

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r MEDDOUR ATHMANE

M^r MEDINI AYMEN

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE:

ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES DEUX VILLAGES « TAOURIRT ET BOUNAIME » DE LA COMMUNE DE BENI DJELLIL, WILAYA DE BEJAIA

Soutenu le **30/09/2021** devant le jury composé de :

- Président : **M^r M. BELHOCINE**
- Promoteur (s) : **M^r A. HAMMOUCHE**
- Examineur (s) : **M^r A. BERREKSI**

Introduction générale

Chapitre 1 : Présentation du site d'étude et estimation des besoins

Présentation du site

1- Présentation du site.....	1
2- Situation Topographique.....	2
3- Situation climatique.....	2
3.1- La température.....	2
4- Evolution de la population.....	2
4.1- Situation démographique.....	2
4.2- Evaluation de la population.....	3
5- Mode d'occupation du sol.....	3
5.1- Les équipements existants.....	3

Estimation des besoins

Introduction.....	4
6- Les différents types de besoins.....	4
6.1-Estimation des besoins domestiques.....	4
6.1.1- La dotation.....	4
6.2-Estimation des besoins d'équipements publics.....	5
6.3-Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur 2051.....	5
7- Majoration de la consommation moyenne journalière.....	6
8-Etudes des variations de la consommation.....	6
8.1-Consommation maximale journalière.....	6
8.2-Consommation minimale journalière.....	7
9- Variation de la consommation horaire actuel et futur.....	7
Conclusion.....	9

Chapitre 2 : Les réservoirs

Introduction.....	10
1- Utilité des réservoirs.....	10
2- Classification des réservoirs.....	10
3- Les équipements d'un réservoir.....	11

Sommaire

4- Schéma d'un réservoir.....	11
5- Emplacement des réservoirs.....	11
6-Détermination de la capacité des réservoirs.....	12
6.1- Dimensionnement des réservoirs de stockage.....	12
6.2- Diamètre du réservoir.....	12
6.2.1- Dimensionnement du réservoir projeté TIGUEMOUNINE (SR5).....	13
6.2.2- Dimensionnement du réservoir TAOURIRT (SR6).....	14
6.2.3- Dimensionnement du réservoir AZROU (SR7).....	15
Conclusion.....	17

Chapitre 3 : Adduction

Introduction.....	18
1- type d'adduction.....	18
2- choix du tracé.....	18
3- description du schéma d'adduction.....	18
4- Equipement de l'adduction.....	20
5- les conduites.....	20
5.1- choix de matériaux de la conduite.....	20
5.2- étude technico-économique des conduites.....	22
5.2.1- calcul de diamètre.....	22
5.2.2- calcul de la vitesse.....	23
5.2.3- calcul des pertes de charge.....	23
5.2.4- calcul de la hauteur manométrique total (HMT).....	24
5.2.5- calcul de la puissance absorbée par la pompe (Pa).....	24
5.2.6- calcul de l'énergie consommée par la pompe.....	24
5.2.7- calcul des frais d'exploitation.....	25
5.2.8- calcul des frais d'amortissement.....	25
5.2.9- calcul du bilan B_l	25
6- dimensionnement de l'adduction.....	25
6.1- Tronçon R. TIGUEMOUNINE (SR5) – R. TAOURIRT (SR6).....	25
6.2- Tronçon R. TAOURIRT (SR6) – R. AZROU (SR7).....	27
Conclusion.....	28

Chapitre 4 : Les pompes

Introduction.....	29
1-emplacement de la station de pompage.....	29
2- classification des pompes centrifuges.....	29
3- choix des pompes.....	29
4- caractéristique hydraulique d'une pompe.....	30
5- le point de fonctionnement d'une pompe.....	30
5.1- première variante : Modification du temps de pompage.....	30
5.2- deuxième variante : Régulation par étouffement.....	31
5.3- troisième variante : Rognage de la roue.....	31
5.4- quatrième variante : variation de la vitesse de rotation.....	32
6- Etude de Cavitation.....	32
7- choix de type des pompes.....	33
7.1- la pompe 1 (TIGUEMOUNINE SR5 – TAOURIT SR6).....	33
7.2- la pompe 2 (TAOURIRT SR6 – AZROU SR6).....	34
Conclusion.....	35

Chapitre 5 : Le coup de bélier

Introduction.....	36
1-les causes et conséquences du phénomène.....	36
2- étude du coup de bélier.....	36
2.1- valeurs numérique du coup de bélier.....	36
2.2- moyen de protection contre le coup de bélier.....	37
3- calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons de refoulement.....	38
3.1-Tronçon (R. TIGUEMOUNINE SR5 – R. TAOURIT SR6).....	38
3.2- Tronçon (R. TOURIRT SR6 – R. AZROU SR7).....	39
4- programme de calcul du réservoir d'air avec la méthode de BERGERON.....	39
4.1- les pertes de charge dans la tuyère.....	39
4.1.1- cas de la montée.....	39
4.1.2- cas de la descente.....	40
5- dimensionnement des réservoirs d'air.....	41

Sommaire

5.1- Tronçon R. TIGUEMOUNINE SR5 – R. TAOURIRT SR6.....	41
5.2- Tronçon R. TAOURIRT SR6 – R. AZROU SR7.....	43
Conclusion.....	45

Chapitre 6 : Distribution

Introduction.....	46
1- Classification des réseaux de distribution.....	46
2- équipement du réseau de distribution.....	48
2.1- appareils et accessoires du réseau.....	48
2.1.1- les canalisations.....	48
2.1.2- Robinets vannes.....	48
2.1.3- Bouches ou poteau d'incendie.....	48
2.1.4- Clapets.....	48
2.1.5- Ventouses.....	48
2.1.6- Régulateurs de pression.....	48
2.1.7- Robinets de vidange (décharge).....	48
2.2- les pièces spécial de raccord.....	49
2.2.1- Les Tés.....	49
2.2.2- les coudes.....	49
2.2.3- les cônes de réduction.....	49
2.2.4- les bouts d'extrémités.....	49
3- Choix de type de matériaux.....	49
4- Choix du réseau à adopter.....	49
5- Description du réseau de distribution.....	49
6- Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	51
6.1- Débit de pointe.....	51
6.2- Débi spécifique.....	51
6.3- Débit de route.....	51
6.4- Le débit au nœud.....	52
7- Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds.....	52
8- Modélisation du réseau par logiciel EPANET.....	55

Sommaire

8.1- Les étapes d'utilisation d'EPANET	55
8.2- Modélisation du réseau.....	55
9- Résultats après la simulation par le logiciel EPANET.....	55
Conclusion.....	64
Conclusion générale.....	65
Références bibliographie.....	66
Annexes.....	67

Liste des figures

Figure (1.1) - Localisation et délimitation de la commune BENI DJELLIL.....	1
Figure (1.2) - communes limitrophes de BENI DJELLIL.....	2
Figure (2.1) – schéma de fonctionnement d’un réservoir.....	11
Figure (2.2) – schéma représentant les différents réservoirs avec leurs capacités et côtes.....	16
Figure (3.1) – schéma de l’adduction.	19
Figure (4.1) – intersection entre la courbe caractéristique « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ ».....	30
Figure (4.2) - les courbes caractéristiques de la pompe 1.....	33
Figure (4.3) - les courbes caractéristiques de la pompe 2.....	34
Figure (5.1) - schéma représentatif d’un réservoir d’air	38
Figure (5.2) - Epure de BERGERON pour la conduite R. TIGUEMOUNINE SR5 – R. TAOURIRT SR6	42
Figure (5.3) - Oscillogramme de dépression et de la surpression dans la conduite R. TIGUEMOUNINE SR5 – R. TAOURIRT SR6.....	42
Figure (5.4) - Epure de BERGERON pour la conduite R. TAOURIRT SR6 – R. AZROU SR7	44
Figure (5.5) - Oscillogramme de dépression et de la surpression dans la conduite R. TAOURIRT SR6 – R. AZROU SR7.....	44
Figure (6.1) - schéma du réseau ramifié	46
Figure (6.2) - schéma du réseau maillé.....	47
Figure (6.3) – Schéma du réseau mixte.....	47
Figure (6.4) - Le tracé du réseau de distribution du village BOUNAIME avec COVADIS...50	
Figure (6.5) - schéma du réseau après simulation sans les régulateurs de pression.....	56
Figure (6.6) - Résultat de la simulation avec régulateurs de pression (vitesse dans les conduites).....	59
Figure (6.7) - Résultat de la simulation avec régulateurs de pression (pression dans les nœuds).....	60

Liste des tables

Table (1.1) - Températures mensuelles	2
Table (1.2) - évolution de la population	3
Table (1.3) - les équipements existant et leurs effectifs	3
Table (1.4) - Norme de la dotation domestique	4
Table (1.5) - Besoins domestique	4
Table (1.6) – besoin en eau des équipements	5
Table (1.7) – estimation des différents besoins pour l’horizon futur (2051)	6
Table (1.8) - la consommation moyenne journalière majorée	6
Table (1.9) – consommation maximale journalière	7
Table (1.10) – consommation minimale journalière.....	8
Table (1.11) – variation des valeurs de β_{max}	8
Table (1.12) – Représentation des valeurs de β_{max} , α_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{max.j/24}$, $Q_{max.h}$ pour l’horizon actuel	9
Table (1.13) – Représentation des valeurs de β_{max} , α_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{max.j/24}$, $Q_{max.h}$ pour l’horizon futur	9
Table (2.1) - dimensionnement du réservoir SR5	13
Table (2.2) - dimensionnement du réservoir SR6	14
Table (2.3) – Dimensionnement du réservoir SR7	15
Table (2.4) – représentation des capacités des réservoirs, les diamètres, et H_{inc}	17
Table (3.1) - les avantages et les inconvénients de types de canalisations	21
Table (3.2) – calcul de la HMT du tronçon (R. TIGUEMOURINE – R. TAOURIRT).....	26
Table (3.3) - Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement (R. TIGUEMOURINE -R. TAOURIRT).....	26
Table (3.4) – calcul du bilan (R. TIGUEMOURINE –R. TAOURIRT).....	26
Table (3.5) - calcul de la HMT du tronçon (R. TAOURIRT – R. AZROU).....	27
Table (3.6) - Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement (R. TAOURIRT – R. AZROU).....	27
Table (3.7) - calcul du bilan (R. TAOURIRT –R. AZROU).....	28
Table (3.8) – les diamètres économiques	28
Table (4.1) – Tension de vapeur d’eau pompé en fonction de la température.....	33

Liste des tables

Table (5.1) – calcul de la valeur maximal du coup de bélier SR5-SR6	38
Table (5.2) – calcul de la valeur maximal du coup de bélierSR6-SR7.....	39
Table (5.3) - le développement des résultats de calcul du réservoir d’air de la conduite R. TIGUEMOUNINE SR5 – R. TAOURIRT SR6.....	41
Table (5.4) - le développement des résultats de calcul du réservoir d’air de la conduite R. TAOURIRT SR6 – R. AZROU SR7.....	43
Table (6.1) - Débits aux nœuds du village de BOUNAIME le cas de pointe.....	52
Table (6.2) – Etat des nœuds du réseau.....	56
Table (6.3) – Etat des conduites du réseau avec régulateurs de pression.....	61
Table (6.4) – Etat des nœuds du réseau avec régulateurs de pression.....	62

Liste des symboles

A : l'amortissement annuel

a : la célérité de l'onde (m/s).

B : valeur du coup de bélier (m).

C1 : Coefficient de perte de charge dans la tuyère.

D : diamètre de la conduite en (m).

d : Diamètre de la tuyère (m).

d' : Diamètre de la veine contractée (m) ($d'=0.92.d$).

D_{BONNIN}, **D_{BRESS}**: diamètre de la conduite (m).

D_{int} : diamètre intérieur de la conduite (mm).

Dr : diamètre du réservoir (m).

Dt : diamètre de la tubulure (mm)

E : énergie consommée par la pompe (Kwh)

e : prix unitaire du Kwh, d'après la SONALGAZ ce prix est de **4.67 DA**.

F_{am} : frais d'amortissement (DA)

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

H0 : la pression absolue de la conduite

Ha : hauteur d'aspiration en (m)

Hinc : hauteur d'incendie (m);

Hr : hauteur du réservoir (m);

i : taux d'annuité, **8%** en Algérie

K : rugosité absolue de la conduite.

K₁: Coefficient du rapport de vitesse

Kf : coefficient de fuite (on le prend 1.2)

K_{max,h} : coefficient de variation maximal horaire

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité journalière maximum

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité journalière minimal

L : longueur de la conduite en (m)

Li : longueur du tronçon

m : Coefficient de rognage.

n : nombres d'années séparant l'année 2020 à l'horizon considéré

ni : nombre d'année d'amortissement (**n = 30 ans**).

P : population future prise à l'horizon de l'étude 2051

P% : résidu maximal dans le réservoir en (%)

Liste des symboles

P₀ : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m)

P₀ : population de l'année de référence 2020

PQ : pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe.

P_u : prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml)

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

Q_{dom} : débit domestique (m³/j)

Q_{dom} actuel : besoins domestiques en 2021 (m³/j)

Q_{dom} futur : besoins domestiques en 2051 (m³/j)

Q_{équi} actuel : besoins d'équipements en 2021 (m³/j)

Q_{équi} futur : besoins d'équipements en 2051 (m³/j)

Q_{equip} : débit d'équipement (m³/s)

Q_{maj,j} : débit moyen débit moyen journalier (m³/j) ;

Q_{max,h} : débit maximum horaire(m³/h)

Q_{max,j} : consommation maximale journalière (m³/j);

Q_{moy,j}: Consommation moyenne journalière (m³/j)

Q_n : débit au nœud (l/s).

Q_p : débit de pointe (l/s)

Q_s : débit spécifique (l/s.m)

r : Le pourcentage de rognage

S_r : surface du réservoir (m²);

t_p : temps de pompage par jour (**tp = 20 h**).

T_v : la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée

V : vitesse de l'eau (m/s)

V₀ : vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s).

V₁: Vitesse dans la tuyère (m/s).

V_f : Vitesse finale choisie (m/s).

V_{inc} : volume d'incendie = 120 m³

V_{inc} : volume d'incendie 120 m³.

V_{max} : volume maximal de stockage pour la consommation en (m³)

V_T : volume total du réservoir en (m³)

α_{max} : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, compris entre 1.2 et 1.3

β_{max} : coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant

Liste des symboles

η : rendement de la station de pompage (%), un rendement de **82 %** est retenu.

λ : coefficient de frottement de DARCY (m).

ν : viscosité cinématique de l'eau, $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à une température de **20°C**.

τ : taux de croissance (T=1.47) de la willaya de Bejaia.

(NPSH)_d : la charge nette disponible à l'aspiration

(NPSH)_r : la charge nette requise à l'aspiration

|R+max| : résidu maximum positif;

|R-max| : résidu maximum négatif.

ΔH_a : perte de charge à l'aspiration en (m)

ΔH_L : pertes de charge linéaires (m).

ΔH_S : pertes de charge singulières (m)

$\sum L_i$: la somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

$\sum Q_c$: somme des débits localisés au nœud considérés (l/s).

$\sum Q_r$: somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s).

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armé de courage et de patience pour achever nos études.

Puis, on tient à exprimer notre vif remerciement à notre promoteur Mr HAMMOUCHE.A pour avoir contribué à l'élaboration de la présente.

Nous tenons à remercier Mr. LASSAMI.B pour ses conseils, et saGentillesse ainsi que Mlle.ABBAS Meriem pour son aide.

Nous remercions Mr.lyazid le subdivisionnaire de Amizour pour son accueil, qui a mis à notre disposition tous les documents pour réaliser ce travail

Nous remercions également tous nos professeurs de la 1ère année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.

Nous remercions aussi tous les membres du département d'hydraulique en particulier Mr.BERREKSI.A

Aussi, nous exprimons tout notre respect aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents, que dieu les protège, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis pour que je réussisse.

À la mémoire de mes grands-parents.

*À mes très chers frères *F A J A H* et ma sœur *A M R A*.*

*À mon très cher binôme *A Y M F N* et sa famille.*

À tous mes amis (es), particulièrement Sidali, Amine, Mohamed, Redha, Younes, Sarah, Dina, Ghania.

À M^r Chabane qui m'a beaucoup aidé.

*À tous l'équipe médicale de la clinique *F J C H R F A*.*

À tous les amis de la section du département hydraulique.

En un mot à tous les gens qui ont contribué à ma réussite de près ou de loin.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail tout d'abord à ma chère maman que dieu l'accueille dans son vaste paradis.

À ma très chère grand-mère et ma chère tante, mon cher père et ma belle-mère que dieu les protège, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis pour que je réussisse.

*À mes très chères frères *FUAD* et *Islam* et ma sœur *MANF**

À mes oncles et leurs familles et à tout ma famille.

*À mon binôme *JHMNF*, et sa famille.*

*À tous mes amis(es), particulièrement *Younes*, *Wissame*, *Karime*, *Houssam*, *Dina*, *MZMZ*, *JC*, *DHDA*, *Nabil*, *Sofian*, *Rabeh*, *Siham*, *Amrou*, *Nourddine*, *Moussa*, *Sadek*, *Jaher*.*

À tous les amis de la section de département hydraulique.

En un mot à tous les gens qui ont contribué à ma réussite de près ou de loin

Introduction générale

L'eau est une ressource qui englobe beaucoup de thématique différentes : elle est à la base de notre alimentation, de notre hygiène et de nos modes de vie quels qu'ils en soient. Donc sans elle l'homme disparaîtrait.

« L'eau n'est pas nécessaire à la vie, l'eau est la vie » *saint-Exupéry*.

On l'appelle aujourd'hui « l'or bleu » c'est un besoin auquel chaque être humain a le droit. Mais pour près d'un milliard de personnes, la promesse d'en avoir n'est pas encore tenu.

La zone d'étude, présente une insuffisance en eau potable, C'est dans ce contexte que nous allons réaliser ce travail. La démarche adoptée est structurée, comme suit :

Le premier chapitre sera consacré à la présentation du site d'étude et l'estimation des besoins en eau actuels et à long terme des deux villages de la commune.

Le second chapitre, sera consacré au dimensionnement des ouvrages de stockage servant à la distribution des deux villages.

Le dimensionnement du réseau d'adduction par une étude technico-économique, fera l'objet du troisième chapitre.

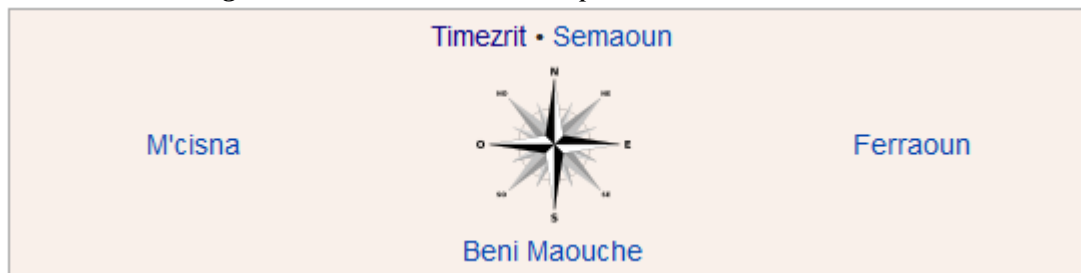
Dans le quatrième chapitre, nous allons voir le choix des pompes pour différentes stations de pompage à l'aide du catalogue numérique du choix des pompes CAPRARI.

Le chapitre cinq ce portera sur la protection de la chaîne d'adduction contre le phénomène du coup de bélier et prendre les précautions nécessaires anti bélier.

Dans le sixième et dernier chapitre, nous allons concevoir l'étude du réseau de distribution du village BOUNAIME et ceci en exploitant le logiciel AUTOCAD et le logiciel de simulation EPANET.

Et enfin on terminera par une conclusion générale.

Figure 1.2 -communes limitrophes de BENI DJELLIL



2- Situation Topographique

La commune est située dans une zone montagneuse, au relief accidenté, sur des hauteurs dominant les communes voisines. Elle est composée de nombreux villages proches les uns des autres, mais souvent séparés par des ravins que la route ou les chemins doivent franchir ou contourner.

BENI DJELLIL est entourée des montagnes de TAZROUT, SIDI BOUDJEMAA et SIDI LMOUHOU. Le point culminant de la commune (plus de 1 000 m d'altitude), près du village D'IJDAREN, de ce point, la vue s'étend, par temps clair, jusqu'à YEMMA GOURAYA (dessus de Bejaïa).[1]

3- Situation climatique La commune de BENI DJELLIL est influencée par un climat méditerranéen :

- Chaud et sec l'été.
- Doux pluvieux et parfois neigeux en hiver.

3.1- La température

Les données disponibles sur les températures mensuelles, sont présentées dans la table (1.1) suivante :[1]

Table (1.1) - Températures mensuelles

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	May	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Tmax (°C)	11	11	13	15	17	21	24	25	23	20	15	12
Tmin (°C)	2	2	3	5	8	12	15	15	13	10	6	3
Tmoy(°C)	6.5	6.5	8	10	12.5	17	20	20	18	15	10.5	7.5

4- Evolution de la population

4.1- Situation démographique

Les données démographiques d'après le dernier recensement de l'année 2020 ont donné une population de 1909 pour les deux villages selon les renseignements recueillis auprès du service technique de l'APC de BENI DJELLIL. [2]

4.2- Evaluation de la population

L'évaluation de la population consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme. Sur une période de 30 ans à partir de la formule de la progression géométrique. Pour un taux de croissance défini :

$$P = P_0 (1 + \tau)^n \quad (1.1)$$

P : population future prise à l'horizon de l'étude

P₀ : population de l'année de référence 2020

τ : taux de croissance (T=1.47) de la willaya de Bejaia.

n : nombres d'années séparant l'année 2021 à l'horizon considéré

Les résultats de calcul de la population sont regroupés dans le tableau de l'évolution de la population suivant :

Table (1.2) - évolution de la population

Années Villages	2020	2021 actuel	2051 futur
Village TAOURIRT	790	802	1243
Village BOUNAIME	1119	1136	1760
Total	1909	1938	3003

5- Mode d'occupation du sol

D'après les données fournies par la subdivision concernée, dans Les deux villages (BOUNAIME et TAOURIRT) on trouve des secteurs scolaires, sanitaires, administratifs...etc.

5.1- Les équipements existants

Les équipements existants dans les deux villages et leurs effectifs sont représentés dans la table (1.3) suivante : [3]

Table (1.3) – Les équipements existants et leurs effectifs

Villages	Equipements	Effectifs
Village TAOURIRT	Ecole primaire	220
	CEM	500
	Mosquée	300
	Siege APC	120
	Poste	3
Village BOUNAIME	Ecole primaire	180
	Mosquée	200
	Centre sante	5

Estimation des besoins

6- Les différents types de besoins

Les principaux équipements existant et le nombre d'habitants au niveau des deux villages ont été recueillies auprès des services de l'APC de la commune de BENNI DJELLIL et la subdivision hydraulique de la commune de AMIZOUR.

6.1- Estimation des besoins domestique

On peut estimer les besoins en eau de chaque village de la commune par la relation suivante :

$$\text{Besoin en eau (l/j)} = \text{Nombre d'habitants} \times \text{la dotation (l/j/hab)} \quad (1.2)$$

6.1.1- La dotation

La dotation journalière est définie comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par habitant et par jour, exprimée en (l/j/hab). Cette dotation est adoptée en fonction de l'importance de la population, de son mode de vie et du climat. **La table (1.4)** suivante représente la norme de la dotation domestique :

Table (1.4) – Norme de la dotation domestique

Années	2020	2021	2051
Dotation (l/j/hab)	150	150	180

Les besoins domestique sont représentés dans **la table (1.5)** suivante :

Table (1.5) – Besoins domestiques

Années villages	Nombre d'habitant		Besoins (m ³ /j)		Besoins (l/s)	
	2021	2051	2021	2051	2021	2051
TAOURIRT	802	1243	120.3	223.74	1.392	2.589
BOUNAIME	1136	1760	170.4	316.8	1.972	3.667
total	1938	3003	290.7	540.54	3.364	6.256

6.2- Estimation des besoins d'équipements publics

Pour estimer avec précision les besoins en eau potable d'une agglomération quelconque, un recensement complet de l'ensemble des équipements (administratif, socioculturel...ext) et leurs dotations sont primordiales.

Pour ce cas la consommation moyenne journalière des différents équipements des deux villages est calculée par la formule (1.2) suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = \sum \frac{(N_i \times D_i)}{1000} [\text{m}^3/\text{j}] \quad (1.3)$$

Dans le **tableau (1.6)** on trouvera les besoins calculés des deux villages :

Table (1.6) – besoin en eau des équipements

Villages	Equipements	effectifs	dotation	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
TAOURIRT	Ecole primaire	220	15	3.3	0.0382
	CEM	500	15	7.5	0.0868
	mosquée	300	20	6	0.0694
	Siege APC	120	10	1.2	0.01389
	Poste	3	10	0.03	0.000347
	TOTAL	1143		18.03	0.2116
BOUNAIME	Ecole primaire	180	15	2.7	0.03125
	Mosquée	200	20	4	0.0463
	Centre santé	5	15	0.075	0.00086
	TOTAL	385		6.775	0.07836

6.3- Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon future 2051

En considérant les besoins actuels domestiques et ceux des équipements existants de chaque village, on peut estimer les besoins d'équipements futurs suivant la relation ci-après :

$$(Q_{\text{équi}} \text{ actuelle}/Q_{\text{dom}} \text{ actuelle}) = (Q_{\text{équi}} \text{ future}/Q_{\text{dom}} \text{ future}) \quad (1.4)$$

Avec :

- $Q_{\text{équi}} \text{ actuelle}$: besoins d'équipements en 2021 (m³/j)
- $Q_{\text{équi}} \text{ future}$: besoins d'équipements en 2051 (m³/j)
- $Q_{\text{dom}} \text{ actuelle}$: besoins domestiques en 2021 (m³/j)
- $Q_{\text{dom}} \text{ future}$: besoins domestiques en 2051 (m³/j)

Les résultats de l'estimation des différents besoins pour l'horizon future (2051) sont répartis dans le **table (1.7)** suivante :

Table (1.7) – estimation des différents besoins pour l'horizon future (2051)

Années	Besoins domestiques Q _{dom} (m ³ /j)		Besoin équipements Q _{equi} (m ³ /j)		Q _{dom} +Q _{equi} (m ³ /j)	
	2021	2051	2021	2051	2021	2051
Villages						
TAOURIRT	120.3	223.74	18.03	33.533	138.33	257.273
BOUNAIME	170.4	316.8	6.775	12.596	177.175	329.396
Total	290.7	540.54	24.805	46.129	315.505	586.669

7- Majoration de la consommation moyenne journalière

Cette majoration est la conséquence d'un certain nombre des facteurs: fuites dans les conduites, vieillissement des conduites, nature des terrains, qualité d'entretien. La majoration est estimée à 20% de la somme des débits: domestique et équipements.

$$Q_{moy,j} = K_f \times (Q_{dom} + Q_{equip}) \quad (1.5)$$

Avec :

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

K_f : coefficient de fuite (on le prend 1.2)

Q_{dom} : débit domestique (m^3/j)

Q_{equip} : débit d'équipement (m^3/s)

La table suivante regroupe les résultats du calcul :

Table (1.8) - la consommation moyenne journalière majorée

Villages	Qdom+Qequi (m^3/l)		Qmaj,j (m^3/j)	
	2021	2051	2021	2051
TAOURIRT	138.33	257.273	165.996	308.848
BOUNAIME	177.175	329.396	212.61	395.275
Total	315.505	586.669	378.606	704.123

8- Etudes des variations de la consommation

8.1- Consommation maximale journalière

C'est le débit du jour de plus grande consommation dans une année. Nous le calculons pour le dimensionnement du réseau de distribution, l'adduction et le réservoir.

Nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation, Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{max,j}$. Ainsi, nous pouvons écrire:

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} [m^3/j] \quad (1.6)$$

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

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum $K_{max,j} = (1.1-1.3)$

On prend: $K_{max,j} = 1.2$

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)

La table (1.9) suivante représente la consommation maximale journalière :

Table (1.9) – consommation maximale journalière

villages	Qmaj.j (m ³ /j)		Qmax.j (m ³ /j)	
	2021	2051	2021	2051
TAOURIRT	165.996	308.848	199.195	370.618
BOUNAIME	212.61	395.275	255.132	474.33
Total	378.606	704.123	454.327	844.948

8.2- Consommation minimale journalière

C'est le débit du jour de faible consommation en eau dans une année. Il permet de voir le comportement du réseau en cas de la surpression.

Nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté **Kmin,j**. Ainsi nous pouvons écrire: [4]

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \quad (1.7)$$

Kmin,j : Coefficient d'irrégularité journalière minimale **Kmin,j= (0.7-0.9)**

On prend: **Kmin,j=0.8**

La table (1.10) suivante représente la consommation minimale journalière :

Table (1.10) – consommation minimale journalière

Villages	Qmaj.j (m ³ /j)		Qmin.j (m ³ /j)	
	2021	2051	2021	2051
TAOURIRT	165.996	308.848	132.797	247.078
BOUNAIME	212.61	395.275	170.088	316.22
Total	378.606	704.123	302.885	563.298

9- Variation de la consommation horaire actuelle et future

La consommation d'eau journalière varie durant les 24 heures, elle ne suit pas un chemin régulier, on la caractérise par le coefficient d'irrégularité **Kmax.h**, tel que :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times (Q_{max,j}/24) \quad (1.8)$$

Avec :

Qmax.h : débit maximum horaire (m³/h)

Qmax.j : débit maximum journalier (m³/j)

Kmax,h : coefficient de variation maximal horaire.

D'où :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (1.9)$$

α_{\max} : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, compris entre 1.2 et 1.3

On prend $\alpha_{\max} = 1.3$.

β_{\max} : coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant représenté dans la table ci-après

La table (1.11) suivante représente la variation des valeurs de β_{\max}

Table (1.11) – variation des valeurs de β_{\max}

V Nombre d'habitants $\times (10^3)$	< 1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	$>10^3$
Valeurs de β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

D'après cette table (1.11), on trouve la valeur de β_{\max} comme suit : [5]

Pour le village BOUNAIME le nombre d'habitants est égal à 1136, compris entre 1000 et 1500, On procède alors à **une interpolation** comme suit :

$$1500-1000 \rightarrow 1.8-2$$

$$1136-1000 \rightarrow \beta_{\max}-2$$

$$500 \rightarrow -0.2$$

$$136 \rightarrow \beta_{\max} - 2$$

$$\beta_{\max} - 2 = (136 * (-0.2)) / 500$$

$$\beta_{\max} = 2 - 0.0544$$

$$\beta_{\max} = 1.946$$

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

$$K_{\max.h} = 1.3 * 1.946 = 2.529$$

On prend $K_{\max.h} = 2.529$

Les tables (1.12) et (1.13) représentent les valeurs de β_{\max} , α_{\max} , $K_{\max.h}$, $Q_{\max.j/24}$, $Q_{\max.h}$ pour l'horizon actuelle et future

Table (1.12) – Représentation des valeurs de β_{\max} , α_{\max} , $K_{\max.h}$, $Q_{\max.j/24}$, $Q_{\max.h}$ pour l'horizon actuelle

Villages	Nombre d'habitants 2021	β_{\max}	α_{\max}	$K_{\max.h}$	$Q_{\max.j/24}$ (m ³ /h)	$Q_{\max.h}$ (m ³ /h)
TAOURIRT	802	2	1.3	2.6	8.299	21.577
BOUNAIME	1136	1.946	1.3	2.529	10.631	26.885
Total	1938				18.929	48.463

*Table (1.13) – Représentation des valeurs de β_{max} , α_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{max.j/24}$, $Q_{max.h}$ pour
L'horizon future*

Villages	Nombre d'habitants 2051	Bmax	Amax	Kmax.h	Qmax.j/24 (m ³ /h)	Qmax.h (m ³ /h)
TAOURIRT	1243	1.9028	1.3	2.474	15.442	38.204
BOUNAIME	1760	1.748	1.3	2.272	19.764	44.903
Total	3003				35.206	83.107

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons présenté la zone d'étude, ce qui nous a permis après analyse d'avoir une idée sur les caractéristiques de la région, et estimer les besoins en eau de ces deux villages en touchant a toutes les catégories de consommation. Les résultats obtenus permettent de dimensionner les ouvrages de stockage et de transport d'eau. Ces résultats sont : le débit maximum journalier qui est de **844.948 m³/j** pour une population de **3003 habitants**.

Les réservoirs

Introduction

En d'hors de sa fonction de réserve vis-à-vis de l'incendie ou de l'interruption momentanée de l'alimentation les réservoirs ont une autre fonction ; le stockage de l'eau pour une utilisation ultérieure.

Dans ce chapitre, nous allons aborder le dimensionnement des réservoirs des deux villages TAOURIRT et BOUNAIME.

1- Utilité des réservoirs

Les réservoirs présentes des avantages (technique et économique) par les multiples fonctions qu'ils remplissent : [5]

- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- La régulation du débit pour tous les ouvrages qui se situent en amont et en aval de lui.
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Simplification de l'exploitation.
- La régularité des pressions dans le réseau.
- Réserve incendie garantie.
- La réduction des investissements sur tous les autres ouvrages du réseau d'A.E.P.

2- Classification des réservoirs

Selon le matériau ; on distingue : [5]

- Réservoirs métalliques.
- Réservoirs en béton armée
- Réservoirs en maçonnerie

Selon la situation des lieux ils peuvent être :

- Enterrées.
- Semi-enterrées.
- Surélevés, sur tour.

Selon la forme on trouve :

- Circulaires.
- Rectangulaires
- Carrés

3- Les équipements d'un réservoir

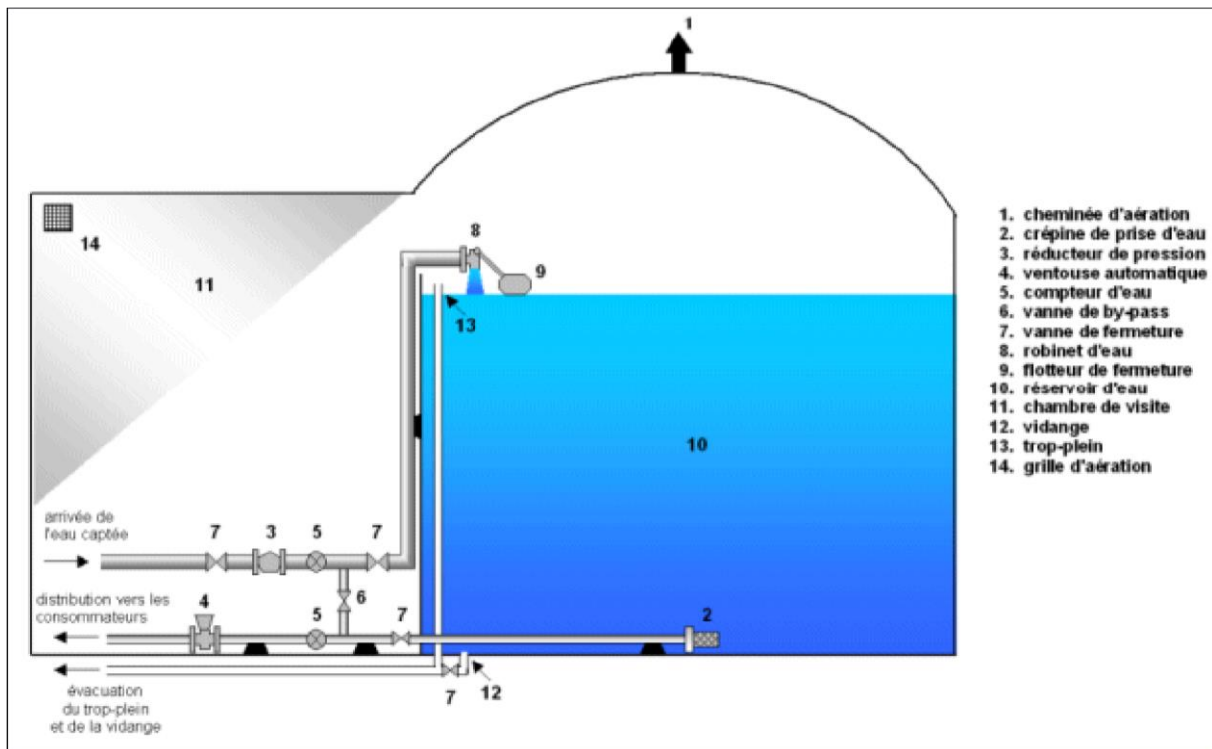
Les réservoirs doivent être équipés de compartiments pour accomplir leurs fonctions convenablement, ces équipements sont : [5]

- Conduite d'arrivée ou d'adduction.
- Conduite de départ ou de distribution.
- Conduite de vidange.
- Conduite du trop-plein.
- Conduit by-pass.
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

4- Schéma d'un réservoir

Ce schéma dans la **figure (2.1)** nous montre les différents équipements qui constituent un réservoir en général :

Figure (2.1) – schéma de différents équipements d'un réservoir



5- Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs dépend essentiellement des données topographiques, (il est préférable que la cote du réservoir doit être supérieure à la cote piézométrique) et de la nature du terrain.

L'emplacement choisi, doit assurer aux abonnés une pression suffisante aux heures de pointe sans mettre à l'écart le facteur économique (il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse gravitairement), et l'implantation doit se faire de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation. [6]

6- Détermination de la capacité des réservoirs

Elle est définie comme étant la capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée de la réserve d'incendie.

6.1- Dimensionnement des réservoirs de stockage

Le volume total du réservoir est calculé en tenant compte de la réserve d'incendie en utilisant la formule suivante :

$$VT = V_{max} + V_{inc} \quad (2.1)$$

D'ou :

- **VT** : volume total du réservoir en (m³)

- **Vinc** : volume d'incendie = 120 m³

- **Vmax** : volume maximal de stockage pour la consommation (m³), il est déterminé par la formule ci-après :

$$V_{max} = \frac{Q_{max.j}}{100} \times P\% \quad (2.2)$$

Avec :

- **Qmax.j** : consommation maximale journalière (m³/j);

- **P%** : résidu maximal dans le réservoir en (%), déterminé par la relation ci-après :

$$P\% = |R+max| + |R-min| \quad (2.3)$$

Avec :

- **|R+max|** : résidu maximum positif;

- **|R-max|** : résidu maximum négatif.

La table de distribution du débit journalier (**Annexe (1)**) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures.

6-2-Diamètre du réservoir

Généralement la hauteur du réservoir est comprise entre 4 m et 5 m, on prend **H = 4 m**.

$$VT = S_r \times H_r \Rightarrow D_r = \sqrt{\frac{4 * VT}{H * \pi}} \quad (2.4)$$

Avec :

- **VT** : volume total du réservoir (m³);

- **Sr** : surface du réservoir (m²)

- **Hr** : hauteur du réservoir (m)

- **Dr** : diamètre du réservoir (m).

Hauteur d'incendie

$$H_{inc} = \sqrt{[4 \times V_{inc} / D r^2 \times \pi]} \quad (2.5)$$

Avec :

- **Hinc** : hauteur d'incendie (m)
- **Vinc** : volume d'incendie 120 m³.

6.2.1- Dimensionnement du réservoir TIGUEMOUNINE (SR5)

Le réservoir TIGUEMOUNINE est alimenté gravitairement et transfère l'eau par refoulement vers le réservoir (SR6) avec un débit $Q_{max,j} = 1924.948 \text{ m}^3/\text{j}$.

Les résultats sont représentés dans la table suivante :

Table (2.1) - Dimensionnement du réservoir SR5

Heure	Apport %	Adduction %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0_1	4.16	5		-0.84	-0.84
1_2	4.16	5		-0.84	-1.68
2_3	4.16	5		-0.84	-2.48
3_4	4.16	5		-0.84	-3.32
4_5	4.16	5		-0.84	-4.16
5_6	4.16	5		-0.84	-5
6_7	4.16	5		-0.84	-5.84
7_8	4.16	5		-0.84	-6.64
8_9	4.17	5		-0.83	-7.51
9_10	4.17	5		-0.83	-8.34
10_11	4.17	5		-0.83	-9.17
11_12	4.17	5		-0.83	-10
12_13	4.17	5		-0.83	-10.83
13_14	4.17	5		-0.83	-11.66
14_15	4.17	5		-0.83	-12.49
15_16	4.17	5		-0.83	-13.32
16_17	4.17	5		-0.83	-14.15
17_18	4.17	5		-0.83	-14.98
18_19	4.17	0	4.17		-10.81
19_20	4.17	0	4.17		-6.64

20_21	4.17	0	4.17		-2.47
21_22	4.17	0	4.17		1.77
22_23	4.17	5		-0.83	0.83
23_24	4.17	5		-0.83	0
TOTAL	100	100			

D'après la table (2.1) ci-dessus :

- Résidu maximal: $P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-max}| = |-14.98| + |1.77|$ **$P_{max} = 16.75\%$**
- Volume total : $VT = VU + V_{inc} = ((1924.948 \times 16.75) / 100) + 120$ **$VT = 442.43m^3$**

Le volume calculé est de **$442.43m^3$** , alors le réservoir projeté SR5 sera d'une capacité de **$500m^3$** .

- Le diamètre du réservoir $Dr = \sqrt{[4 \times 500 / 4 \times \pi]} \Rightarrow$ **$Dr = 12.62m$**
- La hauteur d'incendie $H_{inc} = \sqrt{[4 \times 120 / 12.62^2 \times 3.14]} \Rightarrow$ **$H_{inc} = 0.98m$**

6.2.2- Dimensionnement du réservoir TAOURIRT (SR6)

Le réservoir SR6 assure la distribution vers le village TAOURIRT et l'adduction par refoulement vers le réservoir SR7 dont $k_{max,h} = 2.47$ et $Q_{max,j \text{ total}} = 1924.948 m^3/j$ et la distribution de $Q_{max,j} = 370.618 m^3/j$.

Les résultats sont représentés dans la table (2.2) ci-dessous :

Table (2.2) - dimensionnement du réservoir SR6

Heure	Apport %	Adduction %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	5	4.375	0.1155	0.5059		0.5059
1-2	5	4.375	0.1155	0.5059		1.0118
2-3	5	4.375	0.139	0.486		1.4978
3-4	5	4.375	0.277	0.348		1.8458
4-5	5	4.375	0.970		-0.345	1.5008
5-6	5	4.375	0.970		-0.345	1.1558
6-7	5	4.375	0.866		-0.241	0.9148
7-8	5	4.375	1.964		-1.339	-0.4242
8-9	5	4.375	1.694		-1.069	-1.4932
9-10	5	4.375	1.25		-0.652	-2.1452
10-11	5	4.375	0.789		-0.164	-2.3092
11-12	5	4.375	0.789		-0.164	-2.4732
12-13	5	4.375	0.674		-0.049	-2.5222
13-14	5	4.375	0.674		-0.049	-2.5712
14-15	5	4.375	0.905		-0.28	-2.8512
15-16	5	4.375	1.194		-0.569	-3.4202
16-17	5	4.375	2.002		-1.377	-4.7972
17-18	5	4.375	1.809		-1.184	-5.9812

18-19	0	0	1.405		-1.405	-7.3862
19-20	0	0	0.308		-0.308	-7.6942
20-21	0	0	0.308		-0.308	-8.0022
21-22	0	0	0.1925		-0.1925	-8.1947
22-23	5	4.375	0.115	0.51		-7.6847
23-24	5	4.375	0.115	0.51		-7.1747
Total	100	80.75	19.25			

D'après la table (2.2) ci-dessus :

- Résidu maximal : $P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-max}| = |-8.1947| + |1.8458|$ **$P_{max} = 10.04\%$**

- Volume total : $VT = VU + V_{inc} = ((1924.95 \times 10.04) / 100) + 120$ **$VT = 313.27m^3$**

Le volume calculé est de **$313.27m^3$** alors le réservoir projeté SR6 sera d'une capacité de **$350m^3$** .

- Le diamètre du réservoir $D_r = \sqrt{[4 \times 350 / 4 \times \pi]} \Rightarrow$ **$D_r = 10.55m$**

- La hauteur d'incendie $H_{inc} = \sqrt{[4 \times 120 / 10.55^2 \times 3.14]} \Rightarrow$ **$H_{inc} = 1.17m$**

6.2.3- Dimensionnement du réservoir AZROU (SR7)

Le réservoir SR7 assure la distribution vers le village BOUNAIME et l'adduction par refoulement vers le réservoir SR8 dont **$k_{max,h} = 2.27$** et **$Q_{max,j} \text{ total} = 1554.33 m^3/j$** et la distribution de **$Q_{max,j} = 474.33 m^3/j$** .

Les résultats sont représentés dans la table (2.3) suivante :

Table (2.3) – Dimensionnement du réservoir SR7

Heure	Apport %	Adduction %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	5	3.474	0.229	1.297		1.297
1-2	5	3.474	0.229	1.297		2.594
2-3	5	3.474	0.3052	1.2208		3.8148
3-4	5	3.474	0.3052	1.2208		5.0356
4-5	5	3.474	0.916	0.61		5.6456
5-6	5	3.474	1.678		-0.152	5.4936
6-7	5	3.474	1.678		-0.152	5.3416
7-8	5	3.474	1.678		-0.152	5.1896
8-9	5	3.474	1.068	0.458		5.6476
9-10	5	3.474	1.068	0.458		6.1056
10-11	5	3.474	1.831		-0.305	5.8009
11-12	5	3.474	2.594		-1.068	4.7326
12-13	5	3.474	2.594		-1.068	3.6646
13-14	5	3.474	1.831		-0.305	3.3596
14-15	5	3.474	1.526	0		0.3596
15-16	5	3.474	1.526	0		0.3596
16-17	5	3.474	1.037	0.489		3.8486

17-18	5	3.474	1.068	0.458		4.3066
18-19	0	0	1.831		-1.831	2.4756
19-20	0	0	1.831		-1.831	0.6446
20-21	0	0	1.831		-1.831	-1.1864
21-22	0	0	0.915		-0.915	-2.1014
22-23	5	3.474	0.610	0.916		-1.1854
23-00	5	3.474	0.3052	1.2208		0.0354
Total	100	69.48	30.52			

D'après la table (2.3) ci-dessus :

- Résidu maximal : $P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-max}| = |-2.1014| + |6.1056|$ **$P_{max} = 8.207\%$** .

- Volume total : $VT = VU + V_{inc} = ((1554.33 \times 8.207) / 100) + 120$ **$VT = 247.56m^3$** .

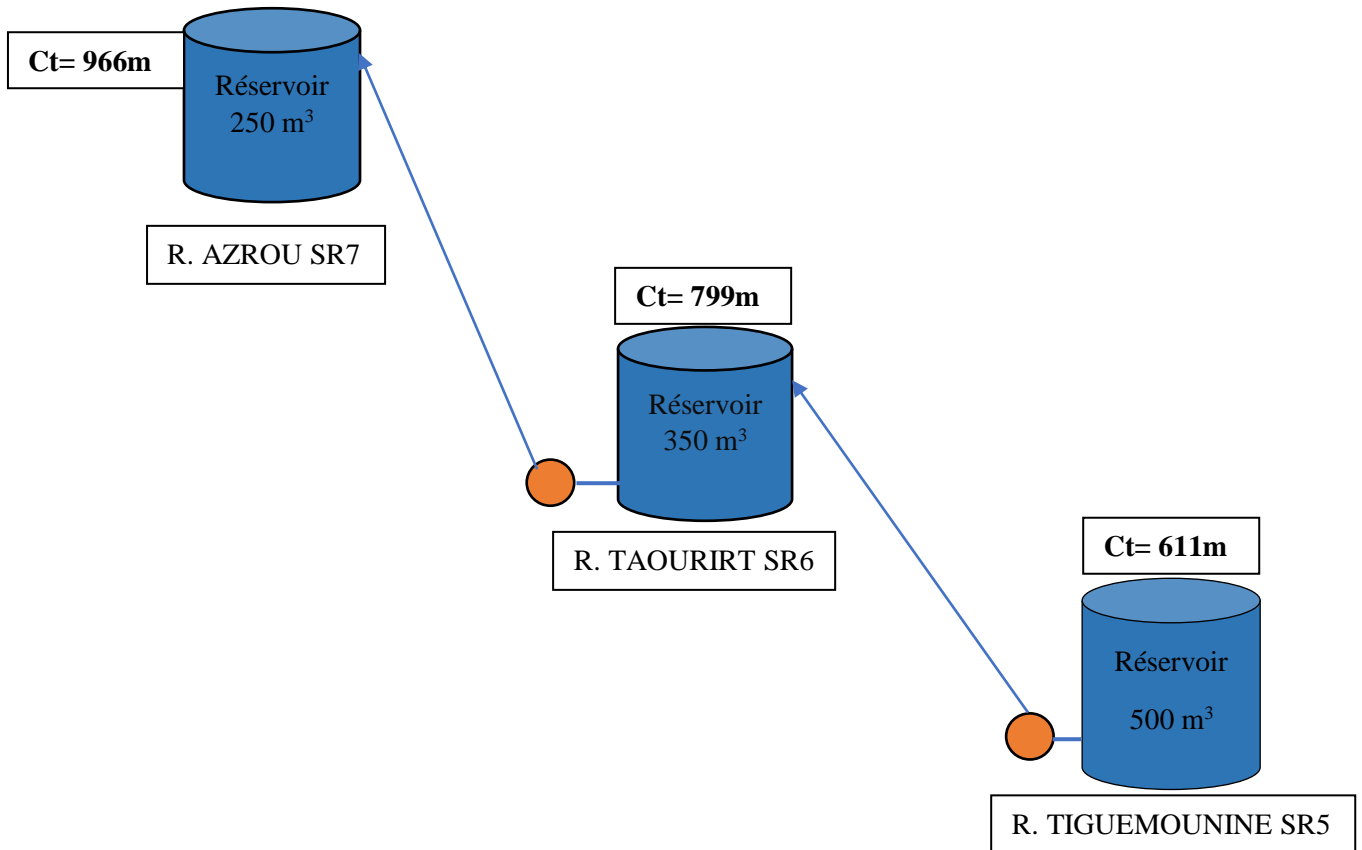
Le volume calculé est de **247.56m³**, alors le réservoir projeté SR7 sera d'une capacité de **250m³**.

- Le diamètre du réservoir $D_r = \sqrt{[4 \times 250 / 4 \times \pi]} \Rightarrow$ **$D_r = 8.92m$**

- La hauteur d'incendie $H_{inc} = \sqrt{[4 \times 120 / 8.92^2 \times 3.14]} \Rightarrow$ **$H_{inc} = 1.39m$**

Le schéma dans la figure (2.2) suivante montre les différents réservoirs avec leurs capacités et côtes :

Figure (2.2) – schéma représentant les différents réservoirs avec leurs capacités et côtes



Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les volumes des réservoirs ainsi que leurs dimensions (hauteur d'incendie et diamètre du réservoir). Les résultats sont représentés dans **la table (2.4)** suivante :

Table (2.4) – représentation des capacités des réservoirs, les diamètres, et H_{inc}

Réservoirs dimensionnés	Volume (m³)	Diamètre (m)	H_{inc} (m)
Réservoir TIGUEMOURINE SR5	500	13	0.98
Réservoir TAOURIRT SR6	350	11	1.17
Réservoir AZROU SR7	250	9	1.39

Adduction

Introduction

Le transport de l'eau est nécessaire entre le point de captage et le point de stockage, dans le cas pratique ses points sont relativement éloignés l'un de l'autre. Quelque fois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Dans ce chapitre, le but est ; d'établir une étude technico-économique des conduites afin de choisir le matériau et le diamètre le plus avantageux pour nos différents tronçons.

1- Types d'adduction

Selon les différents écoulements ; écoulement en charge et écoulement à surface libre on distingue trois types d'adduction : [5]

- **Adduction gravitaire** : la source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement peut y être en charge ou à surface libre.
- **Adduction par refoulement** : la cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. Un système de pompage est donc nécessaire (l'écoulement en charge).
- **Adduction mixte** : c'est un mélange entre adduction gravitaire et par refoulement.

2- Choix du tracé

Le tracé de la conduite est choisi selon certains facteurs d'ordre technique, économique et topographique, il faut prendre en compte les conditions suivantes : [5]

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Eviter au maximum les obstacles.
- Prendre en compte la nature du sol traversé.

On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation pour faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations et la détection des fuites.

3- Description du schéma d'adduction

La conduite d'adduction prend son départ à partir du réservoir TIGUEMOURINE SR5 situé à une cote de 611m. Celui-ci est alimentée gravitairement à partir du réservoir AKHERIB OUCHENE.

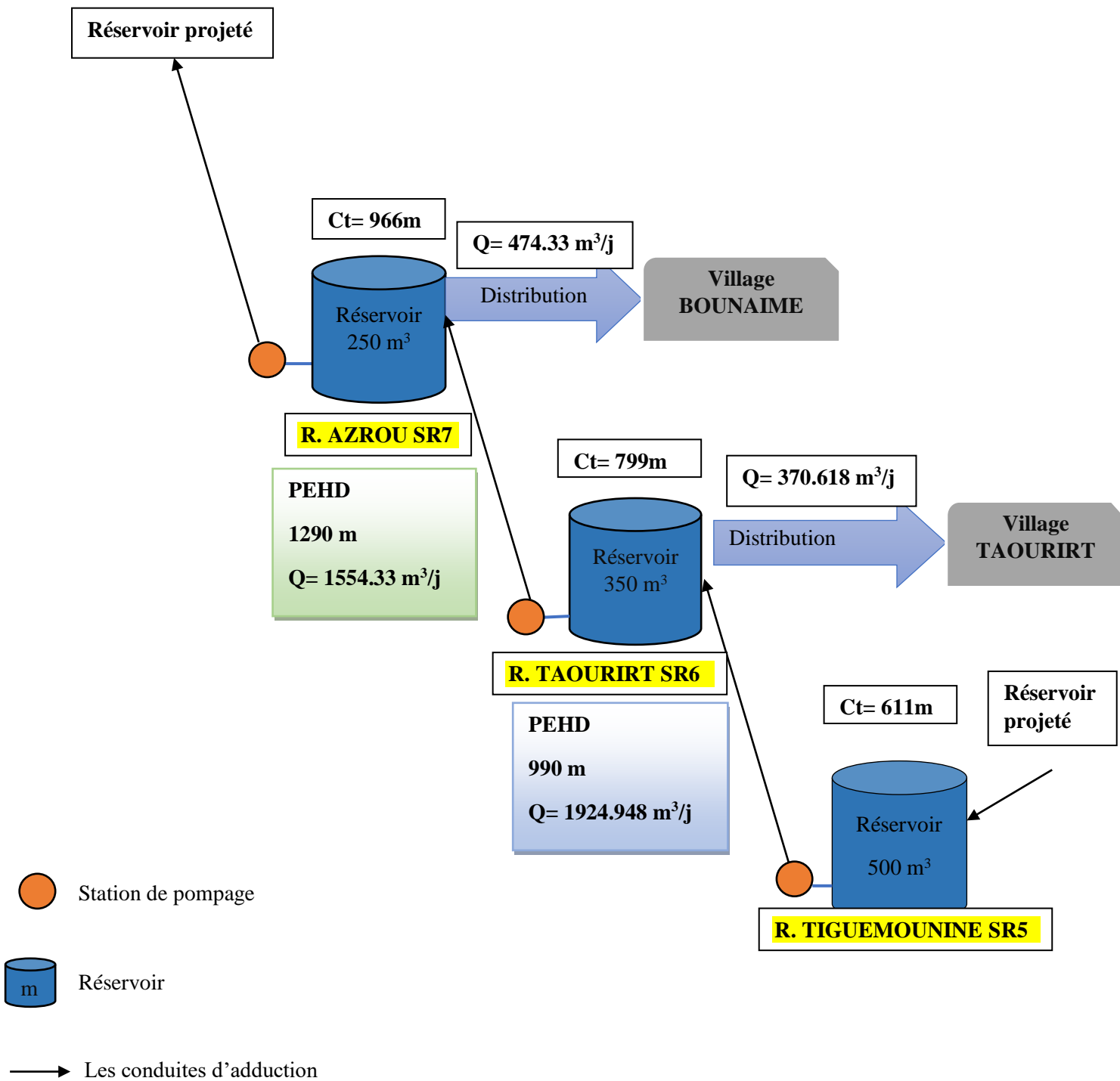
Le réservoir SR5 transfère l'eau par refoulement vers un réservoir TAOURIRT SR6 à une cote de 799m sur un itinéraire de 990m.

Le réservoir AZROU SR7 situé à une cote de 966m refoule vers un dernier réservoir de 500m³

L'itinéraire du réservoir SR6 vers SR7 est de 1290m.

Le schéma du système d'adduction est illustré dans la figure (3.1) :

Figure (3.1) – schéma de l'adduction



4- Equipements de l'adduction

- Robinets-vannes

Permettent le contrôle et/ou l'arrêt de l'écoulement en cas de travaux ou réparation.

- Clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration, ou sur la conduite de refoulement.

- Vidange

Placé dans les points bas des adductions, son intérêt est la vidange de l'adduction en entraînant ainsi l'ensemble de dépôts qui obstrue les tuyaux.

- Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations et son évacuation se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique placée à ces points hauts.

- Crépines

Ce sont des appareils en forme de panier, percées en trous et placées à l'extrémité des canalisations d'aspiration, pour empêcher l'introduction de corps étrangers dans celle-ci.

5- Les Conduites

Elles servent à transporter l'eau sous pression (section pleine) on les utilise généralement lorsque la topographie ne permet pas de faire des canaux et que les hauteurs de chutes sont élevées. Construites en béton, en acier, en fonte ou en polyéthylène, elles sont soit enterrées ou posées sur le sol.

5.1- Choix du matériau de la conduite

Le choix du type des conduites repose sur certains critères qu'on doit autant que possible respecter, à savoir : [3]

- Le diamètre économique.
- La pression de l'eau.
- Les pertes de charges.
- La disponibilité sur le marché.
- Résistance aux attaques chimiques.
- La nature du terrain.
- Facilité d'entretien et de mise en service.

La table (3.1) ci-dessous représente de nombreux types de canalisations ainsi que leurs avantages et inconvénients.

Table (3.1) - les avantages et les inconvénients des types de canalisations

Les matériaux	Les avantages	Les inconvénients
Béton	<ul style="list-style-type: none"> - Résistance aux manipulations. - Résistance aux influences chimiques. - Non inflammable. - Economique. - Rigidité et stabilité. - Excellente isolation aux vibrations. - Faible coûts d'entretien. - 100% recyclable. - Il peut être moulé sous toutes formes, couleurs et motifs imaginables. 	<ul style="list-style-type: none"> -Rugosité qui augmente les pertes de charges. -N'existe pas en petit diamètre. -Son poids, il nécessite un engin de manutention. -Résiste mal aux acides. -Vieillessement rapide.
Acier	<ul style="list-style-type: none"> -Faible coefficient de dilatation. -Résistance mécanique aux contraintes externes importantes. -Prix acceptable. -Disponibilité de tous les accessoires 	<ul style="list-style-type: none"> -Exposition à la corrosion. -Grand poids. -La complexité de l'installation / du démontage.
Fonte	<ul style="list-style-type: none"> -Facile et rapide à installer. -Un système de joint automatique flexible. -Utilisé dans les canalisations hautes pressions. -Coûts de pompage et de d'installations réduites. -Une haute limite élastique. -Un allongement important. 	<ul style="list-style-type: none"> Sensible aux chocs lors de la pose. -Poids rapidement élevé pour la manutention lorsque les diamètres. -Mise en place de joints tous les 6 mètres, multipliant les sources de fuite. -Sensible à la corrosion
PVC Polychlorure de vinyle	<ul style="list-style-type: none"> -C'est un excellent isolant. - Il est léger et très facile à installer. - Il est non poreux. - Coûts relativement bas. - Il ne contient pas de plomb. - Recyclable à 100%. - Une grande résistance à l'usure et à la corrosion 	<ul style="list-style-type: none"> -La forte dilatation du PVC doit être prise en compte au moment de l'installation. -Il devient toxique en cas d'incendie.

PRV Polyester renforcé de fibres de verre	<ul style="list-style-type: none"> -Longue durée de vie. -Une surface interne lisse et régulière. -Des raccords sécurisés. - Une grande légèreté. - L'installation est facile et rapide. - Résistance à la corrosion et aux produits chimiques 	Sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai.
--	--	--

Dans ce chapitre, nous avons choisi des conduites en **PEHD polyéthylène haute densité** qui sont économiques que celles en fonte déjà utiliser qui sont très dégradé et vu les avantages que le PEHD présentent :

- Résistance à la température de l'eau.
- longue durée de vie (durée de vie théorique : 50 ans)
- Résistance aux rayons du soleil
- Haut coefficient de dilatation.
- Résistance au phénomène de corrosion.
- Ductilité et flexibilité (résister aux vibrations et contraintes liées aux mouvements de terrain, il s'adapte parfaitement à des conditions de pose nécessitant des changements de direction).
- Du point de vue environnemental, il est recyclable.
- Facilite et économise la phase d'exécution de l'ouvrage.
- Résistance au coup de bélier.
- Résistance à une pression de 25 bar.

5.2- Etude technico-économique des conduites

En vue de l'établissement de la conduite de refoulement il y a lieu de tenir comptes de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure du possible de respecter, se pour choisir le diamètre le plus économiques qui permettra de donner un cout de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement.

5.2.1-Calcul du diamètre

On dispose de deux corrélations établies par BRESS et BONNIN, qui permettent l'approximation de ces diamètres économique :

$$D = \sqrt{Q} \text{ (Relation de BONNIN)} \quad (3.1)$$

$$D = 1.5 \times \sqrt{Q} \text{ (Relation de BRESS)} \quad (3.2)$$

Avec :

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

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

5.2.2-Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se détermine par la relation ci-après :

$$V = (4 \times Q) / (D^2 \times \pi) \quad (4.3)$$

Avec :

- **D** : diamètre de la conduite en (m).

5.2.3-Calcul des pertes de charge

Il faut d'abord déterminer les pertes de charges (ΔH) engendrées dans les canalisations, on distingue ;

-les pertes de charge linéaires.

-les pertes de charge singulières.

-Les pertes de charge linéaires (ΔH_L)

En appliquant la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda \times L \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (3.4)$$

Avec :

- **g** : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

- **L** : longueur de la conduite en (m)

- **λ** : coefficient de frottement de DARCY

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

• Régime turbulent rugueux

Formule de NIKURADAZE :

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \times \ln(K/D)]^{-2} \quad (3.5)$$

• Régime de transition

Formule de COLEBROOK :

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \log\left(\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}}\right) \quad (3.6)$$

D'ou :

- **K** : rugosité absolue de la conduite.

Pour les conduites en PEHD :

- **K= 0.01mm** si $D \leq 200\text{mm}$
- **K= 0.02mm** si $D > 200\text{ mm}$

- **Re** : nombre de REYNOLDS donné par la formule ci-après :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (3.7)$$

Avec :

- V : vitesse de l'eau (m/s)

- ν : viscosité cinématique de l'eau, $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à une température de 20°C .

- Les pertes de charge singulières

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10 %** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_S = 0.1 \times \Delta H_L \quad (3.8)$$

Avec :

- ΔH_S : pertes de charge singulières (m)

- ΔH_L : pertes de charge linéaires (m).

Donc :

$$\sum \Delta H = 1.10 \times \Delta H_L \quad (3.9)$$

5.2.4-Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt)

La hauteur manométrique totale sera calculée par la relation suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta H \quad (3.10)$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique (m).

5.2.5-Calcul de la puissance absorbée par la pompe (Pa)

$$P_a = \frac{\rho \times g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (3.11)$$

Avec :

- η : rendement de la station de pompage (%), un rendement de **82 %** est retenu.

5.2.6-Calcul de l'énergie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la station de pompage tout au long d'une année produit de la puissance de pompage par le nombre de pompages par jour par le nombre du jours d'une année.

$$E = P_a \times t_p \times 365 \quad (3.12)$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe (Kwh)

- t_p : temps de pompage par jour ($t_p = 20 \text{ h}$).

5.2.7-Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{\text{exp}} = E \times e \quad (3.13)$$

Avec :

- e : prix unitaire du Kwh, d'après la SONALGAZ ce prix est de **4.67 DA**.

5.2.8-Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissements sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A \quad (3.14)$$

Avec :

- F_{am} : frais d'amortissement (DA)
- P_u : prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml)
- A : l'amortissement annuel, il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^{ni} - 1} + i \quad (3.15)$$

Avec :

- i : taux d'annuité, **8%** en Algérie
- ni : nombre d'année d'amortissement (**n = 30 ans**).

D'ou :

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

5.2.9-Calcul du bilan B_L

Le bilan sera calculé par la formule ci-après :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \text{ (DA)} \quad (3.16)$$

6-Dimensionnement de l'adduction

6.1-Tronçon R. TIGUEMOUNINE (SR5) – R. TAOURIRT (SR6)

Caractéristiques du tronçon :

$$-Q = 0.0267 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$-L = 990 \text{ ml}$$

$$-H_g = 803 - 611 = 192\text{m}$$

En utilisant les formules (3.1) et (3.2), on aura :

$$-D_{\text{BONNIN}} = 0.1634 \text{ m}$$

$$-D_{\text{BRESS}} = 0.2451 \text{ m}$$

On choisit le **PEHD** comme matériau, les diamètres normalisés sont : 0.16, 0.2, 0.25 m avec une pression nominale de 25 Bar (**PN25**).

- Calcul de la hauteur manométrique total HMT

Les résultats du calcul sont représentés dans **la table (3.2)** suivante :

Table (3.2) – calcul de la HMT du tronçon (R. TIGUEMOURINE – R. TAOURIRT)

D_{int} (m)	D_{ext} (m)	Q (m³/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_{tot} (m)	HMT (m)
0.116 2	0.1 6	0.026 7	2.51 9	292708.59 2	99 0	0.0153 6	42.32838 6	46.56122 5	238.56 1
0.145 2	0.2	0.026 7	1.61 3	234247.51 3	99 0	0.0157 6	14.25394 6	15.67763 4	207.67 8
0.181 6	0.2 5	0.026 7	1.03 1	187294.81 7	99 0	0.0165 1	4.881042 3	4.881042 3	197.36 9

-Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats du calcul sont représentés dans **la table (3.3)** suivante :

Table (3.3) - Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (R. TIGUEMOURINE – R. TAOURIRT)

D_{ext} (m)	HMT (m)	Pa (W)	E (KWh)	F_{exp} (DA)	Prix (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
0.16	238.561	76201.9827	556274.474	2597801.79	2533.40	990	222716.261
0.2	207.678	66337.0484	484260.453	2261496.32	3959.10	990	348052.399
0.25	197.369	63.044.2786	460223.234	2149242.5	6177.15	990	543045.611

-Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans **la table (3.4)** ci-dessous :

Table (3.4) – calcul du bilan (R. TIGUEMOURINE –R. TAOURIRT)

D_{ext} (m)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	B_L
0.16	2597801.79	222716.261	2820518.054
0.2	2261496.32	348052.399	2609548.715
0.25	2149242.5	543045.611	2692288.112

Le diamètre économique est le **200 mm**, avec un bilan minimal de **2609548.715 DA** et une vitesse de **1.613 m/s**.

NB : le profil en long de ce tronçon se trouve dans (**Annexe 7**)

6.2-Tronçon R. TAOURIRT (SR6) – R. AZROU (SR7)

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 0.0216 \text{ m}^3/\text{s}$

- $L = 1290 \text{ m}$

- $H_g = 970-799 = 171\text{m}$

En utilisant les formules (3.1) et (3.2), on aura :

- $D_{\text{BONNIN}} = 0.1469 \text{ m}$

- $D_{\text{BRESS}} = 0.220 \text{ m}$

On choisit le **PEHD** comme matériau, les diamètres normalisés sont : 0.125, 0.16, 0.2, 0.25 m avec une pression nominale de 20 Bar (**PN20**).

- Calcul de la hauteur manométrique totale

Les résultats du calcul sont représentés dans la **table (3.5)** suivante :

Table (3.5) -calcul de la HMT du tronçon (R. TAOURIRT – R. AZROU)

D_{int} (m)	D_{ext} (m)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_{tot} (m)	HMT (m)
0.097	0.125	0.0216	2.9244	283669.315	1290	0.01558229	90.3298	99.3628	270.3628
0.1242	0.16	0.0216	1.7837	221545.278	1290	0.015995937	26.9439	29.6382	200.6383
0.1552	0.20	0.0216	1.1424	177293.322	1290	0.016487974	9.1152	10.0267	181.0268
1.942	0.25	0.0216	0.7296	14188.587	1290	0.017399774	3.1358	3.4494	174.4494

-Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats du calcul sont représentés dans la **table (3.6)** suivante :

Table (3.6) - Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (R. TAOURIRT – R. AZROU)

D_{ext} (m)	HMT (m)	Pa (W)	E (KWh)	F_{exp} (DA)	Prix (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
0.125	270.3628	71220.003	510010.012	2381746.76	1311.75	1290	150263.586
0.160	200.6383	52134.3233	378482.327	1767512.47	2133.25	1290	244368.054
0.200	181.0268	46848.6551	341539.996	1594991.78	3339	1290	382489.128
0.250	174.4494	45079.3494	329079.816	1536802.74	5194	1290	594983.088

-Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans **la table (3.7)** ci-dessous :

Table (3.7) -calcul du bilan (R. TAOURIRT –R. AZROU)

D_{ext} (m)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	B_L (DA)
0.125	2381746.76	150263.586	2532010.342
0.160	1767512.47	244368.054	2011880.523
0.200	1594991.78	382489.128	1977480.911
0.250	1536802.74	594983.088	2131785.821

Le diamètre économique est le **200 mm**, avec un bilan minimal de **1977480.911 DA** et une vitesse de **1.1424 m/s**.

Conclusion

Dans ce chapitre le dimensionnement des différentes conduites d'adduction (par refoulement) a été effectué avec une étude technico-économique. Sur la base de cette dernière, le choix définitif des diamètres économiques a été fait pour assurer une vitesse et une perte de charge acceptable, avec un bilan minime.

Les diamètres économiques retrouvés sont dans **la table (3.8)** suivante :

Table (3.8) – les diamètres économiques

Tançons	Diamètre (mm)	Matériaux
R.TIGUEMOURINE SR5 – R.TAOURIRT SR6	200	PEHD (PN 25)
R.TAOURIRT SR6 – R.AZROU SR7	200	PEHD (PN 20)

Les pompes

Introduction

La pompe est un appareil qui sert à relever l'eau à une altitude supérieure. Le rôle de la pompe est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique. Dans ce chapitre nous entamerons la partie étude des pompes, le but est de spécifier le choix et les caractéristiques hydrauliques de la pompe avec l'utilisation du catalogue numérique CAPRARI.

1- Emplacement de la station de pompage

Pour le choix de l'emplacement de la station de pompage, il faut respecter les critères suivants :

- Le site de projet doit être géologiquement stable.
- Rapprocher les ouvrages (la prise d'eau la station de pompage et ouvrage d'arrivée).
- Éviter les zones inondables.
- Réduire les travaux de terrassement.
- Éviter les zones très accidentées.
- L'emplacement de la prise d'eau doit être en amont de l'agglomération.

2- Classification des pompes centrifuges

Le principal fonctionnement de la pompe est le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge (énergie sous forme de vitesse)

On les classe suivant les critères suivants :

- Le nombre de cellules (monocellulaire, multicellulaires).
- La disposition de l'axe de rotation (horizontale, verticale, incliné).
- L'importance de la pression produite.
- La nature du fluide.
- Le domaine d'utilisation.

3- Choix des pompes

Le choix du type des pompes à installer se fait de façon à :

- Assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique de la pompe.
- Assurer un rendement maximum.
- Une vitesse de rotation assez importante.
- vérifier la condition de non cavitation.

4- Caractéristiques hydrauliques d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par des courbes comme suit ; [7]

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

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

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

Elle présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

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

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

4.4-Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement

La courbe caractéristique d'une conduite est la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L , les variations de la perte de charge total en fonction du débit.

5- Le point de fonctionnement d'une pompe

Il est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ ». Qui sont représenté dans la figure (4.1) suivante

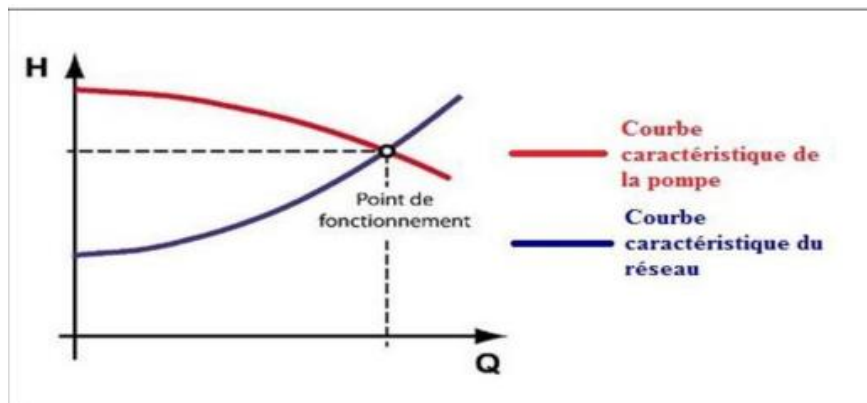


Figure (4.1) –intersection entre la courbe caractéristique « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ »

En particulier, dans le cas où le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications.

5.1- Première variante : modification du temps de pompage

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

$$T' \times Q = T \times Q_1 \quad (4.1)$$

D'ou :

$$T' = T \times Q1/Q \quad (4.2)$$

5.2- Deuxième variante : Régulation par étouffement

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

$$h = H' - H1 \quad (4.3)$$

Avec :

- h : perte de charge engendrée par le vannage (m)
- H₁ : la hauteur manométrique du point désiré (m)
- H' : la distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).

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

$$Pa = \frac{g \times Q' \times H'}{\eta} \quad (4.4)$$

Avec :

- η : rendement de la pompe.

5.3- Troisième variante : Rognage de la roue

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

$$m = (Q1/Q2)^{1/2} \times (H1/H2)^{1/2} \quad (4.5)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.
- Le pourcentage de rognage (r) :

$$r = 1 - m(\%) \quad (4.6)$$

- La puissance absorbée par la pompe :

$$Pa = \frac{g \times Q1 \times H1}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (4.7)$$

5.4- Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

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

-La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times (Q_1 / Q_3) \quad (4.8)$$

-La puissance absorbée par la pompe :

$$Pa = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (4.9)$$

6-Etude de la Cavitation

La cavitation est un phénomène qui apparaît dans la pompe au moment de la rotation lorsqu'en un point de l'écoulement la pression statique descend en dessous de la tension de vapeur du liquide, il s'agit de la création de bulles de gaz dans les zones de pression dissous dans le liquide.

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe ;

- Impulsion des bulles de vapeur au niveau de la roue.
- Vibration anormal.
- Bruit anormal.
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations.
- Chute de débit pompé lorsqu'apparait le phénomène de cavitation.
- Pertes de performances de la pompe (hauteur d'élévation, rendement, puissance).

C'est pour cela que pour éviter la cavitation dans le fonctionnement de la pompe, il faut vérifier la condition suivante :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (4.10)$$

NPSHest l'abréviation anglo-saxonne de « Net Positive Suction Head » over vapour pressure, ce qui se traduit en français par : « Charge Totale Nette d'Aspiration » au-dessus de la pression de vapeur saturante.

Pour une alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + Ha - (\Delta Ha + Tv) \quad (4.11)$$

Pour une alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - Ha - (\Delta Ha + Tv) \quad (4.12)$$

Avec :

- **Ha** : hauteur d'aspiration en (m)

- **ΔHa** : perte de charge à l'aspiration en (m)

- **P0** : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m)

- **Tv** : la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans la table (5.1), dans notre étude on prend $T = 20^\circ\text{C}$.

T° (C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Tv (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

Table (4.1) – Tension de vapeur d'eau pompé en fonction de la température.

7- Choix du type des pompes

7.1- La pompe 1 (TIGUEMOUNINE SR5 – TAOURIT SR6)

-Caractéristiques de la conduite

- **Q** = 26.7 l/s
- **Hg** = 192 m
- **HMT** = 207.678 m

-Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM100/3B) : **Annexe (2)**

- **Q** = 26.4 l/s
- **HMT** = 208 m
- **Pa** = 73.2 kw
- **Nt** = 2900 tr/min
- **(NPSH)r** = 3.28 m
- **η** = 73.9 %

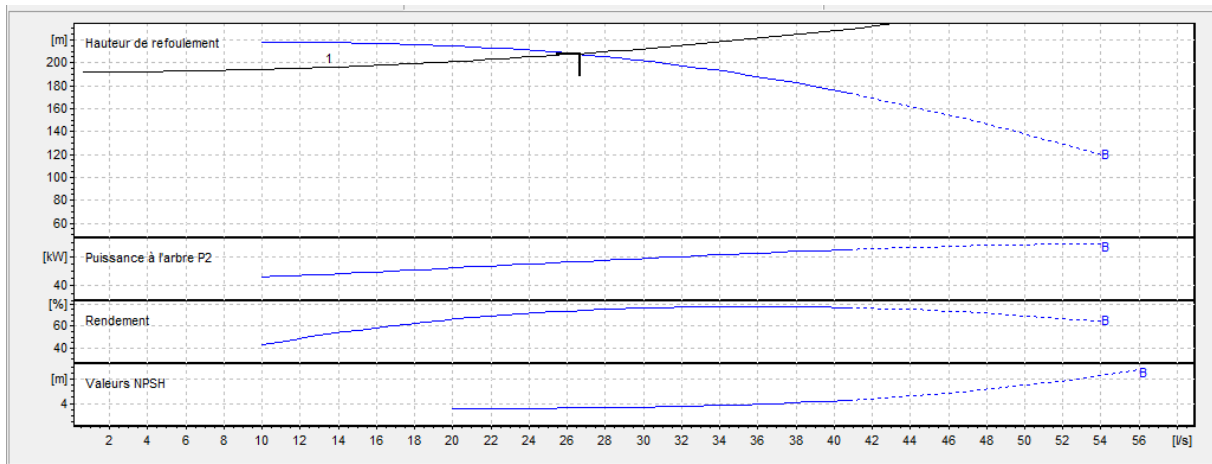


Figure (4.2) – les courbes caractéristiques de la pompe 1

D'après la figure (4.2) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (26.4 ; 208) correspond avec le point désiré (26.7 ; 208).

- Etude de la cavitation

On fixe $H_a = 1$ m; $\Delta H_a = 0$ m.

$(NPSH)_r = 3.28$ m

En appliquant la relation (5.11) ci-dessus on aura :

$(NPSH)_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09$ m

D'où :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

7.2- La pompe 2 (TAOURIRT SR6 – AZROU SR6)

-Caractéristique de la conduite

- $Q = 21.6$ l/s
- $H_g = 171$ m
- $HMT = 181.096$ m

-Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM125/8C) : **Annexe (3)**

- $Q = 21.6$ l/s
- $HMT = 181$ m
- $P_a = 61.2$ kw
- $N_t = 1450$ tr/min
- $(NPSH)_r = 1.57$ m
- $\eta = 63.1$ %

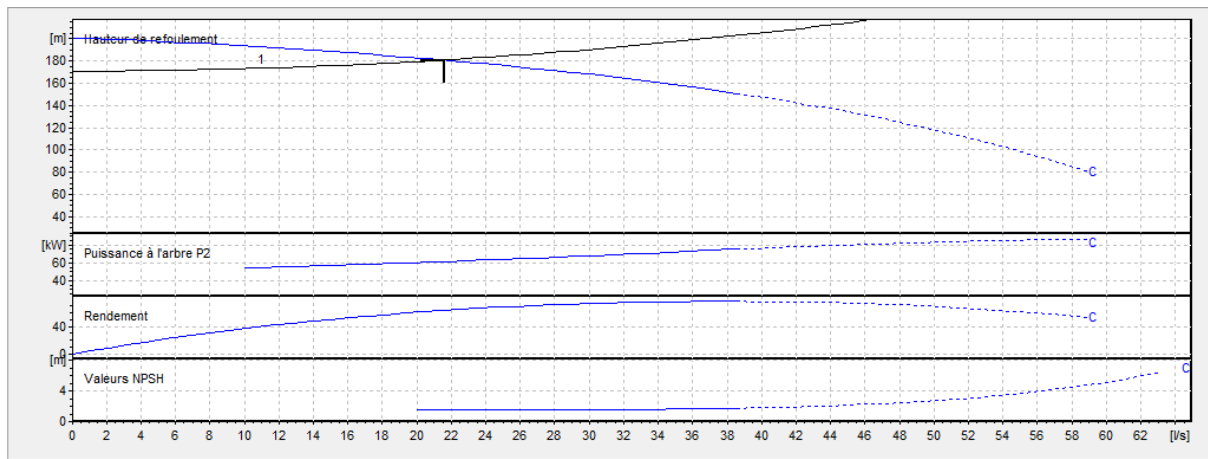


Figure (4.3) -les courbes caractéristiques de la pompe 2

D'après la figure (4.3) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (21.6 ; 181) correspond avec le point désiré (21.6 ; 181).

- Etude de la cavitation

On fixe $H_a = 1$ m; $\Delta H_a = 0$ m.

$(NPSH)_r = 1.57$ m

En appliquant la relation (5.11) ci-dessus on aura :

$(NPSH)_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09$ m

D'où :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

Conclusion

Durant ce chapitre, et à l'aide du catalogue numérique CAPRARI, nous avons choisi des pompes multicellulaires à axe horizontal pour un rendement maximal. Nous avons opté pour deux pompe a axe horizontal multicellulaire, une de type (PM100 / 3B), l'autre de type (PM 125 / 8C) .

Coup de bélier

Introduction

Dans ce sixième chapitre nous allons pronostiquer le phénomène du coup de bélier qui résulte d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide de débit à l'extrémité aval de celle-ci c'est-à-dire que chaque tranche d'eau subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par ondes) ; le coup de bélier est donc un phénomène « oscillatoire ».

1- Les causes et conséquences du phénomène

- Ouverture et fermeture des vannes.
- Démarrage et arrêt des pompes.
- Fermeture de clapet anti-retour.
- Entrée et purge d'air.
- Cavitation dynamique.
- Turbulence de l'écoulement.

Le phénomène du coup de bélier est caractérisé principalement par l'apparition de surpression et/ou de dépression qui peuvent atteindre des grandeurs assez considérables, ce qui aura pour conséquences la rupture des conduites soit par éclatement ou aplatissement. [8]

2- Etude du coup de bélier

L'étude de ce phénomène consiste à calculer les surpression (Hs) et les dépression (Hd) ainsi que la valeur du coup de bélier (B) dans les différents tronçons, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service (PNS).

2.1- Valeurs numériques du coup de bélier

La célérité de l'onde (a) est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K \times D_{int}}{e}}} \quad (5.1)$$

Avec :

- **a** : la célérité de l'onde (m/s).
- **D_{int}**: diamètre intérieur de la conduite (mm).
- **K** : coefficient dépendant de la nature de la conduite (**83 pour le PEHD**).
- **e** : épaisseur de la conduite (mm).

Pour la valeur maximale du coup de bélier, on distingue deux cas :

- **Cas d'une fermeture brusque**
- **Cas d'une fermeture lente**

La valeur maximale du coup de bélier lors d'une fermeture lente est moins importante que celle de fermeture brusque. Donc dans cette étude on considèrera le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

Une fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture (T_f), tel que :

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (5.2)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (5.3)$$

Avec :

- **B** : valeur du coup de bélier (m).
- **V₀** : vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s).
- **g** : accélération de la pesanteur (m/s²).
- **La valeur maximale de la pression – surpression**

$$H_s = H_0 + B \quad (5.4)$$

- **La valeur minimale de la pression - dépression**

$$H_d = H_0 - B \quad (5.5)$$

Avec :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (5.6)$$

D'où :

- **H₀** : la pression absolue de la conduite.
- **H_g** : la hauteur géométrique de refoulement.
- **10** : la pression atmosphérique.

2.2- Moyen de protection contre le coup de bélier

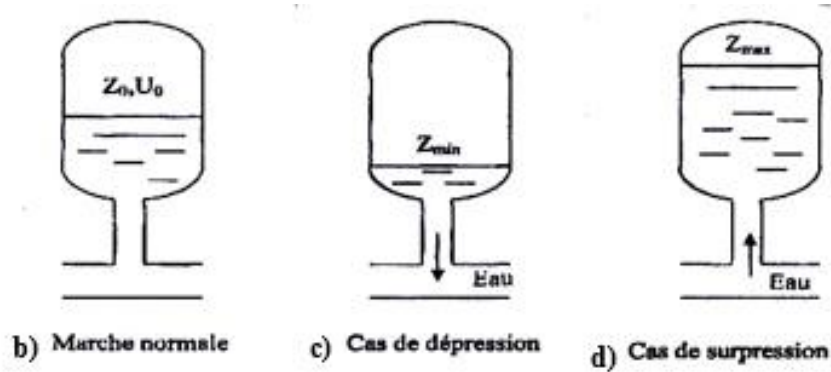
Les appareils anti-bélier devront avoir essentiellement pour effet de limiter la surpression et la dépression. Les principaux types de protection anti-bélier sont explicités dans ce qui suit : **[8]**

- Le volants d'inertie.
- les soupapes de décharge.
- les ventouses.
- les réservoirs d'air.
- les cheminés d'équilibre.

Dans notre étude, on a choisi le réservoir d'air car c'est l'appareil le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier. C'est un récipient contenu de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure. D'autres part un clapet anti-retour est

souvent prévu entre la pompe et le ballon d'air, ce dispositif est utilisé pour la protection contre la dépression et la surpression. (**Figure 5.1**).

Figure (5.1) – schéma représentatif d'un réservoir d'air



NB : dans notre projet les tronçons de l'adduction sont ascendants voire **annexe (7)** profil en long, donc ça ne changera rien en ce qui concerne le volume du réservoir d'air.

3- Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons de refoulement

3.1- Tronçon (R. TIGUEMOUNINE SR5 – R. TAOURIT SR6)

Les valeurs de surpression et dépression sont représentées dans **la table (5.1)** suivante :

Table (5.1) – calcul de la valeur maximal du coup de bélier SR5-SR6

$D_{int}(mm)$	e (mm)	V (m/s)	H_g (m)	H_0 (m)	a (m/s)	B (m)	H_s (m)	H_d (m)	PNS (bar)
145.2	27.4	1.613	192	202	448.088	73.676	275.676	128.324	25

Constations

On remarque le long de la conduite de refoulement que la valeur de la surpression a une valeur supérieure à celle de la pression nominale (PN25).

Donc la conduite nécessite une protection contre le coup de bélier (réservoir d'air).

3.2- Tronçon (R. TOURIRT SR6 – R. AZROU SR7)

Les valeurs de surpression et dépression sont représentées dans la **table (5.2)** suivante :

Table (5.2) – calcul de la valeur maximal du coup de bélier SR6-SR7

D_{int}(mm)	e (mm)	V (m/s)	H_g (m)	H₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H_s (m)	H_d (m)	PNS (bar)
155.2	22.4	1.1424	171	181	396.517	46.175	227.175	134.825	20

Constations

On remarque le long de la conduite de refoulement que les dépressions ont des valeurs acceptables et ne présentent aucun risque pour les conduites. Mais pour les valeurs de surpression, elle dépasse la pression nominale (PN20).

Dans ce cas on aura besoin d'un dispositif anti-bélier (réservoir d'air).

4- Programme de calcul du réservoir d'air avec la méthode de BERGERON

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]

4.1- les pertes de charge dans la tuyère

4.1.1- cas de la montée

$$\Delta H_1 = C_1 \times \frac{v_1^2}{2 \times g} \quad (5.7)$$

Avec :

C₁ : Coefficient de perte de charge dans la tuyère.

V₁: Vitesse dans la tuyère (m/s).

$$\frac{V_1}{V_f} = \left(\frac{D}{d'}\right)^2 = \left(\frac{D}{d \times 0.92}\right)^2 = K_1 \quad (5.8)$$

Avec :

V_f: Vitesse finale choisie (m/s).

D : Diamètre de la conduite (m)

d' : Diamètre de la veine contractée (m) (d'=0.92.d).

d : Diamètre de la tuyère(m).

K₁: Coefficient du rapport de vitesse

A la montée de l'eau, la tuyère a un coefficient de débit de l'ordre de 0,92, et le diamètre de la tuyère est pris aussi d'une manière à avoir le rapport de vitesse K_1 compris entre 15 et 20. Donc on aboutit à l'équation suivante :

$$\frac{D}{0.92 \times \sqrt{20}} < d < \frac{D}{0.92 \times \sqrt{15}} \quad (5.9)$$

Le diamètre de la tuyère sera, pour K_r pris entre 15 et 20 :

$$48.61 < d < 56.13 \text{ on prend } d = 50 \text{ mm}$$

Le diamètre de la veine liquide contractée, aura pour valeur :

$$d' = 0.92 \times d = 0.92 \times 50 = 46 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } K_1 = \left(\frac{D}{d'}\right)^2 = 18.904 \quad \text{on prend } K_1 = 19$$

$$m_1 = \left(\frac{d'}{Dt}\right)^2 = 0.2116 \quad (5.10)$$

Où :

Dt : diamètre de la tubulure (mm)

D'après l'abaque du coefficient de perte de charge C dans une tuyère **Annexe (4)**

$$\text{On trouve : } C_1 = 0.635$$

D'après la loi (5.7) et (5.8) :

$$\Delta H_1 = C_1 \times \frac{1}{2 \times g} \times k_1^2 \times v_f^2 \Delta H_1 = 11.68 \times v_f^2$$

4.1.2 – cas de la descente

$$\Delta H_2 = C_2 \times \frac{v_2^2}{2 \times g} \quad (5.11)$$

$$V_2 = K_2 \times V_f \quad \text{et} \quad K_2 = 1.7 \times K_1 \text{ (dans la tuyère, } K_2 \text{ est lié à } k_1) \quad (5.12)$$

$$\text{Donc : } K_2 = 32.3 \quad \text{on prend } K_2 = 32$$

$$m_2 = \left(\frac{d'}{Dt}\right)^2 \times 0.5 = 0.125 \quad (5.13)$$

D'après l'abaque du coefficient de perte de charge C dans une tuyère (**Annexe (4)**)

$$\text{On trouve : } C_2 = 0.775$$

D'après les formules (5.11) et (5.12) :

$$\Delta H_2 = C_2 \times \frac{1}{2 \times g} \times k_2^2 \times v_f^2 \qquad \Delta H_2 = 40.448 \times v_f^2$$

5- Dimensionnement des réservoirs d'air

5.1- Tronçon R. TIGUEMOUNINE SR5 – R. TAOURIRT SR6

Les valeurs caractéristiques de la conduite sont :

D= 0.1452 m

e = 0.0274 m

Q = 0.0267 m³/s

Hg = 192 m

Coef. K = 83

ΔH tot = 15.67 m

Les résultats du calcul en régime transitoire ainsi les réponses graphiques sont développés ci-dessous (table (5.3), figures (5.2) et (5.3))

Table (5.3) - le développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite R. TIGUEMOUNINE SR5 – R. TAOURIRT SR6

Simulation		Epure de BERGERON		Oscillogramme		Profil des pressions		Quitter					
Données de l'Adduction				Résultats				Données du Réservoir d'air					
Diametre	0,1452 m	Vitesse	1,61327488 m/s	Volume U ₀	0,3 m ³	K PDC entr	40,45 Vf ²						
Débit	0,0267 m ³ /s	Section	0,01655019 m ²	K PDC sort	11,68 Vf ²	Exposant	1,4						
H géomet	192 m	Célérité a	448,087941 m/s										
Long. Cond.	990 m	B	73,6889928 m										
coef. K	83	Hmax	265,688993 m										
Epaisseur e	0,0274 m	Hmin	118,311007 m										
C Haz Will	143,8	periode θ	4,41877547 s										
Résultats des variations du volume d'air				Pression de l'air				Résultats des pressions					
Umax	0,37815415 m ³	Ho	202 m			pres. air Z		40,3430204/U ^Λ					
Umin	0,29903721 m ³	PDC δ	15,6700381 m			Surpression		16,4854677 m					
				a/g				45,6766504 s		Dépression		47,7981792 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	217,670038	0	217,670038	15,6700381	202	1,61327488	0	0			
4,41877547	0,07815415	0,37815415	157,409882	3,20806125	154,201821	1,95309231	152,248729	0,52406911	1,06867884	0,5240828	-1,3692E-05		
8,83755094	-0,00947767	0,36867648	163,104071	24,8170491	187,92112	4,1107988	192,031919	-0,7833681	-0,12959749	-0,78327778	-9,0322E-05		
13,2563264	-0,05132213	0,31735436	201,189893	15,5629484	216,752842	2,66848442	219,421326	-0,62019402	-0,7017781	-0,62027843	8,4405E-05		
17,6751019	-0,01831715	0,29903721	218,651819	0,16635103	218,485468	0,12606998	218,359398	0,11936818	-0,25046849	0,11934146	2,6723E-05		
22,0938773	0,01862776	0,31766496	200,914539	1,77734817	199,137191	1,1303981	198,006792	0,39010148	0,25471574	0,39009002	1,146E-05		
26,5126528	0,01463376	0,33229872	188,637606	0,00119468	188,636411	0,0013046	188,635107	0,01008015	0,20010178	0,01011355	-3,3398E-05		
30,9314283	-0,01041055	0,32188817	197,233817	3,51588773	200,749705	0,67300145	201,422706	-0,29515648	-0,14235366	-0,29482088	-0,0003356		
35,3502037	-0,01471384	0,30717434	210,586006	0,4680833	211,054089	0,1040176	211,158107	-0,10729652	-0,20119682	-0,10757276	0,00027623		
39,7689792	0,00325786	0,31043219	207,498498	0,45176486	207,046733	0,31797355	206,728759	0,19672898	0,04454787	0,1966685	6,0477E-05		
44,1877547	0,01294278	0,32337497	195,965424	0,28896567	195,676458	0,21022565	195,466233	0,15721189	0,17697936	0,15729021	-7,8322E-05		
48,6065302	0,00122819	0,32460316	194,928155	0,61897045	195,547126	0,13473299	195,681859	-0,12415526	0,01679425	-0,12370171	-0,00045355		
53,0253056	-0,01092348	0,31367968	204,49725	1,23925339	205,736504	0,25624409	205,992748	-0,17506516	-0,14936753	-0,17503335	-3,181E-05		
57,4440811	-0,00439342	0,30928626	208,575612	0,03518097	208,540431	0,02991046	208,510521	0,05488316	-0,06007551	0,05488232	8,3632E-07		
61,8628566	0,00810371	0,31738997	201,158286	0,32472124	200,833565	0,2342076	200,599357	0,16675385	0,11081003	0,16673775	1,6102E-05		

Figure (5.2) - Epure de BERGERON pour la conduite R. TIGUEMOUNINE SR5 – R. TAOURIRTSR6

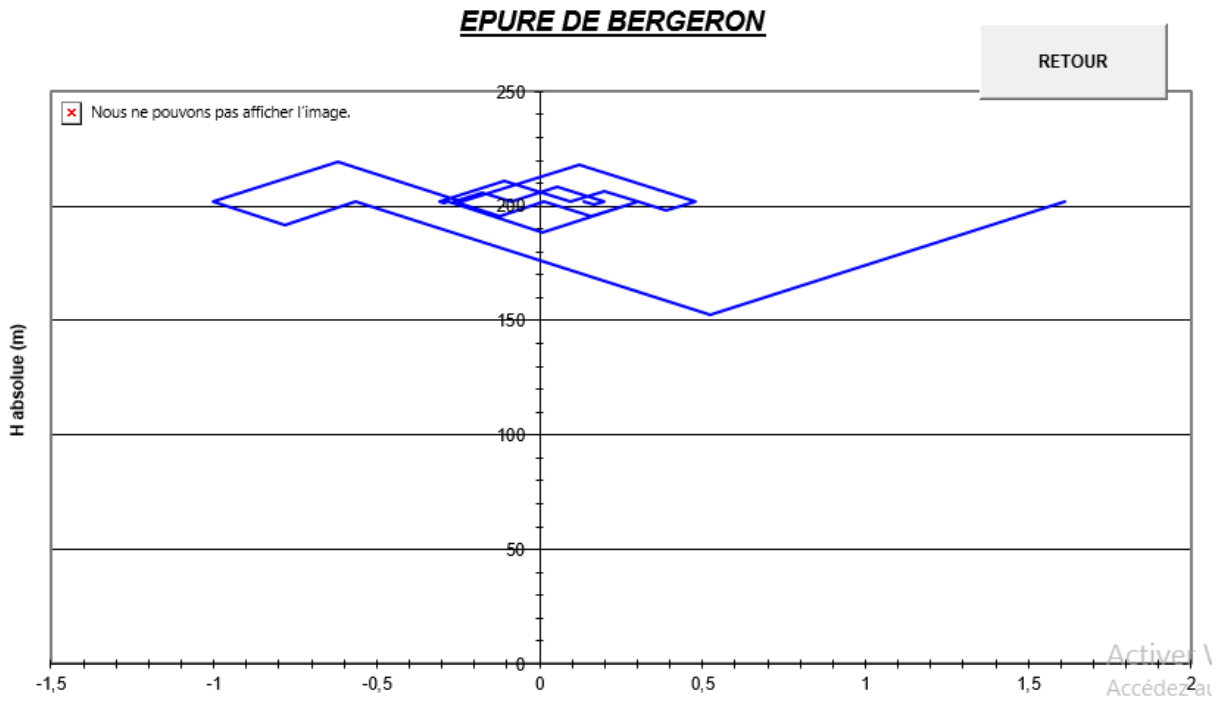
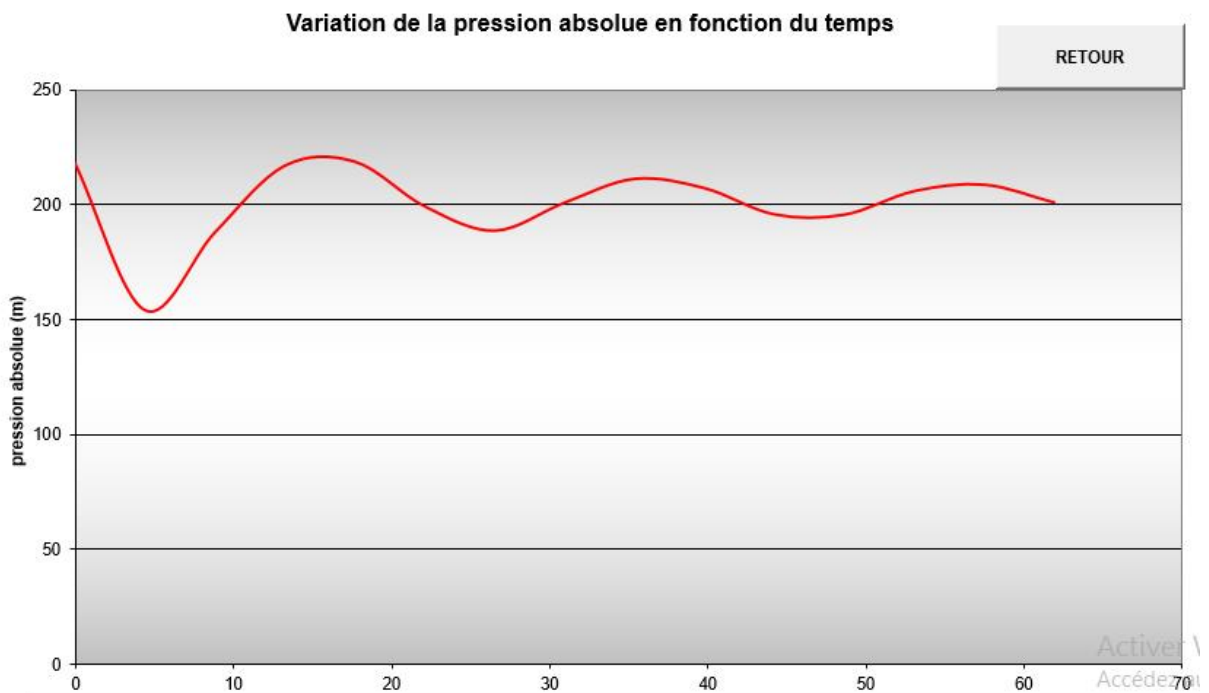


Figure (5.3) - Oscillogramme de dépression et de la surpression dans la conduite R. TIGUEMOUNINE SR5 – R. TAOURIRTSR6



On constate dans la figure (5.3) une dépression suivie d'une surpression, qui diminue avec le temps. Au bout de 60s, on observe un amortissement de l'oscillation.

Le volume du réservoir d'air est :

$$V_t = 1.2 \times U_{\max} \tag{5.14}$$

V_t : volume total de la cloche.

U_{\max} : volume d'air dans la cloche.

$$V_t = 1.2 \times 0.38 \Rightarrow V_t = 0.456 \text{ m}^3$$

Et on prendra un volume normalisé de $V_n = 500 \text{ l}$

5.2- Tronçon R. TAOURIRT SR6 – R. AZROU SR7

Les valeurs caractéristiques de la conduite sont :

$D = 0.1552 \text{ m}$

$e = 0.0224 \text{ m}$

$Q = 0.0216 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_g = 171 \text{ m}$

Coef. $K = 83$

$\Delta H_{\text{tot}} = 10.03 \text{ m}$

Les résultats du calcul régime transitoire ainsi que les réponses graphiques sont développés ci-dessous (table (5.4), figures (5.4) et (5.5))

Simulation		Epure de BERGERON		Oscillogramme		Profil des pressions		Quitter			
Données de l'Adduction				Résultats				Données du Réservoir d'air			
Diametre	0,1552	m		Vitesse	1,14235388	m/s		Volume U_0	0,38	m^3	
Débit	0,0216	m^3/s		Section	0,01890833	m^2		K PDC entr	40,45	Vf^2	
H géomet	171	m		Célérité a	396,516942	m/s		K PDC sort	11,68	Vf^2	
Long. Cond.	1290	m		B	46,1735644	m		Exposant	1,4		
coef. K	83			Hmax	217,173564	m		Pression de l'air			
Epaisseur e	0,0224	m		Hmin	124,826436	m		pres. air Z	49,2955262	$/\text{U}^A$	
C Haz Will	143,3			periode θ	6,50665767	s		Résultats des pressions			
Résultats des variations du volume d'air				H0	181	m		Surpression	15,9338411	m	
Umax	0,46361678	m^3		PDC δ	10,033913	m		Dépression	36,9442163	m	
Umin	0,37567002	m^3		a/g	40,4196679	s					
temps	ΔU	U	Z	$\Delta h1 ; \Delta h2$	Z- $\Delta h ; Z+\Delta h$	δ	Z -> $\Delta h \rightarrow \delta$	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,38	191,033913	0	191,033913	10,033913	181	1,14235388	0	0	
6,50665767	0,08361678	0,46361678	144,605464	0,54967995	144,055784	0,46271459	143,593069	0,21689029	0,67964541	0,21693695	-4,6658E-05
13,0133153	-0,02919388	0,4344229	158,390714	19,3430991	177,733813	3,96040939	181,694222	-0,69139795	-0,23729075	-0,69151844	0,00012049
19,519973	-0,05875287	0,37567002	194,123605	2,81023655	196,933841	0,66367102	197,597512	-0,26359299	-0,47754914	-0,26357983	-1,3158E-05
26,0266307	0,00442546	0,38009549	190,966728	1,31486856	189,65186	1,03766336	188,614196	0,33541511	0,0359706	0,33552103	-0,00010592
32,5332883	0,03383684	0,41393233	169,475304	0,53758665	168,937718	0,45328017	168,484438	0,21415321	0,27502917	0,2145373	-0,00038409
39,039946	-0,00273732	0,41119501	171,056876	2,71417385	173,771105	0,64263656	174,413686	-0,25843544	-0,02224918	-0,25903567	0,00060023
45,5466037	-0,02761124	0,38358377	188,539869	1,45745124	189,99732	0,36133084	190,358651	-0,18984662	-0,22442691	-0,18981816	-2,8463E-05
52,0532613	0,00052593	0,3841097	188,178552	0,45960566	187,718947	0,39204894	187,326898	0,19822061	0,00427484	0,19836784	-0,00014723
58,559919	0,02229914	0,40640884	173,883792	0,31464878	173,569143	0,27603132	173,293112	0,16407905	0,18124961	0,16413137	-5,2322E-05
65,0665767	-0,00012832	0,40628052	173,960682	1,11756052	175,078243	0,28256342	175,360806	-0,16610876	-0,00104297	-0,16621731	0,00010855
71,5732343	-0,01934605	0,38693448	186,258075	0,8893226	187,147397	0,22868932	187,376087	-0,14787771	-0,15724658	-0,14827584	0,00039813
78,079892	-0,00057257	0,3863619	186,644627	0,22556535	186,419062	0,20281574	186,216246	0,13892159	-0,00465393	0,13896799	-4,6401E-05
84,5865497	0,0166988	0,4030607	175,909328	0,20502899	175,704299	0,18565745	175,518642	0,13236259	0,13572947	0,13249095	-0,00012836
91,0932073	0,00069006	0,40375076	175,48856	0,5949055	176,083465	0,15759984	176,241065	-0,12098669	0,00560889	-0,12127317	0,00028648

Table (5.4) - résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite R. TAOURIRT SR6 – R. AZROU SR7

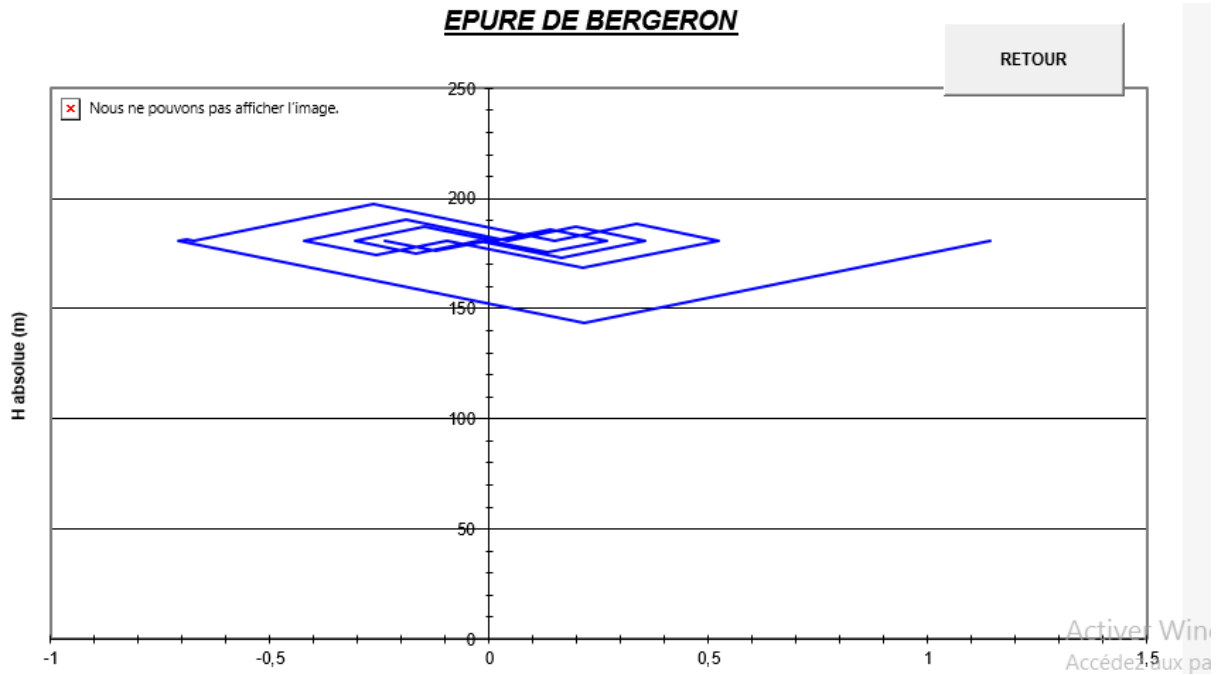


Figure (5.4) - Epure de BERGERON pour la conduite R. TAOURIRT SR6 – R. AZROU SR7

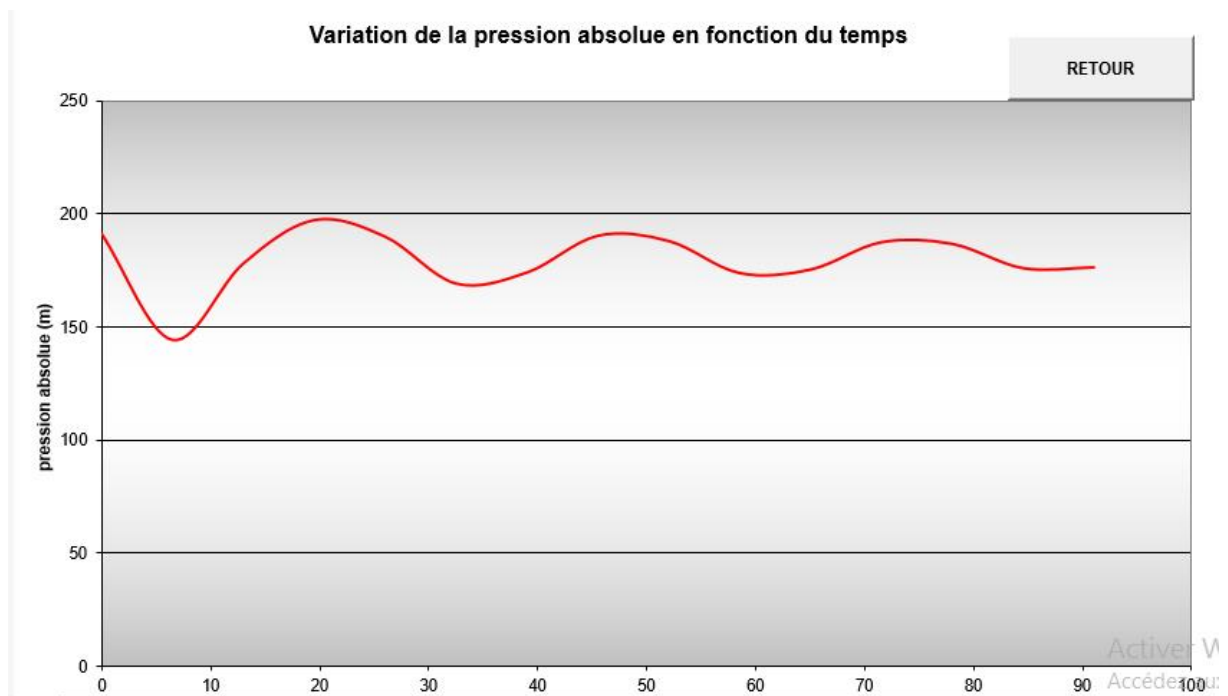


Figure (5.5) - Oscillogramme de dépression et de la surpression dans la conduite R. TAOURIRT SR6 – R. AZROU SR7

On constate dans la **figure (5.5)** une dépression suivi d'une surpression, qui diminue avec le temps. On observe un amortissement de l'oscillation au temps 90s.

Le volume du réservoir d'air est :

$$V_t = 1.2 \times U_{\max}$$

$$V_t = 1.2 \times 0.46 \Rightarrow V_t = \mathbf{0.552 \text{ m}^3}$$

Et on prendra un volume normalisé de **Vn = 600 l**

Conclusion

D'après l'étude effectuée dans ce chapitre, on a opté de protéger nos conduites qui ne résiste pas aux surpressions avec des réservoirs d'air. Après les calculs on trouve comme suit :

Vn = 500 l pour le tronçon R. TIGUEMOUNINE SR5 – R. TAOURIRT SR6.

Vn = 600 l pour le tronçon R. TAOURIRT SR6 – R. AZROU SR7.

Distribution

Introduction

L'eau stockée dans le réservoir doit être distribuée à l'aide d'une conduite qui se prolonge à travers l'agglomération en formant une conduite maîtresse, et sur laquelle sont branchées des conduites de diamètres moindres dites secondaires. Toutefois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit de pointe avec une pression au sol compatible afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs.

1. Classification des réseaux de distribution

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit : [6]

- Réseau ramifié

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture; un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval.

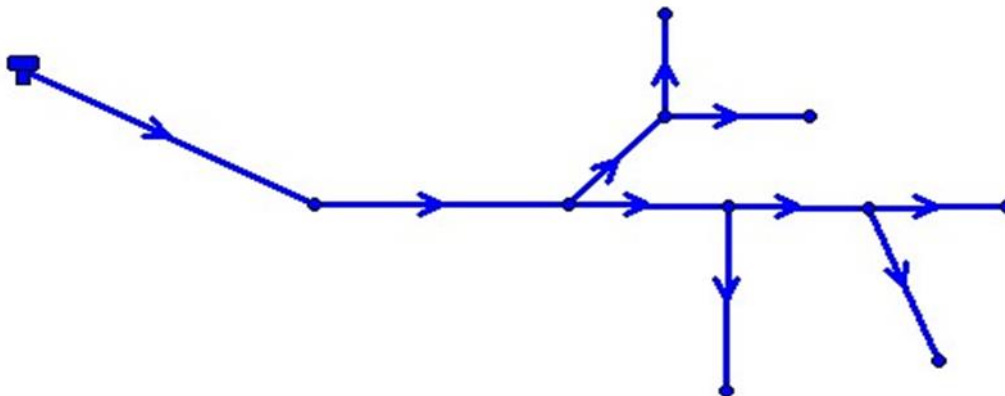


Figure (6.1) -schéma du réseau ramifié

- Réseau maillé

Il permet, au contraire, une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accédant et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est plus coûteux d'établissement, mais en raison de la sécurité qu'il procure il doit être toujours préféré au réseau ramifié. Il est utilisé généralement dans les zones urbanisées.

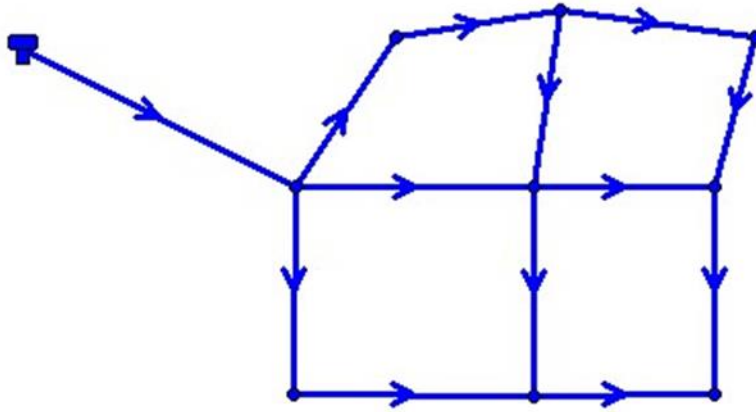


Figure (6.2) -schéma du réseau maillé

- Réseau étagé

Conseillé dans le cas d'agglomérations présentant des différences de niveaux importantes. Il évite les problèmes énormes posés par les fortes pressions pour assurer une pression de service acceptable par contre la maintenance des équipements de sectionnement est fréquente.

- Réseau combiné

Un réseau est dit combiné (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville, il est utilisé aussi pour des agglomérations qui présentent des endroits plats et d'autres accidentés.

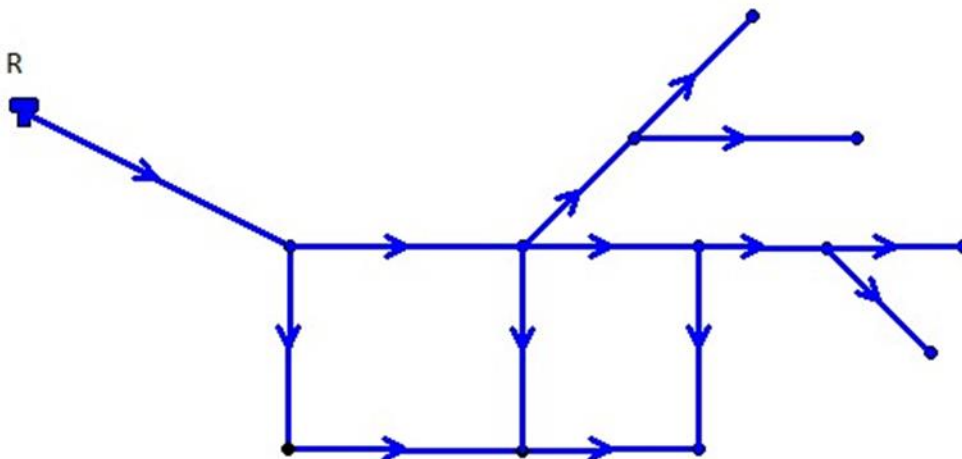


Figure (6.3) - Schéma de réseau mixte

2. Equipement du réseau de distribution

2.1 - Appareils et accessoires du réseau

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont résumés ci-après:

2.1.1 - Les canalisations

- Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
- Conduites secondaires assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.

2.1.2 - Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau et ils permettent ainsi de régler le débit.

2.1.3 - Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

2.1.4 - Clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu. On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

2.1.5 – Ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

2.1.6 - Régulateurs de pression

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

2.1.7 - Robinets de vidange (décharge)

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

2.2 - Pièces spéciales de raccord

Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet ;

2.2.1- les Tés : On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.

2.2.2-Les coudes : Utilisés en cas de changement de direction.

2.2.3 -les cônes de réduction : Ce sont des organes de raccord entre différents diamètres.

3. Choix du type de matériaux

Dans notre étude nous avons opté pour les conduites en **PEHD** à cause des avantages déjà cités dans le chapitre d'adduction.

4. Choix du réseau à adopter

Avant d'établir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants :

- Minimiser le nombre de passages difficiles : traversées de route, de ravin, ...etc.
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devrait être creusée.
- Préférer les zones accessibles : le long des chemins existants par exemple.
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation : problèmes fonciers.

5. Description du réseau de distribution

On choisit de faire la distribution pour une zone rurale (village de BOUNAIME) avec un débit maximum journalier de **474.33 m³/j**, cette distribution se fait par le réservoir **AZROU SR7** dont la cote radier est **966m** avec une capacité de **250 m³**. L'ossature du réseau sera ramifié d'un linéaire de **4985.371m**

Le tracé du réseau sur AUTOCAD est illustré dans la figure (6.4) ci-après :

Figure (6.4) - Le tracé du réseau de distribution du village BOUNAIME avec AUTOCAD



6- Calcul hydraulique du réseau de distribution

6.1- Débit de pointe

La plus grande consommation est enregistrée durant la journée, d'autre part, c'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution, il est donné par la relation suivante :

$$Q_p = Q_{\max,j} \times P \quad (6.1)$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe (l/s)
- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m³/j)
- P : pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe.

Le nombre d'habitants du réseau distribution est estimé à **3003** habitants.

$$k_{\max,h} = \beta_{\max} \times \alpha_{\max} \quad (6.2)$$

$$\beta_{\max} = 1.964 \text{ et } \alpha_{\max} = 1.3$$

À partir de la table des régimes de consommation (**annexe 1**), l'heure de pointe est de **16h** à **17h** avec un pourcentage de **10.4 %** de la consommation journalière.

$$Q_p = 474.33 \times 0.104 = \mathbf{13.703 \text{ l/s.}}$$

6.2- Débit spécifique

C'est la quantité d'eau consommée par un mètre linéaire des conduites pendant une seconde, il est donné par la relation suivante :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (6.3)$$

Avec :

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

6.3- Débit de route

Le débit de route est le débit d'eau consommé le long des conduites, il est supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_s \cdot L_i \quad (6.4)$$

Avec :

Q_s : débit spécifique.

L_i : longueur du tronçon.

6.4- Le débit au nœud

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_{cb} \quad (6.4)$$

Avec :

- Q_n : débit au nœud (l/s).

- $\sum Q_r$: somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s).

- $\sum Q_c$: somme des débits localisé au nœud considéré (l/s).

7- Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds

Les différents résultats des débits sont récapitulés dans **la table (6.1)** suivante :

Table (6.1) - Débits aux nœuds du village de BOUNAIME le cas de pointe

Nœuds	Cotes (m)	Tronçons	L (m)	Q_s (l/s)	Q_r (l/s m)	Q_n (l/s)
1	929.41	1-R	409.734	0.00275	1.127	1.18
		1-2	43.21	0.00275	0.119	
		1-3	364.11	0.00275	1.001	
		1-14	41.3	0.00275	0.113	
2	932.4	2-1	43.21	0.00275	0.119	0.059
3	911.265	3-1	364.11	0.00275	1.001	0.889
		3-4	154.08	0.00275	0.424	
		3-7	127.99	0.00275	0.352	
4	941.86	4-3	154.08	0.00275	0.424	0.363
		4-5	50.317	0.00275	0.138	
		4-6	59.59	0.00275	0.164	
5	937.516	5-4	50.317	0.00275	0.138	0.069
6	941.882	6-4	59.59	0.00275	0.164	0.082
7	907.956	7-3	127.99	0.00275	0.352	0.455
		7-8	41.92	0.00275	0.115	
		7-11	161.18	0.00275	0.443	
8	908.128	8-7	41.92	0.00275	0.115	0.199
		8-9	30.25	0.00275	0.083	
		8-10	73.15	0.00275	0.201	
9	907.769	9-8	30.25	0.00275	0.083	0.042

10	922.914	10-8	73.15	0.00275	0.201	0.101
11	896.051	11-7	161.18	0.00275	0.443	0.395
		11-12	13.62	0.00275	0.037	
		11-13	113.13	0.00275	0.311	
12	897	12-11	13.62	0.00275	0.037	0.018
13	890.964	13-11	113.13	0.00275	0.311	0.155
14	920.329	14-1	41.3	0.00275	0.114	0.121
		14-15	47.1	0.00275	0.129	
		14-16	121.31	0.00275	0.334	
15	917	15-14	47.1	0.00275	0.129	0.064
16	897.366	16-14	121.31	0.00275	0.334	0.347
		16-17	70.35	0.00275	0.193	
		16-18	61.14	0.00275	0.168	
17	903	17-16	70.35	0.00275	0.193	0.096
18	885.56	18-16	61.14	0.00275	0.168	0.495
		18-19	21.86	0.00275	0.060	
		18-20	276.56	0.00275	0.761	
19	887	19-18	21.86	0.00275	0.060	0.03
20	862.7	20-18	276.56	0.00275	0.761	0.639
		20-21	167.13	0.00275	0.459	
		20-22	21.77	0.00275	0.059	
21	871.19	21-20	167.13	0.00275	0.459	0.229
22	860	22-20	21.77	0.00275	0.059	0.122
		22-23	16.9	0.00275	0.046	
		22-24	33.77	0.00275	0.093	
23	862	23-22	16.9	0.00275	0.046	0.023
24	855.589	24-22	33.77	0.00275	0.093	0.371
		24-25	127.06	0.00275	0.349	
		24-32	81.96	0.00275	0.225	
		24-39	27.37	0.00275	0.075	
25	859.537	25-24	127.06	0.00275	0.349	0.254
		25-26	47.35	0.00275	0.130	
		25-27	10.72	0.00275	0.029	
26	852.461	26-25	47.35	0.00275	0.130	0.065
27	859.569	27-25	10.72	0.00275	0.029	0.229
		27-28	71.58	0.00275	0.197	
		27-29	84.95	0.00275	0.233	
28	852	28-27	71.58	0.00275	0.197	0.098
29	858.518	29-27	84.95	0.00275	0.233	0.234
		29-30	54.54	0.00275	0.150	
		29-31	30.86	0.00275	0.085	
30	848.227	30-29	54.54	0.00275	0.150	0.075
31	857.699	31-29	30.86	0.00275	0.085	0.042
32	851.292	32-24	81.96	0.00275	0.225	0.209
		32-33	37.27	0.00275	0.102	
		32-34	33.16	0.00275	0.091	
33	855	33-32	37.27	0.00275	0.102	0.051
34	848.354	34-32	33.16	0.00275	0.091	0.286

		34-35	59.78	0.00275	0.164	
		34-36	115.39	0.00275	0.317	
35	851.165	35-34	59.79	0.00275	0.164	0.082
36	835.5	36-34	115.39	0.00275	0.317	0.346
		36-37	74.97	0.00275	0.206	
		36-38	61.56	0.00275	0.169	
37	831.74	37-36	74.97	0.00275	0.206	0.103
38	839	38-36	61.56	0.00275	0.169	0.084
39	851.521	39-24	27.37	0.00275	0.075	0.079
		39-40	30.32	0.00275	0.083	
40	848.66	40-39	30.32	0.00275	0.083	0.149
		40-41	55.34	0.00275	0.152	
		40-42	23.07	0.00275	0.063	
41	845	41-40	55.34	0.00275	0.152	0.076
42	846	42-40	23.07	0.00275	0.063	0.082
		42-43	6.69	0.00275	0.018	
		42-44	30.18	0.00275	0.083	
43	846.368	43-42	6.69	0.00275	0.018	0.009
44	844.54	44-42	30.18	0.00275	0.083	0.106
		44-45	27.78	0.00275	0.076	
		44-46	19.15	0.00275	0.053	
45	846	45-44	27.78	0.00275	0.076	0.038
46	844.066	46-44	19.15	0.00275	0.053	0.162
		46-47	76.87	0.00275	0.211	
		46-48	22.16	0.00275	0.061	
47	845	47-46	76.86	0.00275	0.211	0.105
48	843.109	48-46	22.16	0.00275	0.061	0.265
		48-49	23.44	0.00275	0.064	
		48-50	147.52	0.00275	0.406	
49	846.963	49-48	23.44	0.00275	0.064	0.032
50	833.903	50-48	147.52	0.00275	0.406	0.353
		50-51	20.06	0.00275	0.057	
		50-52	71.38	0.00275	0.196	
		50-53	17	0.00275	0.047	
51	839.112	51-50	20.6	0.00275	0.057	0.028
52	828.052	52-50	71.38	0.00275	0.196	0.098
53	832	53-50	17	0.00275	0.047	0.133
		53-54	63.12	0.00275	0.174	
		53-55	16.48	0.00275	0.045	
54	832.02	54-53	63.12	0.00275	0.174	0.087
55	828.192	55-53	16.480	0.00275	0.045	0.219
		55-56	83.8	0.00275	0.23	
		55-57	59.73	0.00275	0.164	
56	829	56-55	83.8	0.00275	0.23	0.115
57	814.427	57-55	59.73	0.00275	0.164	0.279
		57-58	50.67	0.00275	0.139	
		57-65	92.63	0.00275	0.255	
58	811	58-57	50.67	0.00275	0.139	0.245

		58-59	31.95	0.00275	0.088	
		58-60	95.20	0.00275	0.262	
59	809	59-58	31.95	0.00275	0.088	0.044
60	810	60-58	95.2	0.00275	0.262	0.318
		60-61	39.6	0.00275	0.109	
		60-62	96.39	0.00275	0.265	
61	805.77	61-60	39.6	0.00275	0.109	0.054
62	821.863	62-60	96.39	0.00275	0.265	0.219
		62-63	22.38	0.00275	0.062	
		62-64	40.83	0.00275	0.112	
63	823.465	63-62	22.38	0.00275	0.615	0.030
64	824.965	64-62	40.83	0.00275	0.112	0.056
65	799.87	65-57	92.63	0.00275	0.255	0.514
		65-66	112.42	0.00275	0.309	
		65-67	168.67	0.00275	0.464	
66	800	66-65	112.42	0.00275	0.309	0.154
67	793	67-65	168.67	0.00275	0.464	0.232

8- Modélisation du réseau par logiciel EPANET

EPANET est un logiciel servant à l'analyse de systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression "conduites". [7]

8.1- Les étapes d'utilisation d'EPANET Les étapes de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un réseau de distribution d'eau sont les suivantes [7] :

- Dessiner un réseau
- Saisir les propriétés des éléments du réseau
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation
- Lancer la simulation
- Visualiser les résultats d'une simulation.

8.2- Modélisation du réseau

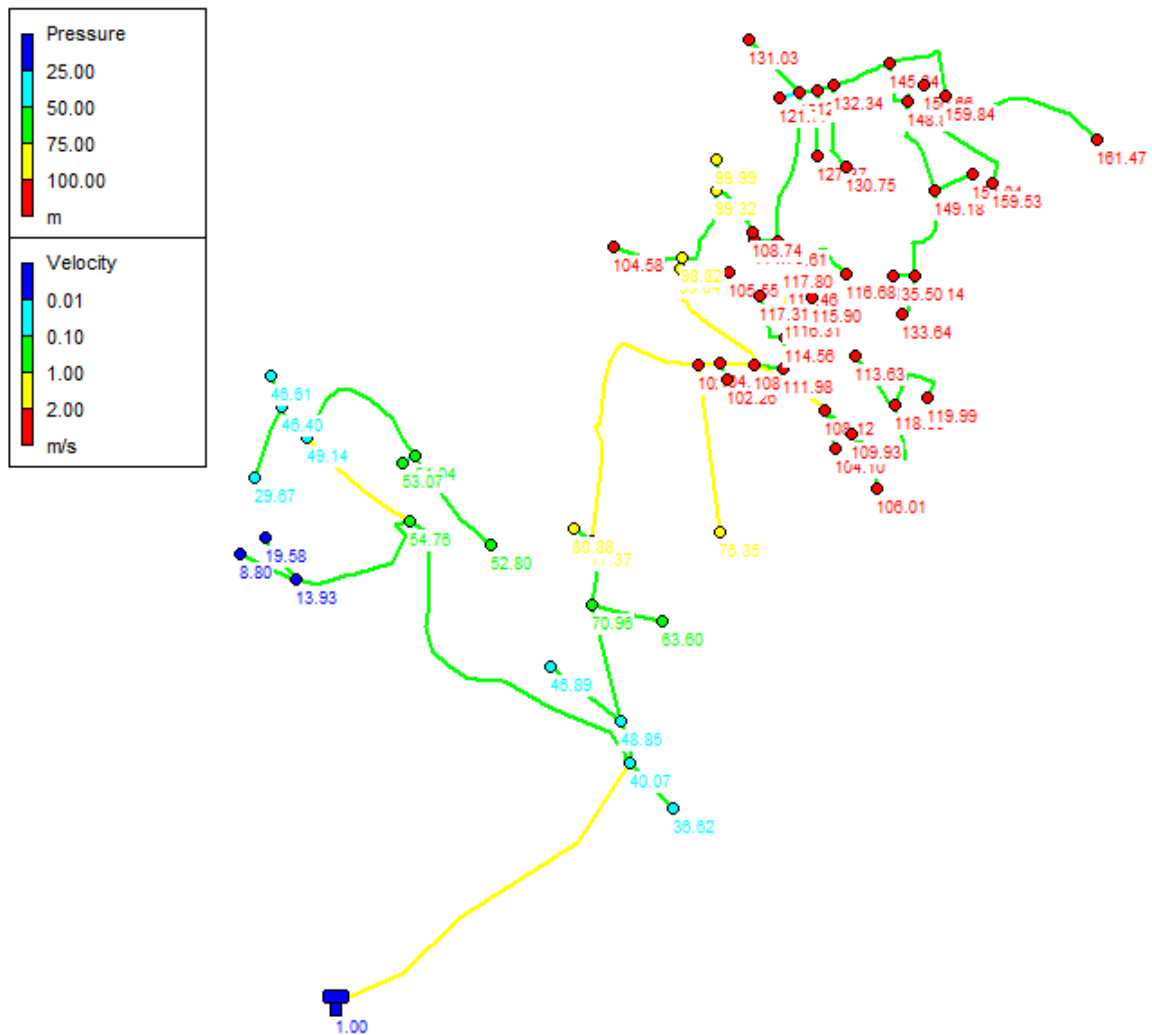
EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs relié à des nœuds. Les arcs représentent des conduites, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande et des réservoirs. [7]

9- Résultats après la simulation par le logiciel EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que les longueurs et les diamètres des conduites. La simulation a été lancée dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle [0.5m/s-1.5m/s] pour chaque conduite et une pression de [10m - 60m] pour chaque nœud.

Le schéma du réseau après simulation sans les régulateurs de pression et représenté dans la figure (6.5)

Figure (6.5) - schéma du réseau après simulation sans les régulateurs de pression



Les résultats de simulation des nœuds sans les régulateurs de pression sont représentés dans la table (6.2) suivante :

Table (6.2) – Etat des nœuds du réseau

Les nœuds	Altitudes (m)	Demandes (l/s)	Pression (m)
1	929.41	1.18	40.07
2	932.4	0.06	36.62
3	911.265	0.89	54.76
4	941.86	0.363	13.93
5	937.516	0.07	19.58
6	941.882	0.07	8.80
7	907.956	0.44	49.14
8	908.128	0.2	46.40
9	907.769	0.04	46.61
10	922.914	0.1	29.67

11	896.051	0.4	54.04
12	897	0.02	53.07
13	890.964	0.16	52.80
14	920.329	0.12	48.85
15	917	0.06	46.89
16	897.366	0.35	70.96
17	903	0.1	63.60
18	885.56	0.5	77.37
19	887	0.03	80.88
20	862.7	0.64	102.28
21	817.19	0.23	75.35
22	860	0.12	104.49
23	862	0.02	102.26
24	855.589	0.37	108.17
25	859.573	0.25	99.04
26	852.461	0.07	105.55
27	859.569	0.23	98.82
28	852	0.1	104.58
29	858.518	0.23	99.32
30	848.227	0.08	108.74
31	857.699	0.04	99.99
32	851.292	0.21	108.12
33	855	0.05	104.10
34	848.354	0.29	109.93
35	851.165	0.08	106.01
36	835.5	0.35	118.30
37	831.74	0.1	119.99
38	839	0.08	113.63
39	851.521	0.08	111.98
40	848.66	0.15	114.56
41	845	0.08	117.31
42	846	0.08	116.68
43	846.368	0.01	116.31
44	844.54	0.11	117.46
45	846	0.04	115.90
46	844.066	0.16	117.80
47	845	0.1	116.68
48	843.109	0.27	118.61
49	846.963	0.03	114.70
50	833.903	0.35	126.99
51	839.112	0.03	121.77
52	828.052	0.1	131.03
53	832	0.13	128.70
54	832.02	0.09	127.37
55	828.192	0.22	132.34
56	829	0.12	130.75
57	814.427	0.28	145.64
58	811	0.24	148.84

59	809	0.04	150.66
60	810	0.32	149.18
61	805.77	0.05	153.04
62	821.863	0.22	137.14
63	823.465	0.03	135.50
64	824.965	0.06	133.64
65	799.87	0.51	159.84
66	800	0.15	159.53
67	793	0.23	161.47
R1	966	-13.703	1

Remarque :

On observe dans la majorité des nœuds des pressions supérieures à 60m à cause de leurs faibles altitudes, ce qui peut causer des désordres (fuites), et des désagréments (des bruits). Pour cela on doit faire appel à des régulateurs de pression aval.

Le principe de fonctionnement d'un régulateur de pression est le suivant :

- Si la pression aval dépasse la norme, le pilote se ferme et fait fermer la vanne de base. Au contraire, si la pression aval diminue, le pilote tend à s'ouvrir et à faire ouvrir l'appareil.

Le diamètre des appareils de régulation doit être déterminé en fonction des conditions de débit et de pression aux bornes de l'appareil.

Les résultats de la simulation avec les régulateurs de pression sont représentés dans **les figures (6.6) et (6.7) et tables (6.3) et (6.4)** suivantes :

Table (6.3) – Etat des conduites du réseau

Les conduites	Longueurs (m)	Diamètres (mm)	Demandes (l/s)	Vitesses (m/s)
1	409.734	110.2	12.61	1.32
2	43.209	16	0.06	0.29
3	364.106	63.8	2.39	0.75
4	154.1	57	0.15	0.20
5	50.32	16	0.07	0.34
6	59.59	16	0.08	0.41
7	128	34	1.36	1.49
8	41.92	21	0.34	0.99
9	30.25	16	0.04	0.21
10	73.15	16	0.1	0.5
11	161.2	27.2	0.57	0.98
12	13.62	16	0.02	0.09
13	113.1	16	0.16	0.77
14	41.29	110.2	8.98	0.94
15	47.1	16	0.06	0.32
16	121.21	110.2	8.79	0.92
17	70.35	16	0.1	0.48
18	61.14	110.2	8.35	0.88
19	21.86	16	0.03	0.15
20	276.7	96.8	7.82	1.06
21	167.13	21	0.23	0.66
22	21.77	79.2	6.95	1.41
23	16.9	16	0.02	0.11
24	33.77	79.2	6.81	1.38
25	127.1	34	1	1.1
26	47.35	16	0.07	0.32
27	10.72	34	0.68	0.75
28	71.57	16	0.1	0.49
29	84.95	27.2	0.35	0.6
30	54.54	16	0.08	0.37
31	30.86	16	0.04	0.21
32	81.96	34	1.16	1.28
33	37.27	16	0.05	0.25
34	33.16	34	0.9	0.99
35	59.78	16	0.08	0.41
36	115.4	27.2	0.53	0.92
37	74.91	16	0.1	0.51
38	60	16	0.08	0.42
39	27.37	79.2	4.28	0.87
40	30.32	79.2	4.2	0.85
41	55.34	16	0.08	0.38
42	23.07	63.8	3.98	1.24
43	6.688	16	0.01	0.04
44	30.18	63.8	3.89	1.22
45	27.78	16	0.04	0.19

46	19.14	79.2	3.74	0.76
47	76.86	16	0.1	0.52
48	22.16	79.2	3.47	0.71
49	23.44	16	0.03	0.16
50	27.78	16	0.04	0.19
51	20.6	16	0.03	0.14
52	71.38	16	0.1	0.49
53	16.99	63.8	2.7	0.84
54	63.12	16	0.09	0.43
55	16.48	63.8	2.48	0.78
56	83.8	16	0.12	0.57
57	59.73	63.8	2.14	0.67
58	50.67	42.6	0.97	0.68
59	31.95	16	0.04	0.22
60	95.2	34	0.68	0.75
61	39.6	16	0.05	0.27
62	96.39	27.2	0.31	0.52
63	22.38	16	0.03	0.15
64	40.83	16	0.06	0.28
65	92.63	42.6	0.9	0.63
66	112.4	16	0.15	0.77
67	168.7	21	0.23	0.67
Réducteur 1	0	110.2	12.61	1.32
Réducteur 2	0	110.2	8.98	0.94
Réducteur 3	0	110.2	8.35	0.88
Réducteur 4	0	79.2	3.48	0.71

Table (6.4) – Etat des nœuds du réseau avec régulateurs de pression

Les nœuds	Altitudes (m)	Demandes (l/s)	Pressions (m)
1	929.41	1.18	27.77
2	932.4	0.06	24.32
3	911.265	0.89	41.45
4	941.86	0.363	10.69
5	937.516	0.07	14.33
6	941	0.07	10.43
7	907.956	0.44	41.72
8	908.128	0.2	38.99
9	907.769	0.04	39.19
10	922.914	0.1	22.25
11	896.051	0.4	46.62
12	897	0.02	45.65
13	890.964	0.16	45.38
14	920.329	0.12	10.55
15	917	0.06	10.3
16	897.366	0.35	28.66

17	903	0.1	21.3
18	885.56	0.5	10.07
19	887	0.03	10.59
20	862.7	0.64	29.98
21	817.19	0.23	16.42
22	860	0.12	32.19
23	862	0.02	30.17
24	855.589	0.37	34.87
25	859.573	0.25	26.74
26	852.461	0.07	33.26
27	859.569	0.23	26.52
28	852	0.1	32.28
29	858.518	0.23	25.99
30	848.227	0.08	35.4
31	857.699	0.04	26.65
32	851.292	0.21	35.82
33	855	0.05	31.8
34	848.354	0.29	37.64
35	851.165	0.08	33.71
36	835.5	0.35	46
37	831.74	0.1	47.69
38	839	0.08	41.33
39	851.521	0.08	39.68
40	848.66	0.15	42.26
41	845	0.08	45.01
42	846	0.08	44.38
43	846.368	0.01	44.01
44	844.54	0.11	45.16
45	846	0.04	43.6
46	844.066	0.16	45.5
47	845	0.1	42.37
48	843.109	0.27	16.31
49	846.963	0.03	12.4
50	833.903	0.35	24.69
51	839.112	0.03	19.45
52	828.052	0.1	28.73
53	832	0.13	26.4
54	832.02	0.09	25.07
55	828.192	0.22	30.04
56	829	0.12	26.43
57	814.427	0.28	43.34
58	811	0.24	46.1
59	809	0.04	47.92
60	810	0.32	45.16
61	805.77	0.05	49.02
62	821.863	0.22	31.86
63	823.465	0.03	30.23
64	824.965	0.06	28.38

65	799.87	0.51	56.83
66	800	0.15	50.48
67	793	0.23	58.46
68	920.329	0	36.55
69	890.329	0	35.07
70	843.109	0	46.31
71	929.41	0	39.77
R1	966	-13.7	1

Remarque :

D'après **la table (6.3)** on peut remarquer qu'il y a des vitesses inférieures à 0.5 m/s ; ceci est dû à la faible consommation au niveau de ces tronçons et à la faible différence de niveau.

Remarque :

D'après **la table (6.4)** on peut remarquer des pressions diminuées jusqu'à moins de 60 m.

Conclusion

Dans ce dernier chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution du village BOUNAIME de type ramifié, ainsi on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les pressions aux nœuds et les vitesses au niveau des conduites à l'aide du logiciel EPANET.

Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN10) pour des diamètres intérieurs compris entre [16 mm – 110.2mm].

Dans ce mémoire de fin d'études, nous avons englobé la majorité des points structurant l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable des deux villages « TAOURIRT et BOUNAIME » de la commune BENI DJELLIL, BEJAIA.

Nous signalons que durant cette étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique et économique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

On constate que, d'ici l'horizon de (2051) la population de la zone d'étude évoluera jusqu'à atteindre **3003** habitants, ce qui exigera une consommation en eau potable de **844.948 m³/j**.

Le dimensionnement des réservoirs fait ressortir une capacité nécessaire qui est de **500m³** pour le réservoir TIGUEMOURINE SR5 implanté à une côte de **611m** qui assure l'adduction par refoulement vers le réservoir TAOURIRT SR6 d'une capacité de **350m³** se situant à une côte de **799m** assurent ainsi la distribution vers le village TAOURIRT et l'adduction par refoulement vers le réservoir AZROU SR7 qui est d'une capacité de **250m³** et qui assure la distribution vers le village BOUNAIME, ce dernier étant à une côte de **966m**.

Concernant le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement, nous avons choisi le diamètre le plus économique (**200 mm**) pour les deux tronçons, avec des vitesses acceptables de **1.613m/s** pour le Tronçon R. TIGUEMOUNINE (SR5) – R. TAOURIRT (SR6) et **1.1424m/s** pour le Tronçon R. TAOURIRT (SR6) – R. AZROU (SR7).

Dans le but de choisir les pompes adéquates, nous avons utilisé le catalogue numérique des pompes **CAPRARI**. Le choix est porté sur deux pompes multicellulaires à axe horizontal l'une de type (**PM100 / 3B**), l'autre de type (**PM 125 / 8C**).

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite, nous avons constaté que dans les tronçons (SR5-SR6) et (SR6-SR7) il y a une surpression. Afin de protéger ces tronçons contre ce phénomène, nous avons proposé d'installer deux réservoirs d'air ayant un volume normalisé de **400 l** pour le tronçon R. TIGUEMOUNINE SR5 – R. TAOURIRT SR6 et de **500 l** pour le tronçon R. TAOURIRT SR6 – R. AZROU SR7.

Le réseau de distribution choisi est de type ramifié, il est dimensionné d'une façon assurant des pressions et des vitesses acceptables, avec la fourchette de diamètre variant entre (16 et 110) mm et à l'aide du logiciel EPANET, nous avons simulé le réseau de distribution.

Enfin, cette étude nous permet de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et nous espérons que ce modeste travail servira pour les étudiants comme référence.

- [1] [http://fr.wikipedia.org/wiki/BENI DJELLIL](http://fr.wikipedia.org/wiki/BENI_DJELLIL).
- [2] Données recueillies auprès des services d'APC de BENI DJELLILE et subdivisions d'hydraulique de la commune de OUED AMIZOUR.
- [3] Données recueillies auprès du Bureau des études Techniques de Monsieur LASSAMI BOUALAME.
- [4] Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université de Bejaia, 2015. « Conception et dimensionnement d'un réseau d'Alimentation en Eau Potable et d'un réseau d'Assainissement des Eaux Usées de la région d'Ali MESBAH Commune d'El Harrouch (W. SKIKDA) » de Mr. BENREDOUANE Nassim et Mr. BENZAID Yasser
- [5] Dupont, A. : « Hydraulique Urbaine » Tome II Ouvrage de transport-Élévation et distribution des eaux, Et Adduction des eaux, Moyens de protection des installation P260 Edition Eyrolles, 1979.
- [6] Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université de Bejaia, 2019 « ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE KHERRATA À PARTIR DU BARRAGE D'IGHIL EMDA, WILYAYA DE BEJAIA » de Melle ABBAS Meriem et Melle BAKOUCHE Hayette.
- [7] Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université de Bejaia, 2015 « conception et dimensionnement des réseaux d'eau potable et d'eau usée du village TAKRIETZ (w) BEJAIA » de Melle LOUNES Lamia et Melle MAOUCHE Naoual
- [8] Cours d'hydraulique 3 Année L3 de Mr.BERREKSI Ali sur le lien ([elearning.univ bejaia.dz](http://elearning.univ-bejaia.dz))
- [9] Programme Excel de Mr AMARA LYES pour le calcul du volume du réservoir d'air

Annexe (I) - Régime de consommation des agglomérations

Heures	Débit des agglomérations selon la valeur du coefficient de variation du débit horaire											
	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0-1	3.50	3.25	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1-2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2-3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3-4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4-5	3.40	3.52	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5-6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6-7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7-8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.20	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8-9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9-10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10-11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11-12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12-13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13-14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14-15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15-16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16-17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.40	10.40
17-18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18-19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.95	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19-20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20-21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21-22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22-23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23-24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
TOTALE	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

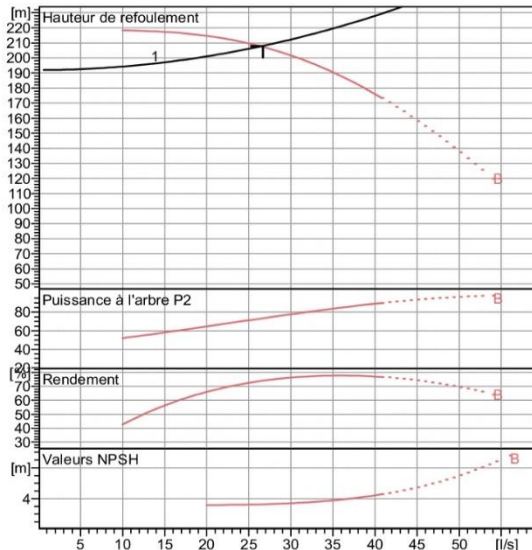
Annexe (2) - caractéristiques de la pompe 1 (TIGUEMOUNINE SR5 – TAOURIT SR6)



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 100/ 3 B	
Caractéristiques requises	
Débit	26,7 l/s
Hauteur de refoulement	208 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	26,4 l/s
Hauteur de refoulement	208 m
Puissance absorbée	73,2 kW
Rendement	73,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	219 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	90 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	862 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

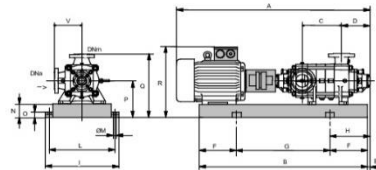


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
15,6	217	58,9	57,7	3,11

Dimensions mm

- A = 2115
- B = 1541
- C = 245
- D = 293
- DNa = 125
- DNm = 100
- E = 200
- F = 250
- G = 1041
- H = 450
- I = 670
- L = 620
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 690
- R = 860
- V = 270



Notes:

Date 29.05.2021	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

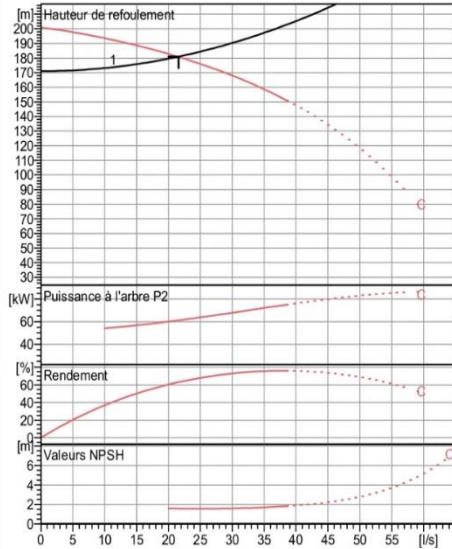
Annexe (3) - caractéristiques de la pompe 2 (TAOURIRT SR6 – AZROU SR7)



COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 125/ 8 C	
Caractéristiques requises	
Débit	21,6 l/s
Hauteur de refoulement	181 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	21,6 l/s
Hauteur de refoulement	181 m
Puissance absorbée	61,2 kW
Rendement	63,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	201 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 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	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	1280 kg

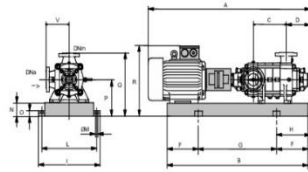
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

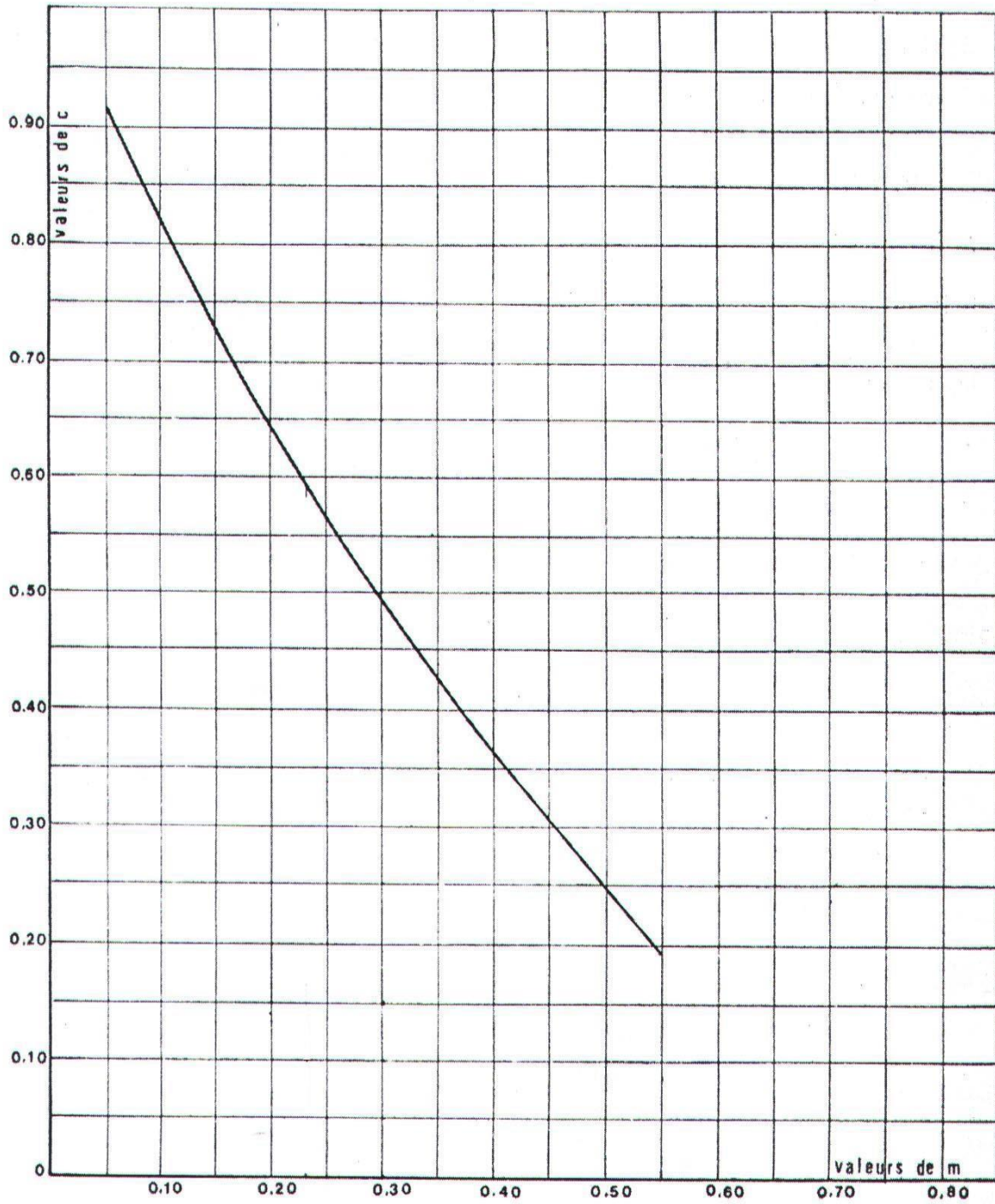
- A = 2562
- B = 2176
- C = 845
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 244
- F = 350
- G = 1476
- H = 594
- I = 720
- L = 670
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 740
- R = 836
- V = 320



Notes:			
Date 29.05.2021	Page 1	Offre n°	Pos.N°

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

Annexe (4) - Coefficient de perte de charge « C1 » et « C2 » dans une tuyère



Annex (5) – conduite en PEHD d’une pression nominale de 20 Bar

Diametre (mm)	PN (bar)	Epaisseur (mm)	Prix (DA/ml)
Ø110	20	12,3	1 020,25
Ø125	20	14	1 311,75
Ø160	20	17,9	2 133,25
Ø200	20	22,4	3 339,00
Ø250	20	27,9	5 194,00
Ø315	20	35,2	8 254,75
Ø400	20	44,7	13 303,00
Ø500	20	55,8	20 749,50
Ø630	20	70,3	/
Ø710	20	79,3	/
Ø800	20	89,3	/

Annex (6) – conduite en PEHD d’une pression nominale de 25 Bar

Diametre (mm)	PN (bar)	Epaisseur (mm)	Prix (DA/ml)
Ø110	25	15,1	203,10
Ø125	25	17,1	550,25
Ø160	25	21,9	533,40
Ø200	25	27,4	959,10
Ø250	25	34,2	177,15
Ø315	25	43,1	805,00
Ø400	25	54,7	788,70

ملخص

خلال مذكرة التخرج هذه قمنا بمعالجة نظام التزويد بالماء الشروب لبلدية بني جليل, ولاية بجاية وذلك انطلاقا من سد تيشي حاف.

وقد تمت الدراسة على ست مراحل أساسية: استعراض الموقع وتقدير الاحتياجات، حساب قنوات الإيراد وصهاريج التخزين، الإمداد بالمياه، حساب شبكة التوزيع، اختيار المضخات، وأخيرا حماية القنوات من ضربة الحمل .

الكلمات المفتاحية : ضخ، ضربة الحمل، إمداد, مضخة، التوزيع

Résumé

Dans le présent projet nous avons effectué une étude sur le réseau d'alimentation en eau potable des deux villages « BOUNAIME et TAOURIRT » de la commune de BENI DJELLIL, wilaya de Bejaia. A partir de barrage de TICHY HAFTE.

L'étude a été menée sur six étapes principales : la présentation du site et l'estimation des besoins, le dimensionnement des réservoirs de stockage, l'adduction, le choix des pompes, protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier et le dimensionnement du réseau de distribution.

Les mots clés : pompage, coup de bélier, adduction, pompe, distribution.

Summary

In this memory of end of study, we discussed the General design of a system of drinking water supply to two villages « BOUNAIME et TAOURIRT » from town of BENI DJELLIL city of BEJAIA. From the water dam of TICHY HAFTE

The study was conducted on six main steps: the presentation of the site and the estimation of needs, sizing of storage tanks, the water supply, the choice of pumps, protection of pipes against the phenomenon of water hammer and dimensioning of the distribution network.

Key words : pumping, water hammer, adduction, pump, distribution.