845,36
Scolaires	-	-	-	-	-	-	-	-	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	-	-	-	-	-	-	-	4,7
Salles de soins	-	-	-	-	-	-	-	-	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	-	-	-	-	-	-	-	-	2,48
Mosquées	-	-	-	-	1,2	-	-	-	-	-	-	-	1,2	-	-	-	1,2	-	-	1,2	-	1,2	-	-	6
Salle polyvalente	-	-	-	-	-	-	-	0,14	0,14	0,14	0,14	-	0,14	0,14	0,14	0,14	-	-	-	-	-	-	-	-	1
Cafétérias	-	-	-	-	-	-	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	-	-	-	4,5
Salon de coiffure	-	-	-	-	-	-	-	-	0,036	0,036	0,036	-	0,036	0,036	0,036	0,036	-	-	-	-	-	-	-	-	0,25
Fastfood	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	-	-	-	-	-	1,5
Pizzérias	--	-	-	-	-	-	-	-	-	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	-	-	-	-	-	-	3
Station lavage	-	-	-	-	-	-	-	0,15	0,15	0,15	0,15	-	0,15	0,15	0,15	0,15	-	-	-	-	-	-	-	-	1,2
Antenne APC	-	-	-	-	-	-	-	-	0,004	0,004	0,004	0,004	-	0,004	0,004	0,004	0,004	-	-	-	-	-	-	-	0,03
Poste	-	-	-	-	-	-	-	-	0,004	0,004	0,004	0,004	-	0,004	0,004	0,004	0,004	-	-	-	-	-	-	-	0,03
Industriels	-	-	-	-	-	-	-	-	1,7	1,7	1,7	1,7	-	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	-	-	-	-	-	-	15
Somme	16,61	16,61	16,61	18,45	26,11	71,05	96,26	115	104,65	111,61	95,93	123,29	141,56	127,30	102,40	89,47	87,27	103,99	116,56	100,23	92,27	56,56	36,91	18,45	1885,16
Fuites	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	15,71	377,03
Total	32,32	32,32	32,32	34,16	41,82	86,76	112	130,7	120,4	127,3	111,6	139,0	157,3	143,0	118,1	105,2	103	119,7	132,3	115,9	108	72,27	52,62	34,16	2262

Répartition de débits horaire de l'agglomération Ben Brahim

Agglomération		Ben Brahim																								Total
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	
Besoins	Domestiques	2,24	2,24	4,48	4,48	13,05	13,05	16,78	38,04	32,82	24,24	15,29	15,29	13,05	13,05	17,53	23,12	38,79	35,06	27,23	5,97	5,97	3,73	2,24	2,24	369,98
Somme		2,24	2,24	4,48	4,48	13,05	13,05	16,78	38,04	32,82	24,24	15,29	15,29	13,05	13,05	17,53	23,12	38,79	35,06	27,23	5,97	5,97	3,73	2,24	2,24	
Fuites		3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	74,59
Total		5,35	5,35	7,59	10,57	16,16	16,16	19,89	41,15	35,93	27,35	18,40	18,40	16,16	16,16	20,64	26,23	41,90	38,17	30,34	9,08	9,08	6,84	5,35	5,35	447,55

Répartition de débits horaire de l'agglomération Arkoub

Agglomération		Arkoub																								Total	
Heures		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24		
Besoins	Domestiques	13,20	13,20	13,20	14,66	19,79	56,45	76,24	90,90	80,64	85,77	73,31	95,30	109,96	98,23	78,44	68,18	65,98	80,64	92,37	78,44	73,31	43,98	29,32	14,66	1466,17	
	Scolaires	-	-	-	-	-	-	-	-	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	-	-	-	-	-	-	-	2,95	
		Salles de soins	-	-	-	-	-	-	-	-	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	-	-	-	-	-	-	-	1	
	Socioculturels	Mosquées	-	-	-	-	0,8	-	-	-	-	-	-	-	0,8	-	-	-	0,8	-	-	0,8	-	0,8	-	-	4,00
	Commerciaux	Cafétérias	-	-	-	-	-	-	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	-	-	3,00
		Salons de coiffure	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,036	0,036	0,036	-	0,036	0,036	0,036	0,036	-	-	-	-	-	-	-	0,25
	Administratif	Antenne APC	-	-	-	-	-	-	-	-	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	-	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	-	-	-	-	-	-	-	0,03
		industriels	-	-	-	-	-	-	-	-	1,7	1,7	1,7	1,7	-	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	-	-	-	-	-	-	15
Somme		13,20	13,20	13,20	14,66	20,59	56,45	76,44	91,10	83,00	88,17	75,71	97,70	111,42	100,63	80,84	70,58	69,05	82,54	92,57	79,44	73,51	44,78	29,32	14,66	1492,40	
Fuites		12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	12,46	299,04
Total		25,66	25,66	25,66	27,12	33,05	68,91	88,90	103,56	95,46	100,62	88,16	110,15	126,81	113,08	93,29	83,03	81,63	95,00	105,03	91,90	85,97	57,24	41,78	27,12	1794,78	

Répartition de débits horaire de l'agglomération Tamerknit

Agglomération			Tamerknit																							Total	
Heures			0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23		23-24
Besoins	Domestiques		3,83	3,83	5,10	5,10	15,31	28,08	28,08	28,08	17,87	17,87	30,63	43,39	43,39	30,63	25,52	25,52	17,87	17,87	30,63	30,63	30,63	15,31	10,21	5,10	510,48
	Scolaires		-	-	-	-	-	-	-	-	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	-	-	-	-	-	-	-	0,98
	Socioculturels	Mosquées	-	-	-	-	0,4	-	-	-	-	-	-	-	0,4	-	-	-	0,4	-	-	0,4	-	0,4	-	-	2
Somme			3,83	3,83	5,10	5,10	15,71	28,08	28,08	28,08	17,98	17,98	30,74	43,50	43,90	30,74	25,63	25,63	18,38	17,87	30,63	31,03	31,03	15,31	10,21	5,10	513,47
Fuites			4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28	102,69
Total			8,11	8,11	9,38	9,38	19,99	32,36	32,36	32,36	22,26	22,26	35,02	47,78	48,18	35,02	29,91	29,91	22,66	22,15	34,91	35,31	35,31	19,59	14,49	9,38	616,16

Résumé :

Dans le présent mémoire, nous avons fait une étude technique complète du projet d'alimentation en eau de la commune BOUDERBALA à partir du réservoir 10000m³ de LAKHDARIA.

Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'étude des besoins en eau des différentes catégories de d'usage qui émerge les différents débits, suivie d'une étude technico-économique de l'adduction à partir du réservoir 10000m³, qui d'après, nous avons fait le choix de la pompe adéquate, et dans le but de protéger la chaîne de refoulement, nous avons préconisé des réservoirs d'air après l'étude du phénomène transitoire.

Nous avons aussi dimensionné les réservoirs suivant le régime de consommation des agglomérations concernés par le dit réservoir.

En dernier lieu, nous avons fait une étude minutieuse du réseau de distribution du village Ouled Chalabi dans diverses situations de sollicitations à l'aide de modèle de simulation et analyse de comportement, ensuite nous avons donné des recommandations à suivre pour le bon fonctionnement du réseau.

Mots clés : AEP, Adduction, Réservoirs, Pompe, Phénomène transitoire , Réseau de distribution.