



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

ABERKANE HAMID

AOUDJIT LAMINE

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ADDUCTION DE LA COMMUNE D'AIT SMAIL ET DU RIFF A PARTIR DE LA SOURCE BLEUE DE BORDJ MIRA WILAYA DE BEJAIA

Soutenu le **28 / 06 / 2015** devant le jury composé de :

- Président : **Dr ALLOUACHE Athmane**
- Promoteur (s) : **BOUDJELAL Samia**
- Examineur (s) : **Dr LABIOD Chouaib**

Dédicasse

Je dédie ce modeste travail à tout le monde.

H.ABERKANE

Je dédie ce travail à tous ceux qui sont chère moi, à ma famille, à mes amis, et à la famille universitaire et à nos camarades hydrauliciens.

L.AOUDJIT



Remerciements

Nous tenons à exprimer nos plus vifs remerciements et notre gratitude à notre promotrice : M.BOUDJELAL pour ses orientations et ses conseils le long de l'élaboration de ce projet.

Nous remercions également :

- ❖ Nos enseignants du département d'Hydraulique,
- ❖ Les membres du jury qui vont juger ce travail,
- ❖ Et tous ceux qui nous ont de loin ou de près, aidés à réaliser ce travail.

L.AOUDJIT

H.ABERKANE



Liste des tableaux

- Tableau (I.1) : Population actuelle de la zone d'étude.
- Tableau (I.2) : Evaluation de la population pour divers horizon.
- Tableau (I.3) : Répartition de population en agglomération et hameaux.
- Tableau (I.4) : Infrastructure administrative de la commune d'Ait Smail.
- Tableau (I.5) : Etablissement primaire de la commune d'Ait Smail et du Riff.
- Tableau (I.6) : Etablissement de cycle moyen de la commune d'Ait Smail et du Riff.
- Tableau (I.7) : besoin domestiques moyen de la zone d'étude pour différent horizon.
- Tableau (I.8) : Infrastructure administrative de la commune d'Ait Smail.
- Tableau (I.9) : besoin domestiques moyen de la zone d'étude pour différent horizon.
- Tableau (I.10) : Besoins en eau des équipements existants et projetées.
- Tableau (I.11) : Récapitulation des différents besoins en eau.
- Tableau (I.12) : récapitulation des besoins moyens journalière majorée.
- Tableau (I.13) : variation de la consommation maximale journalière.
- Tableau (I.14) : variation de la consommation minimale journalière.
- Tableau (I.15) : Consommation journalière maximale et minimale.
- Tableau (I.16) : valeur de β max en fonction du nombre d'habitants.
- Tableau (I.17) : Consommation maximale horaire pour les différents horizons.
- Tableau (I.18) : Production actuelle de la ressource.
-
- Tableau (II.1) : Calcul du $K_{max.h}$.
- Tableau (II.2) : dimensionnement du réservoir de la région Targrat ACL Aghdir.
- Tableau (II.3) : dimensionnement du réservoir de la région Ouled Khenniche.
- Tableau (II.4) : dimensionnement du réservoir de la région Tala Aata.
- Tableau (II.5) dimensionnement du réservoir de la région Ighil Ouli.
- Tableau (II.6) : dimensionnement du réservoir de la région Boulehfa.
- Tableau (II.7) : dimensionnement du réservoir de la région Boumadjber.
- Tableau (II.8) : dimensionnement du réservoir de la région Tizi Lakhmis.
- Tableau (II.9) : dimensionnement du réservoir de la région Bourafaa.
- Tableau (II.10) : dimensionnement du réservoir de la région RIFF (commune Taskriout).
- Tableau (II.11) : Calcul des capacités des bâches d'eau des stations de refoulement.
-
- Tableau (III.1) : Le prix des différents diamètres pour les conduites en acier.
- Tableau (III.2) : Le prix des différents diamètres pour les conduites en PEHD.
- Tableau (III.3) : Calcul de la HMT du 1er tronçon de l'adduction principale.
- Tableau (III.4) : Calcul des frais d'exploitation du 1er tronçon de l'adduction principale.
- Tableau (III.5) : Frais d'amortissement du 1er tronçon de l'adduction principale.
- Tableau (III.6) : Bilan du 1er tronçon de l'adduction principale.
- Tableau (III.7) : Calcul de la HMT du 2ème tronçon de l'adduction principale.
- Tableau (III.8) : Calcul des frais d'exploitation du 2ème tronçon de l'adduction principale.
- Tableau (III.9) : Frais d'amortissement du 2ème tronçon de l'adduction principale.
- Tableau (III.10) : Calcul du bilan du 2ème tronçon de l'adduction principale.
- Tableau (III.11) : Calcul de la HMT du 3ème tronçon de l'adduction principale.
- Tableau (III.12) : Calcul des frais d'exploitations du 3ème tronçon de l'adduction principale.
- Tableau (III.13) : Calcul des frais d'amortissement du 3ème tronçon de l'adduction principale.
- Tableau (III.14) : Calcul du bilan du 3ème tronçon de l'adduction principale.

- Tableau (III.15) : Calcul de la Ht du 1^{er} départ/ 1er tronçon.
Tableau (III.16) : Calcul de la Ht du 2^{ème} départ / 1er tronçon.
Tableau (III.17) : Calcul de la HMT du 3^{ème} départ / 1er tronçon.
Tableau (III.18) : Calcul des frais d'exploitation du 3^{ème} départ / 1er tronçon.
Tableau (III.19) : Calcul des frais d'amortissement du 3^{ème} départ / 1er tronçon.
Tableau (III.20) : Calcul du bilan du 3^{ème} départ / 1er tronçon
Tableau (III.21) : Calcul de la Ht du 3^{ème} départ / 2^{ème} tronçon.
Tableau (III.22) : Calcul de la HMT du 3^{ème} départ / 3^{ème} tronçon.
Tableau (III.23) : Calcul des frais d'exploitation du 3^{ème} départ / 3^{ème} tronçon.
Tableau (III.24) : Calcul des frais d'amortissement du 3^{ème} départ / 3^{ème} tronçon.
Tableau (III.25) : Calcul du bilan du 3^{ème} départ / 3^{ème} tronçon.
Tableau (III.26) : Calcul de la HMT du 3^{ème} départ / 4^{ème} tronçon.
Tableau (III.27) : Calcul des frais d'exploitation du 3^{ème} départ / 4^{ème} tronçon.
Tableau (III.28) : Calcul des frais d'amortissement du 3^{ème} départ / 4^{ème} tronçon.
Tableau (III.29) : Calcul du bilan du 3^{ème} départ / 4^{ème} tronçon.
Tableau (III.30) : Calcul de la HMT du 4^{ème} départ / 1^{er} tronçon.
Tableau (III.31) : Calcul des frais d'exploitation du 4^{ème} départ / 1^{er} tronçon.
Tableau (III.32) : Calcul des frais d'amortissement du 4^{ème} départ / 1^{er} tronçon.
Tableau (III.33) : Calcul du bilan du 4^{ème} départ / 1^{er} tronçon.
Tableau (III.34) : Calcul de la HMT du 4^{ème} départ / 2^{ème} tronçon.
Tableau (III.35) : Calcul des frais d'exploitation du 4^{ème} départ / 2^{ème} tronçon.
Tableau (III.36) : Calcul des frais d'amortissement du 4^{ème} départ / 2^{ème} tronçon.
Tableau (III.37) : Calcul du bilan du 4^{ème} départ / 2^{ème} tronçon.
Tableau (III.38) : Calcul de la HMT du 5^{ème} départ / 1^{er} tronçon.
Tableau (III.39) : Calcul des frais d'exploitation du 5^{ème} départ / 1^{er} tronçon.
Tableau (III.40) : Calcul des frais d'amortissement du 5^{ème} départ / 1^{er} tronçon.
Tableau (III.41) : Calcul du bilan du 5^{ème} départ / 1^{er} tronçon.
Tableau (III.42) : Calcul de la Ht du 5^{ème} départ / 2^{ème} tronçon.
Tableau (III.43) : Calcul de la Ht du 5^{ème} départ / 3^{ème} tronçon.
Tableau (III.44) : Calcul de la Ht du 5^{ème} départ / 4^{ème} tronçon.
Tableau (III.45) : Calcul de la HMT du 5^{ème} départ / 5^{ème} tronçon.
Tableau (III.46) : Calcul des frais d'exploitation du 5^{ème} départ / 5^{ème} tronçon.
Tableau (III.47) : Calcul des frais d'amortissement du 5^{ème} départ / 5^{ème} tronçon.
Tableau (III.48) : Calcul du bilan du 5^{ème} départ / 5^{ème} tronçon
Tableau (III.49) : Calcul de la Ht du 5^{ème} départ / 6^{ème} tronçon.
Tableau (III.50) : Calcul de la HMT du 5^{ème} départ / 7^{ème} tronçon.
Tableau (III.51) : Calcul des frais d'exploitation du 5^{ème} départ / 7^{ème} tronçon.
Tableau (III.52) : Calcul des frais d'amortissement du 5^{ème} départ / 7^{ème} tronçon.
Tableau (III.53) : Calcul du bilan du 5^{ème} départ / 7^{ème} tronçon.

Tableau (IV.1) : L'étude des variantes.

Tableau (IV.2) : L'étude de la cavitation pour les différentes pompes.

Tableau (V.1) : Etude des valeurs coup de bélier.

Tableau (V.2) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'aire de la conduite SR5 Ighil Ouli – R200m3 Ighil Ouli.

Tableau (V.3) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'aire de la conduite SR6 Bouizra – R250 Taourirth Amer.

Tableau (V.4) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'aire de la conduite SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa.

Tableau (V.5) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'aire de la conduite SR8 Bouachène – R250 Tizi Lekhmis.

Liste des figures

Figure (I.1) : Situation géographique de la commune d'Ait Smail et du Riff

Figure (I.2) : Les ressources actuelles de la commune d'Ait Smail et du Riff

Figure (II.1) : Schéma général d'un réservoir d'eau

Figure (II.2) : Adduction avec chute libre

Figure (II.3) : Départ de la conduite de distribution.

Figure (II.4) : Conduites de Vidange et trop-plein

Figure (II.5) : Conduite By-Pass

Figure (III.1) : Schéma d'adduction de la zone étude

Figure (IV.1) : Recherche du point de fonctionnement désiré

Figure (IV.2) : Caractéristique de la pompe Bordj MIRA

Figure (IV.3) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement 1

Figure (IV.4) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement 2

Figure (IV.5) : Caractéristique de la pompe 1 de la Station de refoulement 3

Figure (IV.6) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement 4

Figure (IV.7) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement 5

Figure (IV.8) : Caractéristique de la pompe 2 de la Station de refoulement 3

Figure (IV.9) : Caractéristique de la pompe 2 de la Station de refoulement 6

Figure (IV.10) : Caractéristique de la pompe 1 de la Station de refoulement 6

Figure (IV.11) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement 7

Figure (IV.12) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement 8

Figure (V.1) : Perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite

Figure (V.2) : Perte de charge à la montée de l'eau dans la conduite

Figure (V.3) : Epure de Bergeron pour la conduite SR5 Ighi Ouli – R200m³ Ighil Ouli

Figure (V.4) : Allure de dépression et de surpression dans le tronçon SR5 Ighi Ouli – R200m³ Ighil Ouli

Figure (V.5) : Epure de Bergeron pour la conduite SR6 Bouizra – R250 Taourirth Amer

Figure (V.6) : Allure de dépression et de surpression dans le tronçon SR6 Bouizra – R250 Taourirth Amer

Figure (V.7) : Epure de Bergeron pour la conduite SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa

Figure (V.8) : Allure de dépression et de surpression dans le tronçon SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa

Figure (V.9) : Epure de Bergeron pour la conduite SR8 Bouachène – R250 Tizi Lekhmis

Figure (V.10) : Allure de dépression et de surpression dans le tronçon SR8 Bouachène – R250 Tizi Lekhmis

Liste des symboles

- A : L'amortissement annuelle (anuité)
 a : La célérité de l'onde (m/s)
 CTN : Cote de terrain naturelle (m)
 CTP : Cote de trop plein (m)
 D : Diamètre du tuyau (m)
 d' : Diamètre de la veine liquide contracté dans la tuyère (m)
 E : Energie consommé par la pompe (KWh)
 e : Epaisseur de la conduite en (mm)
 g : Accélération de la pesanteur (m^2/s)
 Hasp : Hauteur d'aspiration en (m)
 Hg : Hauteur géométrique en (m)
 HMT : La hauteur manométrique totale en (m)
 Ho : Pression absolue de la conduite
 i : Taux d'anuité
 j : Perte de charge par frottement en (m/ml)
 ja : Perte de charge à l'aspiration en (m)
 K : Coefficient de la rugosité équivalente de la paroi
 K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs
 K_{max.j} : Coefficient d'irrégularité maximale 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)
 Leq : Longueur équivalent du system
 m : Coefficient de rognage
 Ni : Nombre de consommateurs
 N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min)
 n : Nombre d'année sur lesquelles s'effectuera l'amortissement (n=26ans)
 [NPSH]_d : La charge nette minimale disponible à l'aspiration
 [NPSH]_r : La charge nette minimale requise à l'aspiration
 P : population futur
 Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW)
 P₀ : Pression absolue en (m)
 Pu : Le prix unitaire de la conduite (DA/ml)
 P% : Résidu maximal dans le réservoir (%)
 Q : Débit refouler dans la conduite en (m^3/s)
 Q_{max.h} : Débit entrant dans la station en (m^3/h)
 Q_{max.j} : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année
 Q_{min.j} : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année
 Q_{moy.j} : Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m^3/s)
 Q_{max.j} : Consommation maximal journalière en (m^3/j)

- q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en (l/j/cons)
Re : Nombre de RAYLOADS
S : Section de la conduite
T : Prix unitaire du KWh en (DA)
Tv : La pression de vapeur maximum que l'aire peut supporter à une température donnée
t : taux d'accroissement (%)
tp : Nombre d'heures de pompage (h)
U₀ : Volume d'aire initiale (m³)
V₁ : Vitesse de l'eau dans la tuyère en (m/s)
V : Volume nouveau de l'aire (m³)
V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement en (m/s)
U_{max} : Volume d'air dans la cloche (m³)
V_{sr} : Volume de la station de refoulement (m³)
V_t : Volume totale du réservoir (m³)
Z : Pression dans le réservoir dans le réservoir d'aire
Z₀ : Pression absolue
Ω : Coefficient de vieillissement
α : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort
β : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
ν : Viscosité cinématique de l'eau
ξ : Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne (%)
ρ : Masse volumique de l'eau en (kg/ m³)
η : Rendement de la pompe (%)
λ : Coefficient de perte de charge
∅ : Diamètre normalisé (m)

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins en eau	
I.1.Présentation de la zone d'étude	2
I.1.1. Situation Géographique et topographique	2
I.1.1.1. La commune d'Ait Smail	2
I.1.1.2. Le village Riff	2
I.1.2.Pluviométrie, Géologie et hydrographie	2
I.2.Recensement de la population et des infrastructures	4
I.2.1.Analyse démographique et population actuelle	4
I.2.2.Evaluation de la population	4
I.2.3.Répartition actuelle de la population dans la zone d'étude	5
I.2.4.Recensement et infrastructure	5
I.2.4.1.Administration	5
I.2.4.2.Education	5
I.2.4.2.A.Cycle primaire	5
I.2.4.2.B.Le cycle moyen	6
I.2.4.2.C.Le cycle secondaire	6
I.2.4.3.Formation	6
I.2.4.4. Santé	6
I.2.4.5. Socio-culturel	6
I.2.4.6.Culte	6
I.2.4.7. Economie	6
I.2.4.8.Sécurité	6
I.2.5.Evaluation de besoins en eau	7
I.2.5.1.Besoin pour usage domestique	7
I.2.5.2.Besoin des équipements	7
I.2.6. Calcul des déficits en eau pour différente agglomération	8
I. 2.6.1.Projection de développement domestique	8
I. 2.6.2.Bilan Ressources – Besoins	8
I. 2.6.3.Majoration de la consommation moyenne journalière	10
I. 2.6.4.Variation de la consommation journalière	10
I. 2.6.4.1.Consommation maximale journalière	10
I. 2.6.4.2.Consommation minimale journalière	11
I. 2.6.5. Variation de la consommation horaire	12
I.2.7.Recensement des ouvrages hydraulique	13
I.2.7.1.Ressource hydrique de la zone d'étude	13
I.2.7.2.Ressource mobilisée	13
I.3. Conclusion	14
Chapitre II : Les réservoirs	
II.1. Introduction	16
II.2. Rôles et utilités des réservoirs	16
II.3. Choix du type de réservoir	16
II.4. Lieu d'emplacement des réservoirs	16
II.5. Caractéristiques d'un réservoir	16
II.6. Equipement d'un réservoir	16
II.6.1. Conduite d'adduction	17
II.6.2. Conduite de distribution	17
II.6.3. Conduite de trop plein	17

II.6.4. La conduite de vidange	17
II.6.5. Dispositions spéciales	17
II.6.5.1. By-pass entre adduction et distribution	17
II.6.5.2. Matérialisation de la réserve d'incendie	17
II.7. Capacité des réservoirs	20
II.7.1. Calcul des capacités des réservoirs	21
II.7.1.1. Réservoir R1 : Targaget ACL Aghdir	21
II.7.1.2. Réservoir R2 : Ouled Khenniche	22
II.7.1.3. Réservoir R3 : Tala Aata	22
II.7.1.4. Réservoir R4 : Ighil Ouli	22
II.7.1.5. Réservoir R5 : Boulehfa	22
II.7.1.6. Réservoir R6 : Boumadjber	23
II.7.1.7. Réservoir R7 : Tizi Lakhmis	23
II.7.1.8. Réservoir R8 : Bourafaa	23
II.7.1.9. Réservoir R9 : Riff (commune Taskriout)	23
II.7.1.9. Réservoir R10 : Taouirth Amer	24
II.7.2. Capacité des stations de reprises	32
II.7.2.1. Volume de la bache d'eau de la station de pompage de Bordj Mira	32
II.7.2.2. Volume des baches d'eau des différentes stations de reprises	33
II.8. Conclusion	33

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction	34
III.2. Choix du tracé	34
III.3. Choix du type de conduite	34
III.3.1. Les avantages des conduites en PEHD	34
III.3.2. Les avantages des conduites en aciers	34
III.4. Choix et description de l'adduction	34
III.5. Etude Technico-Economie des diamètres de refoulement	35
III.5.1. Calcul des diamètres économiques	35
III.5.2. Calcul des pertes de charge	35
III.5.2.1. Pertes de charge linéaires	35
III.5.2.2. Rugosité absolue (K)	36
III.5.2.3. Rugosité relative K/D	36
III.5.2.4. Nombre de REYNOLDS	36
III.5.2.5. Pertes de charges singulières (locales)	36
III.5.2.6. Pertes de charges totales	36
III.5.3. Détermination de la hauteur manométrique totale	37
III.5.4. Puissance absorbée par le pompage	37
III.5.5. Energie consommé par la pompe	37
III.5.6. Prix de l'énergie (exploitation)	37
III.5.7. Amortissement	37
III.5.8. Frais d'amortissement	38
III.5.9. Prix unitaire des différents diamètres	38
III.5.10. Calcul des diamètres économiques	39
III.5.10.1. Adduction principale	39
1 ^{er} tronçon : SP Bordj Mira – SR1 Ankouche	39
2 ^{eme} tronçon : SR1 Ankouche – SR2 Ouled Kenniche	40
3 ^{eme} tronçon : SR2 Ouled Kenniche – SR3 Tizouel	42
III.5.10.2. Adduction secondaire	43

III.5.10.2.A- Départ N°1 : Raccordement du village Riff	43
1 ^{er} tronçon : SR3 Tizouel – R400m ³	43
III.5.10.2.B. Départ N°2 : Raccordement du village Ouled Khenniche	44
1 ^{eme} tronçon : SR3 Tizouel – R400m ³ Ouled Khenniche	44
III.5.10.2.C. Départ N°3 : Raccordement du village Boulahfa et Ighi Ouli	45
1 ^{er} tronçon : SR3 Tizouel – SR4 Boulahfa	45
2 ^{eme} tronçon : SR4 Boulahfa – R250m ³	46
3 ^{eme} tronçon : SR4 Boulahfa – SR5 Ighi	47
4 ^{eme} tronçon : SR5 Ighi Ouli – R200m ³ Ighil Ouli	48
III.5.10.2.D. Départ N°4 : Raccordement de Boumedjber	49
1 ^{eme} tronçon : SR3 Tizouel – SR6 Bouizra	49
2 ^{eme} tronçon : SR6 Bouizra – R250m ³ Boumedjber	51
III.5.10.2.5- Départ N°5 : Raccordement de la localité de Tala Aata, Tizi Lekhmis et Bourafa	52
1 ^{er} tronçon : SR6 Bouizra – Réservoir projetée Taourirth Amer	52
2 ^{eme} tronçon : Réservoir projetée Taourirth Amer -Point A	53
3 ^{eme} tronçon : Point A Route – R300m ³ Tala Aata	54
4 ^{eme} tronçon : R300m ³ Tala Aata – SR7 Tala Aata	55
5 ^{eme} tronçon : SR7 Tala Aata – R200 Bourafa	55
6 ^{eme} tronçon : Point A Route – SR8 Bouachène	57
7 ^{eme} tronçon : SR8 Bouachène – R250m ³ Tizi Lekhmis	57
III.6. Conclusion	59

Chapitre IV : Les pompes

IV.1- Introduction	60
IV.2- Choix de la pompe.....	60
IV.3- Point de fonctionnement.....	60
IV.4- Etude de la cavitation	61
IV.5- Choix des pompes pour les différentes stations de refoulement.....	62
IV.5.1- Station de pompage Bordj Mira.....	62
IV.5.1.1- Réalisation du point de fonctionnement.....	63
IV.5.1.2- Etude des variantes	63
IV.5.1.2.1- 1 ^{ère} variante : Agir sur le temps de pompage	63
IV.5.1.2.2- 3 ^{ème} variante : Régulation par étouffement	63
IV.5.1.2.3- 3 ^{ème} Variante : Vitesse de rotation de rotation de la pompe	64
IV.5.1.3- Vérification de la non cavitation	64
IV.5.2- Station de refoulement 1	65
IV.5.3- Station de refoulement 2	66
IV.5.4- SR3 Tizouel vers SR4 Boulahfa	67
IV.5.5- SR4 Boulahfa – SR5 Ighi Ouli	68
IV.5.6- SR5 Ighi Ouli – R200m ³ Ighil Ouli	69
IV.5.7- SR3 Tizouel – SR6 Bouizra	70
IV.5.8- SR6 Bouizra – R250m ³ Boumedjber	71
IV.5.9- SR6 Bouizra – Réservoir projetée Taourirth Amer	72
IV.5.10- SR7 Tala Aata – R200 Bourafa	73
IV.5.11- SR8 Bouachène – R250m ³ Tizi Lekhmis	74
IV.6- Conclusion	76

Chapitre V : Coup de bélier et pose des conduites

V.1. Coup de Bélier	78
V.1.1. Introduction	78
V.1.2. Analyse physique du coup de bélier	78
V.1.3. Protection contre le coup de bélier.....	78
V.1.4. Calcul de la célérité des ondes	79
V.1.5. Calcul de la valeur du coup de bélier	79
V.1.5.1. Cas de fermeture brusque	79
V.1.5.2. Cas d'une fermeture lente	79
V.1.6. Méthode de calcul des réservoirs d'air.....	81
V.1.7. Les réservoirs d'air	81
V.1.7.1. Principe de fonctionnement	81
V.1.7.2. Principe de construction de l'épure de Bergeron.....	82
V.1.7.3. Programme de calcul du réservoir d'air avec la méthode de Bergeron	82
V.1.7.4. Calcul des pertes de charges	82
V.1.7.4.1. Cas de la montée de l'eau	82
V.1.7.4.2. Cas de la descente	82
V.1.8. Dimensionnement des réservoirs d'aires	83
V.1.8.1. Tronçon SR5 Ighi Ouli – R200m ³ Ighil Ouli	83
V.1.8.2. Tronçon SR6 Bouizra – Réservoir projetée Taourirth Amer	85
V.1.8.3. Tronçon SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa.....	88
V.1.8.4. Tronçon SR8 Bouachène – R250m ³ Tizi Lekhmis	90
V.1.9. Conduite gravitaire	93
V.1.9.1. Tronçon SR3 Tizouel – R400m ³	93
V.1.9.2. Tronçon SR3 Tizouel – R400m ³ Ouled Khenniche	93
V.1.9.3. Tronçon R300m ³ Tala Ataa – SR7 Tala Ataa	93
V.1.9.4. Tronçon Point A Route – SR8 Bouachène.....	93
V.3. Conclusion	94
Conclusion générale	95

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est un élément essentiel et demeure une source de vie pour tout êtres vivants, aussi bien animal que végétal, et ainsi contribue à leur subsistance, La demande en eau potable de consommation humaine ne cesse d'accroître en raison de la croissance démographique et du niveau de vie qui demande plus de consommation. La croissance du besoin en eau nous a amené vers l'étude du système d'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Smail et du Riff. Ses derniers se trouvant dans la wilaya de Bejaia, Les habitants du village de Ait Smail n'aient pas assez d'eau dans les périodes sèches vont désormais être approvisionné en eau potable quotidiennement avec la source bleue de Bordj Mira

La population de la commune de Ait Smail est majoritairement alimentées en eau potable a partir de source capté à trévère l'ensemble du territoire communale. Celle du village Riff, dans la commune de Taskriout est également alimenter par des sources interceptées à travers divers point de localité.

Toutes fois, dans l'ensemble, la zone d'études accuse un déficit très important en matière d'alimentation en eau potable, Les collectivités locale ont déployé plusieurs effort pour l'exploitation des ressources souterraines, en occurrence la réalisation des forages, seulement les résultats ne sont pas ce sont escompté et plusieurs tentatives se sont soldé par des échecs.

Pour y remédier a cette situation qui est perdue entrave de la commune d'Ait Smail et le village Rif, dans la commune de Taskriout, L'APC de Ait Smail a engagé une étude du renforcement de l'AEP de la commune à partir de Bordj Mira, tout en incluant le village Rif.

Notre travail consiste à l'étude du renforcement de la commune d'Ait Smail et du Riff en eau potable à partir de la source bleue de Bordj Mira. Ainsi notre étude s'articulera de la manière suivante :

- Le premier chapitre sera pour la présentation du site et l'estimation des besoins en eau à court et à long terme.
- Le deuxième chapitre est sur les réservoirs.
- Le chapitre troisième sera consacré au dimensionnement des conduites d'adduction.
- Le quatrième chapitre sera sur les pompes.
- Le cinquième chapitre sur le coup de bélier.

On terminera notre travail par une conclusion générale.



Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins en eau

I.1. Présentation de la zone d'étude

I.1.1. Situation Géographique et topographique

I.1.1.1. La commune d'Ait Smail

La commune de Ait Smail est situer dans la partie Est de la wilaya de Bejaia, l'altitude varie de 550m à 1060m. Le territoire de la collectivité s'étend sur 25km², son relief est formé de :

- ▶ 80% de montagne.
- ▶ 20% autres.

La commune d'Ait Smail est limitée :

- Au Nord-est par la commune de Tizi N'berbre.
- A l'Ouest par la commune d'Ait Tizi (Wilaya de Setif).
- Au Sud par Draa El Kaid.
- A l'Est par la commune de Taskriout.

I.1.1.2. Le village Riff

Le village de Riff se trouve dans le territoire dans la commune de Taskriout. Il occupe sa partie Ouest et il est limitrophe à Ait Smail.

La figure (I.1) ci-dessous nous montre la situation géographique de la zone d'étude :



Figure (I.1) : Situation géographique de la commune d'Ait Smail et du Riff

I.1.2. Pluviométrie, Géologie et hydrographie :

La moyenne des précipitations annuelles est de l'ordre de 900mm/année avec une concentration dans la période allant de mois d'Octobre au mois de Janvier. Le territoire de la commune est géologiquement stable. Le principale Oued qui traverse le territoire de la zone d'étude est Oued Ait Smail qui est un Oued permanent, et qui alimente les nappes phréatiques et les différentes sources (voir la figure (I.2))

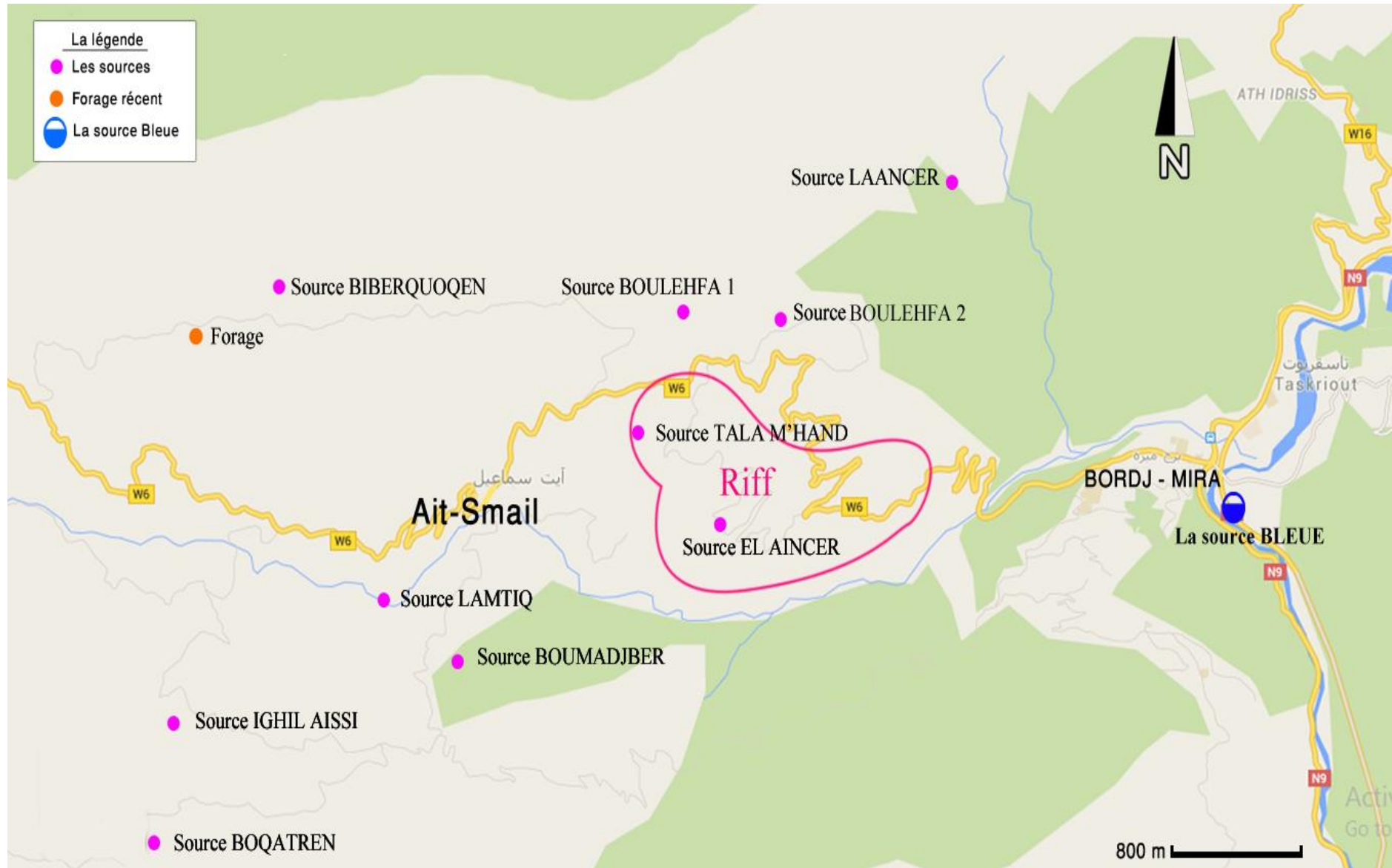


Figure (I.2) : Les ressources actuelles de la commune d'Ait Smail et du Riff

I.2. Recensement de la population et des infrastructures

I.2.1. Analyse démographique et population actuelle

L'analyse du phénomène de la démographie, consiste un axe d'importance dans l'objet de la présente d'étude. L'élément démographique permet d'introduire la dimension sociologique du projet par l'évolution et la répartition de la population par rapport au territoire de la commune. L'occupation humaine de la zone d'étude s'affiche clairement d'après les données recueillis respectivement auprès des autorités locales de la commune et des services de statistiques de la DPAT. En se basent sur le RGPH de la dernière édition, Nous pouvons déterminer la population actuelle de la commune en considérant un taux moyen de croissance de 1.70% (voir le tableau (I.1)). [1]

Tableau (I.1) : Population actuelle de la zone d'étude

Centre / Agglomération	POP RGPH 2008	Taux d'accroissement	POP 2014
Targrat ACL Aghdir	6000	1,7	6636
Ouled Khenniche AS	4000	1,7	4424
Tala Aata AS	1800	1,7	1991
Ighil Ouli	500	1,7	553
Bourafa	700	1,7	774
Boumadjber	800	1,7	887
Zone éparses Tizi Lakhmis, Tala Aaname, Bouchéne, Bouchaib, Toirount, Tachrouft	1000	1,7	1106
Total commune Ait Smail	15000	1,7	16590
Riff (commune Taskriout)	3288	1,7	3636

I.2.2. Evaluation de la population

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évaluation de la population à long terme, soit sur une période de 26 années qui est une moyenne en matière de durée de vie des canalisations. Pour notre étude présente, l'horizon du moyen terme étant l'an 2030 et pour le long terme c'est l'horizon 2040 qui est considéré (voir le tableau (I.2)).

La population future est alors estimée par la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + t)^n \quad (\text{équation I.1})$$

D'où :

P : Population future à un horizon donnée

P₀ : Population actuelle

t : taux d'accroissement est égale 1.70

n : nombre d'année pour l'horizon à 26 ans.

Tableau (I.2) : Evaluation de la population pour divers horizon

Centre / Agglomération	POP 2014	Horizon 2030	Horizon 2040
Targrat ACL Aghdir	6636	8686	10286
Ouled Khenniche AS	4424	5791	6857
Tala Aata AS	1991	2606	3086
Ighil Ouli	553	724	857
Bourafa	774	1014	1200
Boumadjber	887	1164	1375
Zone éparses Tizi Lakhmis, Tala Aaname, Bouchéne, Bouchaib, Toirount, Tachrouft	1106	1448	1714
Total commune Ait Smail	16590	21716	25714
Riff (commune Taskriout)	3636	4759	5636

I.2.3. Répartition actuelle de la population dans la zone d'étude

La totalité des centres de la commune d'Ait Smail, est concerné par le renforcement à partir de la source bleue. Ces centres sont répartis en agglomération et en hameaux dans le tableau (I.3).

Tableau (I.3) : Répartition de population en agglomération et hameaux

N°	Centres/localités	Population 2014
1	Agglomération chef lieu Targrat et Aghdir	6636
2	Thala Aata	1991
3	Ouled Khenniche	3318
4	Ighil Ouli	553
5	Boulahfa	1106
6	Boumadjber	887
7	Bourafaa	774
8	Tzi lakhmis, Tala Aaname, Bouchène, Bouchaib, Tairount, Tachrouft	1106
Total		16590

I.2.4. Recensement et infrastructure

I.2.4.1. Administration

L'infrastructure administrative existant sur l'ensemble du territoire de la commune d'Ait Smail est représentée dans le tableau (I.4) comme suite :

Tableau (I.4) : Infrastructure administrative de la commune d'Ait Smail

Agglomération	Type de l'agglomération	Administration	Capacité
Taragregt	ACL	Siège APC	90
		02 Agences postales	8

I.2.4.2. Education

I.2.4.2.A. Cycle primaire

Le cycle primaire de l'enseignement est répartie sur 09 établissement sur l'ensemble du territoire de la commune, et reçoit 3088 élèves. Toutes les écoles sont dotées de cantines scolaires (voir le tableau (I.5)).

Tableau (I.5) : Etablissement primaire de la commune d'Ait Smail et du Riff

N°	Ecole/localité	Nombres d'élèves années scolaire 08/09	Observation
1	Ecole Taragregt	630	Avec contine
2	Ecole Tizouel	540	Avec contine
3	Ecole Aghdir	100	Avec contine
4	Ecole Tala Aata	125	Avec contine
5	Ecole Ouled Khenniche	300	Avec contine
6	Ecole Boulahfa	150	Avec contine
7	Ecole Boumadjber	70	Avec contine
8	Ecole Ighil Ouli	70	Avec contine
9	Ecole Tizi Lakhmis	60	Avec contine
Total commune Ait Smail		2945	-
10	Ecole Riff	400	Avec contine
11	Ecole Ankouche	150	Avec contine
Total Riff		550	-

1.2.4.2.B. Le cycle moyen

L'enseignement dans le cycle moyen est réparti sur deux établissements et accueille 1400 élèves (voir tableau (I.6)).

Tableau (I.6) : Etablissement de cycle moyen de la commune d'Ait Smail et du Riff

N°	Etablissement/localité	Nombres d'élèves années scolaire 08/09	Observation
1	CEM Taragregt	745	Demi-pension 200 rations/jours
2	CEM Tizouel	655	Demi-pension 200 rations/jours
Total		1400	

1.2.4.2.C. Le cycle secondaire

L'enseignement dans le cycle secondaire n'est pas encore assuré au niveau du territoire de la commune. Cependant un lycée est en cour de réalisation et dans l'ouverture est prévue dans 2 années.

1.2.4.3. Formation

Le secteur de formation n'est pas présent au niveau de la commune d'Ait Smail.

1.2.4.4. Santé :

Au plan sanitaire, la commune dispose d'une polyclinique (centre de santé) à Tizouel et de 03 salles de soins à Taragret, Tala Aata et Ighil Ouali.

1.2.4.5. Socio-culturel

La commune dispose d'une maison de jeune à Taragret.

1.2.4.6. Culte

Chaque groupement au centre dispose d'une mosquée, elle existe une école coranique à Aghdir de capacité de 250 élèves.

1.2.4.7. Economie

Elle existe aucune infrastructure économique au niveau de la zone d'étude.

1.2.4.8. Sécurité

Il existe une brigade de gendarmerie nationale.

1.2.5. Evaluation de besoins en eau

Les besoins en eau des agglomérations de la zone d'étude seront évaluer suivant les résultats des investigatrices et des reconnaissances effectuer, il sera également tenue compte des extensions future pour l'usage domestique et l'usage public. L'évaluation de la quantité ne peut se faire avec une grande certitude, chaque catégorie de besoin dépend de nombreux paramètres dans l'évolution dans le temps est variable et change d'une agglomération à une autre. Les besoins élémentaires ou unitaires dépendant de la façon dont on se sert l'eau est varié d'un usage à un autre.

La consommation moyenne journalier se détermine en tenant compte de différent types de consommateurs domestique, socioculturel, scolaire, administratif, industrielle, etc....

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \sum \frac{q \cdot N_i}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad (\text{équation I.2})$$

Avec : Q = consommation moyenne journalier des consommateurs (m³/j),

q : dotation moyenne journalier en l/j/con,

N_i : Nombre de consommateurs.

1.2.5.1. Besoin pour usage domestique

Sur la base des besoins pour usage domestique et sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab. Les besoins en eaux pour l'usage domestique dans la zone d'étude seront calculés selon la formule suivante :

$$Q_{\text{domestique}} = \frac{N_i \cdot q}{86400} \quad (\text{l}/\text{sec}) \quad (\text{équation I.3})$$

Le tableau (I.7) ci-dessous nous donne les besoins domestiques en eau en m³/j de notre zone d'étude.

Tableau (I.7) : besoin domestiques moyen de la zone d'étude pour différent horizon

N°	Centre/Localités	Besoins en eau m ³ / j		
		2014	2030	2040
1	Agglomération chef-lieu Targrat et Aghdir	995,40	1302,90	1542,90
2	Tala Aata	298,65	390,90	462,90
3	Ouled Khenniche	497,70	651,45	771,45
4	Ighel Ouli	82,50	108,60	128,55
5	Boulahfa	165,90	217,20	257,10
6	Boumadjbar	133,50	174,60	206,25
7	Bourafaa	116,10	152,60	180,00
8	Tizi Lakhmis, Tala Aanane, Bouchène, Bouchaib, Tairount, Tachrouft	165,00	217,20	257,10
Total commune Ait Smail		2445,75	3115,45	3806,25
9	Riff (commune Taskriout)	545,40	713,85	845,40

S'agissant de réseau important et complexe, nous allons établir des prévisions pour les 26 années prochaines. Les besoins seront localisée géographiquement et ils sont exprimée en besoin à la production, c'est-à-dire tenir compte du comptage des compteurs des abonnées et des pertes en réseau.

1.2.5.2. Besoin des équipements :

Au niveau de la zone d'étude, Les équipement existant sont représentés dans le tableau (I.8) ci-dessous.

Tableau (I.8) : Infrastructure administrative de la commune d'Ait Smail

Agglomération	Administration	Nombre de consommateurs	Dotation en l/j/cons	Besoins en eau m ³ /j	Total
Targret Aghdir	Siège APC	90	15	1,35	58,87
	Agence postale	8	15	0,12	
	Gendarmerie nationale	28	50	1,4	
	Maison de jeunes	50	5	0,25	
	Mosquée	150	10	1,5	
	Polyclinique	10	400	8	
	Salle soins	2	400	0,8	
	03 écoles primaires	730	10/20	10,95	
	02 CEM	1400	10/20	21	
	Une école coranique	150	50	7,5	
	Un lycée en prévision	400	10/20	6	
Tala Aata	Salle de soins	2	400	0,8	4,17
	Une école primaire	125	15	1,87	
	Mosquée	100	15	1,5	
Ouled Khenniche	Une école primaire	100	15	1,5	6
	Une salle de soins	300	15	4,5	
Ighil Ouli	Une école primaire	70	10/20	1,05	1,85
	Une salle de soins	2	400	0,5	
Boulahfa	Une école primaire	150	15	2,25	2,25
Boumadjber	Mosquée	100	15	1,5	2,55
	Une école primaire	70	15	1,05	
Tizi Lakhmis	Ecole primaire	60	15	0,9	0,9
Riff	02 Ecoles primaires	600	10/20	9	11,3
	01 Salle de soins	2	400	0,8	
	01 Mosquée	100	15	1,5	

1.2.6. Calcul des déficits en eau pour différente agglomération

1.2.6.1. Projection de développement domestique

Tenant compte de l'orientation spéciale de nous rapprocher de la définition des besoins en eau potable de la zone d'étude en court, moyen et long terme (2030, 2040), Horizon que nous avons admis pour l'échellement ; le processus d'aménagement hydraulique des centres, d'une part, il est extrêmement difficile de simuler l'avenir d'une agglomération avec certitude, d'autre part. Nous avons donc admis les hypothèses suivantes :

- Le taux d'accroissement des centres est constant dans le temps « T » est égale à 1.7
- Domination de style de vie par les anciens valeurs et traditions.

1.2.6.2. Bilan Ressources – Besoins

La confrontation des débits des ressources disponible avec les besoins de l'ensemble des agglomérations et des localités de la zone d'étude est représentée dans les tableaux ci-dessous (tableau (I.9), tableau (I.10), et tableau (I.11)).

Tableau (I.9) : besoin domestiques moyen de la zone d'étude pour différent horizon

N°	Centre/Localités	Besoins en eau m ³ / j		
		2014	2030	2040
1	Agglomération chef-lieu Targrat et Aghdir	995,40	1302,90	1542,90
2	Tala Aata	298,65	390,90	462,90
3	Ouled Khenniche	497,70	651,45	771,45
4	Ighel Ouli	82,50	108,60	128,55
5	Boulahfa	165,90	217,20	257,10
6	Boumadjbar	133,50	174,60	206,25
7	Bourafaa	116,10	152,60	180,00
8	Tizi Lakhmis, Tala Aanane, Bouchène, Bouchaib, Tairount, Tachrouft	165,00	217,20	257,10
Total commune Ait Smail		2445,75	3115,45	3806,25
9	Riff (commune Taskriout)	545,40	713,85	845,10

Tableau (I.10) : Besoins en eau des équipements existants et projetées

N°	Centres/localités	Population	Besoins m ³ /j
1	Agglomération chef-lieu Targrat ACL Aghdir	6636	58,87
2	Tala Aata	1991	4,17
3	Ouled Khenniche	3318	6
4	Ighil Ouli	553	1,85
5	Boulahfa	1106	2,25
6	Boumadjber	887	1,08
7	Bourafa	774	1,15
8	Zone éparse Tizi Lakhmis, Tala Aaname, Bouchène, Bouchaib, Toirount, Tachrouft	1106	0,9
Total de la commune d'Ait Smail		16371	76,27
9	Riff	3636	11,3

Tableau (I.11) : Récapitulation des différents besoins en eau

N°	Centres/localités	Besoins m ³ /j		
		2014	2030	2040
1	Agglomération chef-lieu Targrat ACL Aghdir	1054,27	1361,77	1601,77
2	Tala Aata	308,82	401,07	473,07
3	Ouled Khenniche	497,70	651,45	771,45
4	Ighil Ouli	84,35	110,45	130,40
5	Boulahfa	168,15	217,20	259,35
6	Boumadjber	134,58	175,68	207,33
7	Bourafa	116,10	152,60	180,00
8	Zone éparse Tizi Lakhmis, Tala Aaname, Bouchène, Bouchaib, Toirount, Tachrouft	165,90	218,10	258,00
Total commune d' Ait Smail		2529,87	3288,32	3881,37
9	Riff	55,70	725,15	856,70

1.2.6.3. Majoration de la consommation moyenne journalière

L'ensemble des fuites sur les adductions et l'horizon, varie selon le type du tuyau, vétusté, la nature du terrain et la qualité de l'entretien. En considère qu'il est difficile de réduire les pertes à moins de 10% (rapporter à la production) même pour un réseau neuf, et que 15% des pertes caractérisant un réseau en bon état est très bien entretenue. C'est au-delà de 20% qu'on doit réagir et accentué les compagnes anti-fuites (on envisage le renouvellement des conduites).

Pour compenser les fuites au niveau de l'adduction, de réseau de distribution et de l'abonnée, on effectue une majoration de 20%.

Le tableau (I.12) ci-dessous nous donne un récapitulatif des besoins journalières majorée des différent centres dans les localités de la zone d'étude.

Tableau (I.12) : récapitulation des besoins moyens journalière majorée

N°	Centres/localités	Besoin m ³ /j		
		2014	2030	2040
1	Agglomération chef-lieu Targrat ACL Aghdir	1265,12	1634,12	1922,12
2	Tala Aata	370,58	481,28	567,68
3	Ouled Khenniche	597,24	781,74	925,74
4	Ighil Ouli	101,22	132,54	156,48
5	Boulahfa	201,78	260,64	311,22
6	Boumadjber	161,49	210,81	248,79
7	Bourafa	139,32	183,12	216,00
8	Zone éparsé Tizi Lakhmis, Tala Aaname, Bouchéne, Bouchaib, Toirount, Tachrouft	199,08	261,72	309,60
Total commune d' Ait Smail		3035,83	3945,97	4657,63
9	Riff	668,04	870,18	1028,04

1.2.6.4. Variation de la consommation journalière

La consommation d'eau quotidienne n'est pas constante, ni varié en présentant des maximum et des minimum. Pour tenir compte de cette variation on doit considérer le coefficient dite : « coefficient d'irrégularité journalière K_{max} » qui corresponde à la concentration de tous les écoulements (demande) sur une durée donnée de la journée, donc tenir compte des fuites, des pertes et des saisons ou la consommation est maximale.

1.2.6.4.1. Consommation maximale journalière

Pour la détermination de la consommation maximale journalière, on affecter au débit moyen journalier en coefficient d'irrugalirité de la consommation journalière, elle est définit comme étant le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne.

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad (\text{équation I.4})$$

Avec :

$K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalière, On prend $K_{max.j} = 1,2$

D'où :

$$Q_{max.j} = 1.2 \times Q_{moy.j} \quad (\text{équation I.5})$$

Le tableau (I.13) ci-dessous nous montre la variation de la consommation maximale journalière dans les différents horizons de la zone d'étude.

Tableau (I.13): variation de la consommation maximale journalière

N°	Centre/Localités	Besoins en eau m ³ / j		
		2014	2030	2040
1	Agglomération chef-lieu Targrat et Aghdir	1518,14	1960,94	2303,54
2	Tala Aata	444,69	577,53	664,18
3	Ouled Khenniche	680,68	938,08	1110,88
4	Ighel Ouli	121,46	159,05	187,77
5	Boulahfa	242,13	312,76	373,46
6	Boumadjbar	193,78	252,97	298,54
7	Bourafaa	167,78	219,74	259,20
8	Tizi Lakhmis, Tala Aanane, Bouchène, Bouchaib, Tairount, Tachrouft	238,89	314,06	371,52
Total commune Ait Smail		3607,49	4515,39	5933,09
9	Riff (commune Taskriout)	801,64	1044,21	1233,64

I.2.6.4.2. Consommation minimale journalière :

Le débit minimal journalier sera déterminé par la relation suivante :

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

Avec :

$K_{\min,j}$ = Coefficient d'irrégularité minimale journalière, On prend 0,8

D'où :

$$Q_{\min,j} = 0,8 \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{équation I.7})$$

Les résultats de calcul des débits min sont exprimés dans le tableau (I.14) ci-dessous.

Tableau (I.14): variation de la consommation minimale journalière

N°	Centres/localités	Besoin m ³ /j		
		2014	2030	2040
1	Agglomération chef-lieu Targrat ACL Aghdir	843,42	1089,42	1281,42
2	Tala Aata	247,06	320,86	378,46
3	Ouled Khenniche	398,16	521,16	617,16
4	Ighil Ouli	67,48	88,36	104,32
5	Boulahfa	134,52	173,76	207,48
6	Boumadjber	107,66	140,54	165,86
7	Bourafa	92,88	122,08	144,00
8	Zone éparsée Tizi Lakhmis, Tala Aanane, Bouchène, Bouchaib, Toirount, Tachrouft	132,72	174,48	206,40
Total commune d' Ait Smail		2023,90	2630,66	3105,10
9	Riff	44,56	580,12	685,36

Les résultats de calcul de $Q_{\max,j}$ et $Q_{\min,j}$ sont récapitulés dans le tableau (I.15) qui est le suivant :

Tableau (I.15) : Consommation journalière maximale et minimale

	Besoins en 2014		besoins en 2030		Besoins 2040	
	$Q_{\min,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\min,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\min,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)
Total commune d'Ait Smail	2023,9	3607,49	2630,66	4515,39	3105,1	5933,09
Riff	44,56	801,64	580,12	1044,21	658,36	1233,64

I.2.6.5. Variation de la consommation horaire

Le débit horaire varie suivant les heures de la journée (sur les 24 heures). Ces variations sont caractérisées par les coefficients $K_{\max,h}$ et $K_{\min,h}$ appelées respectivement de variation maximale horaire et minimale horaire.

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

$$K_{\max,h} = \frac{Q_{\max,h}}{Q_{\text{moy},h}} \quad (\text{équation I.9})$$

Par ailleurs ; le coefficient max.horaire ($K_{\max,h}$) est défini par :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{équation I.10})$$

Ou :

β_{\max} : dépend du nombre d'habitant de l'agglomération.

α_{\max} : dépend quant à lui confort au sein de l'agglomération (des habitants et bâtiments).

« α_{\max} » varie de (1.2 à 1.4), et pour une zone rurale on le prend égale à 1,3.

Soit :

α_{\max} est égale à 1.3 dans notre cas.

Pour β_{\max} , il dépend du nombre d'habitants, et il est donné par le tableau (I.16) suivant :

Tableau (I.16) : valeur de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitant * 1000	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Zone I : Totale commune d'Ait Smail

N = 25714 habitants

Par interpolation on trouve : $\beta_{\max} = 1.17$

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} = 1.3 * 1.17 = 2.21$$

On prend $K_{\max,h} = 2.21$

Zone II : Riff

N = 5636 habitants.

Par interpolation on trouve : $\beta_{max} = 1.42$

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max} = 1.3 * 1.42 = 1.85$$

On prend $K_{max.h} = 1.85$

Les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau (I.17).

On prend comme valeur P_0 : La population actuelle de 2014.

Tableau (I.17) : Consommation maximale horaire pour les différents horizons

Horizon	Totale commune d'Ait Smail			Riff		
	2014	2030	2040	2014	2030	2040
Nombre d'habitants	16590	21716	25714	3636	4759	5636
B max	1.23	1.19	1.17	1.52	1.46	1.42
$K_{max.h}$	1.6	1.55	1.52	1.98	1.9	1.85
$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)	150.31	188.14	247.21	33.40	43.51	51.40

Le débit de pointe sera donc : $Q_p = K_{max.h} * Q_{moy.h}$

Zone I : Total commune d'Ait Smail

$$Q_p = 1.52 * 247.21 = 375.76 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

$$Q_p = 104.38 \text{ (l/s)}$$

Zone II : Riff

$$Q_p = 1.85 * 51.40 = 95.09 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

$$Q_p = 26.41 \text{ (l/s)}$$

1.2.7. Recensement des ouvrages hydraulique

1.2.7.1. Ressource hydrique de la zone d'étude

La zone d'étude est, dans sa majorité, pauvre en ressource hydrique. Les quelques émergences capté dans la partie à travers les régions de la commune ne sont pas du tout en mesure de satisfaire des besoins de la population. Donc la ressource hydrique dans la commune d'Ait Smail, demeure rare et insuffisante.

1.2.7.2. Ressource mobilisée

Les eaux mobilisée actuellement dans la zone d'études, provenant soit des ressources ou des forages (10 sources, 1 forage).

La production actuelle de la ressource mobilisée est représentée dans le tableau suivant (tableau (I.18)) :

Tableau (I.18) : Production actuelle de la ressource

Ressource	Débit max (l/s)	Débit min (l/s)
Forage Biberqugen	1	0
Source Tamnakht	1	0,5
Source Tala Tazgaght	2	1
Source Tala Ighzer Aissi	2,5	2
Source Biqtran	1	0,5
Source Boumedjber	1	0,5
Source Lamtiq	9,3	6,8
Source Tal N'taourirth	2	1,5
Source Aabaid	1	0,5
Source Saber	2	1,5
Commune d'Ait Smail	21,8	14,8
Source Elainser	6,2	2,1
Source tala M'hand	3,2	0,5
Source Youfer	3,8	0,6
Riff	13,2	3,2

I.3. Conclusion

Il ressort du tableau I.12 que les ressources mobilisées pour la zone de l'étude présentent un débit de l'ordre de 21.80 (l/s) pour la commune d'Ait Smail et de 13.20 (l/s) pour le village du Riff dans la commune Taskriout.

Le bilan du manque de débit pour les différents horizons de la commune d'Ait Smail et du Riff sont comme suite :

- Pour l'horizon actuel, les besoins de la zone d'étude sont de 51.03 l/s, et les ressources actuelles nous donne un débit de 22 l/s, ainsi on a un déficit de 29.01 l/s.
- Pour l'horizon 2030, les besoins de la zone d'étude seront de 66.89 l/s, et les ressources actuelles nous donne un débit de 22 l/s, ainsi on a un déficit de 44.89 l/s.
- Pour l'horizon 2040, les besoins de la zone d'étude seront de 78.74 l/s, et les ressources actuelles nous donne un débit de 22 l/s, ainsi on a un déficit de 56.74 l/s.

Chapitre II : Les réservoirs

II.1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit potable, destinée à la consommation publique, soit à usage industriel. C'est pourquoi, il est nécessaire qu'il présente certaines caractéristiques ; parmi elles :

- Etanchéité de la paroi intérieure,
- Résistance contre les efforts exercés par le poids propre de l'ouvrage, la pression de l'eau et les efforts extérieurs,
- Résistance aux attaques chimiques de l'eau,
- Conservation de l'eau à une température constante.

II.2. Rôles et utilités des réservoirs

Le réservoir est un ouvrage hydraulique de stockage qui sert de tampon entre l'amenée et la distribution. Il joue les rôles suivants :

- Assurer le débit demandé par l'agglomération aux heures de pointe.
- Satisfaction des besoins en eaux en cas d'arrêt court du débit d'amenée, dû éventuellement à : une panne sur la conduite d'adduction, panne électrique ou défaillance de la pompe, etc.
- Assure la régulation entre l'apport et la distribution.
- Il stock un volume d'eau pour battre les incendies.

Par ailleurs il y a d'autres rôles qui sont :

- Maintenir l'eau à l'abri des fortes variations de température.
- Simplifier l'exploitation.
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution.

II.3. Choix du type de réservoir

On opte pour des réservoirs circulaires, semi-enterrés qui conviendront à l'aspect du terrain de Ait Smail qui est accidenté, Et que ses types de réservoirs offrant les avantages suivants :

- Economie sur les frais de constructions.
- Etanchéité facilement réalisable.
- Maintien l'eau à température constante.
- Etude architecturale simplifiée.

II.4. Lieu d'emplacement des réservoirs

L'emplacement d'un réservoir dépend, des conditions de la topographie et de la nature du sol (résistance et non rocheux) et principalement il doit être placé plus haut que l'agglomération qu'il doit desservir pour assurer une pression suffisante aux heures de pointes, et aux points le plus défavorables.

II.5. Caractéristiques d'un réservoir

Le choix des matériaux de construction des réservoirs incombe à :

- Leur partait étanchéité (pas de fuites).
- Durabilité et résistance aux longs constants avec l'eau, et à l'effet de pression.

II.6. Equipement d'un réservoir (voire la figure (II.1))

Les réservoirs doivent être équipés de :

II.6.1. Conduite d'adduction (voire la figure (II.2))

L'eau arrivée au réservoir par surverse afin de permettre son oxygénation. L'adduction doit s'obturer dès que l'eau atteint le niveau max du réservoir. Cette obturation se réalise grâce à un robinet flotteur.

II.6.2. Conduite de distribution (voire la figure (II.3))

Le départ de la conduite s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au dessus du radier, en vue d'éviter l'introduction du sable et de boue éventuellement déposer sur le radier. Un robinet vanne sera aménager sur le départ de la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture sur la conduite maitresse de distribution.

II.6.3. Conduite de trop plein (voire la figure (II.4))

Elle est conçue pour empêcher l'eau de dépasser le niveau déterminé du réservoir, et d'évacuer la totalité du débit qui arrive en cas de défaillance au niveau du système d'arrêt. Cette conduite débouchera dans un exécutoire voisin, et par crainte d'une éventuelle pollution ou introduction des animaux ou des corps natifs dans le réservoir par cette conduite, on aménage un joint hydraulique constitué par un siphon.

II.6.4. La conduite de vidange (voire la figure (II.4))

On l'installe au bas du réservoir et on la raccorde avec la conduite de trop plein. Elle comporte un robinet vanne pour d'éventuels nettoyage ou réparation dans le réservoir.

II.6.5. Dispositions spéciales**II.6.5.1. By-pass entre adduction et distribution** (voire la figure (II.5))

C'est une communication entre adduction et distribution. En cas d'indisponibilité ou nettoyage dans le réservoir, la population sera desservie directement sans passer par le réservoir.

- En temps normal : 1 et 3 sont ouvert et 2 fermée.
- En By-pass, on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

II.6.5.2. Matérialisation de la réserve d'incendie

En vue d'éviter le passage de la réserve dans la distribution en cas de soutirage intensif, il faudra rendre les dispositions nécessaires, et cela en adoptant soit :

- Un system à deux prises.
- Un system à siphon

On opte en ce dernier (system à siphon) qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie (éviter la tranche morte).

Le siphon se désamorce grâce à un évent ouvert à l'aire libre dès que le niveau d'incendie est atteint.

- En service normale vanne (1 et 3) ouvertes et 2 fermée.
- En cas de sinistre, on ouvre 3 et 2.
- La 3eme vanne est conçue en cas de réparation dans (1 et 2).

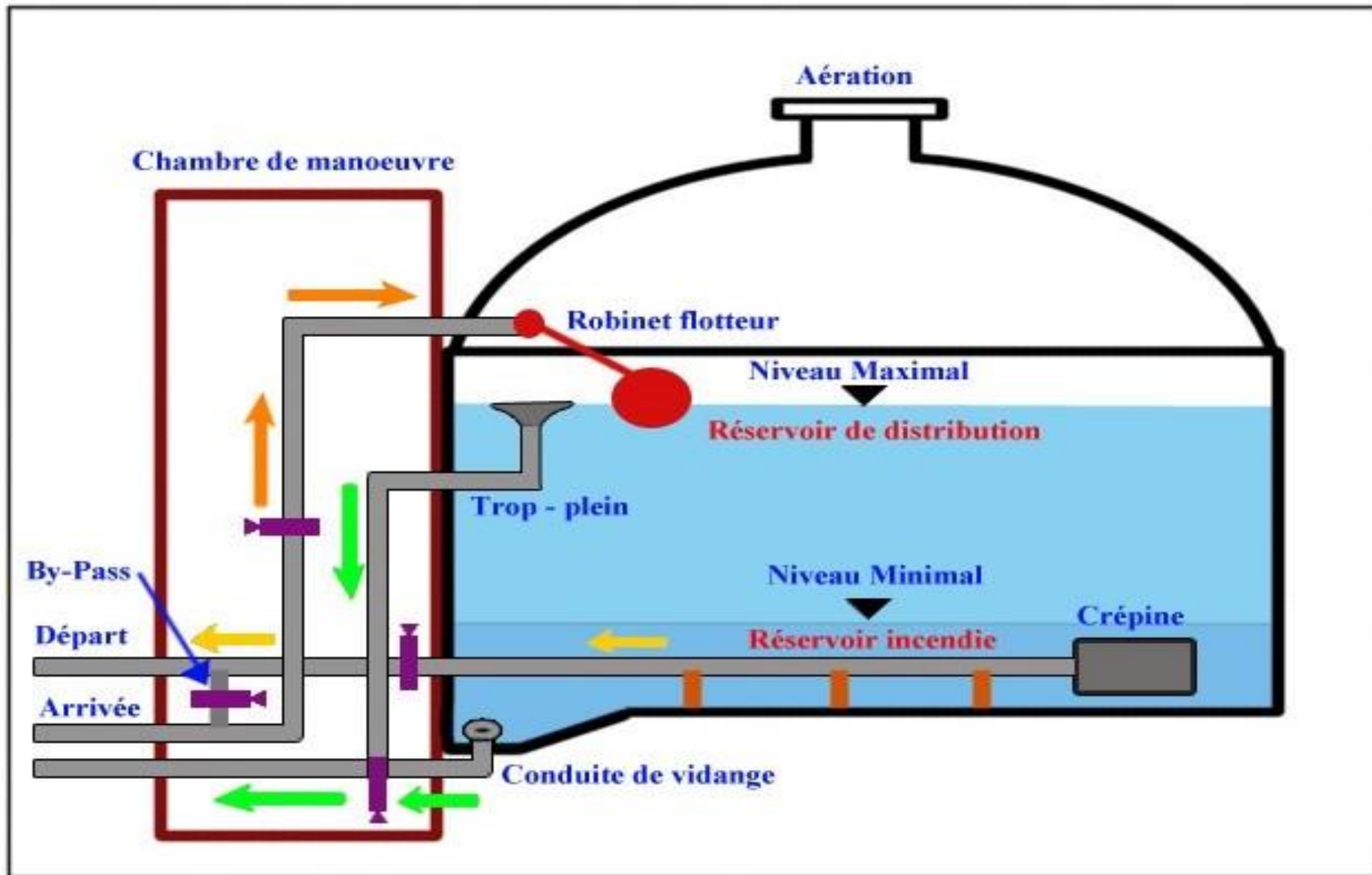


Figure (II.1) : Schéma général d'un réservoir d'eau

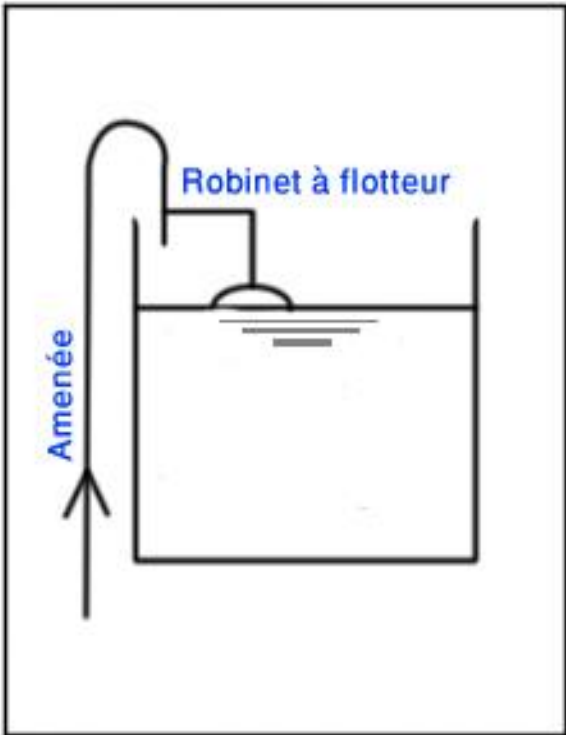


Figure (II.2) : Adduction avec chute libre

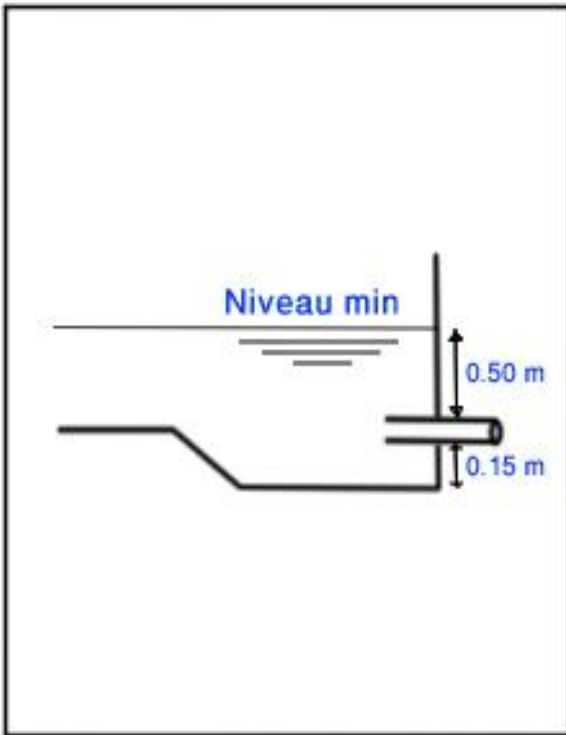


Figure (II.3) : Départ de la conduite de distribution

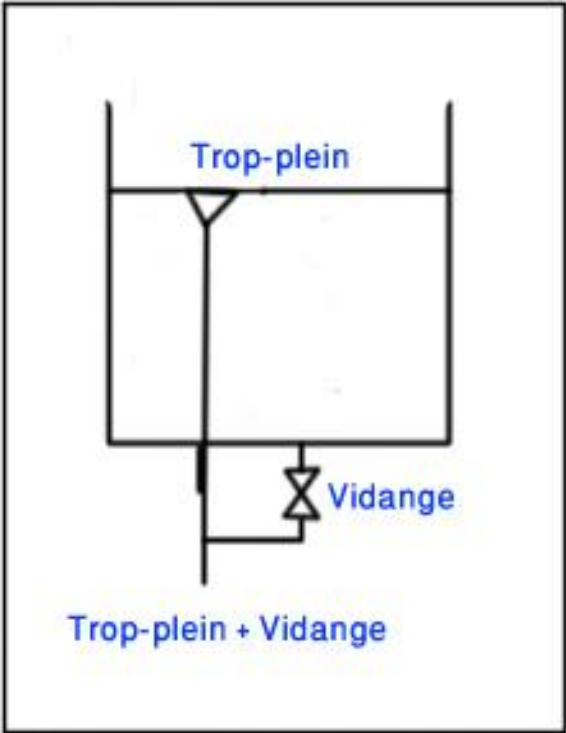


Figure (II.4) : Conduites de Vidange et trop-plein

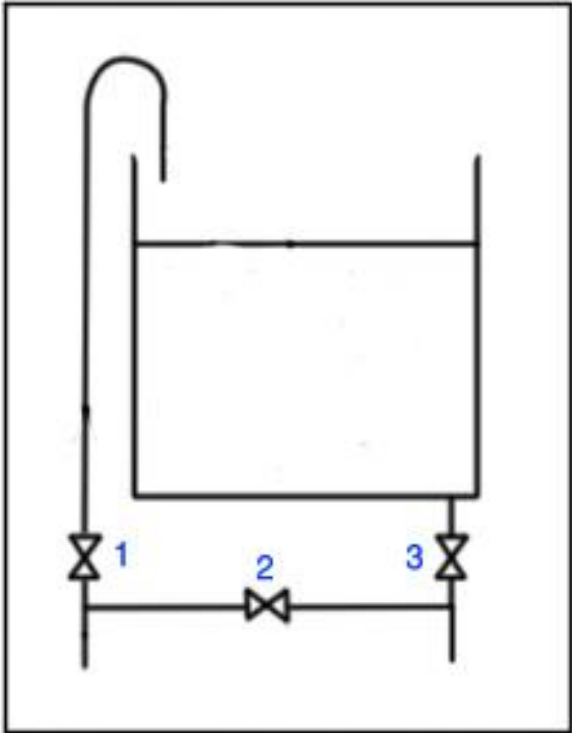


Figure (II.5) : Conduite By-Pass

II.7. Capacité des réservoirs

Le volume a donné au réservoir dépend d'une part du mode de pompage utilisé et qui se fait d'une manière constante sur toutes les heures de la journée, et d'autre part de la consommation qui varie d'une heure à l'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.

La capacité du réservoir se calcul en utilisant, soit avec la méthode analytique, ou graphique. Dans notre projet, on va utiliser la méthode analytique pour le calcul du volume max du réservoir, La relation de ce dernier est la suivante :

$$V_{\max} = \frac{Q_{\max.j} * P\%}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{équation II.1})$$

Ou :

V_{\max} : Volume maximal du réservoir en (m^3)

Q_{\max} : Débit max de la journée (m^3/j)

P% : résidu max dans le réservoir en %.

- Détermination de P% :

Les coefficient β , α sont connu (déterminés précédemment).

On pourra évaluer la valeur de coefficient de variation horaire comme suite :

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

Le résultat des différents calculs pour la valeur de $K_{\max.h}$ est donné dans le tableau (II.1).

Tableau (II.1) : Calcul du $K_{\max.h}$

Village	Nombres habitants	β_{\max}	$K_{\max.h}$
Targrat ACL Aghdir	10286	1,3	1,69
Ouled Khenniche AS	6857	1,38	1,79
Tala Aata AS	3086	1,56	2,03
Ighil Ouli	857	2	2,60
Bourafa	1200	1,92	2,50
Boumadjber	1375	1,85	2,41
Zone éparses Tizi Lakhmis, Tala Aaname, Bouchéne, Bouchaib, Toirount, Tachrouft	1714	1,76	2,29
Riff (commune Taskriout)	5636	1,42	1,85

- Par suite on utilise le tableau de distribution des débits journaliers sur les heures de la journée pour répartir la consommation sur les 24 heures (suivant le $K_{\max.h}$).

- On répartie ensuite le débit de pompage suivant les heures de la journée.

- 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 (P%) sera utilisée pour le calcul du volume de régulation V_r .

On calcul P% avec la relation suivante :

$$P\% = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| \quad (\text{équation II.2})$$

D'où :

R_{\max}^+ : valeur des résidus maximale positive.

R_{\max}^- : valeur des résidus maximale négative.

- Le volume total du réservoir sera déterminé en rajoutant le volume trouvé V_r une réserve incendie de 120 m³. Elle servira à éteindre un feu pendant 2 heures à raison de (60m³/h).

Donc le volume total du réservoir est :

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

II.7.1. Calcul des capacités des réservoirs

II.7.1.1. Réservoir R1 : Targaret ACL Aghdir (voir le tableau (II.2))

Volume du réservoir :

Nous avons : $P\% = |16.000| + |-6.501| = 22.501\%$

Donc le volume maximal est égal :

$$V_{\max} = \frac{2303.54 * 22.501}{100} = 518.32 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + 120 = 638.32 \text{ m}^3$$

Le volume de notre réservoir sera de : $V_{\text{total}} = 700 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir :

On a : $V = h * S$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Alors :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * h}}$$

V : Volume du réservoir en m³ ;

S : Surface circulaire du réservoir en m² ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir, comprise entre 4 et 6 m , On prend : h=5 m.

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 638.32}{3.14 * 5}}$$

$$D = 13.35 \text{ m.}$$

On prend : D = 13.5 m.

Hauteur d'incendie :

$$H_{\text{ince}} = \frac{V_{\text{ince}} * h}{V_{\text{total}}} \quad (\text{équation II.4})$$

Ou :

Vince : volume d'incendie égal à 120 m³.

V_{total} : volume total du réservoir.

$$H_{\text{ince}} = \frac{120 * 5}{700} = 0.86 \text{ m}$$

La hauteur d'incendie est égal à 0.86 m.

II.7.1.2. Réservoir R2 : Ouled Khenniche AS (voir le tableau (II.3))

Volume du réservoir :

Nous avons : $P\% = 22.6 \%$

Donc le volume maximal est égal : $V_{\text{max}} = 251.06 \text{ m}^3$

$$V_{\text{total}} = 371.06 \text{ m}^3$$

Le volume de notre réservoir sera de : $V_{\text{total}} = 400 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir : $D = 10 \text{ m}$.

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 1.5 \text{ m}$.

II.7.1.3. Réservoir R3 : Tala Aata (voir le tableau (II.4))

Volume du réservoir :

Nous avons : $P\% = 20.83\%$

Donc le volume maximal est égal : $V_{\text{max}} = 138.35 \text{ m}^3$

$$V_{\text{total}} = 258.35 \text{ m}^3$$

Le volume de notre réservoir sera de : $V_{\text{total}} = 300 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir : $D = 8.74 \text{ m}$.

On prend alors $D = 9\text{m}$.

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 1.6 \text{ m}$.

II.7.1.4. Réservoir R4 : Ighil Ouli (voir le tableau (II.5))

Volume du réservoir :

Nous avons : $P\% = 29.03\%$

Donc le volume maximal est égal : $V_{\text{max}} = 54.51 \text{ m}^3$

$$V_{\text{total}} = 174.51 \text{ m}^3$$

Le volume de notre réservoir sera de : $V_{\text{total}} = 200 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir : $D = 7.12 \text{ m}$.

On prend alors $D = 7.5 \text{ m}$.

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 3 \text{ m}$.

II.7.1.5. Réservoir R5 : Boulehfa (voir le tableau (II.6))

Volume du réservoir :

Nous avons : $P\% = 29.03\%$

Donc le volume maximal est égal : $V_{\text{max}} = 108.42 \text{ m}^3$

$$V_{\text{total}} = 228.42 \text{ m}^3$$

Le volume de notre réservoir sera de : $V_{\text{total}} = 250 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir : $D = 7.98 \text{ m}$.

On prend alors $D = 8 \text{ m}$.

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 2.4 \text{ m}$.

II.7.1.6. Réservoir R6 : Boumadjber (voir le tableau (II.7))

Volume du réservoir :

Nous avons : $P\% = 29.03\%$

Donc le volume maximal est égal : $V_{\max} = 86.67 \text{ m}^3$

$$V_{\text{total}} = 206.67 \text{ m}^3$$

Le volume de notre réservoir sera de : $V_{\text{total}} = 250 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir : $D = 7.98 \text{ m}$.

On prend alors $D = 8 \text{ m}$.

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 2.4 \text{ m}$.

II.7.1.7. Réservoir R7 : Tizi Lakhmis (voir le tableau (II.8))

Volume du réservoir :

Nous avons : $P\% = 29.03\%$

Donc le volume maximal est égal : $V_{\max} = 107.85 \text{ m}^3$

$$V_{\text{total}} = 227.85 \text{ m}^3$$

Le volume de notre réservoir sera de : $V_{\text{total}} = 250 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir : $D = 7.98 \text{ m}$.

On prend alors $D = 8 \text{ m}$.

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 2.4 \text{ m}$.

II.7.1.8. Réservoir R8 : Bourafaa (voir le tableau (II.9))

Volume du réservoir :

Nous avons : $P\% = 29.03\%$

Donc le volume maximal est égal : $V_{\max} = 75.25 \text{ m}^3$

$$V_{\text{total}} = 195.25 \text{ m}^3$$

Le volume de notre réservoir sera de : $V_{\text{total}} = 200 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir : $D = 7.12 \text{ m}$.

On prend alors $D = 7.5 \text{ m}$.

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 3 \text{ m}$.

II.7.1.9. Réservoir R9 : Riff (commune Taskriout) (voir le tableau (II.10))

Volume du réservoir :

Nous avons : $P\% = 22.6\%$

Donc le volume maximal est égal : $V_{\max} = 278.8 \text{ m}^3$

$$V_{\text{total}} = 398.8 \text{ m}^3$$

Le volume de notre réservoir sera de : $V_{\text{total}} = 400 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir : $D = 11.29 \text{ m}$.

On prend alors $D = 11.5 \text{ m}$.

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 1.5 \text{ m}$.

II.7.1.9. Réservoir R10 : Taouirth Amer

La capacité du réservoir est égale au débit sortant * 6 heures pour les raisons suivantes :

- En cas de panne dans la station qui lui desserve l'eau.
- En cas de maintenance du réseau.

$$R = Q_{\text{sortie}} * 6$$

$$R = \frac{11.2}{1000} * 3600 * 6 = 241.92 \text{ m}^3.$$

Donc le volume du réservoir est égale à $R = 250 \text{ m}^3$.

Diamètre du réservoir : $D = 7.98 \text{ m}$.

Donc on prend : $D = 8 \text{ m}$.

Les résultats de calcul des différents réservoirs sont donnés dans les tableaux suivant :

Réservoir R1 Targraget ACL Aghdir :

Tableau (II.2) : dimensionnement du réservoir de la région Targrat ACL Aghdir

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	95,98	1	23,04	3,167	-	3,167
1 - 2	4,167	95,98	1	23,04	3,167	-	6,333
2 - 3	4,167	95,98	1	23,04	3,167	-	9,500
3 - 4	4,167	95,98	1	23,04	3,167	-	12,667
4 - 5	4,167	95,98	2	46,07	2,167	-	14,833
5 - 6	4,167	95,98	3	69,11	1,167	-	16,000
6 - 7	4,167	95,98	5	115,18	-	-0,833	15,166
7 - 8	4,167	95,98	6,5	149,73	-	-2,333	12,833
8 - 9	4,167	95,98	6,5	149,73	-	-2,333	10,500
9 - 10	4,167	95,98	5,5	126,69	-	-1,333	9,166
10 - 11	4,167	95,98	4,5	103,66	-	-0,333	8,833
11 - 12	4,167	95,98	5,5	126,69	-	-1,333	7,500
12 - 13	4,167	95,98	7	161,25	-	-2,833	4,666
13 - 14	4,167	95,98	7	161,25	-	-2,833	1,833
14 - 15	4,167	95,98	5,5	126,69	-	-1,333	0,499
15 - 16	4,167	95,98	4,5	103,66	-	-0,333	0,166
16 - 17	4,167	95,98	5	115,18	-	-0,833	-0,667
17 - 18	4,167	95,98	6,5	149,73	-	-2,333	-3,001
18 - 19	4,167	95,98	6,5	149,73	-	-2,333	-5,334
19 - 20	4,167	95,98	5	115,18	-	-0,833	-6,167
20 - 21	4,167	95,98	4,5	103,66	-	-0,333	-6,501
21 - 22	4,167	95,98	3	69,11	1,167	-	-5,334
22 - 23	4,167	95,98	2	46,07	2,167	-	-3,167
23 - 00	4,167	95,98	1	23,04	3,167	-	0,000
Total	100	2303,52	100	2303,54	-	-	-

Réservoir R2 : Ouled Khenniche*Tableau (II.3) : dimensionnement du réservoir de la région Ouled Khenniche*

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	46,29	0,9	10,00	3,267	-	3,267
1 - 2	4,167	46,29	0,9	10,00	3,267	-	6,533
2 - 3	4,167	46,29	0,9	10,00	3,267	-	9,800
3 - 4	4,167	46,29	1	11,11	3,167	-	12,967
4 - 5	4,167	46,29	1,35	15,00	2,817	-	15,783
5 - 6	4,167	46,29	3,85	42,77	0,317	-	16,100
6 - 7	4,167	46,29	5,2	57,77	-	-1,033	15,067
7 - 8	4,167	46,29	6,2	68,87	-	-2,033	13,033
8 - 9	4,167	46,29	5,5	61,10	-	-1,333	11,700
9 - 10	4,167	46,29	5,85	64,99	-	-1,683	10,017
10 - 11	4,167	46,29	5	55,54	-	-0,833	9,183
11 - 12	4,167	46,29	6,5	72,21	-	-2,333	6,850
12 - 13	4,167	46,29	7,5	83,32	-	-3,333	3,517
13 - 14	4,167	46,29	6,7	74,43	-	-2,533	0,983
14 - 15	4,167	46,29	5,35	59,43	-	-1,183	-0,200
15 - 16	4,167	46,29	4,65	51,66	-	-0,483	-0,683
16 - 17	4,167	46,29	4,5	49,99	-	-0,333	-1,017
17 - 18	4,167	46,29	5,5	61,10	-	-1,333	-2,350
18 - 19	4,167	46,29	6,3	69,99	-	-2,133	-4,483
19 - 20	4,167	46,29	5,35	59,43	-	-1,183	-5,667
20 - 21	4,167	46,29	5	55,54	-	-0,833	-6,500
21 - 22	4,167	46,29	3	33,33	1,167	-	-5,333
22 - 23	4,167	46,29	2	22,22	2,167	-	-3,167
23 - 00	4,167	46,29	1	11,11	3,167	-	0,000
Total	100	1110,88	100	1110,88	-	-	-

Réservoir R3 : Tala Aata

Tableau (II.4) : dimensionnement du réservoir de la région Tala Aata

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	27,67	0,75	8,33	3,417	-	3,417
1 - 2	4,167	27,67	0,75	8,33	3,417	-	6,833
2 - 3	4,167	27,67	1	11,11	3,167	-	10,000
3 - 4	4,167	27,67	1	11,11	3,167	-	13,167
4 - 5	4,167	27,67	3	33,33	1,167	-	14,333
5 - 6	4,167	27,67	5,5	61,10	-	-1,333	13,000
6 - 7	4,167	27,67	5,5	61,10	-	-1,333	11,667
7 - 8	4,167	27,67	5,5	61,10	-	-1,333	10,333
8 - 9	4,167	27,67	3,5	38,88	0,667	-	11,000
9 - 10	4,167	27,67	3,5	38,88	0,667	-	11,667
10 - 11	4,167	27,67	6	66,65	-	-1,833	9,833
11 - 12	4,167	27,67	8,5	94,42	-	-4,333	5,500
12 - 13	4,167	27,67	8,5	94,42	-	-4,333	1,167
13 - 14	4,167	27,67	6	66,65	-	-1,833	-0,667
14 - 15	4,167	27,67	5	55,54	-	-0,833	-1,500
15 - 16	4,167	27,67	5	55,54	-	-0,833	-2,333
16 - 17	4,167	27,67	3,5	38,88	0,667	-	-1,667
17 - 18	4,167	27,67	3,5	38,88	0,667	-	-1,000
18 - 19	4,167	27,67	6	66,65	-	-1,833	-2,833
19 - 20	4,167	27,67	6	66,65	-	-1,833	-4,667
20 - 21	4,167	27,67	6	66,65	-	-1,833	-6,500
21 - 22	4,167	27,67	3	33,33	1,167	-	-5,333
22 - 23	4,167	27,67	2	22,22	2,167	-	-3,167
23 - 00	4,167	27,67	1	11,11	3,167	-	0,000
Total	100	664,18	100	1110,88	-	-	-

Réservoir R4 : Ighil Ouli*Tableau (II.5) dimensionnement du réservoir de la région Ighil Ouli*

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	7,82	0,6	1,13	3,567	-	3,567
1 - 2	4,167	7,82	0,6	1,13	3,567	-	7,133
2 - 3	4,167	7,82	1,2	2,25	2,967	-	10,100
3 - 4	4,167	7,82	1,2	2,25	2,967	-	13,067
4 - 5	4,167	7,82	3,5	6,57	0,667	-	13,733
5 - 6	4,167	7,82	3,5	6,57	0,667	-	14,400
6 - 7	4,167	7,82	4,5	8,45	-	-0,333	14,067
7 - 8	4,167	7,82	10,2	19,15	-	-6,033	8,033
8 - 9	4,167	7,82	8,8	16,52	-	-4,633	3,400
9 - 10	4,167	7,82	6,5	12,21	-	-2,333	1,067
10 - 11	4,167	7,82	4,1	7,70	0,067	-	1,133
11 - 12	4,167	7,82	4,1	7,70	0,067	-	1,200
12 - 13	4,167	7,82	3,5	6,57	0,667	-	1,867
13 - 14	4,167	7,82	3,5	6,57	0,667	-	2,533
14 - 15	4,167	7,82	4,7	8,83	-	-0,533	2,000
15 - 16	4,167	7,82	6,2	11,64	-	-2,033	-0,033
16 - 17	4,167	7,82	10,4	19,53	-	-6,233	-6,267
17 - 18	4,167	7,82	9,4	17,65	-	-5,233	-11,500
18 - 19	4,167	7,82	7,3	13,71	-	-3,133	-14,633
19 - 20	4,167	7,82	1,6	3,00	2,567	-	-12,067
20 - 21	4,167	7,82	1,6	3,00	2,567	-	-10,300
21 - 22	4,167	7,82	1	1,88	3,167	-	-7,130
22 - 23	4,167	7,82	0,6	1,13	3,567	-	-3,567
23 - 00	4,167	7,82	0,6	1,13	3,567	-	0,000
Total	100	187,77	100	187,77	-	-	-

Réservoir R5 : Boulehfa*Tableau (II.6) : dimensionnement du réservoir de la région Boulehfa*

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	15,56	0,6	2,24	3,567	-	3,567
1 - 2	4,167	15,56	0,6	2,24	3,567	-	7,133
2 - 3	4,167	15,56	1,2	4,48	2,967	-	10,100
3 - 4	4,167	15,56	1,2	4,48	2,967	-	13,067
4 - 5	4,167	15,56	3,5	13,07	0,667	-	13,733
5 - 6	4,167	15,56	3,5	13,07	0,667	-	14,400
6 - 7	4,167	15,56	4,5	16,81	-	-0,333	14,067
7 - 8	4,167	15,56	10,2	38,09	-	-6,033	8,033
8 - 9	4,167	15,56	8,8	32,86	-	-4,633	3,400
9 - 10	4,167	15,56	6,5	24,27	-	-2,333	1,067
10 - 11	4,167	15,56	4,1	15,31	0,067	-	1,133
11 - 12	4,167	15,56	4,1	15,31	0,067	-	1,200
12 - 13	4,167	15,56	3,5	13,07	0,667	-	1,867
13 - 14	4,167	15,56	3,5	13,07	0,667	-	2,533
14 - 15	4,167	15,56	4,7	17,55	-	-0,533	2,000
15 - 16	4,167	15,56	6,2	23,15	-	-2,033	-0,033
16 - 17	4,167	15,56	10,4	38,84	-	-6,233	-6,267
17 - 18	4,167	15,56	9,4	35,11	-	-5,233	-11,500
18 - 19	4,167	15,56	7,3	27,26	-	-3,133	-14,633
19 - 20	4,167	15,56	1,6	5,98	2,567	-	-12,067
20 - 21	4,167	15,56	1,6	5,98	2,567	-	-9,500
21 - 22	4,167	15,56	1	3,73	3,167	-	-7,130
22 - 23	4,167	15,56	0,6	2,24	3,567	-	-3,567
23 - 00	4,167	15,56	0,6	2,24	3,567	-	0,000
Total	100	373,46	100	373,46	-	-	-

Réservoir R6 : Boumadjber

Tableau (II.7) : dimensionnement du réservoir de la région Boumadjber

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	12,44	0,6	1,79	3,567	-	3,567
1 - 2	4,167	12,44	0,6	1,79	3,567	-	7,133
2 - 3	4,167	12,44	1,2	3,58	2,967	-	10,100
3 - 4	4,167	12,44	1,2	3,58	2,967	-	13,067
4 - 5	4,167	12,44	3,5	10,45	0,667	-	13,733
5 - 6	4,167	12,44	3,5	10,45	0,667	-	14,400
6 - 7	4,167	12,44	4,5	13,43	-	-0,333	14,067
7 - 8	4,167	12,44	10,2	30,45	-	-6,033	8,033
8 - 9	4,167	12,44	8,8	26,27	-	-4,633	3,400
9 - 10	4,167	12,44	6,5	19,41	-	-2,333	1,067
10 - 11	4,167	12,44	4,1	12,24	0,067	-	1,133
11 - 12	4,167	12,44	4,1	12,24	0,067	-	1,200
12 - 13	4,167	12,44	3,5	10,45	0,667	-	1,867
13 - 14	4,167	12,44	3,5	10,45	0,667	-	2,533
14 - 15	4,167	12,44	4,7	14,03	-	-0,533	2,000
15 - 16	4,167	12,44	6,2	18,51	-	-2,033	-0,033
16 - 17	4,167	12,44	10,4	31,05	-	-6,233	-6,267
17 - 18	4,167	12,44	9,4	28,06	-	-5,233	-11,500
18 - 19	4,167	12,44	7,3	21,79	-	-3,133	-14,633
19 - 20	4,167	12,44	1,6	4,78	2,567	-	-10,067
20 - 21	4,167	12,44	1,6	4,78	2,567	-	-9,500
21 - 22	4,167	12,44	1	2,99	3,167	-	-7,130
22 - 23	4,167	12,44	0,6	1,79	3,567	-	-3,567
23 - 00	4,167	12,44	0,6	1,79	3,567	-	0,000
Total	100	298,54	100	298,54	-	-	-

Réservoir R7 : Tizi Lakhmis*Tableau (II.8) : dimensionnement du réservoir de la région Tizi Lakhmis*

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	15,48	0,6	2,23	3,567	-	3,567
1 - 2	4,167	15,48	0,6	2,23	3,567	-	7,133
2 - 3	4,167	15,48	1,2	4,46	2,967	-	10,100
3 - 4	4,167	15,48	1,2	4,46	2,967	-	13,067
4 - 5	4,167	15,48	3,5	13,00	0,667	-	13,733
5 - 6	4,167	15,48	3,5	13,00	0,667	-	14,400
6 - 7	4,167	15,48	4,5	16,72	-	-0,333	14,067
7 - 8	4,167	15,48	10,2	37,90	-	-6,033	8,033
8 - 9	4,167	15,48	8,8	32,69	-	-4,633	3,400
9 - 10	4,167	15,48	6,5	24,15	-	-2,333	1,067
10 - 11	4,167	15,48	4,1	15,23	0,067	-	1,133
11 - 12	4,167	15,48	4,1	15,23	0,067	-	1,200
12 - 13	4,167	15,48	3,5	13,00	0,667	-	1,867
13 - 14	4,167	15,48	3,5	13,00	0,667	-	2,533
14 - 15	4,167	15,48	4,7	17,46	-	-0,533	2,000
15 - 16	4,167	15,48	6,2	23,03	-	-2,033	-0,033
16 - 17	4,167	15,48	10,4	38,64	-	-6,233	-6,267
17 - 18	4,167	15,48	9,4	34,92	-	-5,233	-11,500
18 - 19	4,167	15,48	7,3	27,12	-	-3,133	-14,633
19 - 20	4,167	15,48	1,6	5,94	2,567	-	-12,067
20 - 21	4,167	15,48	1,6	5,94	2,567	-	-10,300
21 - 22	4,167	15,48	1	3,72	3,167	-	-7,130
22 - 23	4,167	15,48	0,6	2,23	3,567	-	-3,567
23 - 00	4,167	15,48	0,6	2,23	3,567	-	0,000
Total	100	371,52	100	371,52	-	-	-

Réservoir R8 : Bourafaa

Tableau (II.9) : dimensionnement du réservoir de la région Bourafaa

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	10,80	0,6	1,56	3,567	-	3,567
1 - 2	4,167	10,80	0,6	1,56	3,567	-	7,133
2 - 3	4,167	10,80	1,2	3,11	2,967	-	10,100
3 - 4	4,167	10,80	1,2	3,11	2,967	-	13,067
4 - 5	4,167	10,80	3,5	9,07	0,667	-	13,733
5 - 6	4,167	10,80	3,5	9,07	0,667	-	14,400
6 - 7	4,167	10,80	4,5	11,66	-	-0,333	14,067
7 - 8	4,167	10,80	10,2	26,44	-	-6,033	8,033
8 - 9	4,167	10,80	8,8	22,81	-	-4,633	3,400
9 - 10	4,167	10,80	6,5	16,85	-	-2,333	1,067
10 - 11	4,167	10,80	4,1	10,63	0,067	-	1,133
11 - 12	4,167	10,80	4,1	10,63	0,067	-	1,200
12 - 13	4,167	10,80	3,5	9,07	0,667	-	1,867
13 - 14	4,167	10,80	3,5	9,07	0,667	-	2,533
14 - 15	4,167	10,80	4,7	12,18	-	-0,533	2,000
15 - 16	4,167	10,80	6,2	16,07	-	-2,033	-0,033
16 - 17	4,167	10,80	10,4	26,96	-	-6,233	-6,267
17 - 18	4,167	10,80	9,4	24,36	-	-5,233	-11,500
18 - 19	4,167	10,80	7,3	18,92	-	-3,133	-14,633
19 - 20	4,167	10,80	1,6	4,15	2,567	-	-12,067
20 - 21	4,167	10,80	1,6	4,15	2,567	-	-9,500
21 - 22	4,167	10,80	1	2,59	3,167	-	-6,333
22 - 23	4,167	10,80	0,6	1,56	3,567	-	-2,767
23 - 00	4,167	10,80	0,6	1,56	3,567	-	0,800
Total	100	259,2	100	259,20	-	-	-

Réservoir R9 : Riff (commune Taskriout)

Tableau (II.10) : dimensionnement du réservoir de la région RIFF (commune Taskriout)

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	51,40	0,9	11,10	3,267	-	3,267
1 - 2	4,167	51,40	0,9	11,10	3,267	-	6,533
2 - 3	4,167	51,40	0,9	11,10	3,267	-	9,800
3 - 4	4,167	51,40	1	12,34	3,167	-	12,967
4 - 5	4,167	51,40	1,35	16,65	2,817	-	15,783
5 - 6	4,167	51,40	3,85	47,50	0,317	-	16,100
6 - 7	4,167	51,40	5,2	64,15	-	-1,033	15,067
7 - 8	4,167	51,40	6,2	76,49	-	-2,033	13,033
8 - 9	4,167	51,40	5,5	67,85	-	-1,333	11,700
9 - 10	4,167	51,40	5,85	72,17	-	-1,683	10,017
10 - 11	4,167	51,40	5	61,68	-	-0,833	9,183
11 - 12	4,167	51,40	6,5	80,19	-	-2,333	6,850
12 - 13	4,167	51,40	7,5	92,52	-	-3,333	3,517
13 - 14	4,167	51,40	6,7	82,65	-	-2,533	0,983
14 - 15	4,167	51,40	5,35	66,00	-	-1,183	-0,200
15 - 16	4,167	51,40	4,65	57,36	-	-0,483	-0,683
16 - 17	4,167	51,40	4,5	55,51	-	-0,333	-1,017
17 - 18	4,167	51,40	5,5	67,85	-	-1,333	-2,350
18 - 19	4,167	51,40	6,3	77,72	-	-2,133	-4,483
19 - 20	4,167	51,40	5,35	66,00	-	-1,183	-5,667
20 - 21	4,167	51,40	5	61,68	-	-0,833	-6,500
21 - 22	4,167	51,40	3	37,01	1,167	-	-5,333
22 - 23	4,167	51,40	2	24,67	2,167	-	-3,167
23 - 00	4,167	51,40	1	12,34	3,167	-	0,000
Total	100	1233,64	100	1233,64	-	-	-

II.1.7.2. Capacité des stations de reprises

Le dimensionnement des stations de reprises se fait d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas.

$$V_{sr} = Q_{max,j} * T$$

D'où :

$Q_{max,j}$: débit entrant à la station (m³/j)

T : 0.25 heure

II.1.7.2.A. Volume de la bache d'eau de la station de pompage de Bordj Mira

$$V_{sr} = 0.08 * 15 * 60 = 72 \text{ m}^3$$

On prend : $V_{sr} = 100 \text{ m}^3$

II.1.7.2.B. Volume des bâches d'eau des différentes stations de reprises (voir tableau (II.11))*Tableau (II.11) : Calcul des capacités des bâches d'eau des stations de refoulement*

Bâche d'eau de la station de pompage	Station de refoulement N°1	Station de refoulement N°2	Station de refoulement N°3	Station de refoulement N°4
Volume calculé en m ³	72	72	46,791	1,953
Volume à prendre en m ³	100	100	50	50
<hr/>				
Bâche d'eau de la station de pompage	Station de refoulement N°5	Station de refoulement N°6	Station de refoulement N°7	Station de refoulement N°8
Volume en m ³	1,953	16,83	2,7	3,87
Volume à prendre en m ³	50	50	50	50

II.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé les capacités des réservoirs, leurs diamètres, ainsi que leurs hauteurs d'incendie. Le dimensionnement de ses réservoirs est basé sur les besoins et la nécessité de la zone du projet, de telle sorte à avoir des réservoirs d'eau qui répondent à la demande et à la nécessité des consommateurs, et à avoir un coup minimal de construction. Les capacités des différents réservoirs sont :

- Réservoir R1 : Targaget ACL Aghdir 700 m³
- Réservoir R2 : Ouled Khenniche 400 m³
- Réservoir R3 : Tala Aata 300 m³
- Réservoir R4 : Ighil Ouli 200 m³
- Réservoir R5 : Boulehfa 250 m³
- Réservoir R6 : Boumadjber 250 m³
- Réservoir R7 : Tizi Lakhmis 250 m³
- Réservoir R8 : Bourafaa 200 m³
- Réservoir R9 : Riff 400 m³
- Réservoir R10 : Taourith Amer 250 m³

Pour répondre aux besoins et aux exigences des consommateurs en termes de disponibilité de l'eau ainsi que son stockage, il est nécessaire de calculer et de dimensionner les conduites d'adduction qui acheminent l'eau aux réservoirs, C'est ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction

L'adduction est le transport des eaux depuis les zones de captage (dans notre cas ; c'est la source Bleue de Bordj Mira) vers les réservoirs de stockage ou de distribution.

Cette adduction présente deux modes, qui sont :

- Adduction gravitaire : quand la source est située à un niveau supérieur à celui du réservoir d'accumulation, ce mode d'adduction utilise la gravité.
- Adduction par refoulement : Quand la source est située à un niveau inférieur du réservoir d'accumulation. Ici on fait appelle à une source d'énergie. Parfois on utilise les deux modes d'adduction, gravitaire et refoulement (mixte).

III.2. Choix du tracé

L'établissement de la conduite (canalisation) se fait avec des conditions technique et économique. On doit tenir compte des impératifs suivants :

- Recherche de profile en long le plus régulière possible, établi si possible suivant une pente dirigé vers le réservoir d'accumulation ou la bêche d'eau.
- Rêche de profil le plus court possible afin de réduire les frais.
- Eviter les contre pentes pouvant engendrée des points hauts (cantonement d'aire) plus ou moins difficile à évacuer en exploitation et pouvant ainsi provoquer la rupture de la vanne liquide.

III.3. Choix du type de conduite

Pour le choix de la conduite on se basera sur les critères suivants :

- Diamètre du tuyau.
- Sa disponibilité sur le marché ainsi qui son prix.
- De sa pression de service.

On opte dans notre cas pour deux types de tuyau ; fonte (acier) et PEHD

III.3.1. Les avantages des conduites en PEHD

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres.
- Pas de fuite au niveau des branchements.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Bonne caractéristiques hydrauliques; avec un coefficient de rugosité très faible.

III.3.2. Les avantages des conduites en aciers

- Résistance aux contraintes.
- Facilité dans la pose des conduites.
- Une longue durée de vie, à condition qu'elles soient bien protégées.

III.4. Choix et description de l'adduction

L'acheminement de l'eau à partir de la source bleue vers la commune d'Ait Smail et du Riff passe par l'intermédiaire d'une station de pompage situé à Bordj Mira, ainsi qu'un réseau de station de refoulement qui refoulement l'eau jusqu'à réservoirs de chaque zone d'agglomération.

On distingue deux types d'adduction dans notre réseau d'adduction :

Par des adductions gravitaire :

- Le village Riff.
- Les localités Targragt ACL Aghdir, Ouled Khennich, Boulahfa, et Thala Aata.

Par des adductions par refoulement :

- Les localités Ighil Ouli, Boumedjber, Bourafa, et Tizi Lekhmis ainsi que la zone éparsé (voir la figure II.1).

III.5. Etude Technico-Economie des diamètres de refoulement

Le transport de l'eau constitue un investissement considérable généralement. On doit alors examiner toutes les options possibles sur les plans technique et financier. Le lien économique entre les stations de pompes et les conduites de refoulement nous impose de choisir notre diamètre tout en faisant un compromis entre les tendances suivantes :

- Les frais d'amortissement croissent avec le diamètre.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage diminuent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charges et vis-versa.

III.5.1. Calcul des diamètres économiques [2]

Pour calculer les diamètres économique on utilise les deux relations de : BONNIN et de BRESS.

$$\text{Formule de BONNIN : } D = \sqrt{Q} \text{ (m)} \quad (\text{équation III.1})$$

$$\text{Formule de BRESS : } D = 1,5 * \sqrt{Q} \text{ (m)} \quad (\text{équation III.2})$$

Ou :

Q : débit en (m³/s).

D : diamètre en mètre.

Avec ses deux formules de BRESS et BONNIN, nous choisirons une gamme de diamètre, parmi lesquels nous choisirons à la fin ; le diamètre le plus économique qui correspondra au cout minimale des frais d'exploitation augmenté des frais d'amortissement.

NB : La vitesse d'écoulement sera prise entre 0.5 et 1.5 (m/s)

III.5.2. Calcul des pertes de charge

On considère deux types de pertes de charge :

- Pertes de charge linéaires : dues aux frottements contre les parois internes de la conduite.
- Pertes de charge singulières (locales) : au niveau des coudes, clapets et les pièces spéciales.

III.5.2.1. Pertes de charge linéaires

Elles sont exprimées par la relation universelle de M.Carlier [3]

$$J = \frac{\lambda}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (\text{équation III.3})$$

Ou :

J : Pertes de charge par mètre linéaire (m/ml).

V : Vitesse de l'eau dans la conduite en (m/s).

Soit :

$$V = \frac{4*Q}{\pi*D^2} \quad (\text{équation III.4})$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m).

g : accélération de la pesanteur en (m/s²).

λ : Coefficient de frottement ou de résistance qui dépend du régime d'écoulement et de la rugosité relative (K/D) de la conduite.

λ sera déterminé avec la formule de COOLBROOK ; pour un régime transitoire :

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

III.5.2.2. Rugosité absolue (K)

Elle est donnée par la mesure de l'épaisseur des aspirites (rugosités) des parois internes de la conduite.

Soit :

$$K = K_0 + (\Omega * t) \quad (\text{équation III.6})$$

Ou :

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs.

Ω : coefficient de vieillissement déterminé à partir de l'abaque de LAMON PETER.

t : temps de service du tuyaux ; soit (26ans).

Alors :

Pour l'acier : $K = 0.05$ mm.

Pour le PEHD : $K = 0.002$ mm.

III.5.2.3. Rugosité relative K/D

C'est le rapport entre la rugosité absolue K et le diamètre de la conduite D.

III.5.2.4. Nombre de REYNOLDS

Il est donné par la relation :

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{équation III.7})$$

ou :

ν : viscosité cinématique de l'eau prise égale à $10^{-6} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$ à la température de 20°C . Elle est calculée par la relation :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.00337 \theta + 0.000221 \theta^2} \quad (\text{m}^2/\text{s}) \quad (\text{équation III.8})$$

$$\text{A } \theta = 20^\circ\text{C} \implies \nu = 1.301 * 10^{-6} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$$

Une fois trouvé tous ces paramètres on peut évaluer les pertes de charge linéaires pour toute la longueur de la conduite « L ».

Soit :

$$H_l = J * L = \frac{\lambda * V^2}{D * 2g} * L \quad (\text{m}) \quad (\text{équation III.9})$$

III.5.2.5. Pertes de charges singulières (locales)

Ces derniers sont généralement causées par les pièces spéciales, (coudes, vannes, clapets, etc).

On les estime à 15% des pertes linéaire :

$$H_s = 0.15 * H_l = 0.15 * \frac{\lambda * V^2}{D * 2g} * L \quad (\text{équation III.10})$$

III.5.2.6. Pertes de charges totales

C'est la somme des deux pertes de charges singulières et linéaires ;

$$H_t = H_l + H_s \quad (\text{m}) \quad (\text{équation III.11})$$

$$H_t = (1.15 * L) * \frac{\lambda * V^2}{D * 2g} = L_{eq} * \frac{\lambda * V^2}{D * 2g}$$

Ou :

$$L_{eq} = 1.15 * L \quad (\text{Longueur équivalente})$$

III.5.3. Détermination de la hauteur manométrique totale

Elle est définie comme étant la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charges.

$$HMT = H_g + H_t + H_{asp} \text{ (m)} \quad (\text{équation III.13})$$

Ou :

H_g : Hauteur géométrique
 H_t : Pertes de charge (linéaires et singulières).
 H_{asp} : Perte de charge à l'aspiration.
 CTN : Cote de terrain naturelle (m)
 CTP : Cote de trop plein (m)

Remarque: Dans notre projet, $H_g = CTN - CTP + 5$

III.5.4. Puissance absorbée par le pompage

C'est la puissance nécessaire à l'entraînement mécanique de la pompe. Elle est exprimée par la relation :

$$P = \frac{9.81 * Q * HMT}{\eta} \text{ (kw)} \quad (\text{équation III.14})$$

Ou :

Q : débit (m^3/s)
 η : rendement de la pompe, pris égal à 75%

III.5.5. Energie consommé par la pompe

Soit :

$$E = P * t * 365 \text{ (kw/h)} \quad (\text{équation III.15})$$

Ou :

t : nombre d'heures de pompage par jour
 P : puissance de pompage (kw)

III.5.6. Prix de l'énergie (exploitation)

Le tarif de l'énergie étant fixé par la SONALGAZ.

Soit :

$T = 4.75$ (DA/kw/h)
 E : est l'énergie consommée par la pompe (kw/h)

On a :

$$PE = T * E \text{ (DA)} ; \text{ Prix de l'énergie.} \quad (\text{équation III.16})$$

III.5.7. Amortissement

L'amortissement s'obtient en multipliant le prix du revient par l'annuité. L'annuité est donnée par :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{équation III.17})$$

Ou :

i : taux d'anuité annuel égal à 8%.
 n : nombre d'années à amortir, soit 25ans.

$$A = \frac{0.08}{(1 + 0.08)^{26} - 1} + i = 0.0925 \text{ DA.}$$

III.5.8. Frais d'amortissement

$$F = Pu * L * A \quad (\text{équation III.18})$$

D'où :

- F : Frais d'amortissement en (DA) ;
- Pu : Prix unitaire de la conduite en (DA/ml) ;
- L : Longueur du tronçon (m)
- A : Annuité.

III.5.9. Prix unitaire des différents diamètres

Le prix unitaire des différents diamètres sont résumés dans les tableaux (II-1) et (II.2).

Pour les conduites en PEHD : [4]

Tableau (III.2) : Le prix des différents diamètres pour les conduites en PEHD

Diamètres (mm)	Prix (DA/mL)
32	78,45
40	121,48
50	188,4
63	298,07
75	418,99
90	527,78
110	783,08
125	1004,42
160	1641,6
200	2577,92
250	3988,48

Pour les conduites en fonte (acier) : [5]

Tableau (III.1) : Le prix des différents diamètres pour les conduites en acier

Diamètres (mm)	Prix (DA)
50	3552,84
100	4333,28
150	5233,72
200	6274,16
250	7498,60
300	8911,04
350	10499,48
400	12251,92
450	14156,36

III.5.10. Calcul des diamètres économiques

III.5.10.1. Adduction principale

1^{er} tronçon : SP Bordj Mira – SRI Ankouche (écoulement forcé)

Côte de départ : 150 m.

Cote d'arrivé : 323 m.

Dénivelée Hg = 173 m.

Longueur L=300 m.

Débit à véhiculer Q=80l/s ; Soit Q=0.08 m³/s

D'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.08} = 0.2828\text{m}$.

D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.08} = 0.4243\text{m}$.

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (250 mm et 450 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3$ (m/s).

Calcul de la HMT :

Tableau (III.3) : Calcul de la HMT du 1er tronçon de l'adduction principale

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
250	1,6306	407643,3121	0,2000	0,0157	0,0085	29,3603	202,3603
300	1,1323	339702,7601	0,1667	0,0158	0,0034	11,8744	184,8744
350	0,8319	291173,7944	0,1429	0,0159	0,0016	5,5286	178,5286
400	0,6369	254777,0701	0,1250	0,0160	0,0008	2,8535	175,8535
450	0,5033	226468,5067	0,1111	0,0162	0,0005	1,6033	174,6033

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau (III.4) : Calcul des frais d'exploitation du 1er tronçon de l'adduction principale

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	PU(DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
250	211,75	1854928,33	4,75	8810909,55
300	193,45	1694644,50	4,75	8049561,40
350	186,81	1636476,27	4,75	7773262,31
400	184,01	1611954,95	4,75	7656786,02
450	182,70	1600494,81	4,75	7602350,35

Frais d'amortissement :

Tableau (III.5) : Frais d'amortissement du 1er tronçon de l'adduction principale

D (mm)	PU (DA/mL)	L (m)	Dépense (DA)	Frais d'amortissement (DA)
250	7498,60	3000	22495800	2107856,46
300	8911,04	3000	26733120	2504893,34
350	10499,48	3000	31498440	2951403,83
400	12251,92	3000	36755760	3444014,71
450	14156,36	3000	42469080	3979352,80

Bilan :

Tableau (III.6) : Bilan du 1er tronçon de l'adduction principale

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
250	2107856,46	8810909,55	10918766,01
300	2504893,34	8049561,40	10554454,74
350	2951403,83	7773262,31	10724666,13
400	3444014,71	7656786,02	11100800,73
450	3979352,80	7602350,35	11581703,14

Le diamètre $\Phi 350$ est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 0,8319 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 178,5286 \text{ m.}$$

2^{ème} tronçon : SR1 Ankouche – SR2 Ouled Kenniche (écoulement forcé)

Côte de départ : 323 m.

Cote d'arrivé : 500 m.

Dénivelée Hg = 177 m.

Longueur L=1250 m.

Débit à véhiculer Q=80 l/s ; Soit Q=0.08 m³/s

D'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.08} = 0.2828 \text{ m.}$

D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.08} = 0.4243 \text{ m.}$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (250 mm et 450 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3 \text{ (m/s).}$

Calcul de la HMT :

Tableau (III.7) : Calcul de la HMT du 2^{ème} tronçon de l'adduction principale

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
250	1,6306	407643,3121	0,2000	0,0157	0,0085	12,2335	189,2335
300	1,1323	339702,7601	0,1667	0,0158	0,0034	4,9477	181,9477
350	0,8319	291173,7944	0,1429	0,0159	0,0016	2,3036	179,3036
400	0,6369	254777,0701	0,1250	0,0160	0,0008	1,1890	178,1890
450	0,5033	226468,5067	0,1111	0,0162	0,0005	0,6680	177,6680

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau (III.8) : Calcul des frais d'exploitation du 2^{ème} tronçon de l'adduction principale

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	PU(DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
250	198,01	1734601,65	4,75	8239357,84
300	190,39	1667816,73	4,75	7922129,44
350	187,62	1643579,96	4,75	7807004,82
400	186,46	1633362,74	4,75	7758473,04
450	185,91	1628587,69	4,75	7735791,51

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau (III.9) : Frais d'amortissement du 2^{ème} tronçon de l'adduction principale

D (mm)	PU (DA/mL)	L (m)	Dépense (DA)	Frais d'amortissement (DA)
250	7498,60	1250	9373250	878273,53
300	8911,04	1250	11138800	1043705,56
350	10499,48	1250	13124350	1229751,60
400	12251,92	1250	15314900	1435006,13
450	14156,36	1250	17695450	1658063,67

Calcul du Bilan :

Tableau (III.10) : Calcul du bilan du 2^{ème} tronçon de l'adduction principale

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
250	878273,53	8239357,84	9117631,37
300	1043705,56	7922129,44	8965835,00
350	1229751,60	7807004,82	9036756,42
400	1435006,13	7758473,04	9193479,17
450	1658063,67	7735791,51	9393855,17

Le diamètre $\Phi 350$ est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 0,8319 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 179,3036 \text{ m.}$$

3^{ème} tronçon : SR2 Ouled Kenniche – SR3 Tizouel (écoulement forcé)

Côte de départ : 500 m.

Cote d'arrivé : 620 m.

Dénivelée Hg = 120 m.

Longueur L=1580 m.

Débit à véhiculer Q=80 l/s ; Soit Q=0.08 m³/s

$$\text{D'après BONNIN : } D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.08} = 0.2828 \text{ m.}$$

$$\text{D'après BRESS : } D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.08} = 0.4243 \text{ m.}$$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (250 mm et 450 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3$ (m/s).

Calcul de la HMT :

Tableau (III.11) : Calcul de la HMT du 3^{ème} tronçon de l'adduction principale

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
250	1,6306	407643,3121	0,2000	0,0157	0,0085	15,4631	135,4631
300	1,1323	339702,7601	0,1667	0,0158	0,0034	6,2538	126,2538
350	0,8319	291173,7944	0,1429	0,0159	0,0016	2,9117	122,9117
400	0,6369	254777,0701	0,1250	0,0160	0,0008	1,5029	121,5029
450	0,5033	226468,5067	0,1111	0,0162	0,0005	0,8444	120,8444

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau (III.12) : Calcul des frais d'exploitations du 3^{ème} tronçon de l'adduction principale

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	PU(DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
250	141,75	1241717,51	4,75	5898158,17
300	132,11	1157301,36	4,75	5497181,47
350	128,61	1126666,09	4,75	5351663,95
400	127,14	1113751,53	4,75	5290319,77
450	126,45	1107715,86	4,75	5261650,32

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau (III.13) : Calcul des frais d'amortissement du 3ème tronçon de l'adduction principale

D (mm)	PU (DA/mL)	L (m)	Dépenses (DA)	Frais d'amortissement (DA)
250	7498,60	1580	11847788	1110137,74
300	8911,04	1580	14079443,2	1319243,83
350	10499,48	1580	16589178,4	1554406,02
400	12251,92	1580	19358033,6	1813847,75
450	14156,36	1580	22367048,8	2095792,47

Calcul du Bilan :

Tableau (III.14) : Calcul du bilan du 3ème tronçon de l'adduction principale

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
250	1110137,74	5898158,17	7008295,90
300	1319243,83	5497181,47	6816425,30
350	1554406,02	5351663,95	6906069,97
400	1813847,75	5290319,77	7104167,52
450	2095792,47	5261650,32	7357442,79

Le diamètre $\Phi 350$ est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 0,8319 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 122,9117 \text{ m.}$$

III.5.10.2. Adduction secondaire :

III.5.10.2.A. Départ N°1 : Raccordement du village Riff (commune Taskriout)

1^{er} tronçon : SR3 Tizouel – R400m³ (écoulement gravitaire)

Côte de départ : 620 m.

Cote d'arrivé : 610 m.

Dénivelée Hg = 10 m.

Longueur L=100 m.

Débit à véhiculer Q=14.3 l/s ; Soit Q=0.0143 m³/s

D'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0143} = 0.1196 \text{ m.}$

D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.0143} = 0.1794 \text{ m.}$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (90 mm et 200 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3 \text{ (m/s).}$

Calcul de la Ht :

Tableau (III.15) : Calcul de la Ht du 1^{er} départ/ 1er tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
110	1,5055	165605,0955	0,0182	0,0164	0,0172	1,9807
125	1,1659	145732,4841	0,0160	0,0168	0,0093	1,0708
160	0,7116	113853,5032	0,0125	0,0176	0,0028	0,3265
200	0,4554	91082,8025	0,0100	0,0184	0,0010	0,1118

On prend le diamètre $\Phi 125$ qui présente une vitesse acceptable.

$$V = 1,1659 \text{ m/s.}$$

$$Ht = 1,0708 \text{ m.}$$

La hauteur piézométrique au niveau de la bêche de reprise est :

$$H_p = H_g - H_t = 10 - 1.0708 = 8.9292 \text{ m.}$$

La pression est de 0.89292 bars.

Calcul des frais d'amortissement :

$$F = P_u * L * A$$

$$F = 9290.89 \text{ DA}$$

III.5.10.2.B. Départ N°2 : Raccordement du village Ouled Khenniche

1^{ème} tronçon : SR3 Tizouel – R400m³ Ouled Khenniche (écoulement gravitaire)

Côte de départ : 620 m.

Cote d'arrivé : 600 m.

Dénivelée Hg = 20 m.

Longueur L=1000 m.

Débit à véhiculer Q = 12.84 l/s ; Soit Q=0.01284 m³/s

$$\text{D'après BONNIN : } D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.01284} = 0.1133\text{m.}$$

$$\text{D'après BRESS : } D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.01284} = 0.17 \text{ m.}$$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (110 mm et 200 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3$ (m/s).

Calcul de la Ht :

Tableau (III.16) : Calcul de la Ht du 2^{ème} départ / 1er tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
110	1,1265	123914,3023	0,0182	0,0164	0,0096	11,0894
125	0,8724	109044,5860	0,0160	0,0168	0,0052	5,9950
160	0,5324	85191,0828	0,0125	0,0176	0,0016	1,8278
200	0,3408	68152,8662	0,0100	0,0184	0,0005	0,6262

On prend le diamètre $\Phi 110$ qui présente une vitesse acceptable.

$$V = 1,1265 \text{ m/s.}$$

$$H_t = 11,0894 \text{ m.}$$

La hauteur piézométrique au niveau de la bache de reprise est :

$$H_p = H_g - H_t = 20 - 11,0894 = 8,9106 \text{ m.}$$

La pression est de 0.89106 bars.

Calcul des frais d'amortissement :

$$F = P_u * L * A$$

$$F = 72434,9 \text{ DA}$$

III.5.10.2.C. Départ N°3 : Raccordement du village Boulahfa et Ighi Ouli

1^{er} tronçon : SR3 Tizouel – SR4 Boulahfa (écoulement forcé)

Côte de départ : 620 m.

Cote d'arrivé : 800 m.

Dénivelée $H_g = 180$ m.

Longueur $L = 1300$ m.

Débit à véhiculer $Q = 6,49$ l/s ; Soit $Q = 0,00649$ m³/s

D'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,00649} = 0,0806$ m.

D'après BRESS : $D = 1,5 * \sqrt{Q} = 1,5 * \sqrt{0,00649} = 0,1208$ m.

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (50 mm et 150 mm) avec une vitesse : $0,6 \leq V \leq 1,3$ (m/s).

Calcul de la HMT :

Tableau (III.17) : Calcul de la HMT du 3^{ème} départ / 1er tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
50	3,3070	165350,3185	1,0000	0,0204	0,2274	339,9949	519,9949
100	0,8268	82675,1592	0,5000	0,0190	0,0066	9,8957	189,8957
150	0,3674	55116,7728	0,3333	0,0191	0,0009	1,3100	181,3100

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau (III.18) : Calcul des frais d'exploitation du 3^{ème} départ / 1er tronçon

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	PU(DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
50	544,12	4766514,62	4,75	22640944,46
100	198,71	1740671,96	4,75	8268191,82
150	189,72	1661971,53	4,75	7894364,79

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau (III.19) : Calcul des frais d'amortissement du 3^{ème} départ / 1er tronçon

D (mm)	PU (DA/mL)	L (m)	Dépenses (DA)	Frais d'amortissement (DA)
50	3552,84	1300	4618692	432771,44
100	4333,28	1300	5633264	527836,84
150	5233,72	1300	6803836	637519,43

Calcul du Bilan :

Tableau (III.20) : Calcul du bilan du 3^{ème} départ / 1er tronçon

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
50	432771,44	22640944,46	23073715,90
100	527836,84	8268191,82	8796028,66
150	637519,43	7894364,79	8531884,22

Le diamètre $\Phi 100$ est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 0,8268 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 189,8957 \text{ m.}$$

2^{ème} tronçon : SR4 Boulahfa – R250m³ (écoulement gravitaire)

Côte de départ : 800 m.

Cote d'arrivé : 761 m.

Dénivelée Hg = 39 m.

Longueur L= 600m.

Débit à véhiculer Q = 4.32 l/s ; Soit Q=0.00432 m³/s

D'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.00432} = 0.0657\text{m.}$

D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.00432} = 0.0986 \text{ m.}$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (63 mm et 110 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3 \text{ (m/s).}$

Calcul de la Ht :

Tableau III.21 : Calcul de la Ht du 3^{ème} départ / 2^{ème} tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
63	1,3865	87352,1383	0,0317	0,0149	0,0232	15,9905
75	0,9783	73375,7962	0,0267	0,0153	0,0100	6,8669
90	0,6794	61146,4968	0,0222	0,0158	0,0041	2,8499
110	0,4548	50028,9519	0,0182	0,0164	0,0016	1,0846

On prend le diamètre $\Phi 75$ qui présente une vitesse acceptable.

$$V = 0,9783 \text{ m/s.}$$

$$H_t = 6,8669 \text{ m.}$$

La hauteur piézométrique au niveau de la bêche de reprise est :

$$H_p = H_g - H_t = 39 - 6,8669 = 32,1331 \text{ m.}$$

La pression est de 3.21331 bars.

Calcul des frais d'amortissement :

$$F = P_u * L * A$$

$$F = 23253,95 \text{ (DA)}$$

3^{ème} tronçon : SR4 Boulahfa – SR5 Ighi Ouli (écoulement forcé)

Côte de départ : 800 m.

Cote d'arrivé : 900 m.

Dénivelée $H_g = 100 \text{ m.}$

Longueur $L = 1000 \text{ m.}$

Débit à véhiculer $Q = 2.17 \text{ l/s}$; Soit $Q = 0.00217 \text{ m}^3/\text{s}$

D'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.00217} = 0.0466 \text{ m.}$

D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.00217} = 0.0699 \text{ m.}$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (40 mm et 75 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3 \text{ (m/s)}$.

Calcul de la HMT :

Tableau (III.22) : Calcul de la HMT du 3^{ème} départ / 3^{ème} tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
40	1,7277	69108,2803	0,0500	0,0140	0,0532	61,2360	161,2360
50	1,1057	55286,6242	0,0400	0,0144	0,0179	20,6391	120,6391
63	0,6965	43878,2732	0,0317	0,0149	0,0058	6,7245	106,7245
75	0,4914	36857,7495	0,0267	0,0153	0,0025	2,8878	102,8878

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau (III.23) : Calcul des frais d'exploitation du 3^{ème} départ / 3^{ème} tronçon

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	PU(DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
40	168,72	1477964,32	4,75	7020330,52
50	126,24	1105834,27	4,75	5252712,81
63	111,68	978286,64	4,75	4646861,56
75	107,66	943117,13	4,75	4479806,37

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau (III.24) : Calcul des frais d'amortissement du 3^{ème} départ / 3^{ème} tronçon

D (mm)	PU (DA/mL)	L(m)	Dépenses (DA)	Frais d'amortissement (DA)
40	121,48	1000	121480	11382,68
50	188,40	1000	188400	17653,08
63	298,07	1000	298070	27929,16
75	418,99	1000	418990	39259,36

Calcul du bilan :

Tableau (III.25) : Calcul du bilan du 3^{ème} départ / 3^{ème} tronçon

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
40	11382,68	7020330,52	7031713,20
50	17653,08	5252712,81	5270365,89
63	27929,16	4646861,56	4674790,72
75	39259,36	4479806,37	4519065,74

Le diamètre $\Phi 50$ est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 1,1057 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 120,6391 \text{ m.}$$

4^{ème} tronçon : SR5 Ighi Ouli – R200m³ Ighil Ouli (écoulement forcé)

Côte de départ : 900m.

Cote d'arrivé : 1031m.

Dénivelée Hg = 131m.

Longueur L = 800 m.

Débit à véhiculer Q=2.17 l/s ; Soit Q=0.00217 m³/s

D'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.00217} = 0.0466 \text{ m.}$

D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.00217} = 0.0699 \text{ m.}$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (40 mm et 75 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.6 \text{ (m/s).}$

Calcul de la HMT :

Tableau (III.26) : Calcul de la HMT du 3^{ème} départ / 4^{ème} tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
40	1,7277	69108,2803	0,0500	0,0140	0,0532	48,9888	179,9888
50	1,1057	55286,6242	0,0400	0,0144	0,0179	16,5113	147,5113
63	0,6965	43878,2732	0,0317	0,0149	0,0058	5,3796	136,3796
75	0,4914	36857,7495	0,0267	0,0153	0,0025	2,3102	133,3102

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau (III.27) : Calcul des frais d'exploitation du 3^{ème} départ / 4^{ème} tronçon

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	PU(DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
40	188,34	1649861,12	4,75	7836840,32
50	121,92	1067996,70	4,75	5072984,32
63	110,27	965958,60	4,75	4588303,33
75	107,06	937822,99	4,75	4454659,18

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau (III.28) : Calcul des frais d'amortissement du 3^{ème} départ / 4^{ème} tronçon

D (mm)	PU (DA/mL)	L(m)	Dépenses (DA)	Frais d'amortissement (DA)
40	121,48	800	97184	9106,14
50	188,4	800	150720	14122,46
63	298,07	800	238456	22343,33
75	418,99	800	335192	31407,49

Calcul du bilan :

Tableau (III.29) : Calcul du bilan du 3^{ème} départ / 4^{ème} tronçon

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
40	9106,14	7836840,32	7845946,46
50	14122,46	5072984,32	5087106,79
63	22343,33	4588303,33	4610646,65
75	31407,49	4454659,18	4486066,67

Le diamètre $\Phi 63$ est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 0,6965 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 136,38 \text{ m.}$$

III.5.10.2.D- Départ N°4 : Raccordement de Boumedjber

1^{ème} tronçon : SR3 Tizouel – SR6 Bouizra (écoulement forcé)

Côte de départ : 620 m.

Cote d'arrivé : 720 m.

Dénivelée Hg = 100 m.

Longueur L = 1980 m.

Débit à véhiculer Q = 45.5 l/s ; Soit Q=0.0455 m³/s

D'après BONNIN : $D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0.0455} = 0.2133 \text{ m.}$

D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.0455} = 0.3200 \text{ m}$.

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (200 mm et 350 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.6 \text{ (m/s)}$.

Calcul de la HMT :

Tableau (III.30) : Calcul de la HMT du 4^{ème} départ / 1^{er} tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
200	1,4490	289808,9172	0,2500	0,0196	0,0105	23,8811	123,8811
250	0,9274	231847,1338	0,2000	0,0201	0,0035	8,0250	108,0250
300	0,6440	193205,9448	0,1667	0,0207	0,0015	3,3213	103,3213
350	0,4732	165605,0955	0,1429	0,0213	0,0007	1,5812	101,5812

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau (III.31) : Calcul des frais d'exploitation du 4^{ème} départ / 1^{er} tronçon

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	PU(DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
200	129,63	1135551,28	4,75	5393868,57
250	113,04	990207,02	4,75	4703483,33
300	108,12	947091,22	4,75	4498683,30
350	106,29	931140,42	4,75	4422916,97

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau (III.32) : Calcul des frais d'amortissement du 4^{ème} départ / 1^{er} tronçon

D (mm)	PU (DA/mL)	L(m)	Dépenses (DA)	Frais d'amortissement (DA)
200	6274,16	1980	12422836,8	1164019,81
250	7498,60	1980	14847228,0	1391185,26
300	8911,04	1980	17643859,2	1653229,61
350	10499,48	1980	20788970,4	1947926,53

Calcul du bilan :

Tableau (III.33) : Calcul du bilan du 4^{ème} départ / 1^{er} tronçon

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
200	1164019,81	5393868,57	6557888,37
250	1391185,26	4703483,33	6094668,59
300	1653229,61	4498683,30	6151912,90
350	1947926,53	4422916,97	6370843,50

Le diamètre $\Phi 300$ est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 0,6440 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 103,3213 \text{ m.}$$

2^{ème} tronçon : SR6 Bouizra – R250m³ Boumedjber (écoulement forcé)

Côte de départ : 720 m.

Cote d'arrivé : 777 m.

Dénivelée Hg = 57 m.

Longueur L=1300 m.

Débit à véhiculer Q=3.50 l/s ; Soit Q=0.0035 m³/s

$$\text{D'après BONNIN : } D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0035} = 0.0592 \text{ m.}$$

$$\text{D'après BRESS : } D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.0035} = 0.0887 \text{ m.}$$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (50 mm et 90 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3$ (m/s).

Calcul de la HMT :

Tableau (III.34) : Calcul de la HMT du 4^{ème} départ / 2^{ème} tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
50	1,7834	89171,9745	0,0400	0,0144	0,0467	69,7994	126,7994
63	1,1234	70771,4084	0,0317	0,0149	0,0152	22,7417	79,7417
75	0,7926	59447,9830	0,0267	0,0153	0,0065	9,7662	66,7662
90	0,5504	49539,9858	0,0222	0,0158	0,0027	4,0531	61,0531

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau (III.35) : Calcul des frais d'exploitation du 4^{ème} départ / 2^{ème} tronçon

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	P,U(DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
50	132,68	1162301,76	4,75	5520933,36
63	83,44	730949,21	4,75	3472008,75
75	69,86	612009,65	4,75	2907045,85
90	63,89	559640,72	4,75	2658293,41

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau (III.36) : Calcul des frais d'amortissement du 4^{ème} départ / 2^{ème} tronçon

D (mm)	PU (DA/mL)	L(m)	Dépenses (DA)	Frais d'amortissement (DA)
50	188,40	1300	244920	22949,00
63	298,07	1300	387491	36307,91
75	418,99	1300	544687	51037,17
90	527,78	1300	686114	64288,88

Calcul du bilan :

Tableau (III.37) : Calcul du bilan du 4^{ème} départ / 2^{ème} tronçon

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
50	22 949,00	5 520 933,36	5 543 882,37
63	36 307,91	3 472 008,75	3 508 316,66
75	51 037,17	2 907 045,85	2 958 083,02
90	64 288,88	2 658 293,41	2 722 582,29

Le diamètre $\Phi 75$ est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 0,7926 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 66,7662 \text{ m.}$$

III.5.10.2.E. Départ N°5 : Raccordement de la localité de Tala Aata, Tizi Lekhmis, Bourafa

1^{er} tronçon : SR6 Bouizra – R250 m³ Taourirth Amer (écoulement forcé)

Côte de départ : 720 m.

Cote d'arrivée : 950 m.

Dénivelée Hg = 220 m.

Longueur L=1400 m.

Débit à véhiculer Q=15.2 l/s ; Soit Q=0.0152 m³/s

D'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0152} = 0.1233 \text{ m.}$

D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.0152} = 0.1849 \text{ m.}$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (100mm et 200mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3 \text{ (m/s).}$

Calcul de la HMT :

Tableau (III.38) : Calcul de la HMT du 5^{ème} départ / 1^{er} tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
100	1,9363	193630,5732	0,5000	0,0190	0,0363	58,4559	278,4559
150	0,8606	129087,0488	0,3333	0,0191	0,0048	7,7384	227,7384
200	0,4841	96815,2866	0,2500	0,0196	0,0012	1,8844	221,8844

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau (III.39) : Calcul des frais d'exploitation du 5^{ème} départ / 1^{er} tronçon

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	PU(DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
100	291,38	2552455,96	4,75	12124165,83
150	238,31	2087555,95	4,75	9915890,75
200	232,18	2033895,67	4,75	9661004,44

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau (III.40) : Calcul des frais d'amortissement du 5^{ème} départ / 1^{er} tronçon

D (mm)	PU (DA/mL)	L(m)	Dépenses (DA)	Frais d'amortissement (DA)
100	4333,28	1400	6066592	568439,67
150	5233,72	1400	7327208	686559,39
200	6274,16	1400	8783824	823044,31

Calcul du bilan :

Tableau (III.41) : Calcul du bilan du 5^{ème} départ / 1^{er} tronçon

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
100	568439,67	12124165,83	12692605,50
150	686559,39	9915890,75	10202450,14
200	823044,31	9661004,44	10484048,75

Le diamètre $\Phi 150$ est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 0,8606 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 227,7384 \text{ m.}$$

2^{ème} tronçon : R250 m³ Taourirth Amer - Point A Route (écoulement gravitaire)

Côte de départ : 950 m.

Cote d'arrivé : 840 m..

Dénivelée Hg = 110 m.

Longueur L=700 m.

Débit à véhiculer Q=11.2 l/s ; Soit Q=0.0112 m³/s

$$\text{D'après BONNIN : } D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0112} = 0.1058 \text{ m.}$$

$$\text{D'après BRESS : } D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.0112} = 0.1587 \text{ m.}$$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (100 mm et 200 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3$ (m/s).

Calcul de la Ht :

Tableau (III.42) : Calcul de la Ht du 5^{ème} départ / 2^{ème} tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
110	1,1791	129704,6902	0,0182	0,0164	0,0106	8,5050
125	0,9131	114140,1274	0,0160	0,0168	0,0057	4,5978
160	0,5573	89171,9745	0,0125	0,0176	0,0017	1,4019

On prend le diamètre $\Phi 110$ qui présente une vitesse acceptable.

$$V = 1,1791 \text{ m/s.}$$

$$H_t = 8,5050 \text{ m.}$$

La hauteur piézométrique au niveau de la bêche de reprise est :

$$H_p = H_g - H_t = 110 - 8,5050 = 101.495 \text{ m.}$$

La pression est de 10.1495 bars.

Calcul des frais d'amortissement :

$$F = P_u * L * A$$

$$F = 50704.43 \text{ DA}$$

3^{ème} tronçon : Point A Route – R300m³ Tala Ataa (écoulement gravitaire)

Côte de départ : 840 m.

Cote d'arrivé : 915 m.

Dénivelée $H_g = 75$ m.

Longueur $L=1250$ m.

Débit à véhiculer $Q=6.7$ l/s ; Soit $Q=0.0067$ m³/s

D'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0067} = 0.0819$ m.

D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.0067} = 0.1228$ m.

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (75 mm et 125 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3$ (m/s).

Calcul de la H_t :

Tableau (III.43) : Calcul de la H_t du 5^{ème} départ / 3^{ème} tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
75	1,5173	113800,4246	0,0267	0,0153	0,0239	34,4116
90	1,0537	94833,6872	0,0222	0,0158	0,0099	14,2812
110	0,7054	77591,1986	0,0182	0,0164	0,0038	5,4350
125	0,5462	68280,2548	0,0160	0,0168	0,0020	2,9382

On prend le diamètre $\Phi 90$ qui présente une vitesse acceptable.

$$V = 1,0537 \text{ m/s.}$$

$$H_t = 14,2812 \text{ m.}$$

La hauteur piézométrique au niveau de la bêche de reprise est :

$$H_p = H_g - H_t = 75 - 14,2812 = 60.5188 \text{ m.}$$

La pression est de 6.05188 bars.

Calcul des frais d'amortissement :

$$F = P_u * L * A$$

$$F = 61024.56 \text{ DA}$$

4^{ème} tronçon : R300m³ Tala Ataa – SR7 Tala Ataa (écoulement gravitaire)

Côte de départ : 915 m.

Cote d'arrivé : 925 m.

Dénivelée Hg = 10 m.

Longueur L=750 m.

Débit à véhiculer Q=3 l/s ; Soit Q=0.003 m³/sD'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.003} = 0.0548$ m.D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.003} = 0.0822$ m.On choisit une gamme de diamètre ayant entre (50 mm et 90 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3$ (m/s).

Calcul de la Ht :

Tableau (III.44) : Calcul de la Ht du 5^{ème} départ / 4^{ème} tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
50	1,5287	76433,1210	0,0400	0,0144	0,0343	29,5853
63	0,9629	60661,2072	0,0317	0,0149	0,0112	9,6393
75	0,6794	50955,4140	0,0267	0,0153	0,0048	4,1395
90	0,4718	42462,8450	0,0222	0,0158	0,0020	1,7179

On prend le diamètre $\Phi 63$ qui présente une vitesse acceptable.

$$V = 0,9629 \text{ m/s.}$$

$$Ht = 9,6393 \text{ m.}$$

La hauteur piézométrique au niveau de la bêche de reprise est :

$$H_p = H_g - H_t = 10 - 9,6393 = 0.3607 \text{ m.}$$

La pression est de 0.03607 bars.

Calcul des frais d'amortissement :

$$F = P_u * L * A$$

$$F = 20678.61 \text{ DA}$$

5^{ème} tronçon : SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa (écoulement forcé)

Côte de départ : 925m.

Cote d'arrivé : 1063 m.

Dénivelée Hg = 138 m.

Longueur L=1100 m.

Débit à véhiculer Q=3 l/s ; Soit Q=0.003 m³/sD'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.003} = 0.0548$ m.D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.003} = 0.0822$ m.On choisit une gamme de diamètre ayant entre (50 mm et 90 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3$ (m/s).

Calcul de la HMT :

Tableau (III.45) : Calcul de la HMT du 5^{ème} départ / 5^{ème} tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
50	1,5287	76433,1210	0,0400	0,0144	0,0343	43,3918	181,3918
63	0,9629	60661,2072	0,0317	0,0149	0,0112	14,1377	152,1377
75	0,6794	50955,4140	0,0267	0,0153	0,0048	6,0713	144,0713
90	0,4718	42462,8450	0,0222	0,0158	0,0020	2,5196	140,5196

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau (III.46) : Calcul des frais d'exploitation du 5^{ème} départ / 5^{ème} tronçon

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	PU(DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
50	189,81	1662720,97	4,75	7897924,60
63	159,20	1394564,59	4,75	6624181,82
75	150,76	1320624,15	4,75	6272964,70
90	147,04	1288068,26	4,75	6118324,24

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau (III.47) : Calcul des frais d'amortissement du 5^{ème} départ / 5^{ème} tronçon

D (mm)	PU (DA/mL)	L(m)	Dépenses (DA)	Frais d'amortissement (DA)
50	188,4	1100	207240	19418,39
63	298,07	1100	327877	30722,07
75	418,99	1100	460889	43185,30
90	527,78	1100	580558	54398,28

Calcul du bilan :

Tableau (III.48) : Calcul du bilan du 5^{ème} départ / 5^{ème} tronçon

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
50	19418,39	7897924,60	7917342,98
63	30722,07	6624181,82	6654903,90
75	43185,30	6272964,70	6316149,99
90	54398,28	6118324,24	6172722,53

Le diamètre $\Phi 75$ est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 0,6794 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 144,0713 \text{ m.}$$

6^{ème} tronçon : Point A Route – SR8 Bouachène (écoulement gravitaire)

Côte de départ : 840 m.

Cote d'arrivé : 925 m.

Dénivelée Hg = 138 m.

Longueur L= 2000 m.

Débit à véhiculer Q=4.3 l/s ; Soit Q=0.0043 m³/sD'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0043} = 0.0656$ m.D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.0043} = 0.0984$ m.On choisit une gamme de diamètre ayant entre (63 mm et 110 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3$ (m/s).

Calcul de la Ht :

Tableau (III.49) : Calcul de la Ht du 5^{ème} départ / 6^{ème} tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
63	1,3801	86947,7303	0,0317	0,0149	0,0230	52,8092
75	0,9738	73036,0934	0,0267	0,0153	0,0099	22,6784
90	0,6763	60863,4112	0,0222	0,0158	0,0041	9,4118
110	0,4527	49797,3364	0,0182	0,0164	0,0016	3,5818

On prend le diamètre $\Phi 75$ qui présente une vitesse acceptable.

$$V = 0,9738 \text{ m/s.}$$

$$Ht = 22,6784 \text{ m.}$$

La hauteur piézométrique au niveau de la bêche de reprise est :

$$H_p = H_g - H_t = 138 - 22,6784 = 115.3216 \text{ m.}$$

La pression est de 11.53216 bars.

Calcul des frais d'amortissement :

$$F = P_u * L * A$$

$$F = 77513.15 \text{ DA}$$

7^{ème} tronçon : SR8 Bouachène – R250 Tizi Lekhmis (écoulement forcé)

Côte de départ : 925 m.

Cote d'arrivé : 1058 m.

Dénivelée Hg = 133 m.

Longueur L= 2800 m.

Débit à véhiculer Q=4.3 l/s ; Soit Q=0.0043 m³/sD'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0043} = 0.0656$ m.D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0.0043} = 0.0984$ m.

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (63 mm et 110 mm) avec une vitesse : $0.6 \leq V \leq 1.3$ (m/s).

Calcul de la HMT :

Tableau (III.50) : Calcul de la HMT du 5^{ème} départ / 7^{ème} tronçon

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
63	1,3801	86947,7303	0,0317	0,0149	0,0230	73,9329	206,9329
75	0,9738	73036,0934	0,0267	0,0153	0,0099	31,7497	164,7497
90	0,6763	60863,4112	0,0222	0,0158	0,0041	13,1765	146,1765
110	0,4527	49797,3364	0,0182	0,0164	0,0016	5,0146	138,0146

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau (III.51) : Calcul des frais d'exploitation du 5^{ème} départ / 7^{ème} tronçon

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	PU(DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
63	216,53	1896843,36	4,75	9010005,97
75	172,39	1510172,16	4,75	7173317,78
90	152,96	1339921,33	4,75	6364626,32
110	144,42	1265105,71	4,75	6009252,14

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau (III.52) : Calcul des frais d'amortissement du 5^{ème} départ / 7^{ème} tronçon

D (mm)	PU (DA/mL)	L(m)	Dépenses (DA)	Frais d'amortissement (DA)
63	298,07	2800	834596	78201,65
75	418,99	2800	1173172	109926,22
90	527,78	2800	1477784	138468,36
110	783,08	2800	2192624	205448,87

Calcul du bilan :

Tableau (III.53) : Calcul du bilan du 5^{ème} départ / 7^{ème} tronçon / adduction secondaire

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
63	78201,65	9010005,97	9088207,61
75	109926,22	7173317,78	7283243,99
90	138468,36	6364626,32	6503094,68
110	205448,87	6009252,14	6214701,01

Le diamètre $\Phi 90$ est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 0,6763 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 146,1765 \text{ m.}$$

III.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité deux types d'adduction, à savoir ; l'adduction par refoulement et l'adduction gravitaire, le dimensionnement de ses conduites d'adduction a aboutie à des diamètres qui varient entre 63mm et 350mm.

Pour assurer l'alimentation en eau des réservoirs en continue ; il est nécessaire de faire un choix convenable des pompes, Ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre IV : Les pompes

IV.1. Introduction

Une pompe hydraulique est un appareil qui transforme l'énergie mécanique en énergie hydraulique. Les pompes centrifuges sont les plus universellement utilisées. On optera pour les pompe ces pompes qui constituent des groupes légers, peu encombrant, peu onéreux et d'un bon rendement.

IV.2. Choix de la pompe

Le choix de la pompe dépendra en générale de ce qu'on attend d'elle en matière de charge de pompage et de débit. Ces deux facteurs, débit à être refoulé et la charge de pompage (HMT), sont emportés sur les caractéristiques des diverses pompes des gammes des catalogues des pompes. Dans notre cas ; on va déterminer à l'aide du logiciel (PUMP TUTOR Caprari) les pompes qui pourront être employé dans notre réseau d'adduction.

Après l'utilisation du logiciel Caprari on va obtenir les résultats précis qui nous permettent de déterminer les pompes qui répondent parfaitement aux exigences du réseau, tout en ayant un bon rendement. [6]

IV.3. Point de fonctionnement (voir la figure (IV.1))

Après avoir tracé sur le même graphique, les deux courbes :

- Les caractéristiques de la pompe $H = f(Q)$.
- Les caractéristiques du réseau $H_r = f(Q)$.

L'intersection en un point $P(Q,H)$ de ces deux courbes sera le point de fonctionnement de la pompe qu'on aura choisie. [7]

Lorsque le point P est situé au voisinage immédiat du rendement maximal, la pompe débite alors dans les conditions optimales d'utilisation. Cette condition n'est pas satisfaite dans la plus part des cas et que le point de fonctionnement ne coïncide pas toujours avec le point désiré. On opéra alors des modifications dans le fonctionnement ou le dimensionnement de la pompe afin de l'adapter aux conditions de marche désirées. Ceci consiste à l'étude puis comparaison des quatre variantes suivantes :

1^{ère} variante:

Accepter le point de fonctionnement $P(Q,H)$ tel qu'il est donné, et par ailleurs, on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquence réduit.

La puissance absorbée par la pompe :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_2 \cdot H_2}{\eta_2} \quad (\text{équation IV.1})$$

η_2 : rendement du point de fonctionnement.

2^{ème} variante:

Accepter la caractéristique $H = f(Q)$ de la pompe et vanner sur le refoulement de façon à avoir le débit désiré. Il créera alors une perte de charge h .

La pompe absorbera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_3}{\eta_1} \quad (\text{équation IV.2})$$

Avec :

$$H_3 = H_1 + h$$

η_1 : rendement du point désiré.

3ème variante:

On fait varier la vitesse de rotation de la pompe de façon à trouver une vitesse N_2 qui fera passer la caractéristique $H(Q)$ de la pompe par le point désiré. Ceci consiste à tracer une parabole $H = A * Q^2$ qui passera par l'origine et par le point P_1 désiré et coupera la caractéristique de la pompe en un point $P_4 (Q_4, H_4)$. Ce point permettra de trouver la vitesse de rotation N_2 par la relation suivante :

$$\frac{Q_4}{Q_1} = \frac{N_1}{N_2} \quad \rightarrow \quad N_2 = N_1 * \frac{Q_1}{Q_4} \quad (\text{équation IV.3})$$

Pour la parabole : $H = A * Q^2$

On a :

$$A = \frac{H_1}{Q_1^2}$$

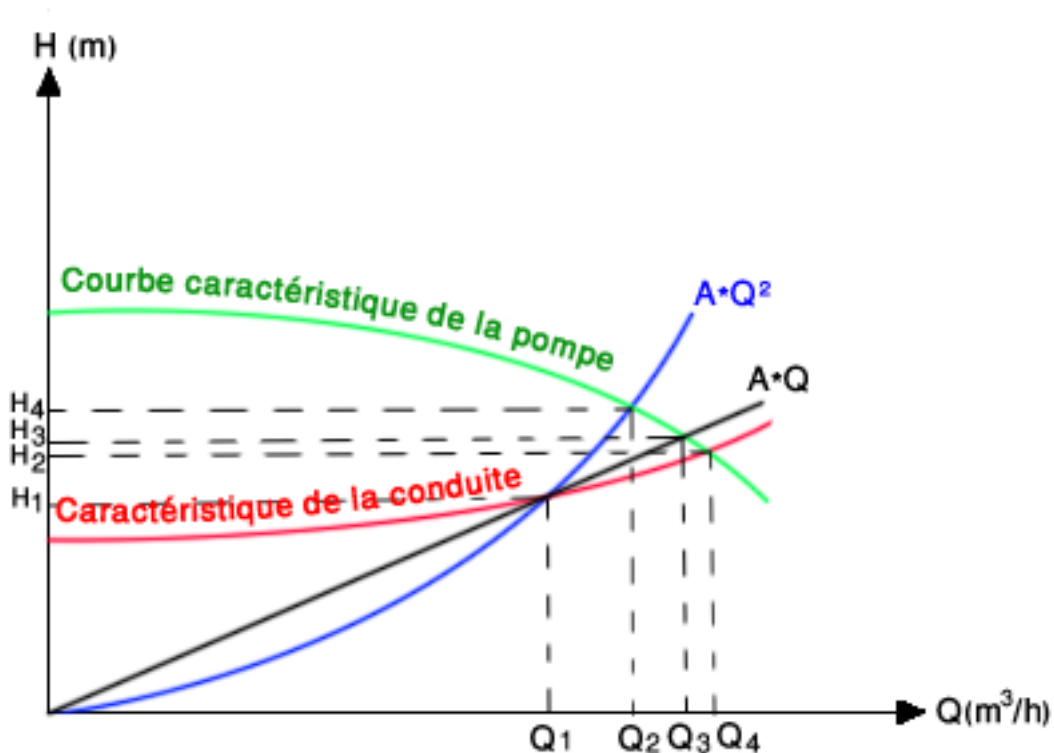


Figure (IV.1) : Recherche du point de fonctionnement désiré

IV.4. Etude de la cavitation

La cavitation est la vaporisation d'un fluide soumis à une pression inférieure à sa pression de vapeur. Ce phénomène se manifeste par la formation, au sein de l'écoulement, de bulles, proches, turbulents ou torches de vapeur. Dans les pompes, ces structures de vapeur paraissent dans les zones de faible pression à l'entrée des aubes de roue et sont transportées dans les zones à plus haute pression. Sous l'action du gradient de pression, elles implosent dès que la pression locale dans l'écoulement redevient supérieure à la pression de vapeur. Ces implosions produisant des micros-jets et des surpressions (onde de choc) qui peuvent atteindre plusieurs centaines, voire millier de bar.

Afin de remédier à ce problème, on doit assurer une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration $[N.P.S.H]_d$ qui sera donnée par l'utilisateur et qui devra être supérieur à la charge nette minimale requise à l'aspiration $[N.P.S.H]_r$ donnée par le constructeur et qui dépend de débit pour une pompe donnée tournant à vitesse donnée.

$$[N.P.S.H]_d = \left(\frac{P_0}{\rho * g} \right) + H_a - (J_a + T_v)m \quad \dots (\text{Aspiration en charge}) \quad (\text{équation IV.4})$$

$$[N.P.S.H]_d = \left(\frac{P_0}{\rho * g} \right) - H_a - (J_a + T_v)m \quad \dots (\text{Aspiration en dépression}) \quad (\text{équation IV.5})$$

Avec :

H_a : Hauteur d'aspiration en (m),

J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m),

T_v : Tension de vapeur d'eau pompée en (m),

$T_v = 0.24$ m pour une température de 20°C,

$\frac{P_0}{\rho * g}$: Pression du plan 'aspiration en (m),

$$\frac{P_0}{\rho * g} = P_{atm} - 0.0016 * A$$

Avec :

P_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mère, qui est de 10,33 m.

A : Altitude du plan d'aspiration en (m).

Il convient de proscrire les tuyauteries d'aspiration longues et petit diamètre, qui augmentent les pertes de charges et diminuent ainsi le N.P.S.H. disponible.

IV.5. Choix des pompes pour les différentes stations de refoulement

IV.5.1. Station de pompage Bordj Mira

Caractéristiques de la conduite SP Bordj Mira vers SR1:

$$Q = 80 \text{ l/s}$$

$$D = 0.35 \text{ m.}$$

$$L = 3000 \text{ m.}$$

$$H_g = 173 \text{ m.}$$

$$HMT = 178,52 \text{ m.}$$

On utilisant le logiciel spécialisé dans le choix du type de pompes (PUMP TUTOR CAPRARI), On opte pour le type de pompe suivant : **PM 150/5C** (pompe seule, multicellulaire à 4 étages), Voir l'annexe.

Avec :

Vitesse de rotation : $N = 1750$ tr/min.

Le rendement maximal : $\eta = 79.3\%$

Hauteur de refoulement : $H = 180$ m.

Puissance : $P = 208$ KW.

Débit : $Q = 91.9$ l/s.

NPSH = 4.18 m.

Le point de fonctionnement de la pompe P ($Q=91.9$ l/s, $H=180$ m, $\eta = 79.3\%$)

Le point désiré P1 ($Q=80$ l/s, $H=178.52$ m, $\eta = 75\%$)

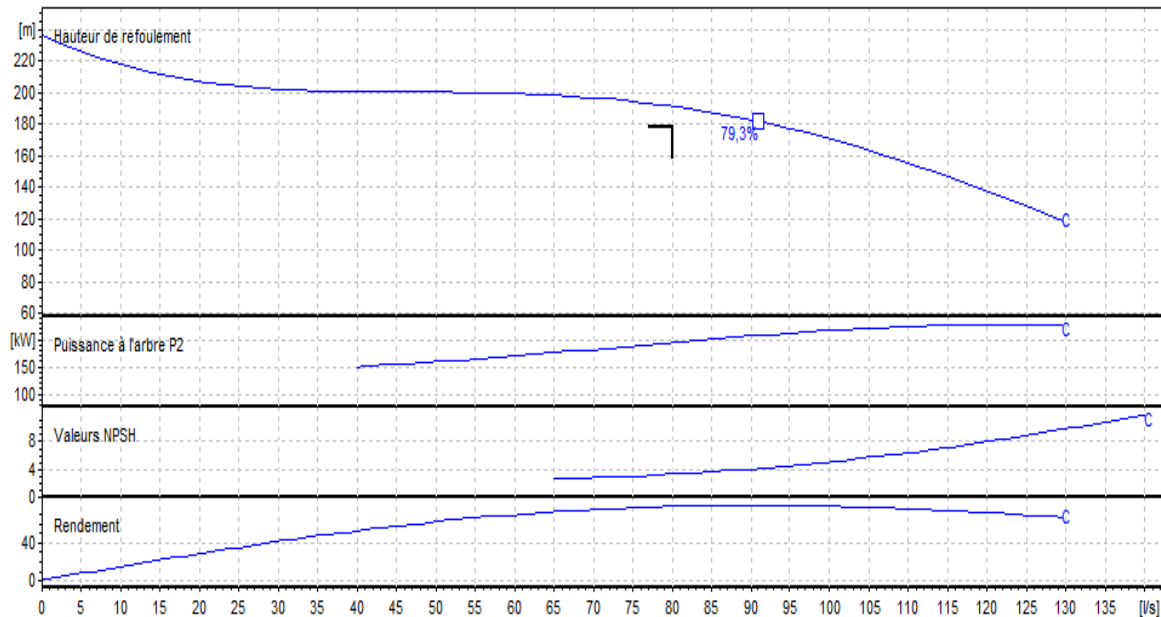


Figure (IV.2) : Caractéristique de la pompe Bordj MIRA

1.5.1.1. Réalisation du point de fonctionnement

IV.5.1.2. Etudes des variantes

Dans le but d’optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudierons chaque variante séparément ce qui permettra de dégager le cout de chaque techniques. Celle qui offre le meilleur compromis faisabilité – cout sera retenue.

IV.5.1.2.A. 1^{ere} variante : Agir sur le temps de pompage

$$Q1 * T1 = Q2 * T2 \tag{équation IV.6}$$

$$T1 = \frac{Q2 * T2}{Q1} = 20,89 \text{ h.}$$

La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g * Q2 * H'}{\eta'} = \frac{9.81 * 0.0919 * 180}{0.793} = 204.64 \text{ KW.}$$

Calcul des frais d’exploitation:

$$F_{exp} = Pa * T1 * 365 * T \tag{équation IV.7}$$

Avec :

Pa : Puissance absorbée par la pompe (kw)

T1 : temps de pompage (h)

T : Prix d’un kwh (T = 4.75 DA, fixée par SONALGAZ)

$$F_{exp} = 204.64 * 20.89 * 365 * 4.75$$

$$F_{exp} = 7412351.88 \text{ DA}$$

IV.5.1.2.B. 2^{eme} variante : Régulation par étouffement (Vannage)

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

$$h = H' - H1 \tag{équation IV.8}$$

Avec ; h : Perte de charge engendrée par la vanne en (m).

H' : La hauteur créée par la pompe pour le débit désiré Q1.

H1 : La hauteur désirée en (m).

Donc : $h = 180 - 178.52 = 1,48 \text{ m.}$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H'}{\eta} = \frac{9.81 \cdot 0.08 \cdot 180}{0.75} = 188.35 \text{ kw}$$

Calcul des frais d'exploitation:

$$F_{\text{exp}} = 7837326,72 \text{ DA}$$

IV.5.1.2.C. 3^{eme} Variante : Modification de la vitesse de rotation de rotation de la pompe

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

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q_2^2 = \frac{178.52}{80^2} * Q_2^2 = 0.02789 * Q_2^2$$

Cette courbe passe par le point P₂ (Q=82.4 l/s, H=189.40m), d'où :

On a :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2} \quad \rightarrow \quad N_2 = N_1 * \frac{Q_1}{Q_2}$$

Avec :

N₂ : Vitesse de rotation prévue ;

N₁ : Vitesse de rotation de la pompe choisie ;

Q₁ : Débit obtenu par la pompe ;

Q₂ : Débit désiré.

Donc :

$$N_2 = 1750 * \frac{80}{82.4} = 1699 \text{ tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation permettant de satisfaire le débit de la hauteur requise doit être 1699 tr/min.

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta_1} = \frac{9.81 \cdot 0.08 \cdot 178.52}{0.75} = 186.80 \text{ kW}$$

Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = 7772886.84 \text{ DA}$$

Conclusion :

La solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1^{ère} variante), qui présente les frais d'exploitation minimale.

IV.5.1.3. Vérification de la non cavitation

La cote du plan d'aspiration : Ca = 150m.

Hauteur d'aspiration : ha = 0.5m.

Ja = 0m.

[NPSH]_r = 4.18m.

Calcul de pression à la cote d'aspiration :

$$P_0 = 10.33 - (0.0016 \cdot 150) = 10.09 \text{ m.}$$

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

$$[\text{NPSH}]_d = 10.35 \text{ m.}$$

[NPSH]_d > [NPSH]_r, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation.

IV.5.2. Station de refoulement 1

Caractéristiques de la conduite SR1 Ankouche – SR2 Ouled Kenniche:

$$Q = 80 \text{ l/s}$$

$$D = 0.35 \text{ m.}$$

$$L = 1250 \text{ m.}$$

$$H_g = 177 \text{ m.}$$

$$HMT = 179,30\text{m.}$$

On utilisant le logiciel spécialisé dans le choix du type de pompes (PUMP TUTOR CAPRARI), On opte pour le type de pompe suivant : **PM 150/5C** (pompe seule, multicellulaire à 4 étages), Voir l'annexe.

Avec :

$$\text{Vitesse de rotation : } N = 1750 \text{ tr/min.}$$

$$\text{Le rendement maximal : } \eta = 79.3\%$$

$$\text{Hauteur de refoulement : } H = 180\text{m.}$$

$$\text{Puissance : } P = 208 \text{ kW.}$$

$$\text{Débit : } Q = 92.2 \text{ l/s}$$

$$\text{NPSH} = 4.2 \text{ m.}$$

Le point de fonctionnement de la pompe P ($Q=92.2 \text{ l/s}$, $H=180 \text{ m}$, $\eta = 79.3\%$)

Le point désiré P1 ($Q=80 \text{ l/s}$, $H=179.30 \text{ m}$, $\eta = 75\%$)

Le point de fonctionnement P ne coïncide pas avec le point désiré P1, Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désiré, des modifications s'avèrent nécessaires.

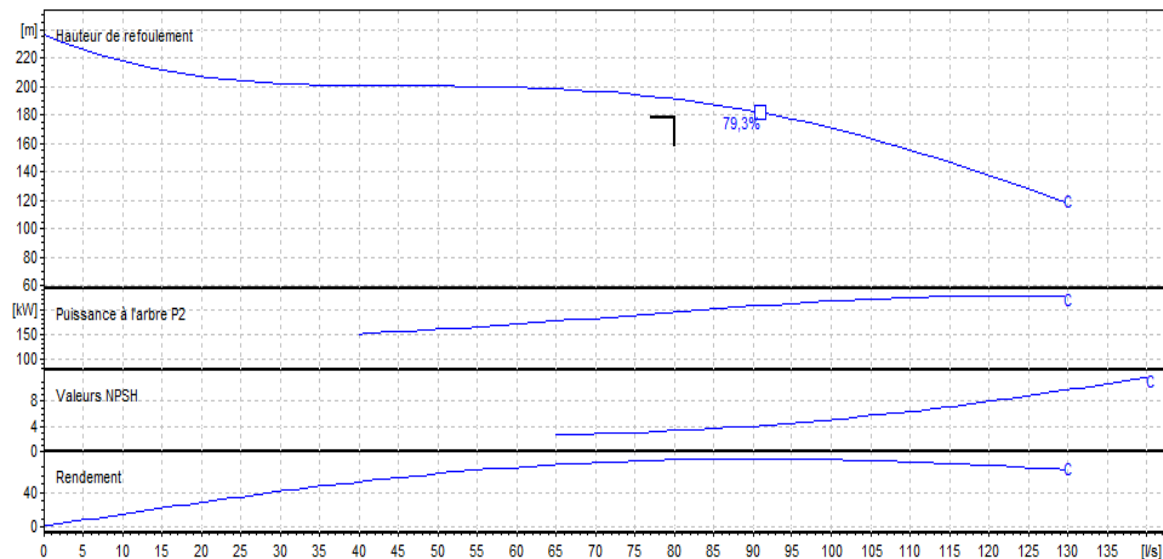


Figure (IV.3) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement 1

Conclusion :

La solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1ère variante), qui présente les frais d'exploitation minimale (voir tableau (IV.1)).

Vérification de la non cavitation :

Calcul de pression à la cote d'aspiration :

$[NPSH]_d > [NPSH]_r$, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation (voir le tableau (IV.2))

IV.5.3. Station de refoulement 2

Caractéristiques de la conduite SR2 Ouled Kenniche – SR3 Tizouel :

- $Q = 80 \text{ l/s}$
- $D = 0.35 \text{ m.}$
- $L = 1580 \text{ m.}$
- $H_g = 120 \text{ m.}$
- $HMT = 122,91 \text{ m.}$

On utilisant le logiciel spécialisé dans le choix du type de pompes (PUMP TUTOR CAPRARI), On opte pour le type de pompe suivant : **PM 150/3B** (pompe seule, multicellulaire à 2 étages), Voir l'annexe.

Avec :

- Vitesse de rotation : $N = 1750 \text{ tr/min.}$
- Le rendement maximal : $\eta = 79\%$
- Hauteur de refoulement : $H = 123 \text{ m.}$
- Puissance : $P = 132 \text{ KW.}$
- Débit : $Q = 86.1 \text{ l/s}$
- $NPSH = 3.69 \text{ m.}$

Le point de fonctionnement de la pompe P ($Q=86.1 \text{ l/s}$, $H=123 \text{ m}$, $\eta = 79\%$)

Le point désiré P1 ($Q=80 \text{ l/s}$, $H=122,91 \text{ m}$, $\eta = 75\%$)

Le point de fonctionnement P ne coïncide pas avec le point désiré P1, Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désiré, des modifications s'avèrent nécessaires.

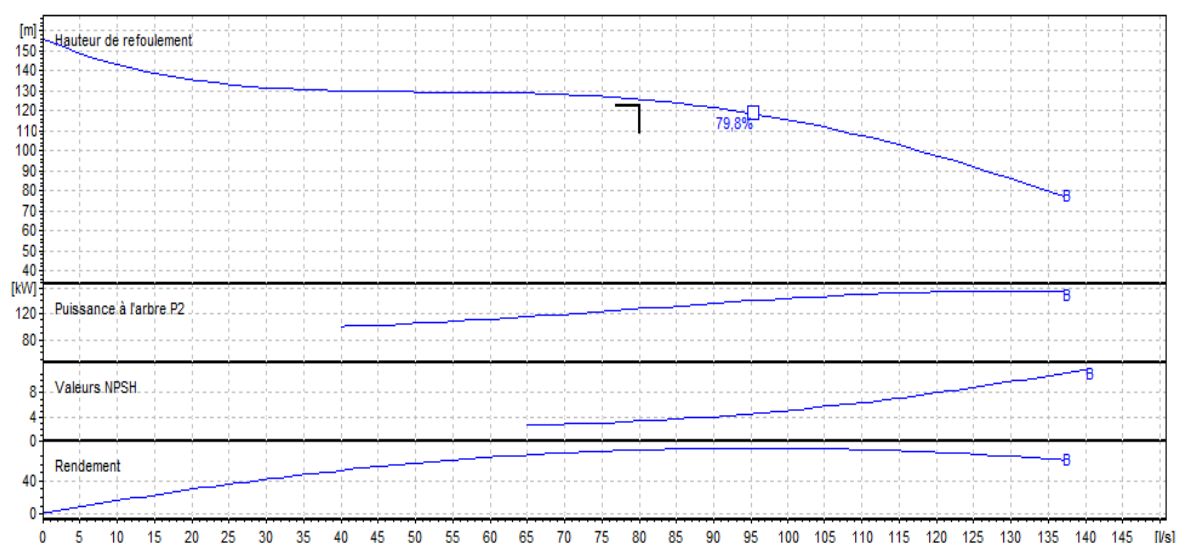


Figure (IV.4) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement 2

Conclusion :

La solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1ère variante), qui présente les frais d'exploitation minimale (voir tableau (IV.1)).

Vérification de la non cavitation :

Calcul de pression à la cote d'aspiration :

$[NPSH]_d > [NPSH]_r$, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation (voir le tableau (IV.2))

IV.5.4. SR3 Tizouel vers SR4 Boulahfa

Caractéristique de la conduite SR3 Tizouel vers SR4 Boulahfa:

$$\begin{aligned} Q &= 6.49 \text{ l/s} \\ D &= 0.10 \text{ m.} \\ L &= 1300\text{m.} \\ H_g &= 180\text{m.} \\ HMT &= 189,90\text{m.} \end{aligned}$$

On utilisant le logiciel spécialisé dans le choix du type de pompes (PUMP TUTOR CAPRARI), On opte pour le type de pompe suivant : **PM65/14B** (pompe seule, multicellulaire à 4 étages), Voir l'annexe.

Avec :

$$\begin{aligned} \text{Vitesse de rotation : } N &= 1750\text{tr/min.} \\ \text{Le rendement maximal : } \eta &= 66.7\% \\ \text{Hauteur de refoulement : } H &= 193\text{m.} \\ \text{Puissance : } P &= 21 \text{ KW.} \\ \text{Débit : } Q &= 7.37 \text{ l/s} \\ \text{NPSH} &= 1.32\text{m.} \end{aligned}$$

Le point de fonctionnement de la pompe P ($Q=7.37 \text{ l/s}$, $H=193 \text{ m}$, $\eta = 66.7\%$)

Le point désiré P1 ($Q=6.49 \text{ l/s}$, $H=189.90 \text{ m}$, $\eta = 75\%$)

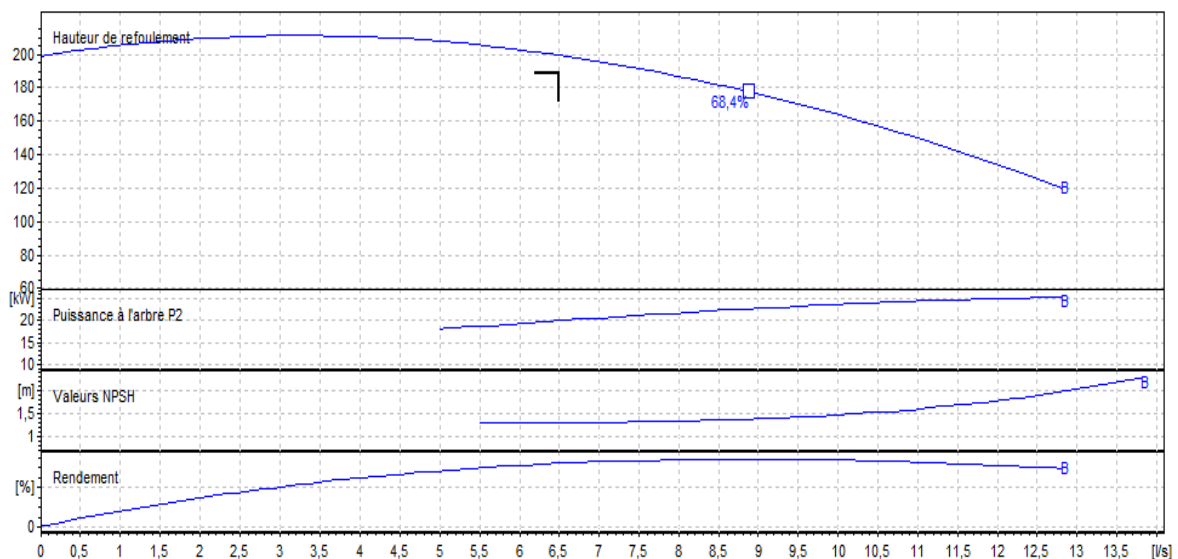


Figure (IV.5) : Caractéristique de la pompe 1 de la Station de refoulement 3

Conclusion :

La solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1ère variante), qui présente les frais d'exploitation minimale (voir tableau (IV.1)).

Vérification de la non cavitation :

Calcul de pression à la cote d'aspiration :

$[NPSH]_d > [NPSH]_r$, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation (voir le tableau (IV.2))

IV.5.5. SR4 Boulahfa – SR5 Ighi Ouli

Caractéristique de la conduite SR4 Boulahfa – SR5 Ighi Ouli:

$$Q = 2.17 \text{ l/s}$$

$$D = 0.05 \text{ m.}$$

$$L = 1000 \text{ m.}$$

$$H_g = 100 \text{ m.}$$

$$HMT = 120,64 \text{ m.}$$

On utilisant le logiciel spécialisé dans le choix du type de pompes (PUMP TUTOR CAPRARI), On opte pour le type de pompe suivant : **HMU40-1/4E** (pompe seule, multicellulaires à 2 étages), Voir l'annexe.

Avec :

$$\text{Vitesse de rotation : } N = 3500 \text{ tr/min.}$$

$$\text{Le rendement maximal : } \eta = 50.1\%$$

$$\text{Hauteur de refoulement : } H = 125 \text{ m.}$$

$$\text{Puissance : } P = 5.83 \text{ KW.}$$

$$\text{Débit : } Q = 2.37 \text{ l/s}$$

$$\text{NPSH} = 3.16 \text{ m.}$$

Le point de fonctionnement de la pompe P ($Q=2.37 \text{ l/s}$, $H=125 \text{ m}$, $\eta = 50.1\%$)

Le point désiré P1 ($Q=2.17 \text{ l/s}$, $H=120.64 \text{ m}$, $\eta = 75\%$)

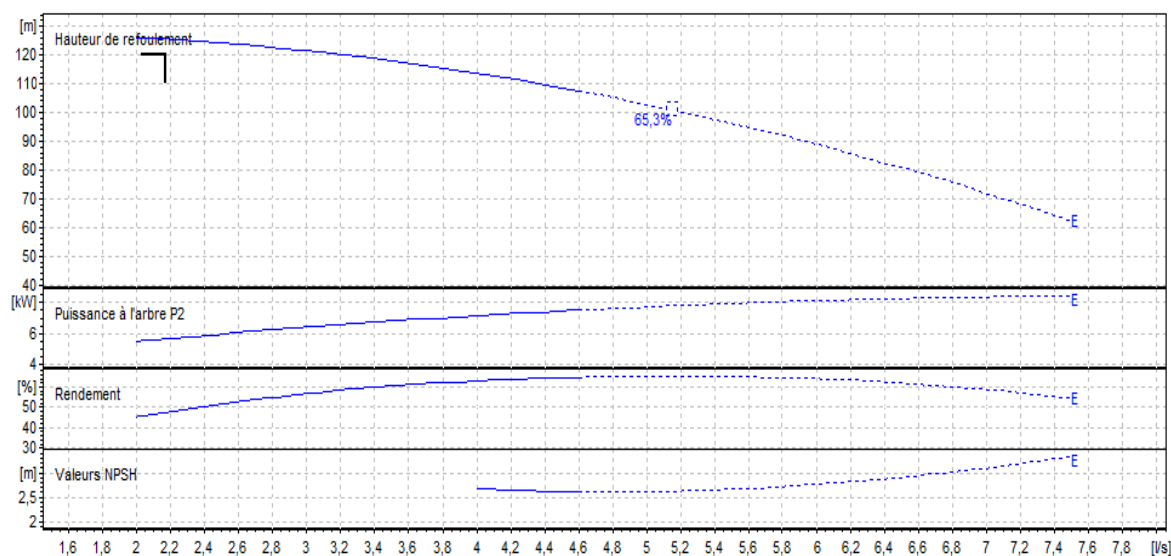


Figure (IV.6) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement 4

Conclusion :

La solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1ère variante), qui présente les frais d'exploitation minimale (voir tableau (IV.1)).

Vérification de la non cavitation :

Calcul de pression à la cote d'aspiration :

$[NPSH]_d > [NPSH]_r$, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation (voir le tableau (IV.2))

IV.5.6. SR5 Ighi Ouli – R200 Ighil Ouli

Caractéristique de la conduite SR5 Ighi Ouli – R200m³ Ighil Ouli :

$$Q = 2.17 \text{ l/s}$$

$$D = 0.063 \text{ m.}$$

$$L = 800\text{m.}$$

$$H_g = 131\text{m.}$$

$$\text{HMT} = 105,38\text{m.}$$

On utilisant le logiciel spécialisé dans le choix du type de pompes (PUMP TUTOR CAPRARI), On opte pour le type de pompe suivant : **HMU40-1/3D** (pompe seule, multicellulaire à 2 étages), Voir l'annexe.

Avec :

$$\text{Vitesse de rotation : } N = 3500 \text{ tr/min.}$$

$$\text{Le rendement maximal : } \eta = 47 \%$$

$$\text{Hauteur de refoulement : } H = 106 \text{ m.}$$

$$\text{Puissance : } P = 4.76 \text{ KW.}$$

$$\text{Débit : } Q = 2.15 \text{ l/s}$$

$$\text{NPSH} = 3.27 \text{ m.}$$

Le point de fonctionnement de la pompe P (Q=2.15 l/s, H=106 m, $\eta = 47\%$)

Le point désiré P1 (Q=2.17 l/s, H=105.38 m, $\eta = 75\%$)

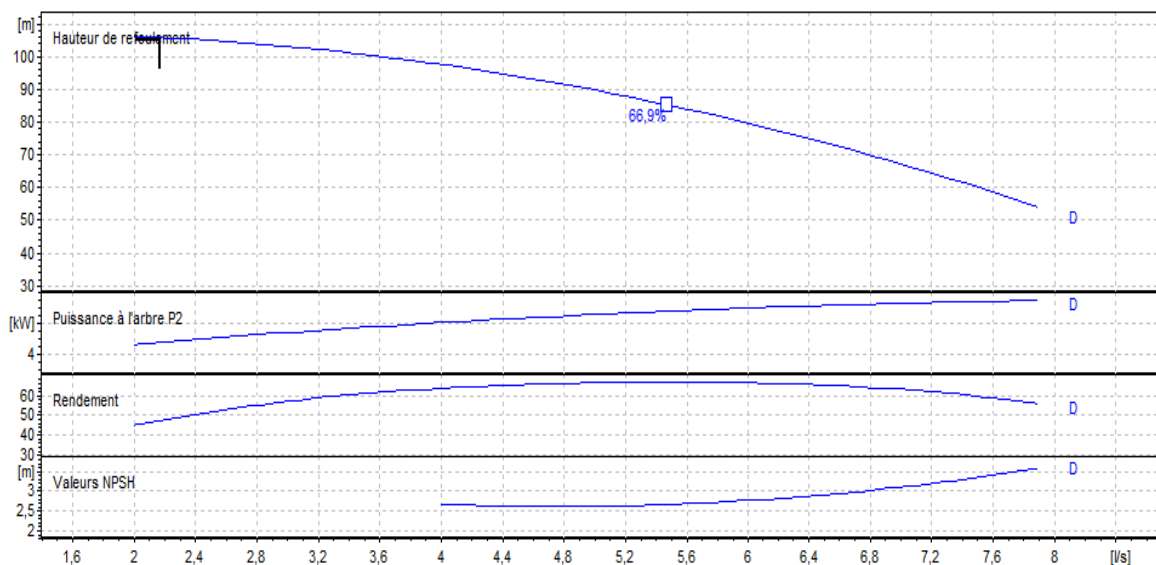


Figure (IV.7) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement 5

Conclusion :

La solution la plus adéquate est la modification de la vitesse de rotation (3^{ème} variante), qui présente les frais d'exploitation minimale (voir tableau (IV.1)).

Vérification de la non cavitation :

Calcul de pression à la cote d'aspiration :

$[\text{NPSH}]_d > [\text{NPSH}]_r$, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation (voir le tableau (IV.2))

IV.5.7. SR3 Tizouel – SR6 Bouizra

Caractéristique de la conduite SR3 Tizouel – SR6 Bouizra:

$$Q = 45.5 \text{ l/s}$$

$$D = 0.30 \text{ m.}$$

$$L = 1980 \text{ m.}$$

$$H_g = 100 \text{ m.}$$

$$HMT = 103,32 \text{ m.}$$

On utilisant le logiciel spécialisé dans le choix du type de pompes (PUMP TUTOR CAPRARI),
On opte pour le type de pompe suivant : **PM 125/ 3A** (pompe seule, multicellulaire à 4 étages),
Voir l'annexe.

Avec :

$$\text{Vitesse de rotation : } N = 1750 \text{ tr/min.}$$

$$\text{Le rendement maximal : } \eta = 76.2\%$$

$$\text{Hauteur de refoulement : } H = 104 \text{ m.}$$

$$\text{Puissance : } P = 67.6 \text{ KW.}$$

$$\text{Débit : } Q = 50.4 \text{ l/s}$$

$$\text{NPSH} = 2.9 \text{ m.}$$

Le point de fonctionnement de la pompe P ($Q=50.4 \text{ l/s}$, $H=104 \text{ m}$, $\eta = 76.2\%$)

Le point désiré P1 ($Q=45.5 \text{ l/s}$, $H=103.32 \text{ m}$, $\eta = 75\%$)

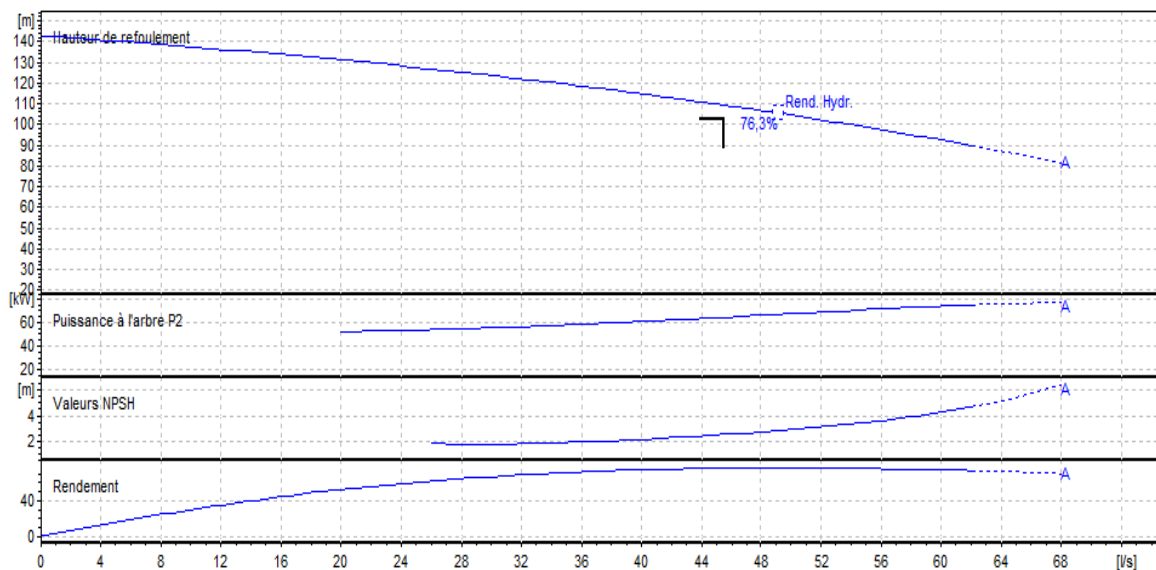


Figure (IV.8) : Caractéristique de la pompe 2 de la Station de refoulement 3

Conclusion :

La solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1ère variante), qui présente les frais d'exploitation minimale (voir tableau (IV.1)).

Vérification de la non cavitation :**Calcul de pression à la cote d'aspiration :**

$[NPSH]_d > [NPSH]_r$, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation (voir le tableau (IV.2))

IV.5.8. SR6 Bouizra – R250 Boumedjber

Caractéristique de la conduite SR6 Bouizra – R250 Boumedjber:

$$Q = 3.50 \text{ l/s}$$

$$D = 0.075 \text{ m.}$$

$$L = 1300 \text{ m.}$$

$$H_g = 57 \text{ m.}$$

$$HMT = 66,77 \text{ m.}$$

On utilisant le logiciel spécialisé dans le choix du type de pompes (PUMP TUTOR CAPRARI),
On opte pour le type de pompe suivant : **HMU40-1/2D** (pompe seule, multicellulaire à 4 étages),
Voir l'annexe.

Avec :

$$\text{Vitesse de rotation : } N = 3500 \text{ tr/min.}$$

$$\text{Le rendement maximal : } \eta = 61.1\%$$

$$\text{Hauteur de refoulement : } H = 67 \text{ m.}$$

$$\text{Puissance : } P = 3.83 \text{ KW.}$$

$$\text{Débit : } Q = 3.53 \text{ l/s}$$

$$\text{NPSH} = 2.75 \text{ m.}$$

Le point de fonctionnement de la pompe P (Q=3.53 l/s, H=67 m, $\eta = 61.1\%$)

Le point désiré P1 (Q=3.50 l/s, H=66.77 m, $\eta = 75\%$)

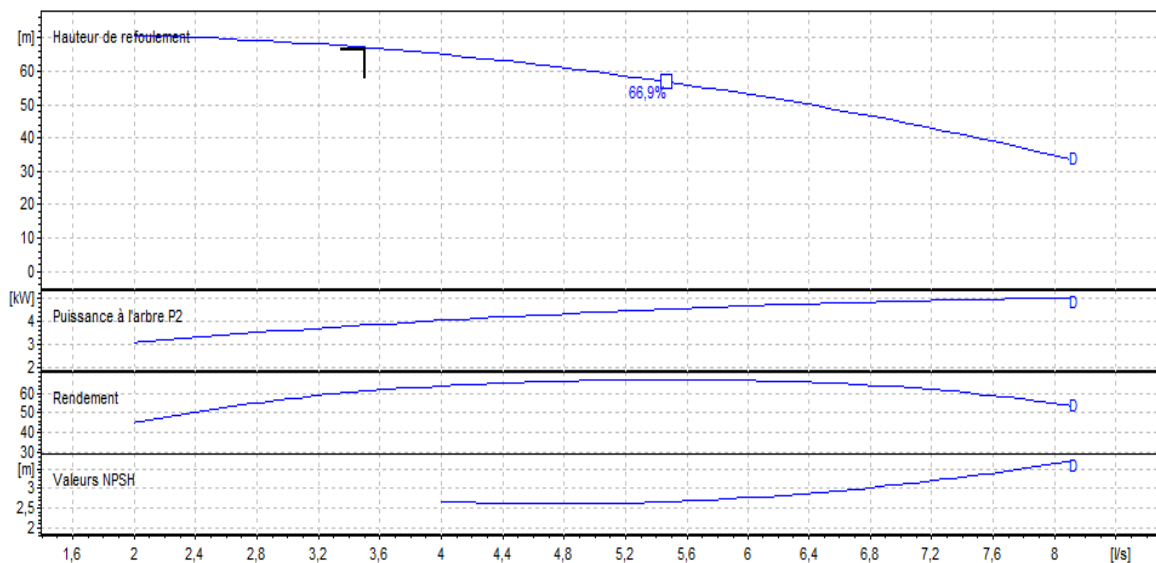


Figure (IV.9) : Caractéristique de la pompe 2 de la Station de refoulement 6

Conclusion :

La solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1ère variante), qui présente les frais d'exploitation minimale (voir tableau (IV.1)).

Vérification de la non cavitation :**Calcul de pression à la cote d'aspiration :**

$[NPSH]_d > [NPSH]_r$, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation (voir le tableau (IV.2))

IV.5.9. SR6 Bouizra – R250 Taourirth Amer

Caractéristique de la conduite SR6 Bouizra – R250 Taourirth Amer :

$$Q = 15.2 \text{ l/s}$$

$$D = 0.15 \text{ m.}$$

$$L = 1400 \text{ m.}$$

$$H_g = 220 \text{ m.}$$

$$\text{HMT} = 227,74 \text{ m.}$$

On utilisant le logiciel spécialisé dans le choix du type de pompes (PUMP TUTOR CAPRARI),
On opte pour le type de pompe suivant : **PM100/11C** (pompe seule, multicellulaire à 4 étages),
Voir l'annexe.

Avec :

$$\text{Vitesse de rotation : } N = 1750 \text{ tr/min.}$$

$$\text{Le rendement maximal : } \eta = 75.9 \%$$

$$\text{Hauteur de refoulement : } H = 232 \text{ m.}$$

$$\text{Puissance : } P = 56.9 \text{ KW.}$$

$$\text{Débit : } Q = 18.6 \text{ l/s}$$

$$\text{NPSH} = 2.1 \text{ m.}$$

Le point de fonctionnement de la pompe P ($Q= 18.6 \text{ l/s}$, $H=232 \text{ m}$, $\eta = 75.9 \%$)

Le point désiré P1 ($Q=15.2 \text{ l/s}$, $H=227.74 \text{ m}$, $\eta = 75\%$)

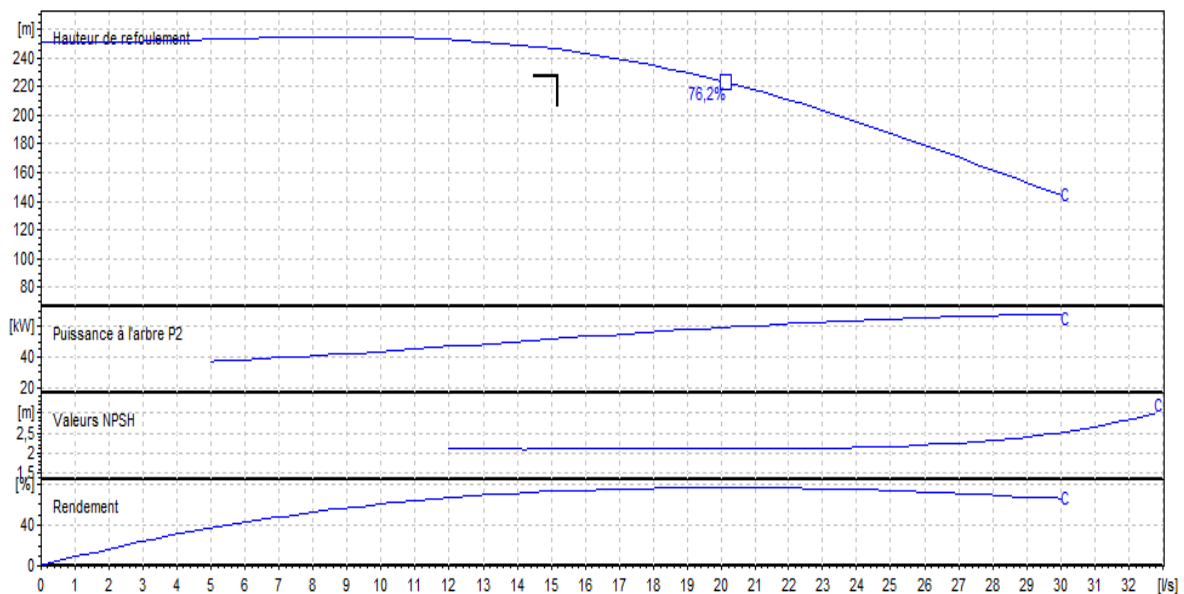


Figure (IV.10) : Caractéristique de la pompe 1 de la Station de refoulement 6

Conclusion :

La solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1ère variante), qui présente les frais d'exploitation minimale (voir tableau (IV.1)).

Vérification de la non cavitation :**Calcul de pression à la cote d'aspiration :**

$[\text{NPSH}]_d > [\text{NPSH}]_r$, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation (voir le tableau (IV.2))

IV.5.10. SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa

Caractéristique de la conduite SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa:

- $Q = 3 \text{ l/s}$
- $D = 0.075 \text{ m.}$
- $L = 1100\text{m.}$
- $H_g = 138\text{m.}$
- $HMT = 144,07\text{m.}$

On utilisant le logiciel spécialisé dans le choix du type de pompes (PUMP TUTOR CAPRARI),
On opte pour le type de pompe suivant : **HMU40-1/5E** (pompe seule, multicellulaire à 2 étages),
Voir l'annexe.

Avec :

- Vitesse de rotation : $N = 3500 \text{ tr/min.}$
- Le rendement maximal : $\eta = 63 \%$
- Hauteur de refoulement : $H = 142 \text{ m.}$
- Puissance : $P = 8.94 \text{ KW.}$
- Débit : $Q = 4.03 \text{ l/s}$
- NPSH = 2.66m.

Le point de fonctionnement de la pompe P ($Q= 4.03 \text{ l/s, H}=142 \text{ m, } \eta = 63\%$)

Le point désiré P1 ($Q=3 \text{ l/s, H}=144.07 \text{ m, } \eta = 75\%$)

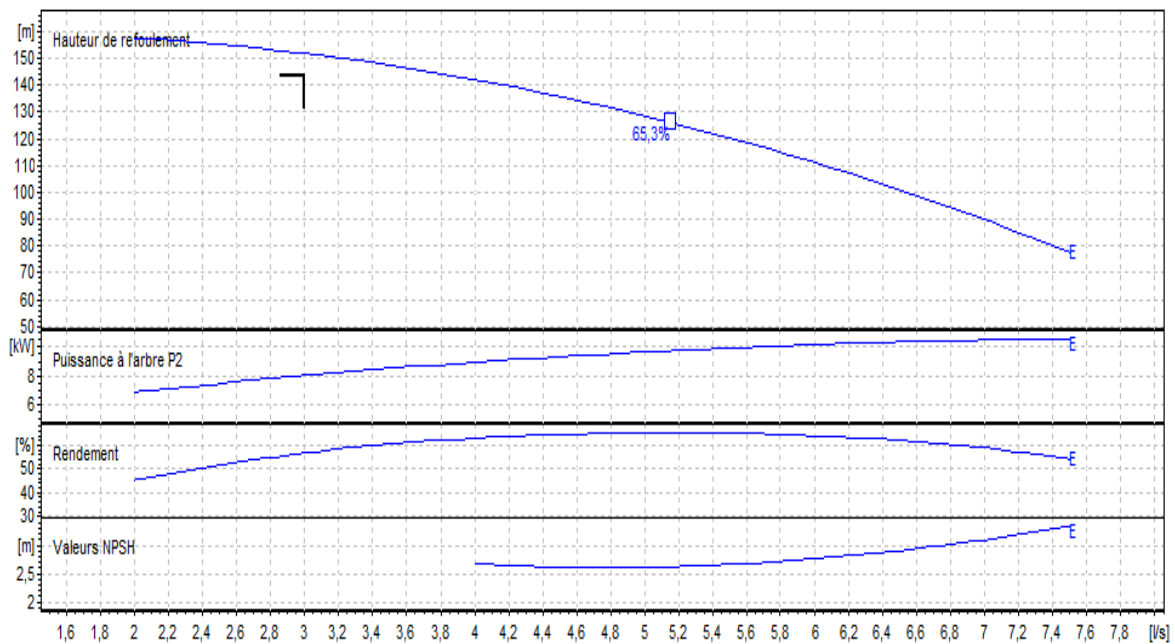


Figure (IV.11) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement 7

Conclusion :

La solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1ère variante), qui présente les frais d'exploitation minimale (voir tableau (IV.1)).

Vérification de la non cavitation :**Calcul de pression à la cote d'aspiration :**

$[NPSH]_d > [NPSH]_r$, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation (voir le tableau (IV.2))

IV.5.11. SR8 Bouachène – R250 Tizi Lekhmis

Caractéristique de la conduite SR8 Bouachène – R250m³ Tizi Lekhmis :

$$Q = 4.3 \text{ l/s}$$

$$D = 0.09 \text{ m.}$$

$$L = 2800\text{m.}$$

$$H_g = 133\text{m.}$$

$$\text{HMT} = 146,18\text{m.}$$

On utilisant le logiciel spécialisé dans le choix du type de pompes (PUMP TUTOR CAPRARI), On opte pour le type de pompe suivant : **HMU40-1/5D** (pompe seule, multicellulaire à 2 étages), Voir l'annexe.

Avec :

$$\text{Vitesse de rotation : } N = 3500 \text{ tr/min.}$$

$$\text{Le rendement maximal : } \eta = 66.7 \%$$

$$\text{Hauteur de refoulement : } H = 150 \text{ m.}$$

$$\text{Puissance : } P = 10.9 \text{ KW.}$$

$$\text{Débit : } Q = 4.95 \text{ l/s}$$

$$\text{NPSH} = 2.61 \text{ m.}$$

Le point de fonctionnement de la pompe P (Q=4.95 l/s, H=150 m, $\eta = 66.7\%$)

Le point désiré P1 (Q=4.3 l/s, H=146.18 m, $\eta = 75\%$)

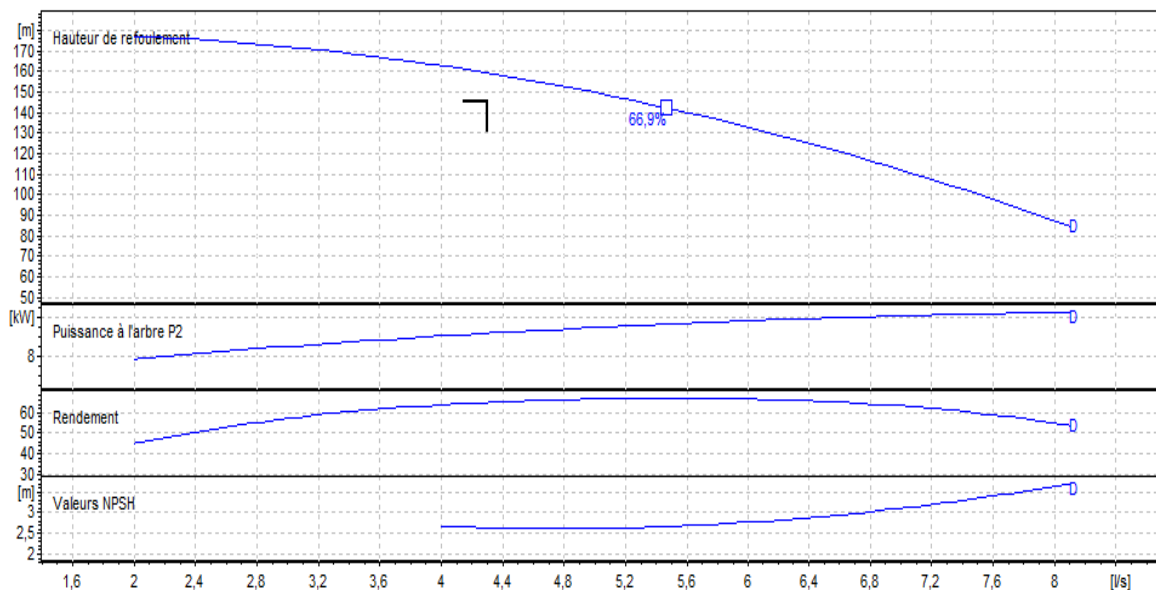


Figure (IV.12) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement 8

Conclusion :

La solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1ère variante), qui présente les frais d'exploitation minimale (voir tableau (IV.1)).

Vérification de la non cavitation :

Calcul de pression à la cote d'aspiration :

$[\text{NPSH}]_d > [\text{NPSH}]_r$, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation (voir le tableau (IV.2))

Tableau (IV.1) : L'étude des variantes

Stations / Variantes	Variante 1 : temp de pompage			Variante 2 : vannage			Variante 3 : Vitesse de rotation		
	T ₂ (h)	Pa (KW)	Tarif (DA)	h ₂ (m)	Pa (KW)	Tarif (DA)	N ₂ (tr/min)	Pa (KW)	Tarif (DA)
SP Bordj Mira: SP Bordj Mira – SR1 Ankouche	20,89	204,64	7412351,88	1,48	188,35	7837326,72	1699,00	186,80	7772886,48
SR1 : SR1 Ankouche – SR2 Ouled Kenniche	20,82	187,62	6773837,94	0,70	188,35	7837326,72	1704,00	187,62	7806848,23
SR2 : SR2 Ouled Kenniche – SR3 Tizouel	22,30	128,61	4972439,42	0,09	128,71	5355506,59	1734,00	128,61	5351587,93
SR3 : SR3 Tizouel – SR4 Boulahfa	21,13	16,12	590680,09	3,10	16,38	681722,25	1713,00	16,12	670772,30
SR3 : SR3 Tizouel – SR6 Bouizra	21,67	61,49	2309841,15	0,68	61,89	2575432,64	1709,00	61,49	2558593,27
SR4 : SR4 Boulahfa – SR5 Ighi Ouli	21,97	3,42	130457,16	4,36	3,55	147630,20	3435,00	3,42	142480,86
SR5 : Ighi Ouli – R200 Ighil Ouli	-	-	-	0,62	3,01	125190,41	3493,00	2,99	124458,16
SR6 : SR6 Bouizra – R250 Boumedjber	23,80	3,06	126109,62	0,23	3,07	127628,69	3490,00	3,06	127190,56
SR6 : SR6 Bouizra – R250 Taourirth	19,61	45,28	1539639,37	4,26	46,13	1919274,23	1692,00	45,28	1884032,39
SR7 : SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa	17,87	5,65	175112,23	-	-	-	3418,00	5,65	235234,10
SR8 : SR8 Bouachène – R250 Tizi Lekhmis	20,85	8,22	297183,80	3,82	8,44	351046,93	3377,00	8,22	342106,93

Tableau (IV.2) : L'étude de la cavitation pour les différentes pompes

Pompes	Hauteur Z	P_0	$NPSH_r$	$NPSH_d$	Etat de la cavitation
SP Bordj Mira : SP Bordj Mira – SR1 Ankouche	150	10,09	4,18	10,35	Pas de cavitation
SR1 : SR1 Ankouche – SR2 Ouled Kenniche	323	9,81	4,2	10,07	Pas de cavitation
SR2 : SR2 Ouled Kenniche – SR3 Tizouel	500	9,53	3,69	9,79	Pas de cavitation
SR3 : Pompe 1 SR3 Tizouel – SR4 Boulahfa	620	9,34	1,32	9,60	Pas de cavitation
SR3 : Pompe 2 SR3 Tizouel – SR6 Bouizra	620	9,34	2,9	9,60	Pas de cavitation
SR4 : SR4 Boulahfa – SR5 Ighi Ouli	800	9,05	3,16	9,31	Pas de cavitation
SR5 : Ighi Ouli – R200 Ighil Ouli	900	8,89	3,27	9,15	Pas de cavitation
SR6 : Pompe 1 SR6 Bouizra – R250 Taourirth Amer	720	9,18	2,1	9,44	Pas de cavitation
SR6 : Pompe 2 SR6 Bouizra – R250 Boumedjber	720	9,18	2,75	9,44	Pas de cavitation
SR7 : SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa	925	8,85	2,66	9,11	Pas de cavitation
SR8 : SR8 Bouachène – R250 Tizi Lekhmis	925	8,85	2,61	9,11	Pas de cavitation

IV.6. Conclusion

Au cours de ce chapitre, on a effectué le choix des pompes nécessaires au relèvement des débits de notre projet présent, tout en ayant une meilleur économie ainsi qu'un meilleur rendement. Nous pouvons conclure que les pompes sont d'une importance capitale pour notre projet et elles nécessitent beaucoup d'attention et de maintenance pour alimenter en eau la zone du projet en continue. Et pour protéger les pompes ainsi que les conduites qui acheminent l'eau vers les réservoirs, il est nécessaire de faire une étude sur le coup de bélier, Ce qui fera l'objet du chapitre suivant.



Chapitre VI : Coup de bélier

V.1. Introduction

Supposons qu'une conduite fonction en régime permanent, le changement de ce régime engendre une série d'ondes de pressions qui se propagent sur le long de la conduite, en s'amortissant progressivement en raison de perte d'énergie dues aux frottements, pour reprendre enfin le régime initial.

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont :

- ▶ Démarrage du groupe électropompe,
- ▶ Arrêt brutale par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir,
- ▶ Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction.

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

V.2. Analyse physique du coup de bélier :

L'analyse sera faite pour le cas d'un arrêt brusque d'une pompe. Quatre phases peuvent être envisagées :

1^{er} phase :

Au temps initial $t=0$ (moment d'arrêt du courant), la colonne d'eau va poursuivre son ascension mais elle n'est plus alimentée. Il en résultera une dépression qui se propagera avec une célérité a .

Au bout du temps $t = \frac{L}{a}$, l'eau est alors immobile et la conduite sera en dépression.

2^{ème} phase :

L'eau revient ensuite vers la pompe, et à $t=2L/a$, toute l'eau sera redescendue et arrêter par le clapet anti-retour de la pompe, qui entre temps se referme.

3^{ème} phase :

L'eau va se trouver comprimée, de proche en proche, dans le sens « pompe réservoir » entraînant une dilatation de la conduite.

A : $t = \frac{3*L}{a}$, toute l'eau sera comprimée et immobile.

4^{ème} phase :

La conduite va tendre à revenir à son diamètre initiale, de proche en proche, à partir de la pompe, d'où la propulsion de l'eau vers le réservoir.

A : $t = \frac{4*L}{a}$, la conduite revient à son état initial.

Ce phénomène sera amorti par les pertes de charge dues aux frottements.

V.1.3- Protection contre le coup de bélier

L'importance des ondes de pression qui se produiraient naturellement lors des manœuvres, volontaires ou accidentelles, obligent souvent, pour éviter la dépense supplémentaire qu'occasionneraient des tuyauteries capables de leur résister, à les atténuer au moyen de disposition appropriées ; c'est en cela que consiste la protection contre les coups de bélier.

Parmi ses moyens de protection, nous citons :

- ▶ Vanne à fermeture lente,
- ▶ Soupape de décharge,
- ▶ Clapet by-pass,
- ▶ Volant d'inertie,

- ▶ Les ventouses,
- ▶ Cheminée d'équilibre,
- ▶ Les réservoirs d'air.

V.4. Calcul de la célérité des ondes :

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous : [8]

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{k \cdot D}{e}}} \quad (\text{équation V.1})$$

D'où :

- k : Coefficient des matériaux,
- D : diamètre intérieur de la conduite en (m).
- e : épaisseur de la conduite (m).

V.5. Calcul de la valeur du coup de bélier :

V.5.1. Cas de fermeture brusque :

Le temps T de fermeture est tel que :

$$T \leq \frac{2 \cdot L}{a} \quad : (\text{s})$$

D'où :

- L : longueur de la conduite (m).
- a : Vitesse de propagation de l'onde (m/s)

La valeur du coup de BELIER est donnée par la formule suivante :

$$B = \frac{a \cdot v_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{équation V.2})$$

D'où :

- V_0 : vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s).
- g : accélération de la pesanteur (m/s²).

La valeur maximale de la pression, en mètre d'eau dans la conduite est donnée par la relation suivante :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{cas de la surpression}) \quad (\text{équation V.3})$$

La valeur maximale de la dépression en mètre d'eau est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{cas de dépression}) \quad (\text{équation V.4})$$

D'où :

H_0 : la valeur de la pression en mètre d'eau, avant l'apparition du coup de bélier.

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{équation V.5})$$

Avec :

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

V.5.2. Cas d'une fermeture lente :

$$T > \frac{2 \cdot L}{a}$$

La pression résultant du coup de bélier est par la formule de MICHAUD : [8]

$$B = \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot T} \quad (\text{m}) \quad (\text{équation V.6})$$

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont dans le tableau (V.1).

Tableau (V.1) : Etude des valeurs coup de bélier

Tronçons		L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	Hg (m)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	Ps (m)	Etat de la conduite
Ecoulement forcé	SP Bordj Mira – SR1 Ankouche	300	350	6,3	0,8319	173	183	1135,03	96,25	279,25	86,75	300	Résistant
	SR1 Ankouche – SR2 Ouled Kenniche	1250	350	6,3	0,8319	177	187	1135,03	96,25	283,25	90,75	300	Résistant
	SR2 Ouled Kenniche – SR3 Tizouel	1580	350	6,3	0,8319	120	130	1135,03	96,25	226,25	33,75	300	Résistant
	SR3 Tizouel – SR4 Boulahfa	1300	100	4,8	0,8268	180	190	1291,98	108,89	298,89	81,11	300	Résistant
	SR4 Boulahfa – SR5 Ighi Ouli	1000	50	4,6	1,1057	100	110	321,12	36,19	146,19	73,81	160	Résistant
	SR5 Ighi Ouli – R200 Ighil Ouli	800	63	5,8	0,6965	131	141	321,22	22,81	163,81	118,19	160	Non résistant
	SR3 Tizouel – SR6 Bouizra	1980	300	6,2	0,644	100	110	1162,75	76,33	186,33	33,67	300	Résistant
	SR6 Bouizra – R250 Boumedjber	1300	75	6,8	0,7926	57	67	318,90	25,77	92,77	41,23	160	Résistant
	SR6 Bouizra – R250 Taourirth Amer	1400	150	5	0,8606	220	230	1244,32	109,16	339,16	120,84	300	Non résistant
	SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa	1100	75	6,8	0,6794	138	148	318,90	22,09	170,09	125,91	160	Non résistant
SR8 Bouachène – R250 Tizi Lekhmis	2800	90	8,2	0,6763	133	143	319,64	22,04	165,04	120,96	160	Non résistant	
Ecoulement gravitaire	SR3 Tizouel – R400	100	125	11,4	1,1659	10	20	319,79	38,01	58,01	-18,01	160	Résistant
	SR3 Tizouel – R400 Ouled Khenniche	1000	110	10	1,1265	20	30	319,31	36,67	66,67	-6,67	160	Résistant
	SR4 Boulahfa – R250	600	75	6,8	0,9783	39	49	318,90	31,80	80,80	17,20	160	Résistant
	R250 Taourirth Amer - Point A Route	700	110	10	1,1791	110	120	319,31	38,38	158,38	81,62	160	Résistant
	Point A Route – R300 Tala Ataa	1250	90	8,2	1,0537	75	85	319,64	34,33	119,33	50,67	160	Résistant
	R300 Tala Ataa – SR7 Tala Ataa	750	63	5,8	0,9629	10	20	321,22	31,53	51,53	-11,53	160	Résistant
	Point A Route – SR8 Bouachène	200	75	6,8	0,9738	138	148	318,90	31,66	179,66	116,34	160	Non résistant

L : Longueur de la conduite en (m)

D : Diamètre de la conduite en (mm)

e : Epaisseur de la conduite en (mm)

V₀ : Vitesse d'écoulement dans la conduite en (m/s)

Hg : Hauteur géométrique en (m)

H₀ : Pression absolue en (m)

a : célérité de l'onde en (m/s)

B : valeur du coup de bélier en (m)

Hs : La surpression en (m)

Hd : La dépression en (m)

Ps : Pression de service en (m)

V.6. Méthode de calcul des réservoirs d'air

Le calcul d'un réservoir d'air est basé sur le graphe de Bergeron, qui a pour but, la détermination de la surpression et de la dépression maximale de la conduite.

V.7. Les réservoirs d'air

V.7.1. Principe de fonctionnement

L'alimentation de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposé à la station de pompage et raccordée au refoulement, immédiatement à la vanne du clapet.

En marche normale, la pression de cette aire équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, une partie de l'eau de la cloche est chassée de la conduite. Après annulation de la vitesse dans la conduite l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau est obtenue par le passage de celui-ci au travers d'une tuyère disposé à la base de la cloche.

Les deux figures qui suivent (figure (V.1) et (V.2)) nous montrent la perte de charge à la descente de l'eau et à la montée respectivement.

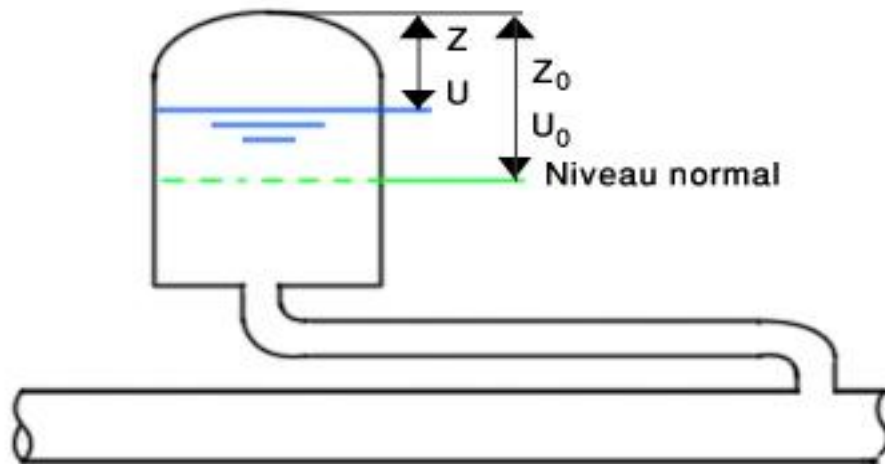


Figure (V.1) : Perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite

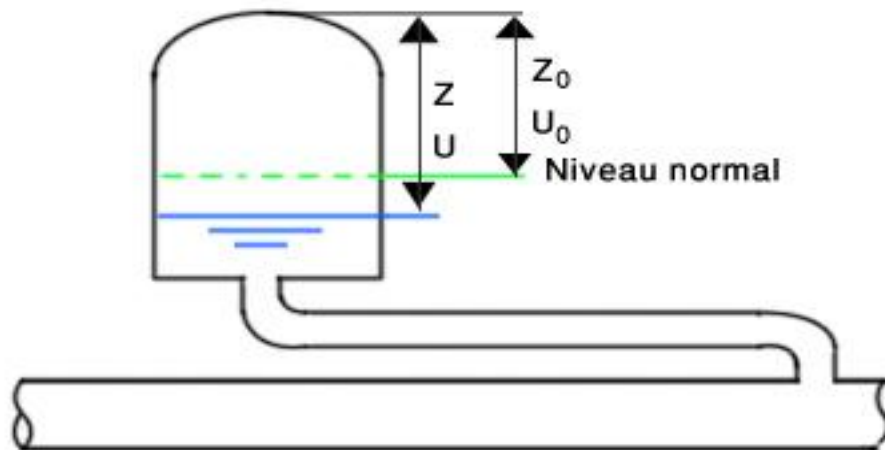


Figure (V.2) : Perte de charge à la montée de l'eau dans la conduite

V.7.2. Principe de construction de l'épure de Bergeron

Dans notre cas le dispositif utilisée pour l'étranglement est la tuyère, et le volume d'aire est fixé U_0 . Sur le diagramme $H=f(V)$, le point 1R est donnée par l'intersection de la vitesse de V_{f0} en régime normal et de l'horizontal passant par :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (\text{équation V.7})$$

Ou :

H_g : hauteur géométrique,

Z_0 : pression absolue.

De ce point 1R, on trace la droite $\frac{a}{g*s}$ et $\frac{-a}{g*s}$ en tenant compte des échelles horizontales et verticales.

Le point 2P sera déterminé en fixant une vitesse V_{f1} de telle sorte, qu'après les calculs on trouve une pression Z ,

L'intersection de Z et V_{f1} doit couper la droite $\frac{a}{g*s}$ en un point, sinon on refait le calcul pour une autre vitesse et ainsi de suite.

V.7.3. Programme de calcul du réservoir d'air avec la méthode de Bergeron

Dans ce qui suit, on va utiliser un programme sur Excel qui va nous calculer le volume du réservoir d'air nécessaire pour amortir l'effet du coup de bélier sur les conduites. [9]

V. 7.4. Calcul des pertes de charges

V. 7.4.1. Cas de la montée de l'eau :

A la montée de l'eau, il sera tenu compte des pertes de charges dans l'organe d'étranglement (la tuyère). On évaluera donc la valeur V_1 de la vitesse de l'eau dans cette tuyère en fonction de la vitesse finale V_f de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré.

A la monté de l'eau ayant un coefficient de débit de l'ordre de 0.92, le rapport des vitesses $\frac{V_1}{V_f}$ est donnée par :

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0.92*d)^2} = k \quad (\text{équation V.8})$$

D'où :

D : Diamètre de conduite en (m) ;

d' : Diamètre de la veine liquide contracté dans la tuyère ;

V_1 : Vitesse de l'eau dans la tuyère en (m/s) ;

V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement en (m/s) ;

d : Diamètre de la tuyère en (m).

V.7.4.2. Cas de la descente

A la descente de l'eau, la tuyère fonctionne comme un ajoutage rentrant de Borda, avec un coefficient de contraction de 0,5. Le rapport des vitesses de l'eau dans la tuyère et dans la conduite est égal au rapport inverse des sections :

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\pi * \frac{D^2}{4}}{0.5 * \pi * \frac{d^2}{4}} = 2 * \frac{D^2}{d^2} = k' \quad (\text{équation V.9})$$

V.8. Dimensionnement des réservoirs d'aires

V.8.1. Tronçon SR5 Ighi Ouli – R200m3 Ighil Ouli

Les valeurs caractéristiques de la conduite sont :

- D = 63 mm ;
- e = 5.8 mm ;
- v = 0.6965 m/s ;
- L = 800 m ;
- Hg = 131 m.

Calcul avec dispositif anti bélier :

Les résultats du calcul du régime transitoire ainsi que les repenses graphiques sont développés ci-dessous (tableau (V.2), figures (V.3) et (V.4))

EPURE DE BERGERON

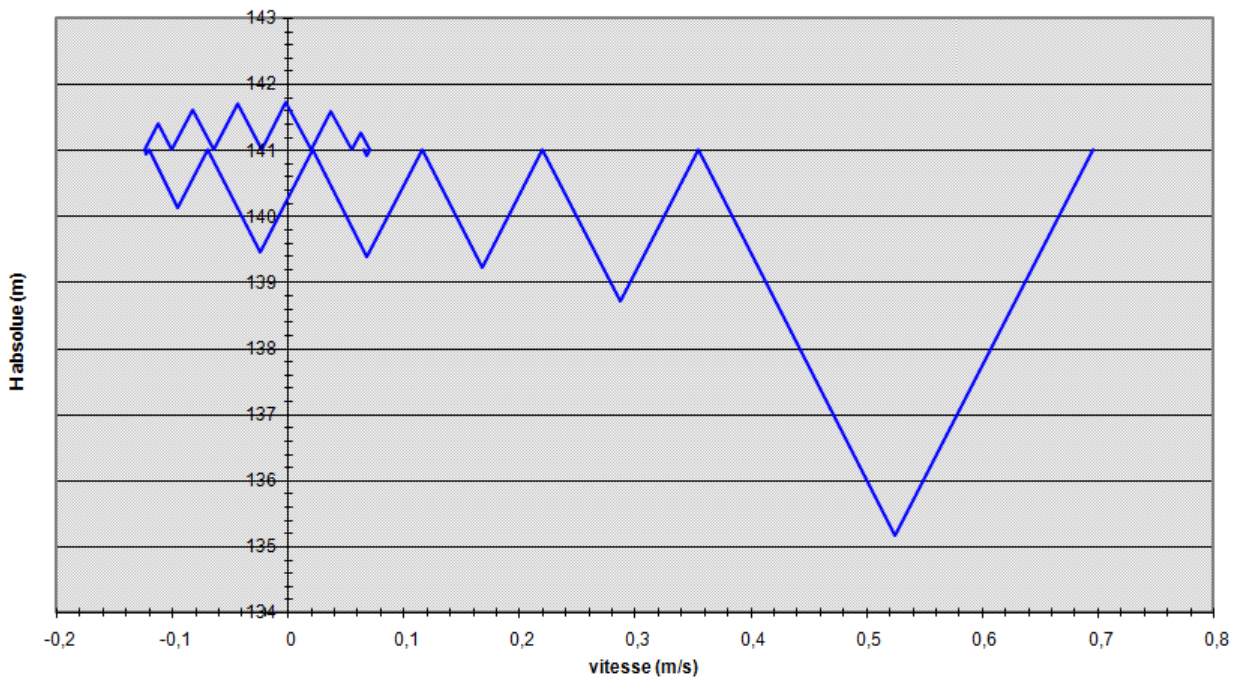


Figure (V.3) : Epure de Bergeron pour la conduite SR5 Ighi Ouli – R200m³ Ighil Ouli

Variation de la pression absolue en fonction du temps

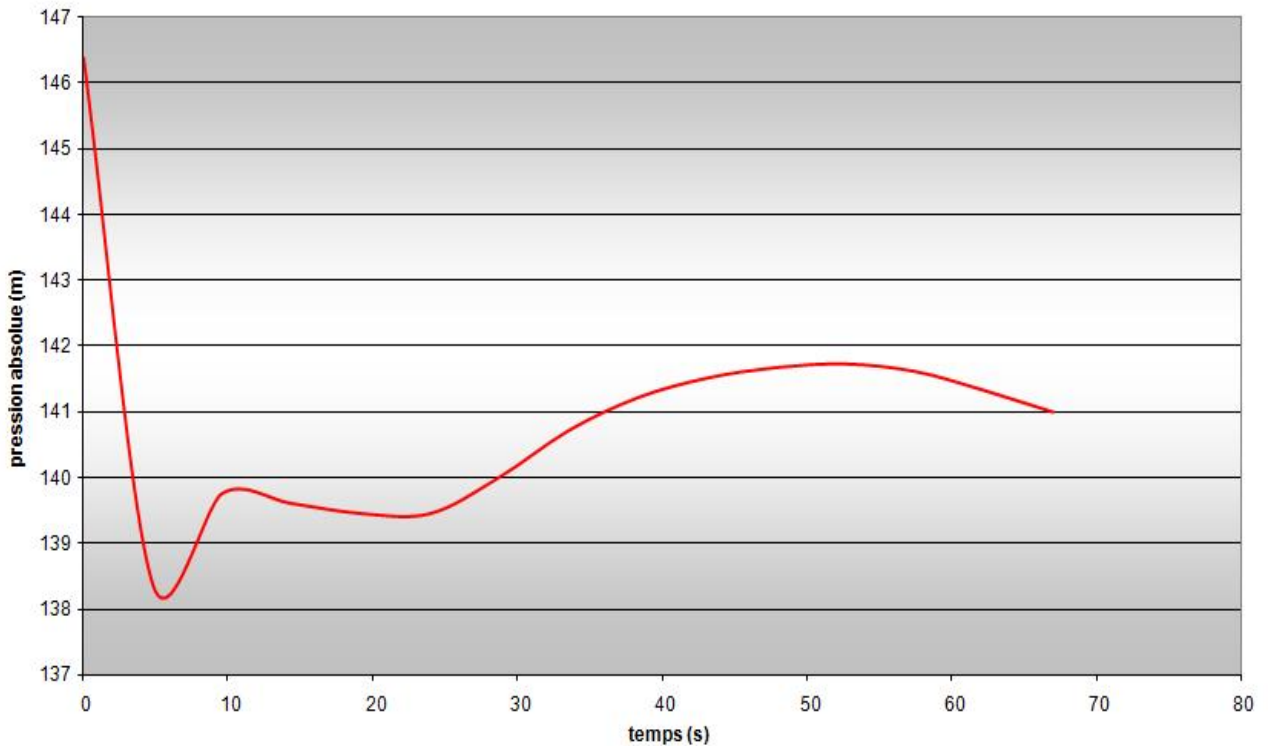


Figure (V.4) : Allure de dépression et de surpression dans le tronçon SR5 Ighi Ouli – R200m³ Ighil Ouli

Le volume du réservoir d'air est :

$$V_t = 1.2 * U_{\max} \quad (\text{équation V.10})$$

$$V_t = 1.2 * 0.52067 = 0.6248 \text{ m}^3$$

Avec :

V_t : Volume total de la cloche ;

U_{\max} : Volume d'air dans la cloche.

V.1.8.2. Tronçon SR6 Bouizra – R250 Taourirth Amer

Les valeurs caractéristiques de la conduite sont :

- D = 150 mm ;
- e = 5 mm ;
- v = 0,8606 m/s ;
- L = 1400 m ;
- Hg = 220 m.

Calcul avec dispositif anti bélier :

Les résultats du calcul du régime transitoire ainsi que les repenses graphiques sont développés ci-dessous (tableau (V.3), figure (V.5) et (V.6))

Tableau (V.3) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'aire de la conduite SR6 Bouizra – R250 Taourirh Amer

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,15 m	Vitesse	0,86058033 m/s	Volume U ₀	0,3 m ³
Débit	0,0152 m ³ /s	Section	0,0176625 m ²	K PDC entr	30 Vf ²
H géomet	220 m	Célérité a	1244,3236 m/s	K PDC sort	17,36 Vf ²
Long. Cond.	1400 m	B	109,158044 m	Exposant	1,2
coef. K	0,5	Hmax	329,158044 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0,005 m	Hmin	110,841956 m	pres. air Z	56,0589377 /U ^Λ
C Haz Will	132,636	periode θ	2,2502185 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	230 m	Surpression	19,1607967 m
Umax	0,34551863 m ³	PDC δ	7,73841231 m	Dépression	29,8084834 m
Umin	0,28848973 m ³	a/g	126,842365 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z → Δh → δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,3	237,738412	0	237,738412	7,73841231	230	0,86058033	0	0	
2,2502185	0,02966322	0,32966322	212,305022	6,93654317	205,368479	4,37012271	200,998356	0,63193713	0,74634809	0,63211586	-0,00017873
4,50043701	0,01585541	0,34551863	200,668455	0,47693871	200,191517	0,36631227	199,825204	0,16540185	0,39893348	0,1657511	-0,00034926
6,75065551	-0,0020386	0,34348003	202,098493	2,16013033	204,258623	0,89398931	205,152613	-0,26838211	-0,05129258	-0,26833625	-4,5858E-05
9,00087402	-0,01545314	0,32802689	213,576529	7,78122696	221,357756	2,92896655	224,286723	-0,50931631	-0,38881211	-0,50928797	-2,8348E-05
11,2510925	-0,01964613	0,30838076	230,00651	6,89282165	236,899331	2,61793915	239,51727	-0,47932639	-0,49431079	-0,47933362	7,236E-06
13,501311	-0,01487687	0,29350389	244,06653	2,17554731	246,242077	0,89989606	247,141973	-0,26915021	-0,37431287	-0,26929212	0,0001419
15,7515295	-0,00501416	0,28848973	249,165798	0,00500078	249,160797	0,00538151	249,155415	0,01701118	-0,12615984	0,01697243	3,8756E-05
18,001748	0,00549085	0,29398058	243,591704	1,16753944	242,424164	0,83924467	241,58492	0,25936187	0,13815365	0,25933487	2,7002E-05
20,2519665	0,01193639	0,30591697	232,231211	2,02244477	230,208767	1,39584413	228,812922	0,3413364	0,30032812	0,34132137	1,5031E-05
22,502185	0,01181488	0,31773185	221,907492	1,11313513	220,794357	0,80296843	219,991388	0,25307181	0,297271	0,25322063	-0,00014882
24,7524035	0,0063863	0,32411815	216,671029	0,08062046	216,590409	0,07062581	216,519783	0,06789055	0,1606839	0,06814716	-0,00025661
27,0026221	-0,00122558	0,32289257	217,658283	0,50559635	218,16388	0,23298412	218,396864	-0,12986162	-0,03083638	-0,12981992	-4,17E-05
29,2528406	-0,00752074	0,31537183	223,901694	1,85457254	225,756266	0,77624295	226,532509	-0,24867545	-0,18922718	-0,24863444	-4,1009E-05
31,5030591	-0,00968271	0,30568912	232,438937	1,70809379	234,147031	0,71929946	234,86633	-0,23764728	-0,24362403	-0,23861362	0,00096634

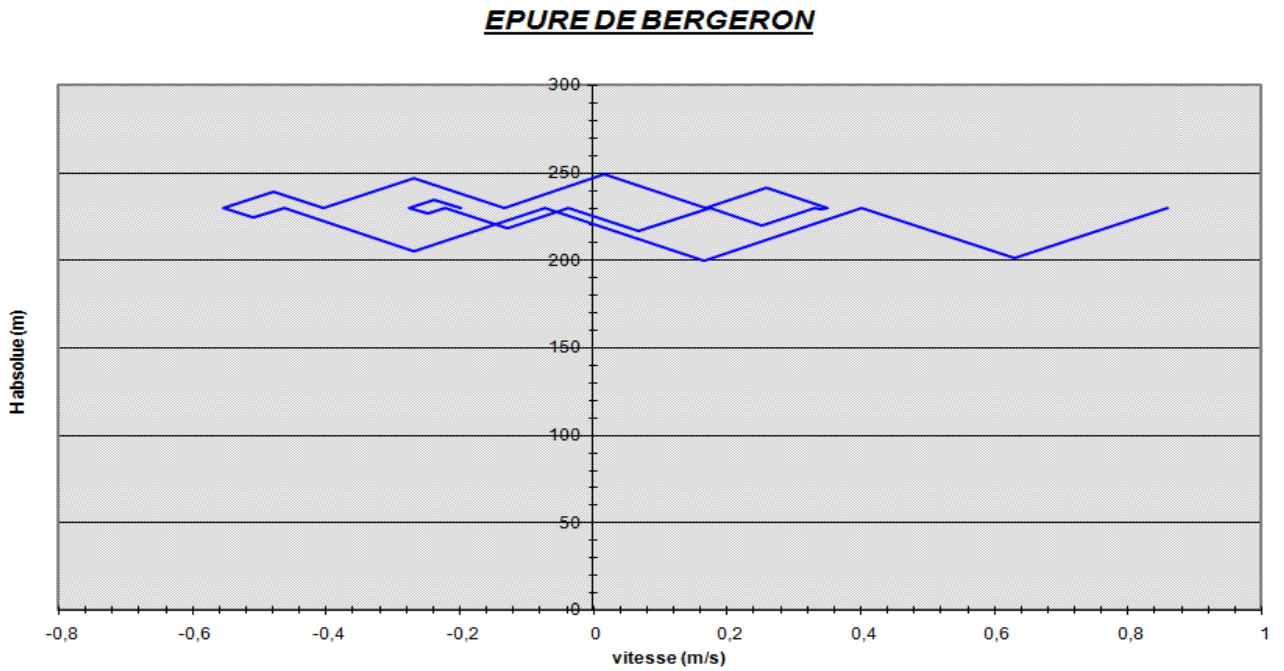


Figure (V.5) : Epure de Bergeron pour la conduite SR6 Bouizra – R250 Taourirth Amer

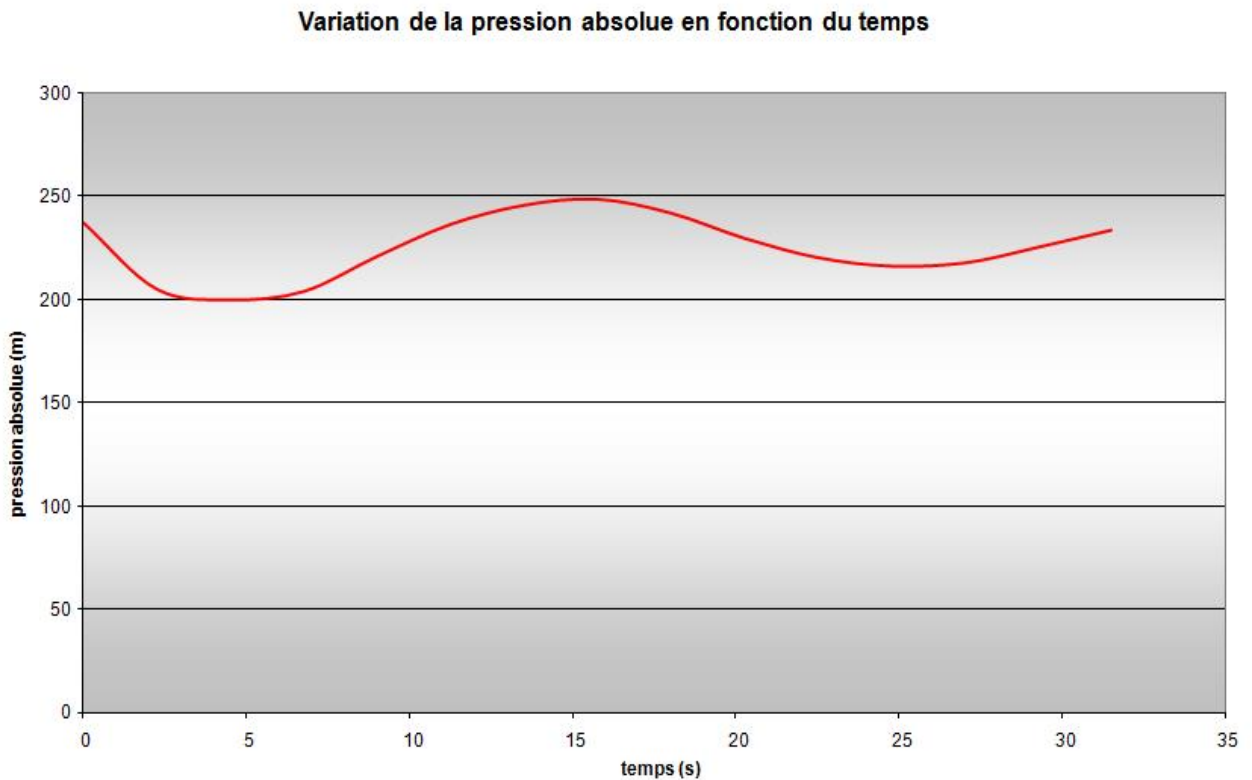


Figure (V.6) : Allure de dépression et de surpression dans le tronçon SR6 Bouizra – R250 Taourirth Amer

Le volume du réservoir d'air est :

$$V_t = 1.2 * U_{\max} = 1.2 * 0.34551863 = 0.4146 \text{ m}^3$$

V.1.8.3. Tronçon SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa

Les valeurs caractéristiques de la conduite sont :

- D = 75 mm ;
- e = 6.8 mm ;
- v = 0,6794 m/s ;
- L = 1100 m ;
- Hg = 138 m.

Calcul avec dispositif anti bélier :

Les résultats du calcul du régime transitoire ainsi que les repenses graphiques sont développés ci-dessous (tableau (V.4), figure (V.7) et (V.8))

EPURE DE BERGERON

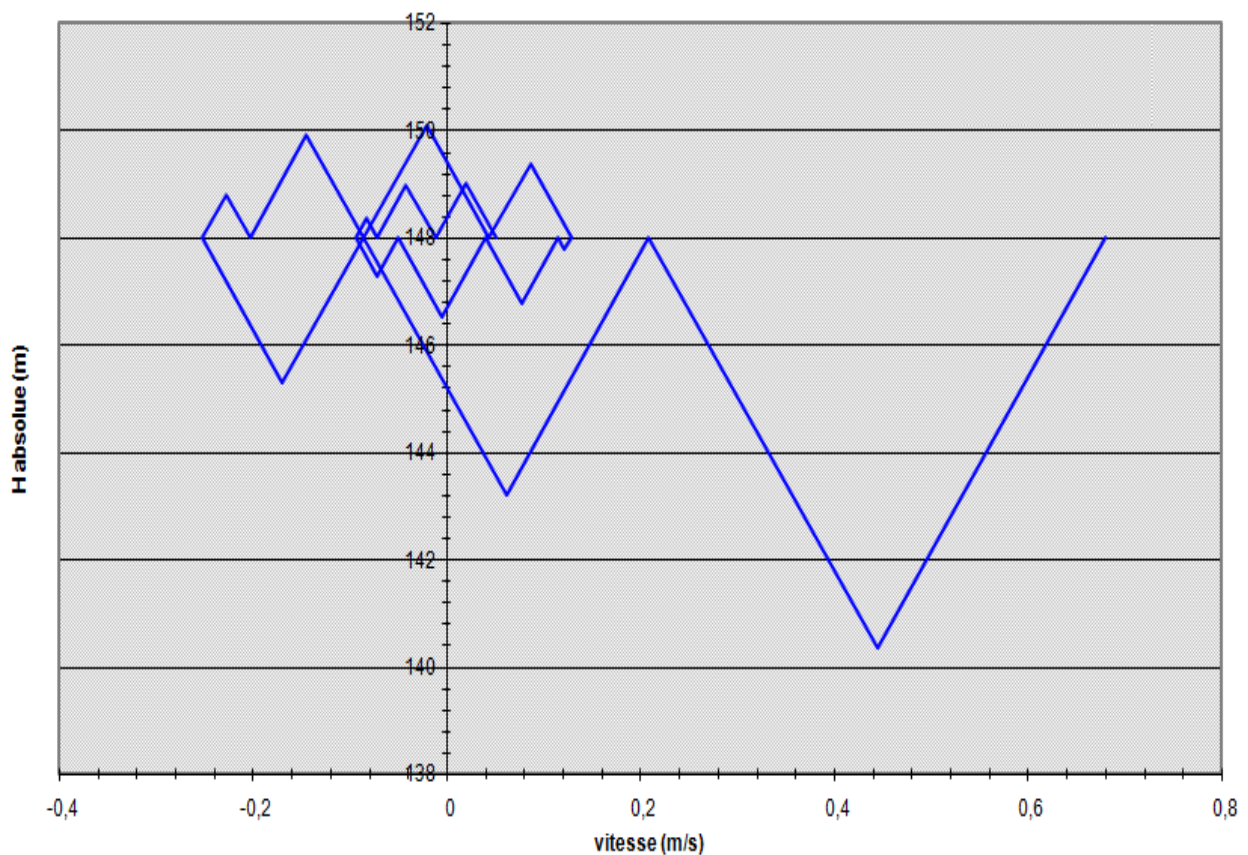


Figure (V.7) : Epure de Bergeron pour la conduite SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa

Tableau (V.4) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'aire de la conduite SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,075 m	Vitesse	0,67940552 m/s	Volume U ₀	0,4 m ³
Débit	0,003 m ³ /s	Section	0,00441563 m ²	K PDC entr	28 Vf ²
H géomet	138 m	Célérité a	318,900344 m/s	K PDC sort	17,36 Vf ²
Long. Cond.	1100 m	B	22,0858974 m	Exposant	1,2
coef. K	83	Hmax	160,085897 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0,0068 m	Hmin	115,914103 m	pres. air Z	51,3085932 /U [^]
C Haz Will	162,15	periode θ	6,8987069 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	148 m	Surpression	2,094968 m
Umax	0,42480145 m ³	PDC δ	6,07001241 m	Dépression	4,89892277 m
Umin	0,4 m ³	a/g	32,5076803 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -> Δh -> δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,4	154,070012	0	154,070012	6,07001241	148	0,67940552	0	0	
6,8987069	0,01710634	0,41710634	146,519003	3,41792565	143,101077	2,75757717	140,3435	0,44387657	0,56156145	0,44371739	0,00015918
13,7974138	0,00769511	0,42480145	143,33984	0,0656765	143,274163	0,07098804	143,203175	0,06078787	0,25261259	0,06150779	-0,00071992
20,6961207	-0,00165812	0,42314333	144,014131	0,81275017	144,826881	0,46842325	145,295305	-0,1699736	-0,05443236	-0,17037251	0,00039891
27,5948276	-0,00607436	0,41706897	146,534758	1,46119695	147,995955	0,8063777	148,802333	-0,228494	-0,1994071	-0,22844169	-5,2313E-05
34,4935345	-0,00568961	0,41137936	148,970099	0,58960575	149,559705	0,34798326	149,907688	-0,14512844	-0,1867766	-0,1451115	-1,6935E-05
41,3922414	-0,00254085	0,40883851	150,081772	0,01319578	150,094968	0,01031671	150,105285	-0,02168152	-0,08341022	-0,02170893	2,7413E-05
48,2909483	0,00098199	0,4098205	149,650335	0,12893759	149,521398	0,13257907	149,388819	0,08580395	0,03223637	0,08618167	-0,00037772
55,1896552	0,00315794	0,41297844	148,278183	0,25481487	148,023368	0,24913092	147,774237	0,12158181	0,1036678	0,12115393	0,00042788
62,0883621	0,00301832	0,41599676	146,988099	0,10296697	146,885132	0,10765192	146,777481	0,0770298	0,09908436	0,07701478	1,5012E-05
68,987069	0,0010864	0,41708316	146,528777	0,00090548	146,529682	0,00086315	146,530545	-0,00578061	0,03566405	-0,00568669	-9,3924E-05
75,8857759	-0,00119835	0,41588481	147,035578	0,14917562	147,184754	0,09746808	147,282222	-0,07306418	-0,03933889	-0,0729911	-7,3082E-05
82,7844828	-0,00238254	0,41350228	148,052799	0,19492016	148,247719	0,12486064	148,37258	-0,08368315	-0,07821316	-0,08343521	-0,00024794
89,6831897	-0,00192073	0,41158155	148,882288	0,05098275	148,933271	0,03606551	148,969336	-0,04240317	-0,06305309	-0,04267098	0,00026781
96,5818966	-0,00036096	0,41122059	149,039125	0,00624851	149,032876	0,00803808	149,024838	0,01894155	-0,01184948	0,01897201	-3,0459E-05

Variation de la pression absolue en fonction du temps

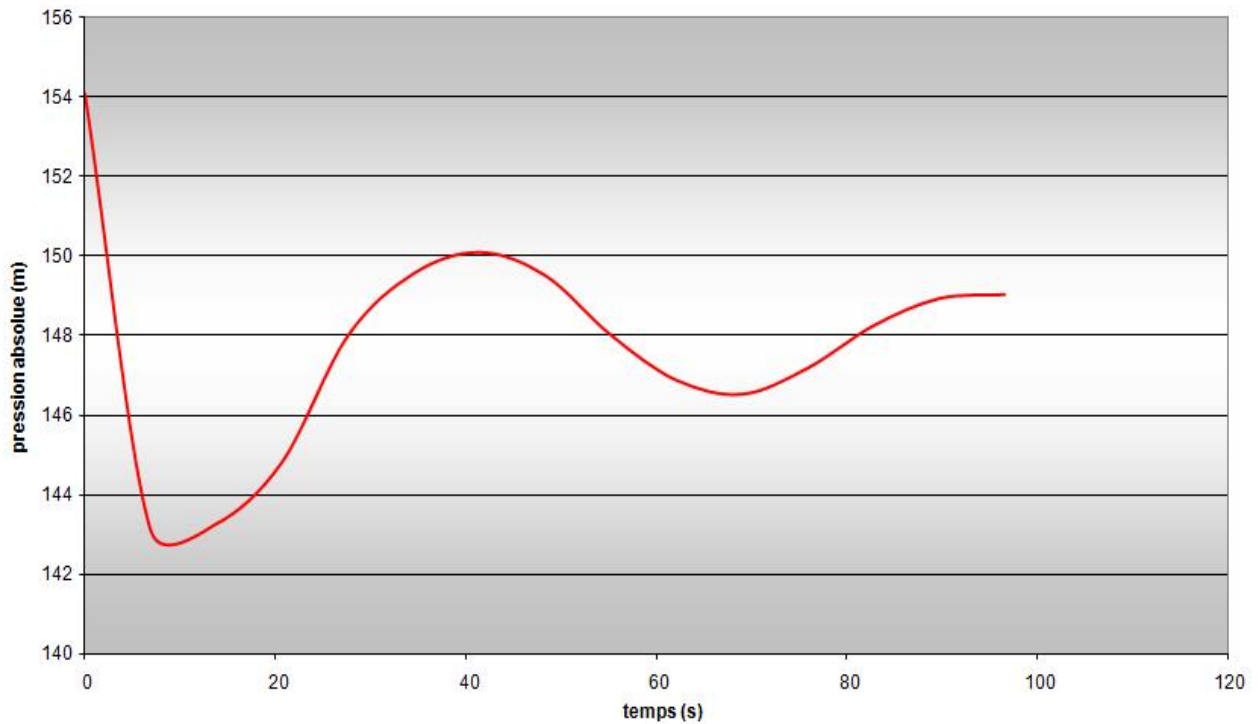


Figure (V.8): Allure de dépression et de surpression dans le tronçon SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa

Le volume du réservoir d'air est :

$$V_t = 1.2 * U_{\max} = 1.2 * 0.42480145 = 0.50976 \text{ m}^3$$

V.1.8.4. Tronçon SR8 Bouachène – R250 Tizi Lekhmis

Les valeurs caractéristiques de la conduite sont :

- D = 90 mm ;
- e = 8.2 mm ;
- v = 0,6763 m/s ;
- L = 2800 m ;
- Hg = 133 m.

Calcul avec dispositif anti bélier :

Les résultats du calcul du régime transitoire ainsi que les repenses graphiques sont développés ci-dessous (tableau (V.5), figure (V.9) et (V.10))

Tableau (V.5) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'aire de la conduite SR8 Bouachène – R250 Tizi Lekhmis

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,09 m	Vitesse	0,67626012 m/s	Volume U ₀	0,3 m ³
Débit	0,0043 m ³ /s	Section	0,0063585 m ²	K PDC entr	28,125 Vf ²
H géomet	133 m	Célérité a	319,641745 m/s	K PDC sort	16,735 Vf ²
Long. Cond.	2800 m	B	22,034757 m	Exposant	1,2
coef. K	83	Hmax	155,034757 m		
Epaisseur e	0,0082 m	Hmin	110,965243 m		
C Haz Will	156,816	periode θ	17,519614 s		
		Ho	143 m		
		PDC δ	13,1765132 m		
		a/g	32,5832564 s		
Résultats des variations du volume d'air				Pression de l'air	
Umax	0,34937663 m ³			pres. air Z	36,8265664 /U ^Λ
Umin	0,3 m ³				
				Résultats des pressions	
				Surpression	6,46576203 m
				Dépression	13,6601827 m

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,3	156,176513	0	156,176513	13,1765132	143	0,67626012	0	0	
17,519614	0,04937663	0,34937663	130,079424	0,73960702	129,339817	1,51372615	127,826091	0,21056361	0,44324336	0,21022659	0,00033702
35,039228	-0,00717812	0,34219851	133,360583	3,23404844	136,594631	3,66940269	140,264034	-0,33910137	-0,06443639	-0,33909938	-1,994E-06
52,558842	-0,02929972	0,31289879	148,482941	0,98282123	149,465762	1,21787163	150,683634	-0,18725445	-0,26301727	-0,18693516	-0,00031929
70,078456	-0,0005405	0,3123583	148,791311	0,52566217	148,265649	1,10338429	147,162264	0,17630338	-0,00485191	0,17723133	-0,00092795
87,59807	0,01808099	0,33043929	139,075687	0,36353302	138,712154	0,78418041	137,927974	0,14838223	0,16230915	0,14738696	0,00099527
105,117684	0,00146535	0,33190463	138,339197	0,41231456	138,751511	0,54484359	139,296355	-0,12094848	0,01315409	-0,12107879	0,0001303
122,637298	-0,01373028	0,31817435	145,533517	0,44247289	145,97599	0,58164922	146,557639	-0,12542951	-0,12325377	-0,12542874	-7,6992E-07
140,156912	-0,00219969	0,31597466	146,750139	0,12358904	146,62655	0,28875253	146,337798	0,08619564	-0,01974618	0,08593639	0,00025925
157,676526	0,01077154	0,3267462	140,964116	0,19321838	140,770897	0,43675031	140,334147	0,10681803	0,09669381	0,10745122	-0,00063319
175,19614	0,00235047	0,32909667	139,756831	0,11975108	139,876582	0,1734031	140,049985	-0,06553638	0,02109964	-0,06525194	-0,00028444
192,715754	-0,00889015	0,32020652	144,425878	0,25040846	144,676287	0,34333579	145,019623	-0,09409069	-0,07980492	-0,09435789	0,00026721
210,235368	-0,00253089	0,31767563	145,807728	0,04004861	145,76768	0,10170642	145,665973	0,04971311	-0,02271926	0,04891937	0,00079373
227,754982	0,00740094	0,32507657	141,83337	0,11795257	141,715418	0,27653711	141,438881	0,08362174	0,06643663	0,08395389	-0,00033215
245,274596	0,00257656	0,32765313	140,496026	0,03996415	140,53599	0,06276493	140,598755	-0,03798563	0,02312922	-0,03769546	-0,00029017

EPURE DE BERGERON

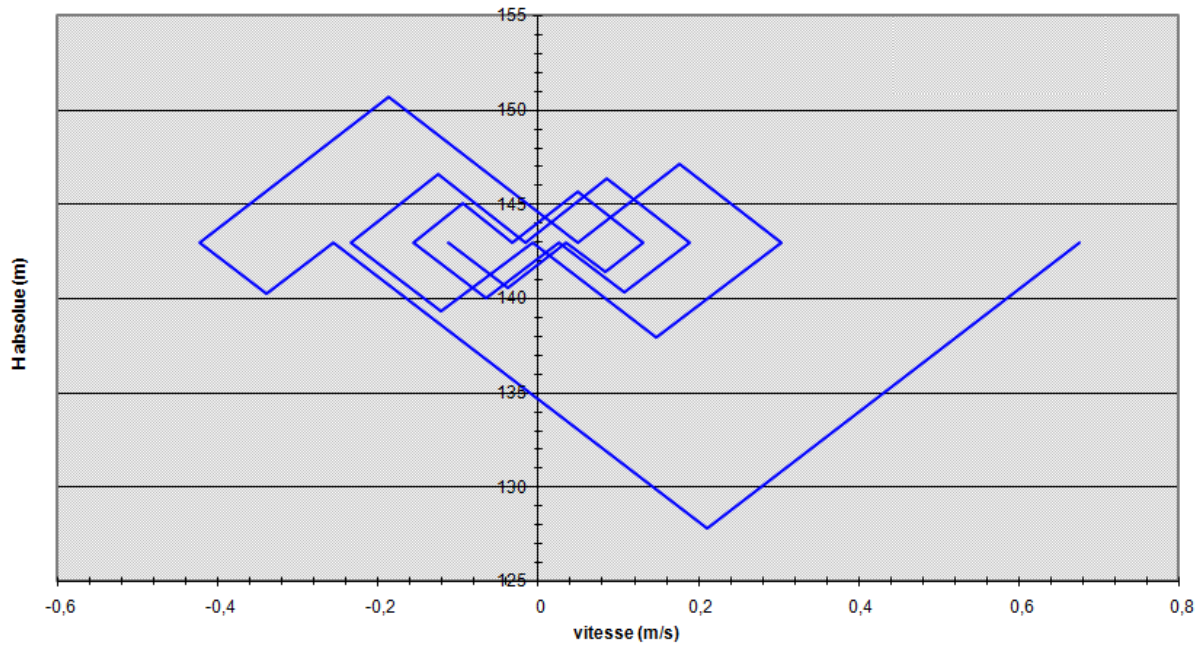


Figure (V.9) : Epure de Bergeron pour la conduite SR8 Bouachène – R250 Tizi Lekhmis

Variation de la pression absolue en fonction du temps

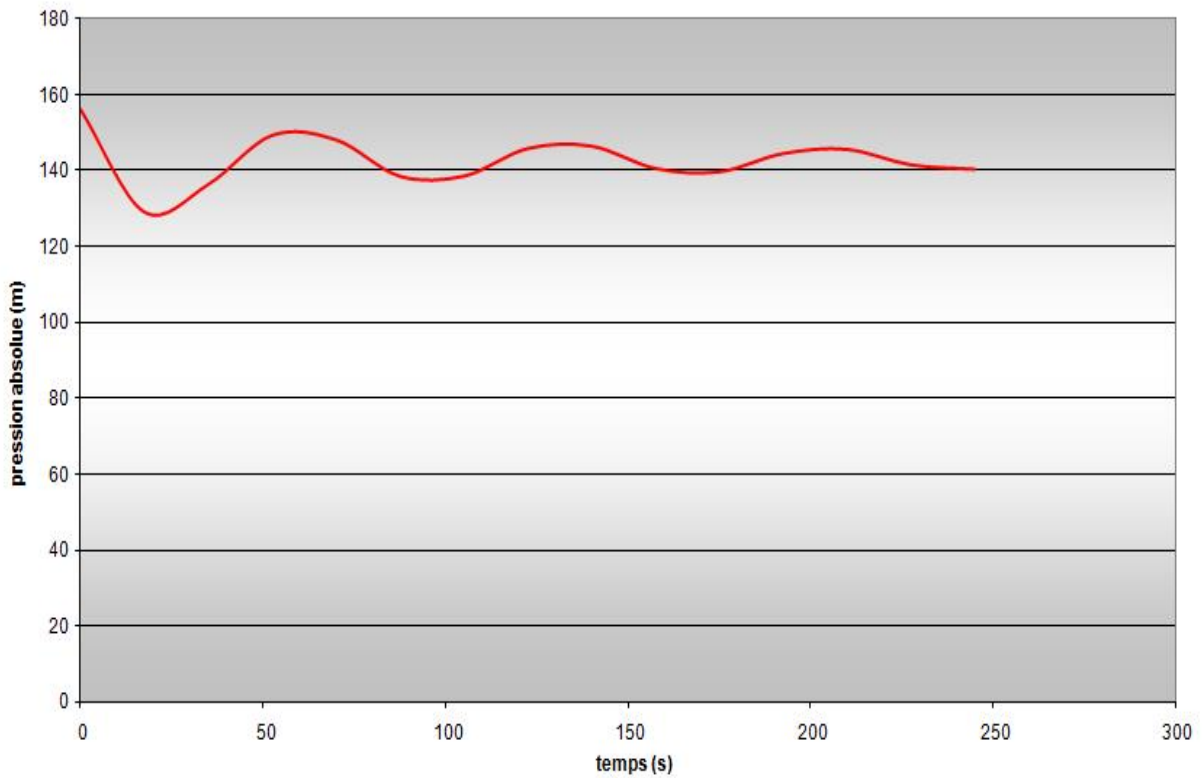


Figure (V.10) : Allure de dépression et de surpression dans le tronçon SR8 Bouachène – R250 Tizi Lekhmis

Le volume du réservoir d'air est :

$$V_t = 1.2 * U_{\max} = 1.2 * 0.34937663 = 0.41925 \text{ m}^3$$

V.1.9. Conduite gravitaire

Pour les conduites gravitaires ; on va utiliser les vannes à fermetures lentes.

Vanne à fermeture lente

La formule de Michaud donne le temps de fermeture théorique ; comme on ne réalise pas de vanne assurant une variation de débit en fonction du temps, il faut majorer sensiblement le temps trouvé (par exemple le doubler).

La fermeture lente est caractérisée par le temps : $T > \frac{2*L}{a}$

$$B = \frac{2*L*V}{g * T} ; \text{ formule de MICHAUD}$$

V.1.9.1. Tronçon SR3 Tizouel – R400m³

$$T = \frac{2*100}{319.79} = 0.65\text{s}$$

$$T = 15\text{min}$$

$$B = \frac{2*100*1.1659}{9.81*900} = 0.026\text{m}$$

V.1.9.2. Tronçon SR3 Tizouel – R400m³ Ouled Khenniche

$$T = \frac{2*1000}{319.31} = 6.26\text{s}$$

$$T = 15\text{min}$$

$$B = \frac{2*1000*1.1265}{9.81*900} = 0.255\text{m}$$

V.1.9.3. Tronçon R300m³ Tala Ataa – SR7 Tala Ataa

$$T = \frac{2*750}{321.22} = 4.67\text{s}$$

$$T = 15\text{min}$$

$$B = \frac{2*750*0.9629}{9.81*900} = 0.164\text{m}$$

V.1.9.4. Tronçon Point A Route – SR8 Bouachène

$$T = \frac{2*200}{318.90} = 1.25\text{s}$$

$$T = 15\text{min}$$

$$B = \frac{2*200*0.9738}{9.81*900} = 0.044\text{m}$$

V.3.Conclusion

Après les calculs effectués sur le coup de bélier, pour les conduites de refoulement, on a opté de protéger les conduites qui ne résistent pas aux surpressions avec des réservoirs d'airs, le volume de ses derniers sont comme suite :

$V_t = 0.6248 \text{ m}^3$ pour le tronçon SR5 Ighi Ouli – R200m3 Ighil Ouli,

$V_t = 0.6248 \text{ m}^3$ pour le tronçon SR6 Bouizra – Réservoir projetée Taourirth Amer,

$V_t = 0.5098 \text{ m}^3$ pour le tronçon SR7 Tala Ataa – R200 Bourafa,

$V_t = 0.4193 \text{ m}^3$ pour le tronçon SR8 Bouachène – R250m3 Tizi Lekhmis.

Et pour les conduites gravitaires qui ne résistent pas aux dépressions engendrées par le coup de bélier ; on a opté de les protéger avec des vannes à fermeture lente.

Conclusion générale

Conclusion générale

Après avoir estimé les différents besoins en eaux pour divers horizon, on a constaté que les besoins actuels, qui sont de 51.03 l/s, sont bien loin d'être suffisant, comparativement au débit fourni par les ressources actuelles, qui est de 22.02 l/s, soit un déficit de 29.01 l/s.

Comme solution à ce problème, on a suggéré d'y remédier par un renforcement de l'AEP de la zone d'étude, en faisant appelle à la source bleue de BORDJ MIRA qui satisfera largement le débit dont la zone d'étude a besoin.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Smail et du Riff (commune Taskriout), ainsi que son acheminement par refoulement, nous avons procédé à :

- La détermination des besoins en eau de la manière à satisfaire les besoins en eaux des consommations ainsi que les autres clients potentielle qui utilise l'eau.
- Dimensionnement des réservoirs d'eau de la chaine de distribution.
- L'étude technico-économique de l'adduction ; à savoir les diamètres économiques.
- La prise en considération de tous les moyens de protection, que ça soit pour les conduites de refoulement (réservoirs d'air), ou pour les conduites gravitaire (vanne à fermeture lente).

Notre objectif principal dans notre étude est la répartition rationnelle de l'eau et son acheminement à moindre cout.

La protection des conduites s'avère nécessaire vue la différence d'altitude entre la source bleue de BORDJ MIRA et la zone auquel on fait le renforcement de l'AEP (Ait Smail et Riff), ce qui donne des valeurs de pressions de surpressions considérable.

Enfin pour conclure, nous espérons que ce travail servira comme guide d'avant projet pour le renforcement de l'alimentation de la commune d'Ait Smail et du Riff (commune de Taskriout)



Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Données : A.P.C, Subdivision de Darguina, RGPH 2014.
- [2] J.BONNIN « Aide – mémoire d’hydraulique urbain », Collection de la direction des études et recherches d’électricité de France, Edition EYROLLES, 216 page, 1982.
- [3] DUPONT : « Hydraulique urbaine » TOM I, Edition ERROLLES, 1979, Paris.
- [4] Catalogue PEHD CHIELLI.
- [5] Catalogue des prix fonte (acier) ANABIB.
- [6] Catalogue numérique : CAPRARI.
- [7] ALLOUNE et YOUNI : « Renforcement de l’AEP de la rive gauche de la commune d’AMIZOUR wilaya de BEJAIA à partir du barrage de TICHY HAF ». Mémoire de fin d’études Ingéniorat, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 2010.
- [8] DUPONT : « Hydraulique urbaine » TOM II, Edition ERROLLES, 1979, Paris.
- [9] Logiciel coup de Bélier.



Annexe

Annexe 1 : Prix des conduites en PEHD pour les différents diamètres (prix CHIALI)

Référence	Désignation	Diamètre Ext (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité Produit	Pression de service	Prix HT le M/L	Prix TTC le M/L
110080201	Tube PEHD	20	2	PE100	16 Bars	32,54	38,08
110080251	Tube PEHD	25	2,3	PE100	16 Bars	47,83	55,96
110080321	Tube PEHD	32	3	PE100	16 Bars	78,45	91,79
110080401	Tube PEHD	40	3,7	PE100	16 Bars	121,48	142,13
110080501	Tube PEHD	50	4,6	PE100	16 Bars	188,40	220,43
110080631	Tube PEHD	63	5,8	PE100	16 Bars	298,07	348,74
110080751	Tube PEHD	75	6,8	PE100	16 Bars	418,99	490,22
110080901	Tube PEHD	90	8,2	PE100	16 Bars	527,78	617,50
110081101	Tube PEHD	110	10	PE100	16 Bars	783,08	916,21
110081251	Tube PEHD	125	11,4	PE100	16 Bars	1004,42	1175,17
110081601	Tube PEHD	160	14,6	PE100	16 Bars	1641,60	1920,67
110082001	Tube PEHD	200	18,2	PE100	16 Bars	2577,92	3016,17
110082501	Tube PEHD	250	22,7	PE100	16 Bars	3988,48	4666,52
110083151	Tube PEHD	315	28,6	PE100	16 Bars	6125,60	7166,95
110084001	Tube PEHD	400	36,3	PE100	16 Bars	9895,20	11577,38
110085001	Tube PEHD	500	45,4	PE100	16 Bars	14934,00	17472,78
110086301	Tube PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	23712,00	27743,04

Annexe 2 : Prix des conduites en fonte (acier) pour les différents diamètres (prix ANABIB)

Diamètres (mm)	Prix (DA)
50	3552,84
100	4333,28
150	5233,72
200	6274,16
250	7498,60
300	8911,04
350	10499,48
400	12251,92
450	14156,36
500	16200,80
550	18373,24
600	23054,12

Annexe 5 : Caractéristiques de la pompe de Station de refoulement 1

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —

PM 150/ 5 C				
Caractéristiques requises				
Débit	80 l/s			
Hauteur de refoulement	179 m			
Fluide	Eau potable			
Température	20 °C			
Type d'installation	Pompe seule			
N.be de pompes	1			
Caractéristiques de la pompe				
Débit	92,2 l/s			
Hauteur de refoulement	180 m			
Puissance absorbée	208 kW			
Rendement	79,3%			
Hauteur manométrique H(Q=0)	237 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	250 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	90 °C			
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	Page	Offre n°	Pos.N°	
31.05.2015	1			

Annexe 6 : Caractéristiques de la pompe de Station de refoulement 2

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —

PM 150/ 3 B				
Caractéristiques requises				
Débit	80 l/s			
Hauteur de refoulement	123 m			
Fluide	Eau potable			
Température	20 °C			
Type d'installation	Pompe seule			
N.be de pompes	1			
Caractéristiques de la pompe				
Débit	86,1 l/s			
Hauteur de refoulement	123 m			
Puissance absorbée	132 kW			
Rendement	79%			
Hauteur manométrique H(Q=0)	156 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	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	90 °C			
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³			
Densité max.	998 kg/m ³			
Viscosité maxi.	1 mm ² /s			
Caractéristiques générales				
Poids	726 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 UN/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
Dimensions mm				
A = 1315				
a = 55				
B = 479				
b = 59				
c = 16				
C = 485				
d = 10				
D = 351				
d _d = 25				
d _s = 25				
DNa = 200				
DNm = 150				
e = 120				
E = 619				
f = 130				
F = 395				
g = 145				
G = 301				
H = 140				
I = 50				
L = 125				
M = 45				
N = 680				
No = 12				
No = 8				
O = 590				
P = 170				
Notes:				
Date	Page	Offre n°	Pos.N°	
31.05.2015	1			

Annexe 7 : Caractéristiques de la pompe 1 de la Station de refoulement 3

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —

PM 65/ 14 B													
Caractéristiques requises													
Débit	6,49 l/s												
Hauteur de refoulement	190 m												
Fluide Eau potable Température 20 °C Type d'installation Pompe seule N.be de pompes 1		Caractéristiques de la pompe Débit 7,37 l/s Hauteur de refoulement 193 m Puissance absorbée 21 kW Rendement 66,7% Hauteur manométrique H(Q=0) 199 m Orif. de refoulement 65 mm											
Caractéristiques moteur													
Fréquence	60 Hz												
Tension nominale	460 V												
Vitesse nominale 1750 1/min Nombre de pôles 4 Puissance nominale P2 30 kW Courant nominal - A Type de moteur 3~ Classe d'isolation F Degré de protection IP 55		Caractéristiques de fonctionnement UN/ISO 2548/C <table border="1"> <thead> <tr> <th>Q [l/s]</th> <th>H [m]</th> <th>P [kW]</th> <th>Rend. [%]</th> <th>NPSH [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>		Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]					
Q [l/s]	H [m]			P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]							
Limites opérationnelles													
Démarrages / h max.	5												
Température maxi. du liquide pompé	90 °C												
Teneur maximum en matières solides 40 g/m ³ Densité max. 998 kg/m ³ Viscosité maxi. 1 mm ² /s		Dimensions mm A = 1468 a = 32 B = 289 b = 35 c = 10 C = 950 D = 229 d = 8 d _d = 18 d _s = 18 DNa = 80 DNm = 65 E = 354 e = 60 f = 75 F = 915 G = 199 g = 90 H = 65 I = 30 L = 65 M = 20 N = 370 No = 8 O = 320 P = 90 Q = 18											
Caractéristiques générales													
Poids	284 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												
Notes:													
Date	Page			Offre n°	Pos.N°								
31.05.2015	1												

Annexe 8 : Caractéristiques de la pompe 2 de la Station de refoulement 3

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —

PM 125/ 3 A				
Caractéristiques requises				
Débit	45,5 l/s			
Hauteur de refoulement	103 m			
Fluide	Eau potable			
Température	20 °C			
Type d'installation	Pompe seule			
N.be de pompes	1			
Caractéristiques de la pompe				
Débit	50,4 l/s			
Hauteur de refoulement	104 m			
Puissance absorbée	67,6 kW			
Rendement	76,2%			
Hauteur manométrique H(Q=0)	143 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	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	90 °C			
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³			
Densité max.	998 kg/m ³			
Viscosité maxi.	1 mm ² /s			
Caractéristiques générales				
Poids	471 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 = 1133				
a = 45				
B = 451				
b = 48,5				
c = 14				
C = 345				
D = 337				
d = 9				
d _d = 25				
d _s = 25				
DNa = 150				
DNm = 125				
e = 100				
E = 539				
f = 110				
F = 300				
g = 125				
G = 294				
H = 88				
I = 43				
L = 100				
M = 32				
N = 570				
No = 8				
O = 460				
P = 145				
Q = 24				
Notes:				
Date	Page	Offre n°	Pos.N°	
31.05.2015	1			

Annexe 9 : Caractéristiques de la pompe de Station de refoulement 4

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —

HMU40-1/ 4E	
Caractéristiques requises	
Débit	2,17 l/s
Hauteur de refoulement	121 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

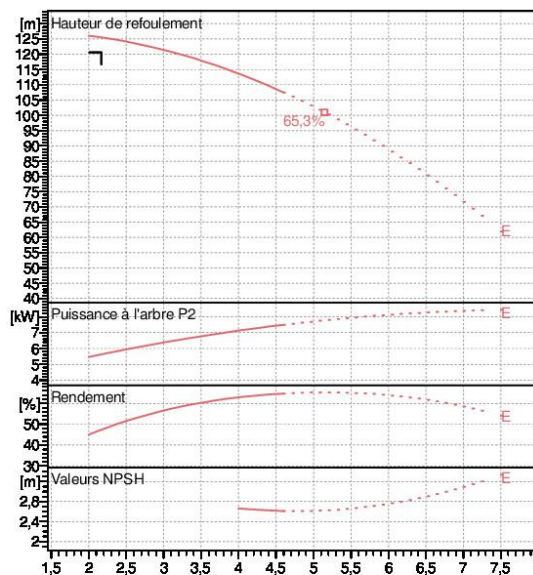
Caractéristiques de la pompe	
Débit	2,37 l/s
Hauteur de refoulement	125 m
Puissance absorbée	5,83 kW
Rendement	50,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	126 m
Orif. de refoulement	40 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	60 Hz
Tension nominale	460 V
Vitesse nominale	3500 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	7,5 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales	
Poids	158 kg

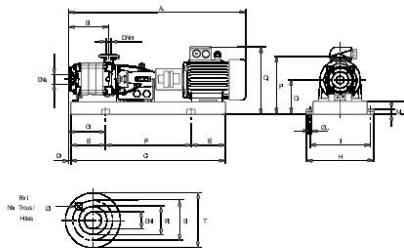
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

**Caractéristiques de fonctionnement** UN/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 1160
B = 300
C = 643
D = 349
E = 100
F = 443
G = 449
H = 320
I = 280
L = 16
M = 38
N = 80
O = 240
P = 415
Q = 440



Notes:

Date 31.05.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	-----------	----------	--------

Annexe 10 : Caractéristiques de la pompe de Station de refoulement 5

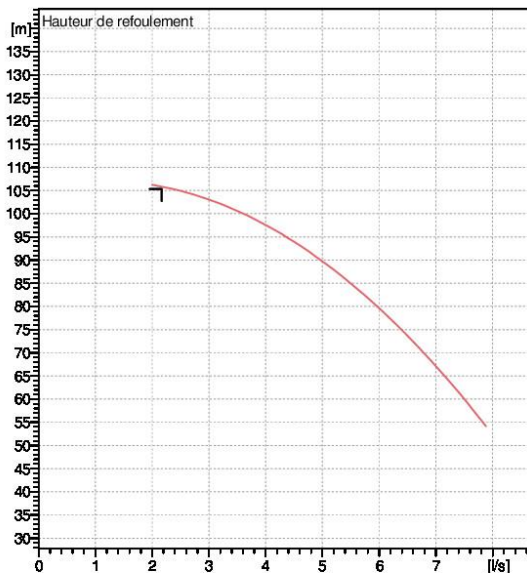
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

HMU40-1/ 3D	
Caractéristiques requises	
Débit	2,17 l/s
Hauteur de refoulement	105 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	2,15 l/s
Hauteur de refoulement	106 m
Puissance absorbée	4,76 kW
Rendement	47%
Hauteur manométrique H(Q=0)	106 m
Orif. de refoulement	40 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	60 Hz
Tension nominale	460 V
Vitesse nominale	3500 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	7,5 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	15
Température max. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	142 kg

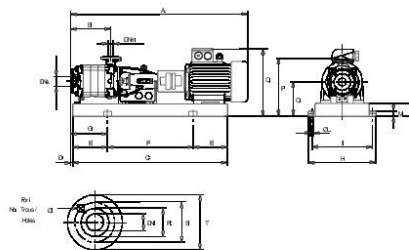
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement				UN/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1109
 B = 249
 C = 643
 D = 298
 E = 100
 F = 443
 G = 398
 H = 320
 I = 280
 L = 16
 M = 38
 N = 80
 O = 240
 P = 415
 Q = 440



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
31.05.2015	1		

Annexe 12 : Caractéristiques de la pompe 2 de la Station de refoulement 6

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —

HMU40-1/ 2D				
Caractéristiques requises				
Débit	3,5 l/s			
Hauteur de refoulement	66,8 m			
Fluide	Eau potable			
Température	20 °C			
Type d'installation	Pompe seule			
N.be de pompes	1			
Caractéristiques de la pompe				
Débit	3,53 l/s			
Hauteur de refoulement	67 m			
Puissance absorbée	3,83 kW			
Rendement	61,1%			
Hauteur manométrique H(Q=0)	70,4 m			
Orif. de refoulement	40 mm			
Caractéristiques moteur				
Fréquence	60 Hz			
Tension nominale	460 V			
Vitesse nominale	3500 1/min			
Nombre de pôles	2			
Puissance nominale P2	5,5 kW			
Courant nominal	- A			
Type de moteur	3~			
Classe d'isolation	F			
Degré de protection	IP 55			
Limites opérationnelles				
Démarrages / h max.	15			
Température maxi. du liquide pompé	90 °C			
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³			
Densité max.	998 kg/m ³			
Viscosité maxi.	1 mm ² /s			
Caractéristiques générales				
Poids	Sur dem. kg			
Matériaux				
Corps de pompe	Fonte			
Corps d'aspiration	Fonte			
Chaise -palier	Fonte			
Roue	Alliage de cuivre			
Corps d'étage	Fonte			
Chemise	Fonte			
Arbre	Acier inox			
Douille arbre	Acier inox			
Roulements à billes	Acier			
Presse-Etoupe	Fonte			
Etoupe	Tresse graphitée			
Caractéristiques de fonctionnement UN/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
Dimensions mm				
A = 1058		B = 198		
C = 643		D = 247		
E = 100		F = 443		
G = 347		H = 320		
I = 280		L = 16		
M = 38		N = 80		
O = 240		P = 415		
Q = 440				
Notes:				
Date	Page	Offre n°	Pos.N°	
31.05.2015	1			

Annexe 13 : Caractéristiques de la pompe de Station de refoulement 7

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —

HMU40-1/ 5E	
Caractéristiques requises	
Débit	3 l/s
Hauteur de refoulement	144 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe	
Débit	3,58 l/s
Hauteur de refoulement	147 m
Puissance absorbée	8,55 kW
Rendement	60,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	158 m
Orif. de refoulement	40 mm

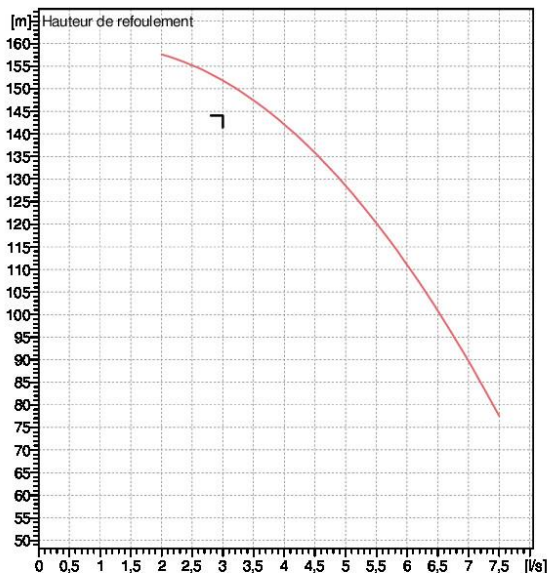
Caractéristiques moteur	
Fréquence	60 Hz
Tension nominale	460 V
Vitesse nominale	3500 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	11 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales	
Poids	246 kg

Matériaux

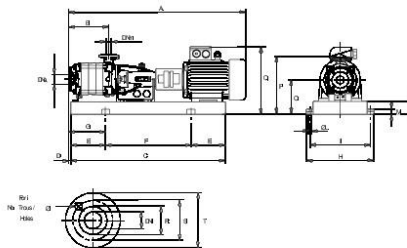
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements à billes	Acier
Presso-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

**Caractéristiques de fonctionnement** UN/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 1360
B = 351
C = 1207
D = 13
E = 200
F = 807
G = 213
H = 430
I = 390
L = 16
M = 38
N = 80
O = 240
P = 415
Q = 490

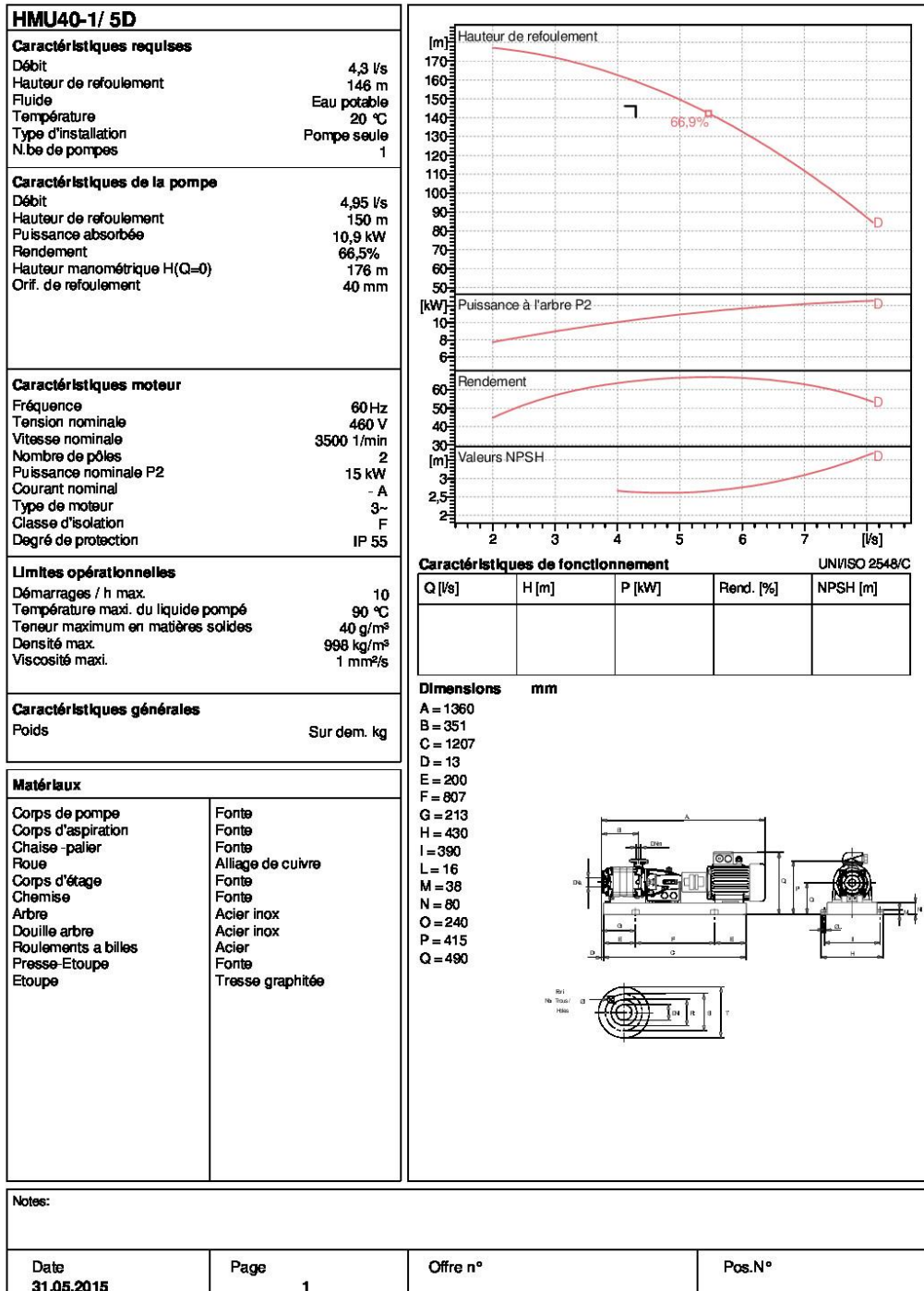


Notes:

Date 31.05.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	-----------	----------	--------

Annexe 14 : Caractéristiques de la pompe de Station de refoulement 8

Modena - Italy

 COMPANY
 WITH QUALITY SYSTEM
 CERTIFIED BY DNV
 ISO 9001


العربية

الهدف من هذا العمل هو تلبية احتياجات مياه الشرب لبلدية آيت إسماعيل والريف (التابعة لبلدية تسكريوت) من مصدر المياه العين الأزرق من منطقة برج ميرا، حيث حاليا، يتم تزويد هذه المنطقتين بالمياه من الآبار التي أصبحت غير قادرة لتلبية حاجيات السكان، لتحقيق هدف هذا المشروع، قمنا بعرض الموقع والاحتياجات الحالية والمستقبلية فيما يتعلق بعدد السكان والهياكل الموجودة. والهدف من ذلك هو تقييم الموارد المتاحة والاحتياجات الواجب توفيرها في المدى الطويل.

الكلمات المفتاحية : تزويد، ضخ المياه، المضخات، المطرقة المائية

Français

L'objectif de ce travail, est de satisfaire les besoins en eau potable la commune d'Ait Smail et du Riff (commune de Taskriout) à partir de la source bleue de Borjd Mira. Ses deux régions sont maintenant alimentées à partir des forages, ses derniers n'arrivent plus à satisfaire les besoins en eau potable pour ses deux régions. Afin d'aboutir aux objectifs de ce travail, nous avons fait la présentation du site et leurs besoins actuels et futurs par rapport aux nombres d'habitants et les équipements existants; et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

Mots-clefs : renforcement, adduction, réservoirs, pompes, coup de bélier, Source bleue.

English

The objective of this work is to meet the drinking water needs Ait Smail and Riff (common Taskriout) from the blue source Borjd Mira. His two areas now supplied from boreholes, his last no longer able to meet the drinking water needs for its two regions. To achieve the objective of this work, we made the presentation of the site and their current and future needs in relation to the number of inhabitants and the existing equipment; and this in order to take stock of the resources available and the needs to be met in the long term.

Keys words: building, supply, tanks, pumps, water hammer, Blue Source.