

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Hydraulique



Mémoire de fin de cycle
En vue de l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique

Option : HYDRAULIQUE URBAINE

Thème

Renforcement de l'AEP de la commune Fenaia Il-Maten à partir du barrage de Tichi-haf, Wilaya de Bejaia

Réalisé et présenté par :

M^r AISSANI Mounir

M^r ZOUAGUI Hicham

Encadré par :

M^r BERREKSI, A.

M^r HAMMOUCHE, A.

Soutenu devant le jury composé de :

Président : M^r HAMDI, L.

Examineur (s) : M^{me} BOUDJELAL, S.

Promotion : 2013-2014

Remerciements

Nous remercions Dieu le tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour mener ce travail à terme.

Notre reconnaissance s'adresse particulièrement à notre promoteur Mr BERREKSI A. Et notre Co-promoteur Mr HAMMOUCHE A. Pour leurs disponibilités, et leurs multiples conseils et instructions.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury, qui ont acceptés de juger ce travail, les enseignants du département d'Hydraulique qui ont donné de leur savoir et l'ensemble du personnel de la subdivision d'Hydraulique d'El kseur à savoir Mr RAMDANI, Mesdemoiselles MERZOUGUI Kahina et BELKEBLA Miassa.

Enfin, nous associons nos remerciements à ceux qui ont contribués à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire à :

*Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé dans mes études, que dieu leur apporte
santé, longue vie et prospérité ;*

Mes chers frères : Sofiane, Athmane et Ali ;

Tous mes amis (es) ;

Toutes ma famille et tous ceux que je connais.

AISSANI Mounir.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire à :

*Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé dans mes études, que dieu leur apporte
santé, longue vie et prospérité ;*

Mes chers frères : Nabil, Amri, Hakim, Nadjim (DjiDji), Saci et Ikhlef ;

Mes chères sœurs : Banina, Naima, Yamina, Nadjima, et Amel ;

Tous mes amis (es) ;

Toutes ma famille et tous ceux que je connais.

ZOUAGUI Hicham.

Liste des abréviations

A : Annuité.

a : La célérité de l'onde en m/s.

B : Valeur du coup de bélier en m.

D_r : Diamètre du réservoir en m.

D_{e1} : Diamètre économique par la formule de BONNIN.

D_{e2} : Diamètre économique par la formule de BRESS.

D : Diamètre de la conduite en mm.

d' : Diamètre de la veine contractée.

E : Energie consommé par la pompe en KWh.

e_u : Prix unitaire du KWh en DA.

e : Epaisseur de la conduite en mm.

F_{exp} : Frais d'exploitation en DA.

F_{am} : Frais d'amortissement en DA.

g : Accélération de la pesanteur en ms^2 .

H_l : Pertes de charges linéaires en m.

H_s : Pertes de charges singulières en m.

H_t : Perte de charge total en m.

Hmt : Hauteur total manométrique en m.

H_g : Hauteur géométrique en m.

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration en m.

H_r : Hauteur géométrique de refoulement en m.

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

H_{sur} : La surpression dans la conduite.

H_{dep} : L dépression dans la conduite.

H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite.

i : Taux d'annuité (8%).

J : Pertes de charges en m.

J_a : Pertes de charges à l'aspiration.

J_r : Pertes de charges au refoulement.

K : Coefficient de rugosité.

L : Longueur de la conduite en m.

m : Coefficient de rognage.

n : Nombre d'années, de l'année de base à l'horizon voulu.

N_i : Nombre de consommateurs.

N : Vitesse de rotation en tr/min.

$NPSH_d$: Charge nette minimal disponible à l'aspiration.

$NPSH_r$: Charge nette minimal requise.

P_a : Puissance absorbée de la pompe en KW.

P_u : Prix unitaire des conduites en DA/ml.

$P\%$: Résidu maximal dans le réservoir en %.

P_f : Population à l'horizon voulu.

P_0 : Population de base.

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

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

$Q_{min j}$: Consommation minimal (La moins chargé de l'année).

$Q_{max j}$: Consommation maximal (La plus chargé de l'année).

Q : Débit transitant dans la conduite en m^3/s .

Re : Nombre de Reynolds.

R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.

r : pourcentage du rognage.

T : Température en °C.

t : Nombre d'heure de pompage

T_1 : temps de pompage.

T_v : Pression de vapeur maximal que l'air peut supporter à une température donnée.

T_A : Taux d'accroissement moyen annuel de la population.

T_c : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge.

V_{\max} : Volume maximal de stockage pour la consommation en m^3 .

V_{sr} : Volume de la station de reprise en m^3 .

V_{tot} : Volume total du réservoir en m^3 .

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite en m/s.

U : Volume nouveau de l'air en m^3 .

U_0 : volume d'air initial en m^3 .

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

V_1 : vitesse dans la tuyère.

V_f : Vitesse final choisie.

λ : Coefficient de pertes de charges.

ν : Viscosité cinématique de l'eau.

η : Rendement de la pompe en %.

δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime normal.

Liste des figures

Figure (I-1) Situation de la zone d'étude.....	1
Figure (II.1) : Diagramme circulaire du recensement de la population 2008 (RGPH 2008)	9
Figure (II.2) : Diagramme en batons de l'évaluation de la population à l'horizon voulue.....	12
Figure (III.1) : Schéma générale d'un réservoir semi enterré.....	31
Figure (III.2) : Adduction en chute libre.....	32
Figure (III.2) : Adduction en chute libre.....	33
Figure (III.4) : Conduite de trop plein et vidange.....	33
Figure (III.5) : Système de by-pass.....	34
Figure (III.6) : Système à deux prises.....	34
Figure (III.7) : Système à siphon.....	35
Figure (IV.1) : Schéma d'adduction de la commune Fenaia Il-Maten.....	56
Figure (IV.2) : Vanne opercule.....	66
Figure (IV.3) : Vanne papillon.....	67
Figure (IV.4) : Ventouse automatique.....	67
Figure (V.1) : Constitution d'une turbopompe.....	83
Figure (V.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe.....	84
Figure (V.3) : Point de fonctionnement d'une pompe.....	85
Figure (V.4) : Courbe caractéristique de la pompe et de la conduite de la station.....	90
Figure (V.5) : Caractéristique de la pompe et de la conduite la station SR2.....	93
Figure (V.6) : Caractéristique de la pompe et de la conduite de la station de reprise SR3.....	95
Figure (V.7) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station de reprise SR4....	97
Figure (VI.1) : Réservoir d'air.....	101
Figure (VI.2) : Cheminée d'équilibre.....	102
Figure (VI.3) : Principe de construction de l'épure de BERGERON.....	105
Figure (VI.4) : Epure de BERGERON pour SR1-SR2.....	111

Figure (VI.5) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SR1-SR2.....	111
Figure (VI.6) : L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire.....	112
Figure (VI.7) : Epure de BERGERON pour SR2-SR3.....	115
Figure (VI.8) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SR2-SR3.....	115
Figure (VI.9) : L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire.....	116
Figure (VI.10) : Epure de BERGERON pour SR3-SR4.....	119
Figure (VI.11) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SR3-SR4.....	119
Figure (VI.12) : L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire.....	120
Figure (VI.13) : Epure de BERGERON pour SR4-R4.....	123
Figure (VI.14) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SR4-R4.....	123
Figure (VI.15) : L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire.....	124

Liste des tableaux

Tableau (II.1) : Répartition de la population.....	8
Tableau (II.2) : Evaluation du nombre d'habitant à l'horizon 2045.....	11
Tableau (II.3) : Norme de consommation domestique.....	13
Tableau (II.4) : Normes de consommation pour les différentes utilisations.....	14
Tableau (II.5) : Récapitulatif des équipements scolaires par villages.....	14
Tableau (II.6) : Récapitulatif des équipements sanitaires par villages.....	15
Tableau (II.7) : Récapitulatif des équipements administratifs par villages.....	15
Tableau (II.8) : récapitulatif des équipements socioculturels et sportifs.....	16
Tableau (II.9) : Répartition du cheptel par village.....	17
Tableau (II.10): Les besoins en eau domestique.....	19
Tableau (II.11) : Les besoins scolaire.....	19
Tableau (II.12) : Les besoins sanitaires.....	20
Tableau (II.13) : les besoins administratifs.....	20
Tableau (II.14) : Les besoins socioculturels et sportifs.....	21
Tableau (II.15) : Les besoins cheptels.....	22
Tableau (II.16) : Les différents besoins.....	24
Tableau (II.17) : La consommation moyenne journalière majoré.....	25
Tableau (II.18) : calcul de consommation $Q_{\min j}$, $Q_{\text{moy } j}$ et $Q_{\max j}$	27
Tableau (II.19) : Ressources-Besoins.....	27
Tableau (III.1) : Variation de la consommation journalière du réservoir VSA (R1).....	38
Tableau (III.2) : Variation de la consommation journalière d'Aghoumras (R2).....	41
Tableau (III.3) : Variation de la consommation journalière d'Elkelaa (R3).....	43
Tableau (III.4) : Variation de la consommation journalière du réservoir Elkelaa (R4).....	45
Tableau (III-5) : Variation de la consommation journalière de bouhvache (R5).....	47
Tableau (III.6) : Variation de la consommation journalière de Taourirt (SR1).....	49
Tableau (III.7) : Variation de la consommation journalière de takhlicht(SR3).....	50
Tableau (III.8) : Variation de la consommation journalière de Tighilt Messoude (SR4).....	52
Tableau (IV.1) : Prix de revient des conduites PN10.....	63
Tableau (IV.2) : Prix de revient des conduites PN16.....	64
Tableau (IV.3) : Prix de revient des conduites PN6.....	65

Tableau (IV.4) : Calcul de la H_{mt} du tronçon SR1- SR2.....	69
Tableau (IV.5) : Calcul des frais d'exploitations du tronçon SR1- SR2.....	69
Tableau (IV.6): Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR1- SR2.....	69
Tableau (IV.7) : Calcul du Bilan du tronçon SR1- SR2.....	70
Tableau (IV.8) : Calcul de la H_{mt} du tronçon SR2- SR3.....	71
Tableau (IV.9) : Calcul des frais d'exploitations du tronçon SR2- SR3.....	71
Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR2- SR3.....	71
Tableau (IV.11) : Calcul du Bilan du tronçon SR2- SR3.....	72
Tableau (IV.12) : Calcul de la H_{mt} du tronçon SR3- SR4.....	72
Tableau (IV.13) : Calcul des frais d'exploitations du tronçon SR3 - SR4.....	73
Tableau (IV.14) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR3- SR4.....	73
Tableau (IV.15) : Calcul du Bilan du tronçon SR3- SR4.....	73
Tableau (IV.16) : Calcul de la H_{mt} du tronçon SR4- R4.....	74
Tableau (IV.17) : Calcul des frais d'exploitations du tronçon SR4- R4.....	74
Tableau (IV.18) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR4- R4.....	75
Tableau (IV.19) : Calcul du Bilan du tronçon SR4- R4.....	75
Tableau (IV.20) : Calcul de la P.D.C.T du tronçon Pp - SR1.....	76
Tableau (IV.21) : Calcul de la P.D.C.T du tronçon SR1- R1.....	76
Tableau (IV.22) : Calcul de la P.D.C.T du tronçon SR4- SR5.....	77
Tableau (IV.23) : Calcul de la P.D.C.T du tronçon R3 - R4.....	78
Tableau (IV.24) : Calcul de la P.D.C.T du tronçon R4 - R2.....	79
Tableau (IV.25) : Tableau récapitulatif des diamètres économiques.....	79
Tableau (V.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	89
Tableau (V.2) : Tableau récapitulatifs des pompes.....	98
Tableau (VI.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	104
Tableau (VI.2) : Calcul du réservoir d'air.....	109
Tableau (VI.3) : Calcul du réservoir d'air.....	112
Tableau (VI.4) : Calcul du réservoir d'air.....	115
Tableau (VI.4) : Calcul du réservoir d'air.....	118

Introduction générale

Introduction Générale

L'eau est la source de la vie. Il y a beaucoup d'années, elle a fait naître la vie sur Terre. C'est un élément qui reste, de nos jours aussi, quelque chose de vital pour l'existence d'un côté et pour la société de l'autre.

L'approvisionnement en eau potable, restera l'un des besoins les plus fondamentaux de l'être humain. Avec l'expansion démographique, l'évaluation du niveau de vie et le développement des collectivités, le besoin d'apporter cette eau à la portée de la main à tout instant et en quantité suffisante s'est alors fait sentir.

L'accès à l'eau dans le monde est un problème majeur, non résolu dans de nombreux pays, et souvent lié à la pauvreté. Malgré l'abondance de l'eau sur la planète, la quantité d'eau douce disponible en représente une infime proportion.

En Algérie, le problème de satisfaction des besoins demeure primordial, l'évolution des ressources tant qualitative que quantitative devient une urgence pour répondre aux besoins en eaux.

La qualité des eaux superficielles se dégrade en Algérie dans des bassins d'importance vitale sous l'effet des rejets de déchets urbains et industriels, les barrages réservoirs s'ensavent et perdent de la capacité utile et le rejet de la vase dans les cours d'eau pose d'énormes problèmes écologiques et environnementales. Malgré la construction de nouveaux barrages et le recours au dessalement, elle enregistrera un déficit en eau. Ceci est dû aux différents problèmes naturels ou humains qui touchent les sites susceptibles de capter les eaux.

Dans ce sens, en particulier les régions montagneuses, la commune Fenaia Il-Maten (Wilaya de Bejaia) est caractérisée par sa situation faible en eau potable, elle est alimentée, en grande partie, par quatre forages, dont un ensavé et trois autres avec une capacité qui diminue au fil du temps.

Nous examinons dans cette étude les principaux problèmes techniques qui affectent la quantité des ressources en eau. En ce sens, notre but est l'amélioration de la situation actuelle et future afin d'arriver au stade d'équilibre et arriver à réduire ce déficit en eau.

Pour ce faire, notre travail sera axé autour de six chapitres.

- Le premier sera consacré à la présentation générale du site de la commune.
- Le deuxième chapitre sera consacré à l'estimation des besoins actuels et à long terme de la commune.
- Le troisième chapitre se portera sur le dimensionnement des réservoirs et des stations de reprise.
- Le quatrième chapitre sera attribué aux dimensionnements des conduites d'adductions en se basant sur des paramètres techniques et économiques.
- Le cinquième chapitre, nous étudierons les pompes compatibles à chaque station de reprise ;
- Enfin, et dans le sixième et dernier chapitre, on passera à l'étude de la protection des conduites, notamment le phénomène du coup de bélier.

Chapitre I : Présentation du site

Chapitre I : Présentation du site

I.1. Présentation du site

La commune de fenaia Il-maten se situe entre les voies de communications Bejaia-Tizi Ouzou (R.N.12) et Bejaia Maillot (R.N.26), à 35 km de chef lieu de la wilaya de Bejaia. La commune occupe une superficie de 45 km²[4].

La commune de fenaia Il-Maten est limitée (Figure (I.1)) :

- Au Nord par la commune de Taourirt ;
- Au Sud par la commune de Timzrit ;
- Au l'Est par la commune d'El-kseur ;
- Au l'Ouest et Sud Ouest par la commune de Tifra.

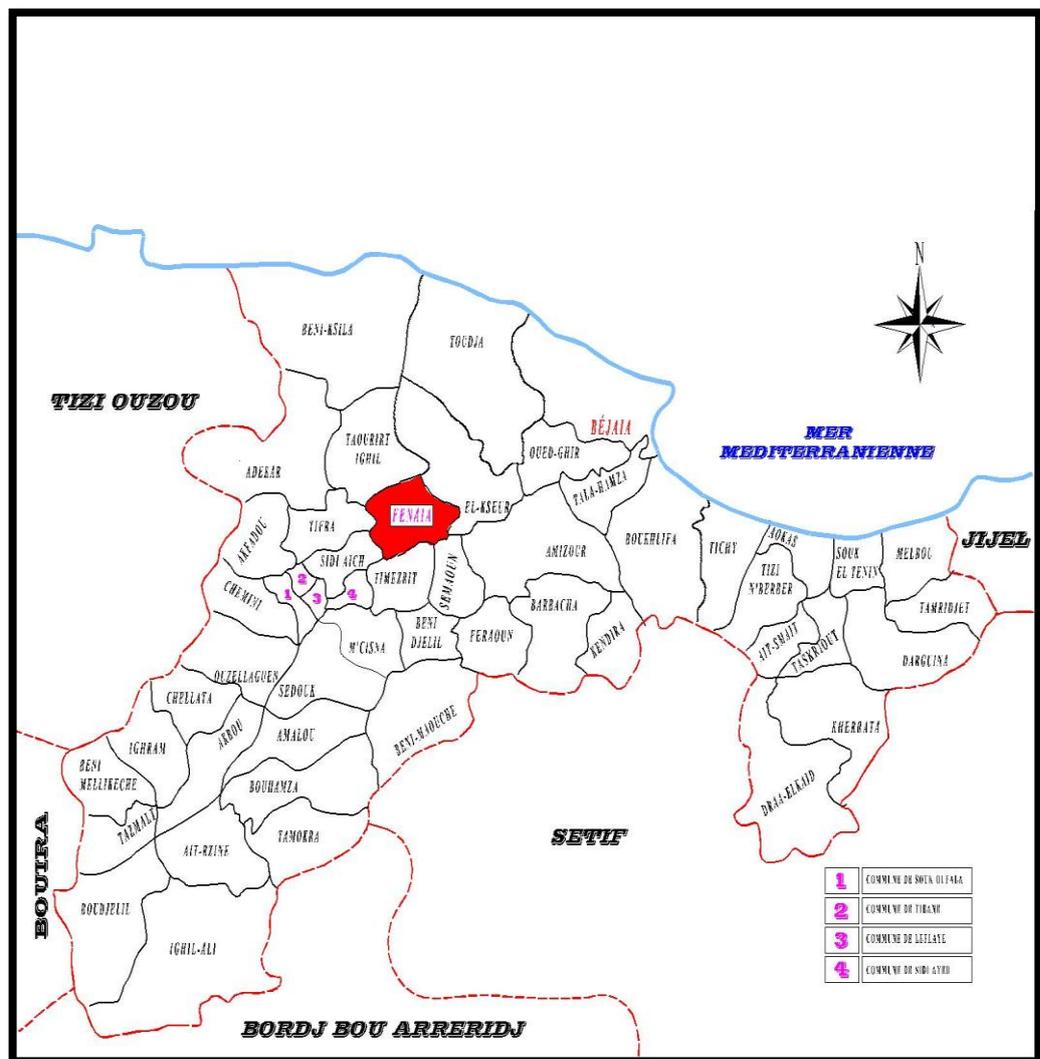


Figure (I.1) Situation de la zone d'étude

Vue la configuration du relief, compte tenu de la tendance actuelle d'extension, et du système d'AEP existant, les villages de la commune de Fenaia Il-Maten se répartissent en trois zones :

▪ **Zone I**

V .A.S, Rmila, Ighil Yeddou, M'larbaa, Ighil Yethri, Aghomras, Zoubia et Il-Maten.

▪ **Zone II**

Tighilt Messaoud, El-itoune, Ait chenit, Bouhvache, Rekada, Ighil N'Tala, Tikharoubine, Larbatache, Avadou

▪ **Zone III**

El-kharoub, Tagma, Timri, Laazib, Tighilt Nait Ziane, Boubzi, Iamrouchene, Tibrahmine, Takhlicht, Taourirt, El-kelaa.

I.1.1. Situation climatique

Les quantités de pluies que reçoit annuellement la commune de Fenaia Il-Maten sont de l'ordre de 500mm [4].

Les spécificités géographiques de la commune font que la température ne connaît que deux principales saisons. Une saison chaude et sèche durant la période d'Avril jusqu'à Septembre, avec une température moyenne de 25°C avec des pics en Juillet et Aout pouvant atteindre 40°C [4], et une autre saison froide d'Octobre à A Mars avec un maximum d'effets en Décembre et Janvier.

La température moyenne varie entre [4] :

- 5°C à 14°C en hiver ;
- 12°C à 34°C en été.

Les vents dominants sont ceux de Nord et du Nord Ouest marin, ils soufflent avec une intensité faible à modérée [4].

I.1.2. Situation hydrographique

Le réseau hydrographique de la commune est très riche, en effet l'oued Soummam se forme au confluent de deux oueds importants, l'oued Sahel venant de Nord Ouest et l'oued Bousselam

venant Sud Est. Il atteint la mer au Sud immédiat de Bejaia. Sa rive gauche constitue la limite Sud de la commune de Fenaia Il-Maten [4] :

On distingue au sein de cette commune des affluents qui la traversent sujets aux transformations. En été ils sont absolument à sec et en hiver ils ne représentent que des petits ruisseaux (cours d'eaux) ramifiées alimentés soit par la fonte des neiges des montagnes d'ou ils descendent, soit par les pluies intermittente. Ces cours d'eaux ont creusées de nombreux ravins sur la surface de la commune

Il s'agit d'Ighzer chekroun, Oumahriah, Oubellout, miliana, Ou Nadjel, Oued Ouaker et le plus important constitue la limite Ouest de la commune (Oued Remila) [4].

I.1.3. Situation topographique

Le relief de cette commune est constitué de [4] :

- 50 % de zones montagneuses avec pentes abruptes, le point culminant étant à 800m ;
- 30 % de collines et de piémonts ;
- 20 % de plaines et de plateaux.

Les altitudes de la commune varient de 100 à 800 m [4].

I.1.4. Géologie du site

La formation des matériaux constituant le site remonte à l'Ere tertiaire à l'Oligocène et au Burdigalien [4].

- ✓ Les formations des l'Oligocène se situent au Nord, ce sont :
 - Les grés ;
 - Les marnes rouge et vertes ;
 - Les conglomérats.
- ✓ Celle de Burdigalien se situe au Sud, ce sont :
 - Les marnes grises ;
 - Les conglomérats.

I.1.5. Hydrologie et hydrogéologie de la commune

Le réseau hydrographique de la commune est le même que celui de Oued Soummam dont le débit en saison sèche est très faible [4].

Comme à l'hydrogéologie c'est une nappe alluvionnaire qui est alimentée d'une part par l'Oued Soummam et d'autre part par des bassins versants entourant la commune.

Le plan d'eau de cette nappe est situé en [4] :

- Période de hautes eaux → profondeur moyenne de 2 m ;
- Période de basses eaux → profondeur moins de 2 m.

I.1.6. Situation hydraulique actuelle

La commune de Fenaia Il-Maten dispose de quatre forage mais elle est alimenté par trois seulement car l'un des deux forage situant a Tiklat est envasé et l'autre débite un débit de 20 l/s au lieux de 25 l/s, les deux autre forage situant a akarkar et VSA nous fournis un débit de 10 l/s au lieux de 15 l/s [4].

I.1.7. Description hydrogéologique du forage

I.1.7.1. Géologie de l'aquifère

Une coupe horizontale de l'aquifère nous montre que ce dernier est constitué de deux étages géologique à savoir [4] :

- Etage supérieur forme par le quaternaire ;
- Etage inférieur formé tertiaire.

I.1.7.2. Description hydrogéologique

La coupe géologique de forage montre qu'il est formé de deux coupes aquifères [4] :

- Nappe libre : constituée de graviers grossiers atteint la profondeur de 17 m ;
- Nappe captive : constituée de graviers grossiers, argiles et graviers.

I.1.7.3. Equipements de forage

Le forage est constitué à des équipements suivants [4] :

- Tubes crépines sur la coupe productive d'un $\text{Ø } 13''^{3/8}$;
- Tubes pleins (aveugles) sur la coupe ;
- Productive superficielle pour parer au risque de pollution ;
- Non productive à texture fine argile et graviers d'un $\text{Ø } 13''^{3/8}$.

Chapitre II : Estimation des besoins

Chapitre II : Estimation des besoins

L'évaluation démographique et l'amélioration du niveau de vie de la population fait varier les besoins en eau, donc il faut procéder au recensement de tous les types de consommations existants au niveau de l'agglomération, selon les normes, à savoir : sanitaires, administratifs...etc.

L'objectif principal à atteindre dans ce chapitre est de satisfaire la demande en eau tout en préservant la ressource et tout en optimisant les éléments du système afin de les maintenir en services le plus longtemps possible.

II.1. Estimation de la population

D'après le recensement en 2008 du service technique de l'A.P.C de Fénaia, la population de la zone d'étude est estimée à 12535 habitants [3,4].

Le tableau (II.1) et la figure (II.1) ci-dessous résume la répartition de la population :

Tableau (II.1) : Répartition de la population

N°	Villages	Nombre d'habitant (RGPH 2008)	%
1	Elkharoub	417	3.33
2	Tagma	224	1.77
3	Boubzi	263	2.10
4	El kelaa	221	1.76
5	Tighilt messoud	160	1.28
6	El kitoune	121	0.97
7	Ait chenit	289	2.31
8	Tikharoubine	335	2.67
9	Larbatache	224	1.77
10	Abadou	145	1.16
11	Taourirt	438	3.49
12	Takhlicht	840	6.70
13	Bouhvache	219	1.75
14	Rekada	132	1.05
15	Ighil N'tala	276	2.20
16	Tibrahmine	530	4.23
17	Iamrouchene	188	1.50
18	Tighilt nait ziane	261	2.08
19	Timri	595	4.75
20	Laazib	408	3.25
21	V.S.A	1577	12.58
22	Ighil yedou	195	1.56
23	M'larbaa	113	0.90
24	Ighil yethri	250	1.99
25	Remila	364	2.90
26	Aghomras	946	7.55
27	Il-maten	2315	18.47
28	Zoubia	489	3.90
TOTAL	/	12535	100

En se limitant aux données fournies par le même service on peut déterminer le nombre d'habitants à l'horizon 2045 grâce à la loi d'intérêts composés qui tient compte du taux d'immigration, des naissances et du taux de mortalité :

$$P_f = P_0 \times (1 + T_A)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- P_f : Population à l'horizon voulu ;
- P_0 : Population de base ;
- T : Taux d'accroissement moyen annuel de la population ;
- n : Nombre d'années, de l'année de base à l'horizon voulu.

Donc :

Actuelle

$$\begin{aligned} P_{2014} &= P_{2008} \times (1 + 1.9/100)^6 \\ &= 14034 \text{ habitants.} \end{aligned}$$

A long terme

$$\begin{aligned} P_{2045} &= P_{2014} \times (1 + 1.9/100)^{31} \\ &= 25153 \text{ habitants.} \end{aligned}$$

Les résultats sont répartis dans le tableau (II.2) et la figure (II.2) suivants :

Tableau (II.2) : Evaluation du nombre d'habitant à l'horizon 2045

Villages	T(%)	Population	
		2014	2045
El kharoub	1.9	467	837
Tagma		251	450
Boubzi		294	527
El kelaa		247	443
Tighilt messoud		179	321
El kitoune		135	242
Ait chenit		324	581
Tikharoubine		375	672
Larbatache		251	450
Abadou		162	290
Taourirt		490	878
Takhlicht		940	1685
Bouhvache		245	439
Rekada		148	265
Ighil N'tala		309	554
Tibrahmene		593	1063
Iamrouchene		210	376
Tighilt nait ziane		292	523
Timri		666	1194
Laazib		457	819
VSA		1766	3165
Ighil yedou		218	391
M'larbaa		127	228
Ighil yethri		280	502
Remila		408	731
Aghoumras		1059	1898
Il-maten		2592	4646
Zoubia		547	980
total		14034	25153

II.2. Détermination de la consommation moyenne journalière

On détermine la consommation moyenne journalière en tenant compte des différents paramètres qui entre en jeux comme :

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

On la détermine grâce à la formule suivante :

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

Avec :

- $Q_{\text{moy j}}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j) ;
- Q : Dotation moyenne journalière ($\text{l}/\text{j}/\text{hab}$) ;
- N_i : Nombre de consommateurs (habitant).

II.3. Norme de consommation

- La norme de consommation domestique

La population, les ressources disponibles et les normes d'hygiènes détermine la consommation à adopter. Elle se caractérise par une unité de consommation par jour par habitant [1,2].

Tableau (II.3) : Norme de consommation domestique

Nombre d'habitant	Norme de consommation (l/hab/j)
De 5 000 à 20 000	150 à 200
De 20 000 à 100 000	200 à 300
Supérieur à 100 000	300 à 400

En se basant sur la population de l'horizon voulu, on opte pour une dotation de (200 l/hab/j)

- **Les normes de consommations pour les différentes utilisations**

Les normes de consommation sont donnée dans le tableau suivant [3, 4] :

Tableau (II.4) : Normes de consommation pour les différentes utilisations

équipement		Dotation (l/ usager/ j)
Administratif		10
Scolaire		10
Cheptel	Ovin	5
	Bovin	50
	caprin	5
Sanitaire		10
Socioculturel		20

II.4. Equipement existant

- **Secteur scolaire**

La commune de Fénaia_I-Maten compte [3/4] :

- Neuf (09) écoles primaires pour un effectif total de 976 élèves ;
- Deux (02) C.E.M pour un effectif total de 629 élèves.

Tableau (II.5) : Récapitulatif des équipements scolaires par village

Etablissement	Localisation	Nombre	Effectif
Ecole primaire	Larbatache	01	170
Ecole primaire	El-kharoub	01	47
Ecole primaire	Timri	01	92
Ecole primaire	Boubzi	01	31
Ecole primaire	VSA	01	130
Ecole primaire	Aghomras	01	179
Ecole primaire	Il-Maten	01	25
Ecole primaire	Takhlicht	01	182
Ecole primaire	Remila	01	120
C.E .M	Tagma	01	410
C.E .M	Il-Maten	01	219

- Secteur Sanitaire

En ce qui concerne ce secteur la commune de Fénaïa_II-Maten compte quatre (04) centres de santé et un hôpital [3,4].

Tableau (II.6) : Récapitulatif des équipements sanitaires par village

Désignation	Localisation	Nombre	Surface (m ²)
Centre de soins	Larbatache	01	200
Centre de soins	Boubzi	01	200
Centre de soins	VSA	01	200
Centre de soins	II-Maten	01	200
Hopital	II-Maten	01	2800

- Secteur Publics

Le tableau suivant nous donne les équipements administratifs des villages [3/4].

Tableau (II.7) : Récapitulatif des équipements administratifs par village

Equipement	Localisation	Nombre	Effectifs
APC	Boubzi	01	70
Antenne APC	II-Maten	01	01
Antenne APC	VSA	01	02

- Secteur socioculturels

La commune de Fénaïa II-Maten dispose de 10 mosquées, une salle de sport, un cinéma et un terrain de sport [3,4].

Tableau (II.8): récapitulatif des équipements socioculturels et sportifs

Equipements	Localisation	Nombre	Effectifs
Mosquée	Bouhvache	01	107
Mosquée	Tikharoubine	01	163
Mosquée	Boubzi	01	128
Mosquée	Tibrahmine	01	258
Mosquée	Iamrouchen	01	60
Mosquée	Aghomras	01	220

Mosquée	Zoubia	01	140
Mosquée	Il-Maten	01	350
Mosquée	VSA	01	240
Mosquée	Ighil N'tala	01	107
Salle de sport	Boubzi	01	200
Terrain de sport	Il-Maten	01	60
Cinéma	VSA	01	300

- Recensement du cheptel

La commune de Fénaïa_II-Maten compte 964 ovins, 50 caprins et 407 bovins le tableau suivant indique le nombre du cheptel représenté par villages [3,4].

Tableau (II.9): Répartition du cheptel par village

Villages	Nature	Nombre
El-kalaa	Ovin	36
	Caprin	07
Tighilt massoud	Ovin	11
	Bovin	10
El kitoune	Ovin	31
	Bovin	07
Ait chenit	Ovin	34
	Bovin	03
Bouhvache	Ovin	30
	Bovin	16
Tikharoubine	Ovin	32
	Caprin	06
Larbatache	Ovin	22
	Caprin	09
Abadou	Ovin	15
	Bovin	10
El kharoub	Ovin	128
	Bovin	86
Tagma	Ovin	25

	Bovin	21
Laazib	Ovin	250
	Bovin	119
Tighilt Nait ziane	Ovin	30
	Bovin	16
Boubzi	Ovin	19
	Bovin	24
Iamrouchene	Ovin	50
	Bovin	15
Tibrahmine	Ovin	19
	Bovin	12
VSA	Ovin	34
	Caprin	13
Ighil yedou	Ovin	11
	Bovin	10
M'larbaa	Ovin	31
	Bovin	07
Ighil yethri	Ovin	34
	Bovin	03
Aghoumras	Ovin	39
	Bovin	16
Zoubia	Ovin	20
	Caprin	10
Il-Maten	Ovin	24
	Caprin	05
Timri	Ovin	24
	Bovin	32

II.5. Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins

II.5.1. Besoins Domestique

Pour obtenir les besoins en eau de la commune de Fénaia_II-Maten on doit multiplier le nombre d'habitant par la norme de consommation.

Tableau (II.10): Les besoins en eau domestique

villages	Population (2045)	Dotation (l/hab/j)	Besoins (m ³ /j)
Elkharoub	837	200	167.4
Tagma	450		90
Boubzi	527		105.4
El kalaa	443		88.6
Tighilt messoud	321		64.2
Elkitoune	242		48.4
Ait chenit	581		116.2
Tikharoubine	672		134.4
Larbatache	450		90
Abadou	290		58
Taurirt	878		175.6
Takhlicht	1685		337
Bouhvache	439		87.8
Rekada	265		53
Ighil N'tala	554		110.8
Tibrahmine	1063		212.6
Iamrouchene	376		75.2
Tighilt nait ziane	523		104.6
Timri	1194		238.8
Laazib	819		163.8
VSA	3165	633	
Ighil yeddou	391	78.2	
M'larbaa	228	45.6	

Ighil yethri	502		100.4
Remila	731		146.2
Aghoumras	1898		379.6
Il-Maten	4646		929.2
Zoubia	980		196
total	25153		5030

II.5.2. Besoins scolaires

Le tableau suivant nous donne les résultats des besoins scolaires :

Tableau (II.11) : Les besoins scolaires

Localisation	Etablissement	Effectif	Dotation (l/j/élève)	Besoins (m ³ /j)
Larbatache	1 Ecole primaire	170	10	1.70
El-kharoub	1 Ecole primaire	47	10	0.47
Timri	1 Ecole primaire	92	10	0.92
Boubzi	1 Ecole primaire	31	10	0.31
VSA	1 Ecole primaire	130	10	1.30
Aghoumras	1 Ecole primaire	179	10	1.79
Il-Maten	1 Ecole primaire	25	10	0.25
Takhlicht	1 Ecole primaire	182	10	1.82
Remila	1 Ecole primaire	120	10	1.20
Tagma	1 CEM	410	10	4.10
Il-Maten	1 CEM	219	10	2.19
total	-	1605	-	16.05

II.5.3. Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont répartis dans le tableau ci-dessous :

Tableau (II.12) : Les besoins sanitaires

Localisation	Désignation	Surface (m ²)	Dotation (l/hab/j)	Besoins (m ³ /j)
Larbatache	1 centre de soins	200	10	2.00
Boubzi	1 centre de soins	200		2.00
VSA	1 centre de soins	200		2.00
Il-Maten	1 centre de soins	200		2.00
Il-Maten	Hôpital	2800		28.00
total	-	-	-	36

II.5.4. Besoins publics

Les résultats des besoins administratifs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (II.13) : les besoins administratifs

Localisation	Equipement	Effectifs	Dotation (l/emp/j)	Besoins (m ³ /j)
Boubzi	APC	70	10	0.7
Il-Maten	Antenne APC	01		0.01
VSA	Antenne APC	02		0.02
total	-	73	-	0.73

II.5.5. Besoins socioculturels et sportifs

Tableau résumant les besoins socioculturels et sportifs :

Tableau (II.14) : Les besoins socioculturels et sportifs

Localisation	Equipement	Effectifs	Dotation (l/hab/j)	Besoins (m ³ /j)
Bouhvache	Mosquée	107		2.14
Tikharoubine	Mosquée	163		3.26
Boubzi	Mosquée	128		2.56
Tibrahmine	Mosquée	258		5.16
Iamrouchene	Mosquée	60		1.20

Aghoumras	Mosquée	220	20	4.40
Zoubia	Mosquée	140		2.80
Il-Maten	Mosquée	350		7.00
VSA	Mosquée	240		4.80
Ighil N'tala	Mosquée	107		2.14
Boubzi	Salle de sport	200		4.00
VSA	Cinema	300		6.00
Il-Maten	Terrain de sport	60		1.20
total	-	2333		-

II.5.6. Besoins cheptels

Ce tableau nous donne les résultats des besoins cheptels :

Tableau (II.15) : Les besoins cheptels

Localisation	Nature	Nombre de tête	Dotation	Besoins (m ³ /j)	Besoins pas villages (m ³ /j)
El-kelaa	Ovin	36	5	0.18	0.215
	Caprin	07	5	0.035	
Tighilt messoud	Ovin	11	5	0.055	0.555
	Bovin	10	50	0.50	
El kitoune	Ovin	31	5	0.155	0.505
	Bovin	07	50	0.35	
Ait chenit	Ovin	34	5	0.17	0.32
	Bovin	03	50	0.15	
Bouhvache	Ovin	30	5	0.15	0.95
	Bovin	16	50	0.80	
Tikharoubine	Ovin	32	5	0.16	0.19
	Caprin	06	5	0.03	
Larbatache	Ovin	22	5	0.11	0.155
	Caprin	09	5	0.045	
Abadou	Ovin	15	5	0.075	0.575
	Bovin	10	50	0.5	

El kharoub	Ovin	188	5	0.94	5.24
	Bovin	86	50	4.30	
Tagma	Ovin	25	5	0.125	1.175
	Bovin	21	50	1.05	
Timri	Ovin	24	5	0.12	1.72
	Bovin	32	50	1.60	
Laazib	Ovin	205	5	1.025	6.975
	Bovin	119	50	5.95	
Tighilt Nait ziane	Ovin	30	5	0.15	0.95
	Bovin	16	50	0.80	
Boubzi	Ovin	19	5	0.095	1.295
	Bovin	24	50	1.20	
Iamrouchene	Ovin	50	5	0.25	1.00
	Bovin	15	50	0.75	
Tibrahmine	Ovin	19	5	0.095	0.695
	Bovin	12	50	0.60	
VSA	Ovin	34	5	0.17	0.235
	Caprin	13	5	0.065	
Ighil yedou	Ovin	11	5	0.055	0.555
	Bovin	10	50	0.50	
M'larbaa	Ovin	31	5	0.155	0.505
	Bovin	07	50	0.35	
Ighil yethri	Ovin	34	5	0.17	0.32
	Bovin	03	50	0.15	
Aghoumras	Ovin	39	5	0.195	0.995
	Bovin	16	50	0.80	
Zoubia	Ovin	20	5	0.10	0.15
	Caprin	10	5	0.05	
Il-Maten	Ovin	24	5	0.12	0.145
	Caprin	05	5	0.025	
Total	-	1421	-	25.42	25.42

II.6. Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à l'horizon 2045

Le tableau suivant résume tous les besoins et nous donne les besoins total pour chaque village.

Tableau (II.16) : Les différents besoins

Localisation	Besoins domestique (m ³ /j)	Besoins cheptels (m ³ /j)	Besoins scolaire (m ³ /j)	Besoins sanitaire (m ³ /j)	Besoins socioculturel (m ³ /j)	Besoins publique (m ³ /j)	Besoins total (m ³ /j)
El kharoub	167.4	5.240	0.47				173.11
Tagma	90	1.175	4.10				95.275
Boubzi	105.4	1.295	0.31		6.56	0.70	114.265
El kelaa	88.6	0.215		2.00			90.815
Tighilt messoud	64.2	0.555					64.755
El kitoune	48.4	0.505					48.905
Ait chenit	116.2	0.320					116.52
Tikharoubine	134.4	0.190			3.26		137.85
Larbatache	90	0.155	1.70	2.00			93.855
Abadou	58	0.575					58.575
Taourirt	175.6						175.6
Takhlicht	337		1.82				338.82
Bouhvache	87.8	0.815			2.14		90.755
Rekada	53						53
Ighil N'tala	110.8				2.14		112.94
Tibrahmine	212.6	0.695			5.16		218.455
Iamrouchene	75.2	1.000			1.20		77.4
Tighilt nait ziane	104.6	0.950					105.55
Timri	238.4	1.720	0.92				241.04
Laazib	163.8	6.975					170.775
VSA	633	0.235	1.30	2.00	10.80	0.02	647.355
Ighil yedou	78.2	0.555					78.755
M'larbaa	45.6	0.505					46.105

Ighil yethri	100.4	0.320					100.72
Remila	146.2	-	1.20				147.4
Aghoumras	379.6	0.995	1.79		4.40		386.785
Il-Maten	929.2	0.145	2.44	30.00	8.20	0.01	969.995
Zoubia	196	0.150			2.80		198.95
Total	5030	25.420	16.05	36.00	46.66	0.73	5154.86

II.7. Majoration de la consommation moyenne journalière

La nature du terrain, le type de la conduite, les éventuels accidents et la qualité de l'entretien détermine les fuites au niveau des conduites. Pour vaincre ces dernières on doit majorer les besoins totale de 20% [1].

Le tableau suivant nous donne les résultats :

Tableau (II.17) : La consommation moyenne journalière majorée

Localisation	Besoins total (m ³ /j)	Perte (m ³ /j)	Q _{moy j} majeure (m ³ /j)
El kharoube	173.11	34.622	207.732
Tagma	95.275	19.055	114.33
Boubzi	114.265	22.853	137.118
El kelaa	90.815	18.163	108.978
Tighilt messoud	64.755	12.951	77.706
El kitoune	48.905	9.781	58.686
Ait chenit	116.52	23.304	139.824
Tikharoubine	137.85	27.57	165.42
Larbatache	93.855	18.771	112.626
Abadou	58.575	11.715	70.29
Taourirt	175.6	35.12	210.72
Takhlicht	338.82	67.764	406.584
Bouhvache	90.755	18.151	108.906
Rekada	53	10.6	63.6
Ighil N'tala	112.94	22.588	135.528
Tibrahmine	218.455	43.691	262.146
Iamrouchene	77.4	15.48	92.88
Tlghilt nait ziane	105.55	21.11	126.66

Timri	241.04	48.208	289.248
Laazib	170.775	34.155	204.93
VSA	647.355	129.471	776.826
Ighil yedou	78.755	15.751	94.506
M'larbaa	46.105	9.221	55.326
Ighil yethri	100.72	20.144	120.864
Remila	147.4	29.48	176.88
Aghoumras	386.785	77.357	464.142
Il-Maten	969.995	193.999	1163.994
Zoubia	198.95	39.79	238.74
total	5154.86	1030.865	6185.725

D'après le tableau on aura besoin de 6185.725 m³/j a l'horizon voulu c'est à dire 2045.

II.8. Variation de la consommation journalière

La consommation d'eau journalière varie d'un jour a l'autre elle ne suit pas un chemin régulier, on la caractérise par les coefficients d'irrégularité $k_{\min j}$ et $k_{\max j}$ tels que :

$$Q_{\min j} = k_{\min j} \times Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II.3})$$

Et

$$Q_{\max j} = k_{\max j} \times Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

- $k_{\min j}$ est compris entre 0.7 et 0.9
- $k_{\max j}$ est compris entre 1.1 et 1.3

Dans notre étude, on prendra 0.7 pour $k_{\min j}$ et 1.3 pour $k_{\max j}$

II.8.1. Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)

$Q_{\min j}$ représente le jour le moins chargé de l'année et on le calcul de la façon suivante :

$$Q_{\min j} = 0.7 \times Q_{\text{moy } j}$$

$$Q_{\min j} = 0.7 \times 6185.725$$

$$Q_{\min j} = 4330.0075 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.8.2. Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)

$Q_{\max j}$ représente le jour le plus chargé de l'année et on le calcul de la façon suivante :

$$Q_{\max j} = 1.3 \times Q_{\text{moy } j}$$

$$Q_{\max j} = 1.3 \times 6185.725$$

$$Q_{\max j} = 8041.4425 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats sont repartis comme suit :

Tableau (II.18) : Calcul de consommation $Q_{\min j}$, $Q_{\text{moy } j}$ et $Q_{\max j}$

Localisation	$Q_{\min j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy } j}$ (m ³ /j)	$Q_{\max j}$ (m ³ /j)
El kharoube	145.4124	207.732	270.0516
Tagma	80.031	114.33	148.629
Boubzi	95.9826	137.118	178.2534
El kelaa	76.2846	108.978	141.6714
Tighilt messoud	54.3942	77.706	101.0178
El kitoune	41.0802	58.686	76.2918
Ait chentit	97.8768	139.824	181.7712
Tikharoubine	115.794	165.42	215.046
Larbatache	78.8382	112.626	146.4138
Abadou	49.203	70.29	91.377
Taourirt	147.504	210.72	273.936
Takhlicht	284.6088	406.584	528.5592
Bouhvache	76.2342	108.906	141.5778
Rekada	44.52	63.6	82.68
Ighil N'tala	94.8696	135.528	176.1864
Tibrahmine	183.5022	262.146	340.7898
Iamrouchene	65.016	92.88	120.744
TIghilt nait ziane	88.662	126.66	164.658
Timri	202.4736	289.248	376.0224
Laazib	143.451	204.93	266.409
VSA	543.7782	776.826	1009.8738
Ighil yedou	66.1542	94.506	122.8578
M'larbaa	38.7282	55.326	71.9238
Ighil yethri	84.648	120.864	157.1232

Remila	123.816	176.88	229.944
Aghoumras	324.8994	464.142	603.3846
Il-Maten	814.7958	1163.994	1513.1922
Zoubia	167.118	238.74	310.362
Total	4330.0075	6185.725	8041.4425

La consommation maximale journalière est de : 8041.4425 m³/j

Donc : 93.0723 l/s.

II.9. Variation de la consommation moyenne horaire

La consommation moyenne horaire ($Q_{\text{moy h}}$) change selon les heures de la journée et on caractérise la variation de ce dernier par les deux coefficients $k_{\text{min h}}$ et $k_{\text{max h}}$:

$$Q_{\text{min h}} = k_{\text{min h}} \times Q_{\text{moy h}} \quad (\text{II.5})$$

Et

$$Q_{\text{max h}} = k_{\text{max h}} \times Q_{\text{moy h}} \quad (\text{II.6})$$

II.9.1. Consommation moyenne horaire 2045

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{moy j}} / 24$$

$$\text{Alors: } Q_{\text{moy h}} = 6185.725 / 24$$

$$\text{Donc: } Q_{\text{moy h}} = 257.739 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.10. Calcul du déficit

$$\begin{aligned} Q_{\text{existant}} - Q_{\text{max j}} &= 3456 - 8041.4425 \\ &= -4585.4425 \text{ m}^3/\text{j} \end{aligned}$$

II.11. Bilan Ressources-Besoins

Tableau (II.19) : Ressources-Besoins

Ressources (m ³ /j)	3456
Besoins (m ³ /j)	8041.4425
Bilan	- 4585.4425

II.12. Conclusion

On a pu conclure que la commune de Fenaia II-Maten présente un déficit de 53,07 l/s.

Cela est dû aux quatre forages qui n'arrivent pas à subvenir aux besoins de la population de la commune, Sachant que trois forages nous fournissent que 40 l/s et un des deux forages de Tiklat est envasé.

Donc pour arriver à combler ce manque en eau, on doit faire un picage au niveau de la conduite principale de Tichi'haf se situant à 3300 m de la plus proche station de reprise de la commune de Taourit.

Chapitre III : Les réservoirs

Chapitre III : Les réservoirs

Dans ce chapitre nous allons traiter l'une des importantes infrastructures dans une agglomération, à savoir le réservoir.

On va essayer de vérifier les réservoirs et les stations de reprise qui se trouvent dans la commune Fénaia II-Maten et de faire un renforcement par la construction d'autres réservoirs et station de reprise s'il est nécessaire.

III.1. Définition d'un réservoir

C'est un ouvrage important dans un réseau d'eau potable, ils servent de réserve d'eau, les réservoirs disposent d'un volume qui permet :

- La variation horaire de la consommation aval ;
- De stocker une réserve de sécurité (réserve incendie).

III.2. Fonctions et utilités des réservoirs

Les principales fonctions et utilités des réservoirs sont :

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autre) ;
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, extension des réseaux...etc) ;
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont bas ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant ;
- Simplifie l'exploitation ;
- Régularité des pressions dans le réseau ;
- Réserve d'incendie garantie.

III.3. Caractéristiques des réservoirs

Durant la construction des réservoirs, les matériaux utilisés doivent être choisis pour :

- Assurer une bonne étanchéité, surtout pour la surface intérieure, afin d'éviter les fuites d'eau et les fissurations ;
- Avoir une résistance face aux efforts exercés par le poids de l'ouvrage ;
- Résister longtemps au contact de l'eau.

III.4. Emplacement des réservoirs

La nature du sol et la topographie des lieux détermine l'emplacement des réservoirs. Après une étude économique approfondie on choisie la meilleur implantation, il doit être placé à un niveau supérieur à celui de l'agglomération. L'altitude doit être à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau [5].

III.5. Classification des réservoirs

On distingue plusieurs types de réservoirs et on peut les classer en plusieurs catégories, à savoir [2]:

- D'après la situation des lieux :
 - Enterrés ;
 - Semi enterrés ;
 - Surélevés.

- D'après la nature des matériaux de construction :
 - Les réservoirs métalliques ;
 - Les réservoirs en maçonneries ;
 - Les réservoirs en béton armé.

- D'après leurs formes :
 - Circulaires ;
 - Rectangulaires ;
 - Ou d'une forme quelconque.

- D'après leur mode de fermeture :
 - Réservoirs couverts ;
 - Réservoirs fermé.

III.6. Choix de type de réservoir

Etant donné que le relief accidenté de la zone d'étude, notre choix se porte sur les réservoirs semi enterré circulaire (Figure (III.1)). Vu les avantages suivants :

- Etude architecturale simplifiée ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Economie sur les frais de constructions ;
- Etanchéité plus facile à réaliser.

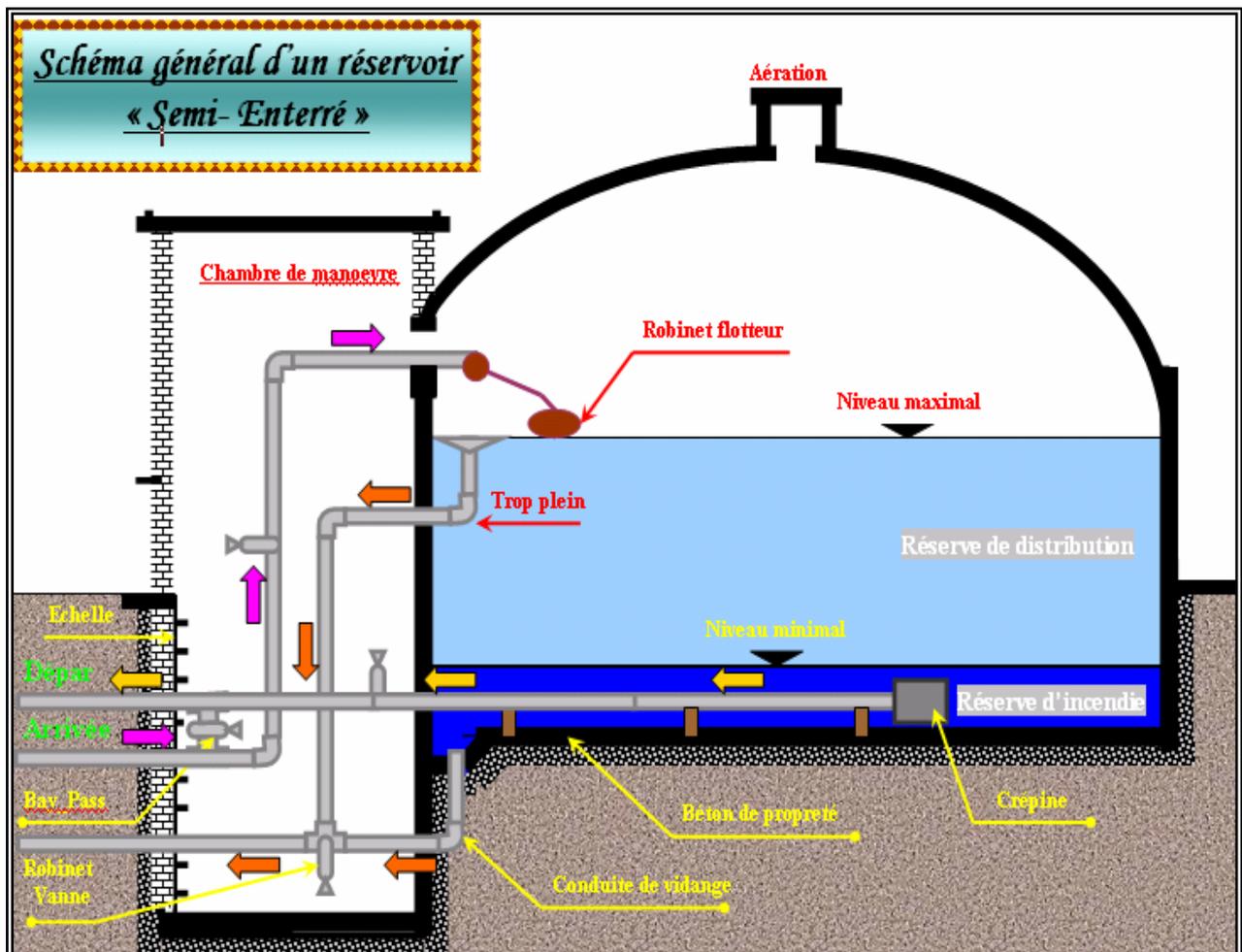


Figure (III.1): Schéma général d'un réservoir semi-enterré

III.7. Equipement des réservoirs

Les réservoirs sont dotés de plusieurs équipements, tels que :

- Une conduite d'adduction ;
- Une conduite de distribution ;
- Une conduite de trop plein ;

- Une conduite de vidange ;
- De la conduite de by-pass ;
- D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie.

III.7.1. Conduite d'adduction

L'adduction s'effectue :

- Soit par surverse, l'arrivée de l'eau dans le réservoir se fait par chute libre permettant l'oxygénation et le brassage de l'eau (Figure (III.2)) [1].

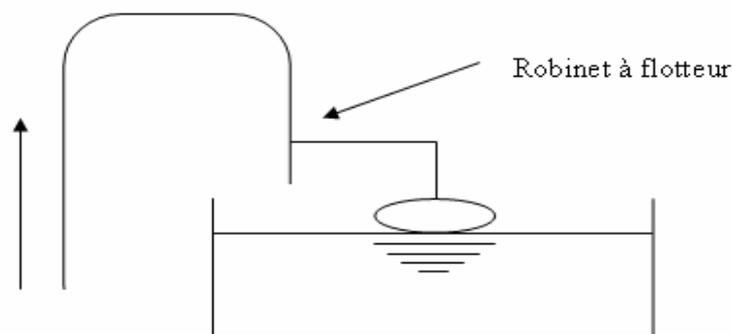


Figure (III.2) : Adduction en chute libre.

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer dès que l'eau atteint le niveau maximal dans la cuve, cela se réalise à l'aide d'un robinet flotteur dans le cas d'adduction gravitaire, et si l'adduction est par refoulement ça sera par un dispositif qui permet l'arrêt du moteur.

III.7.2. Conduite de distribution

La conduite de distribution sera installée à l'opposé de la conduite d'arrivée environ 15 à 20 cm au dessus du radier afin d'éviter la pénétration de boues [1], l'extrémité est munie d'une crépine (Figure (III.3)).

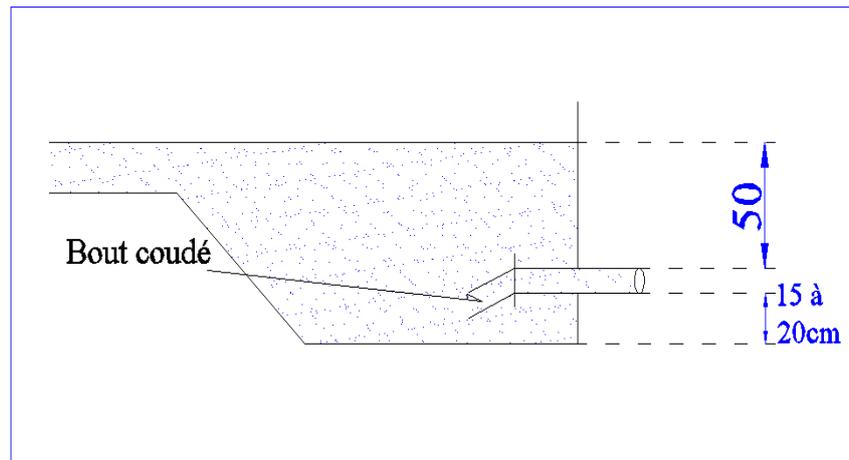


Figure (III.3) : Emplacement de la conduite de distribution

III.7.3. Conduite trop plein

Cette conduite est destinée à évacuer le trop plein c'est-à-dire la totalité du débit arrivant lorsque le niveau dans celui-ci atteint sa limite maximale. Il est prévu l'arrêter de pompage en cas de défaillance du système [1] (Figure (III.4)).

III.7.4. Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir reliée généralement à la conduite de trop plein et comporte un robinet pour nettoyer le réservoir [1] (Figure (III.4)).

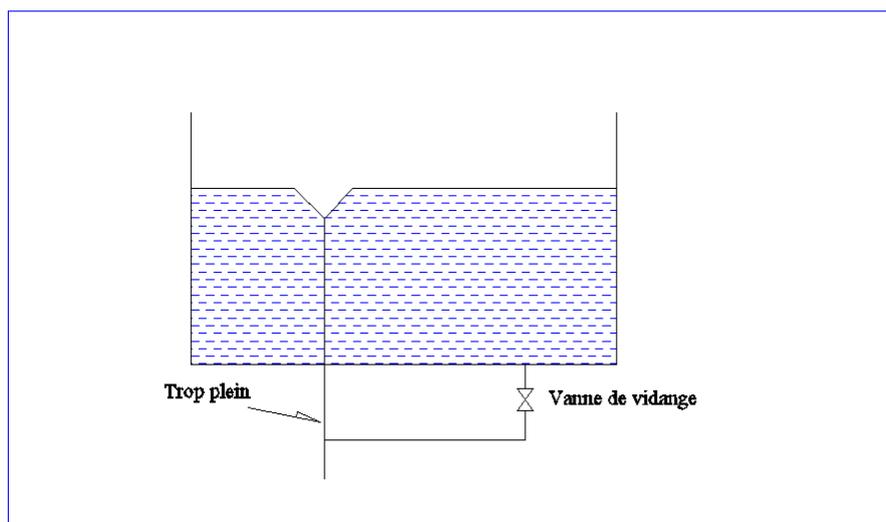


Figure (III.4) : Conduite de trop plein et vidange.

III.7.5. Conduite de by-pass

C'est une communication directe entre l'adduction et la distribution, son utilité se trouve dans les travaux de réparation et dans le nettoyage du réservoir [6] (Figure (III.5)).

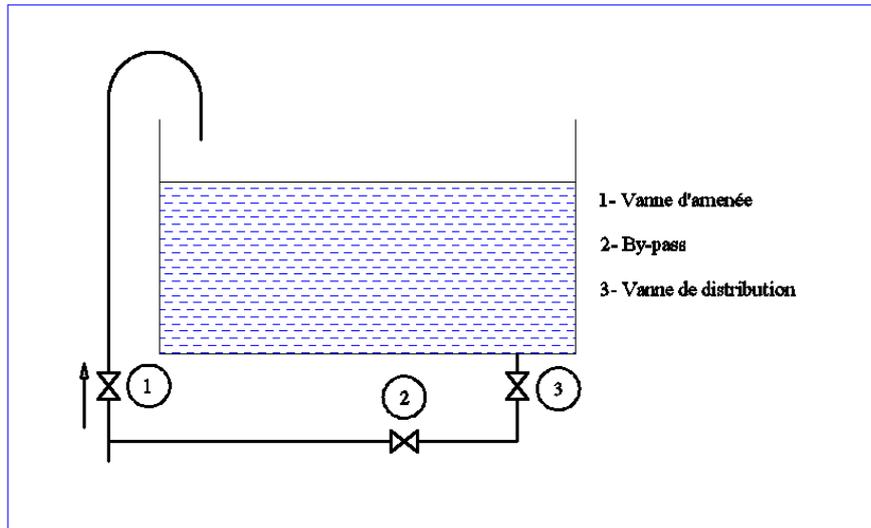


Figure (III.5) : Système de by-pass

III.7.6. Système de matérialisation de la réserve incendie

Ce système est rarement utilisée, la réserve d'incendie est maintenue constamment pleine et n'est pas convenablement renouvelée.

- **Système à deux prises**

- En régime normal : La vanne (1) fermée et (2) ouverte (figure (III.6)) ;
- En cas d'incendie : La vanne (1) est ouverte.

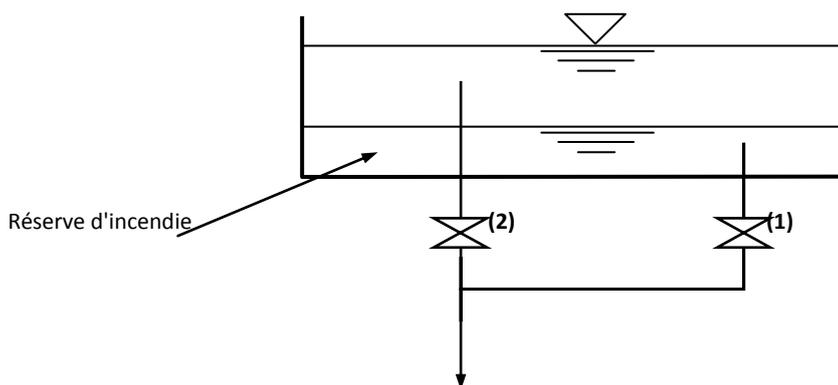


Figure (III.6) : Système à deux prises

- **Système à siphon**

Ce système a pour avantage le renouvellement de la réserve incendie. Quand le niveau atteint son minimum (figure (III.7)).

- En régime normal : Les vannes (1) et (3) sont ouvertes et la vanne (2) est fermée ;

- En cas d'incendie : La vanne (1) est fermée et (2) est ouverte.

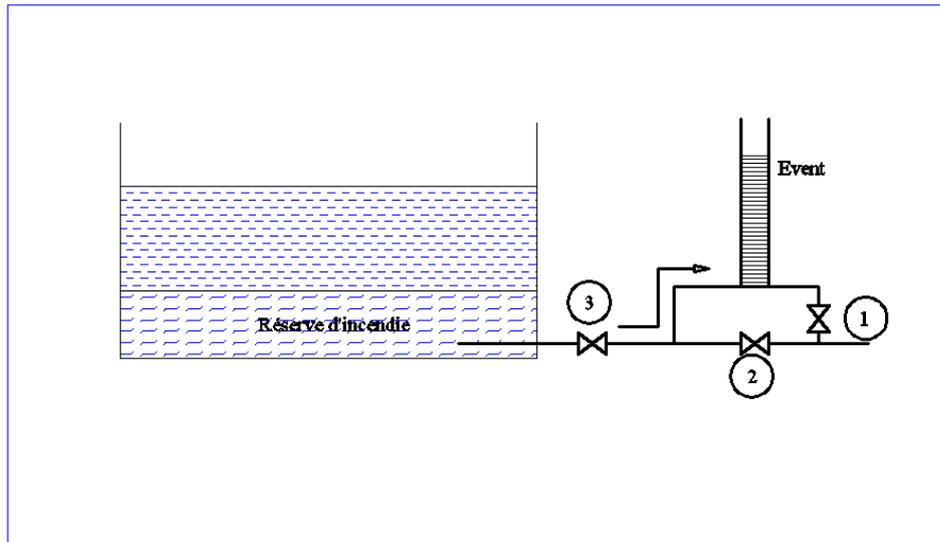


Figure (III.7) : Système à siphon

III.8. Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne les fissures et les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques, cela est due à l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves, on suit les étapes suivantes :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

III.9. Hygiène et sécurité

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, il faut que les réservoirs soient :

- Couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction des corps étrangers ;
- Eclairer par des ouvertures munies de plaque de verre ;

III.10. Capacité théorique du réservoir

Pour estimer la capacité d'un réservoir on tien compte des variations de débit a l'entrée et a la sortie, c'est-à-dire, d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont

(l'adduction et station de reprise), et d'autre part, du régime de distribution (consommation moyenne journalière de l'agglomération) [12].

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

- Méthode analytique ;
- Méthode graphique.

III.10.1. Méthode analytique

La capacité du réservoir est déterminée à partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant, on calculera le résidu pour chaque heure, la somme entre la valeur maximale et la valeur absolue sera le pourcentage du volume de stockage.

La répartition des débits d'apport se fait sur 24h dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20h dans le cas d'une adduction par refoulement, cela pour avoir un temps nécessaire pour la répartition des pannes éventuelles et d'entretien au niveau de la station de pompage, et en tenant compte des heures de pointes arrêtées par la tarification de la SONELGAZ ou le prix d'énergie est élevé.

Le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\max} = P\% \times Q_{\max j} / 100 \quad (\text{III.1})$$

Avec :

V_{\max} : Volume maximale de stockage pour la consommation en m^3 ;

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

$P\%$: Résidu maximal dans le réservoir en (%).

III.10.1.1. Détermination de la valeur de P

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{\max/h}$ pour chacune des zones à desservir. Le tableau de distribution du débit journalier (Annexe (1)) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures ;
- On répartit le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long de la journée ;
- On fait la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation ; cette différence est reportée dans une colonne des surplus et des déficits selon son signe ;
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée "P% max" sera le pourcentage du volume de stockage.

III.10.1.2. Le volume total du réservoir

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

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{max}} + V_{\text{incendie}} \quad (\text{III.2})$$

III.10.2. Méthode graphique

Cette méthode consiste à rapporter sur un graphique les résultats de la variation de la consommation, en portant sur l'axe des abscisses les heures, et sur l'axe des ordonnées le résidu cumulé.

Le calcul de la capacité pratique du réservoir se repose sur la répartition des débits de distribution qui diffère d'une agglomération à une autre. En pratique au cours de la journée, plusieurs problèmes peuvent surgir sur la chaîne de refoulement, comme un accident sur la conduite d'adduction, au niveau du forage ou une eau suspecte, alors le réservoir doit être en mesure de répondre à la demande de l'agglomération pendant ces temps de pannes, donc il y a lieu de prévoir un volume supplémentaire.

III.11. Dimensionnement des stations de reprises

Les stations de reprises jouent le rôle de transit, leur dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. On optera pour des stations de reprises circulaires, le temps de stockage sera d'un quart d'heure ($1/4$ heure).

$$V_{\text{sr}} = Q_{\text{max } j} \times T_C \quad (\text{III-3})$$

Où :

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

$Q_{\text{max } j}$: Débit entrant dans la station (m^3/h) ;

T_C : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge.

III.12. Dimensionnement de la capacité de stockage

III.12.1. Dimensionnement du réservoir VSA (R1)

Ce réservoir assure la distribution du village VSA, le nombre d'habitant qui s'y trouve est de 3165 hab donc :

$$\alpha_{\text{max}} = 1.3$$

$$\beta_{\text{max}} = 1.56$$

Alors: $k_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.028$

Avec un débit de $Q_{\max j} = 1009.87 \text{ m}^3/\text{j}$ distribué pour le village VSA.

Les résultats obtenus sont donné da,s le tableau qui suit :

Tableau (III.1) : Variation de la consommation journalière du réservoir VSA (R1)

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

A partir des résultats du tableau (III.1), $P_{\max} = 20.81 \%$

- **Volume de régulation V_r**

$$V_r = (P_{\max} \times Q_{\max j}) / 100$$

$$V_r = (20,81 \times 1009,87) / 100$$

$$V_r = 210.1539 \text{ m}^3$$

- **Volume total V_{tot}**

$$V_{\text{tot}} = V_r + V_{\text{incendie}}$$

$$V_{\text{tot}} = 210,1539 + 120$$

$$V_{\text{tot}} = 330.1539 \text{ m}^3$$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 100 m^3 , alors on propose de construire un autre réservoir de capacité 250 m^3 jumelé avec celui existant.

- **Le diamètre du réservoir**

Comme le village à alimenter est considéré de moyenne importance. La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5 m. On va opter pour $H = 4 \text{ m}$.

$$D_r = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

Avec : $V = 250 \text{ m}^3$.

$$D_r = [(4 \times 250) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'ou : $D_r = 8.92 \text{ m}$.

- **La hauteur d'incendie du réservoir à construire**

On considère qu'on a un seule réservoir de 350 m^3 :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times V_{\text{incendie}}) / (\pi \times (D_{350})^2)]$$

Avec :

$$D_{350} = [(4 \times V_{\text{tot}}) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

$$D_{350} = [(4 \times 350) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'ou: $D_{350} = 10.56 \text{ m}$.

Donc :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times 120) / (\pi \times (10.56)^2)]$$

$H_{\text{incendie}} = 1.37 \text{ m}$.

III.12.2. Dimensionnement du réservoir Aghoumras (R2)

Ce réservoir assure la distribution du village Aghoumras d'une population de 1898 habitants.

Donc:

$$\alpha_{\max} = 1.3$$

$$\text{Et } \beta_{\max} = 1.72$$

D'ou :

$$k_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.24$$

Avec un débit de 603.38 m³/j.

Le tableau (III.2) suivant résume les résultats :

Tableau (III.2) : Variation de la consommation journalière d'Aghoumras (R2)

Heure	Apport	Distribution	Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	4,16	0,63		3,53	3,53
1-2	4,16	0,63		3,53	7,06
2-3	4,16	1,16		3	10,06
3-4	4,16	1,8		2,36	12,42
4-5	4,16	3,4		0,76	13,18
5-6	4,16	3,9		0,26	13,44
6-7	4,16	4,7	-0,54		12,9
7-8	4,16	9,26	-5,1		7,8
8-9	4,17	7,74	-3,57		4,23
9-10	4,17	5,9	-1,73		2,5
10-11	4,17	4,48	-0,31		2,19
11-12	4,17	4,98	-0,81		1,38
12-13	4,17	4,5	-0,33		1,05
13-14	4,17	4		0,17	1,22
14-15	4,17	4,76	-0,59		0,63
15-16	4,17	5,96	-1,79		-1,16
16-17	4,17	9,02	-4,85		-6,01
17-18	4,17	8,22	-4,05		-10,06
18-19	4,17	7,04	-2,87		-12,93

19-20	4,17	2,48		1,69	-11,24
20-21	4,17	2,48		1,69	-9,55
21-22	4,17	1,4		2,77	-6,78
22-23	4,17	0,88		3,29	-3,49
23-24	4,17	0,68		3,49	0
Total	100	100			

D'après le tableau (III.2): $P_{\max} = 26.37 \%$.

- **Volume de régulation V_r**

$$V_r = (P_{\max} \times Q_{\max j}) / 100$$

$$V_r = (26.37 \times 603.38) / 100$$

$$V_r = 159.111 \text{ m}^3$$

- **Volume total V_{tot}**

$$V_{\text{tot}} = V_r + V_{\text{incendie}}$$

$$V_{\text{tot}} = 159.111 + 120$$

$$V_{\text{tot}} = 279.111 \text{ m}^3$$

Ce village dispose déjà d'un réservoir de $150 \text{ m}^3/\text{j}$, alors on doit construire un autre réservoir de $50 \text{ m}^3/\text{j}$ jumelé avec celui existant.

- **Le diamètre du réservoir**

Comme le village à alimenter est considéré de moyenne importance. La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5 m. On va opter pour $H = 4 \text{ m}$.

$$D_r = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

$$\text{Avec : } V = 50 \text{ m}^3$$

$$D_r = [(4 \times 50) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

$$\text{D'où : } D_r = 3.99 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie du réservoir à construire**

On considère qu'on a un seul réservoir de 200 m^3 :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times V_{\text{incendie}}) / (\pi \times (D_{200})^2)]$$

Avec :

$$D_{200} = [(4 \times V_{\text{tot}}) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

$$D_{200} = [(4 \times 200) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

$$\text{D'ou: } D_{200} = 7.98 \text{ m.}$$

Donc :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times 120) / (\pi \times (7.98)^2)]$$

$$H_{\text{incendie}} = 2.4 \text{ m.}$$

III.12.3. Dimensionnement du réservoir Elkelaa (R3)

Ce réservoir assure la distribution de 90% de la population du village Elkelaa, c'est à dire 399 habitants donc :

$$\alpha_{\text{max}} = 1.3$$

$$\text{Et } \beta_{\text{max}} = 2$$

D'où :

$$k_{\text{max h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} = 2.6$$

Avec un débit de $127.503 \text{ m}^3/\text{j}$, soit 90% du débit estimé pour le village d'El kelaa

Le tableau (III.3) ci-après regroupe les résultats.

Tableau (III.3) : Variation de la consommation journalière d'El Kelaa (R3)

Heure	Apport	Distribution	Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	4,16	0,6		3,56	3,56
1-2	4,16	0,6		3,56	7,12
2-3	4,16	1,2		2,96	10,08
3-4	4,16	2		2,16	12,24
4-5	4,16	3,5		0,66	12,9
5-6	4,16	3,5		0,66	13,56
6-7	4,16	4,5	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,2	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,8	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,5	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,1		0,07	0,29
11-12	4,17	4,1		0,07	0,36
12-13	4,17	3,5		0,67	1,03
13-14	4,17	3,5		0,67	1,7
14-15	4,17	4,7	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,2	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,4	-6,23		-7,09

17-18	4,17	9,4	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,3	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,6		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,6		2,57	-10,31
21-22	4,17	1		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,6		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,6		3,57	0
Total	100	100			

D'après le tableau (III.3): $P_{\max} = 29.01 \%$

- **Volume de régulation V_r**

$$V_r = (P_{\max} \times Q_{\max j}) / 100$$

$$V_r = (29.01 \times 127.503) / 100$$

$$V_r = 36.99 \text{ m}^3$$

- **Volume total V_{tot}**

$$V_{\text{tot}} = V_r + V_{\text{incendie}}$$

$$V_{\text{tot}} = 36.99 + 120$$

$$V_{\text{tot}} = 156.99 \text{ m}^3$$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 150 m^3 , on propose de construire un autre réservoir de capacité 50 m^3 jumelé avec l'existant.

- **Le diamètre du réservoir**

Comme le village à alimenter est considéré de moyenne importance. La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5 m. On va opter pour $H = 4 \text{ m}$.

$$D = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

$$\text{Avec : } V = 50 \text{ m}^3$$

$$D = [(4 \times 50) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

$$\text{D'où : } D = 3.99 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie du réservoir à construire**

On considère qu'on a un seule réservoir de 200 m^3 :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times V_{\text{incendie}}) / (\pi \times (D_{200})^2)]$$

Avec :

$$D_{200} = [(4 \times V_{\text{tot}}) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

$$D_{200} = [(4 \times 200) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'où: $D_{200} = 7.98$ m.

Donc :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times 120) / (\pi \times (7.98)^2)]$$

$$H_{\text{incendie}} = 2.4 \text{ m.}$$

III.12.4. Dimensionnement du réservoir El kelaa (R4)

Ce réservoir assure la distribution de 10% de la population du village El kelaa, c'est à dire 44 habitants et alimente deux réservoirs R2 et R3 donc :

$$\alpha_{\text{max}} = 1.3$$

$$\text{Et } \beta_{\text{max}} = 2$$

D'où :

$$k_{\text{max h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} = 2.6$$

Avec un débit de $14.167 \text{ m}^3/\text{j}$, soit 10% du débit estimé pour le village d'Elkelaa et alimente le réservoir R2 d'un débit de $603.38 \text{ m}^3/\text{j}$ et R3 de $127.503 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le tableau (III.4) regroupe les résultats.

Tableau (III.4) : Variation de la consommation journalière du réservoir Elkelaa (R4)

Heure	Apport (%)	Distribution (1) (%)	Distribution (2) (%)	Refolement	Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,01146	0,71	3,37	3,53		1,46	1,46
1-2	5	0,01146	0,71	3,37	3,53		1,46	2,92
2-3	5	0,02292	0,71	3,37	3,69		1,30	4,23
3-4	5	0,0382	0,71	3,37	3,90		1,09	5,32
4-5	5	0,06685	0,71	3,37	4,29		0,70	6,03
5-6	5	0,06685	0,71	3,37	4,29		0,70	6,73
6-7	5	0,08595	0,71	3,37	4,56		0,43	7,17
7-8	5	0,19482	0,71	3,37	6,06	-1,06		6,11
8-9	5	0,16808	0,71	3,37	5,69	-0,69		5,41
9-10	5	0,12415	0,71	3,37	5,08	-0,08		5,33
10-11	5	0,07831	0,71	3,37	4,45		0,54	5,87
11-12	5	0,07831	0,71	3,37	4,45		0,54	6,41
12-13	5	0,06685	0,71	3,37	4,29		0,70	7,11

13-14	5	0,06685	0,71	3,37	4,29		0,70	7,82
14-15	5	0,08977	0,71	3,37	4,61		0,38	8,20
15-16	5	0,11842	0,71	3,37	5,00	-0,008		8,19
16-17	5	0,19864	0,71	3,37	6,11	-1,11		7,08
17-18	5	0,17954	0,71	3,37	5,84	-0,84		6,23
18-19	5	0,13943	0,71	3,37	5,29	-0,29		5,93
19-20	5	0,03056	0,71	3,37	3,79		1,20	7,13
20-21	0	0,03056	0,71	3,37	1,95	-1,95		5,18
21-22	0	0,0191	0,71	3,37	1,79	-1,79		3,38
22-23	0	0,01146	0,71	3,37	1,69	-1,69		1,69
23-24	0	0,01146	0,71	3,37	1,69	-1,69		0
Total	100	1,91	17,11	80,98	100			

A partir du tableau (III.4), on a: $P_{\max} = 8.20 \%$

- **Volume de régulation V_r**

$$V_r = (P_{\max} \times Q_{\max j}) / 100$$

$$V_r = (8.20 \times 745.07) / 100$$

$$V_r = 61.09 \text{ m}^3$$

- **Volume total V_{tot}**

$$V_{\text{tot}} = V_r + V_{\text{incendie}}$$

$$V_{\text{tot}} = 61.09 + 120$$

$$V_{\text{tot}} = 181.09 \text{ m}^3$$

On choisira un volume standard de $200 \text{ m}^3/\text{j}$ pour ce réservoir.

- **Le diamètre du réservoir**

Comme le village à alimenter est considéré de moyenne importance. La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5 m. On va opter pour $H = 4 \text{ m}$.

$$D = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

$$\text{Avec : } V = 200 \text{ m}^3$$

$$D = [(4 \times 200) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

$$\text{D'où : } D = 7.98 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie du réservoir à construire**

Le réservoir en question a une capacité de 200 m^3 :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times V_{\text{incendie}}) / (\pi \times (D_{200})^2)]$$

Avec:

$$D_{200} = 7.98 \text{ m.}$$

Donc :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times 120) / (\pi \times (7.98)^2)]$$

$$H_{\text{incendie}} = 2.4 \text{ m.}$$

III.12.5. Dimensionnement du réservoir Bouhvache (R5)

Ce réservoir assure la distribution du village Bouhvache, le nombre d'habitant qui s'y trouve est de 439 habitants donc :

$$\alpha_{\text{max}} = 1.3$$

$$\text{Et } \beta_{\text{max}} = 2$$

D'où :

$$k_{\text{max h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} = 2.6$$

Avec un débit de 141.58 m³/j.

Le tableau (III.5) ci-dessous regroupe les résultats.

Tableau (III-5) : Variation de la consommation journalière de bouhvache (R5)

Heure	Apport	Distribution	Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	4,16	0,6		3,56	3,56
1-2	4,16	0,6		3,56	7,12
2-3	4,16	1,2		2,96	10,08
3-4	4,16	2		2,16	12,24
4-5	4,16	3,5		0,66	12,9
5-6	4,16	3,5		0,66	13,56
6-7	4,16	4,5	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,2	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,8	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,5	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,1		0,07	0,29
11-12	4,17	4,1		0,07	0,36
12-13	4,17	3,5		0,67	1,03

13-14	4,17	3,5		0,67	1,7
14-15	4,17	4,7	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,2	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,4	-6,23		-7,09
17-18	4,17	9,4	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,3	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,6		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,6		2,57	-10,31
21-22	4,17	1		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,6		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,6		3,57	0
Total	100	100			

D'après le tableau (III.5): $P_{\max} = 29.01 \%$

- **Volume de régulation V_r**

$$V_r = (P_{\max} \times Q_{\max j}) / 100$$

$$V_r = (29.01 \times 141.58) / 100$$

$$V_r = 41.07 \text{ m}^3$$

- **Volume total V_{tot}**

$$V_{\text{tot}} = V_r + V_{\text{incendie}}$$

$$V_{\text{tot}} = 41.04 + 120$$

$$V_{\text{tot}} = 161.07 \text{ m}^3$$

La commune de Bouhvache dispose d'un réservoir de capacité de 50 m^3 , on va opter pour un autre réservoir de capacité 150 m^3 jumelé avec l'existant.

- **Le diamètre du réservoir**

Comme le village à alimenter est considéré de moyenne importance. La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5 m. On va opter pour $H = 4 \text{ m}$.

$$D = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

$$\text{Avec : } V = 150 \text{ m}^3$$

$$D = [(4 \times 150) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

$$\text{D'où : } D = 6.91 \text{ m.}$$

- **La hauteur d'incendie du réservoir à construire**

On considère qu'on a un seul réservoir de 200 m^3 .

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times V_{\text{incendie}}) / (\pi \times (D_{200})^2)]$$

Avec :

$$D_{200} = [(4 \times V_{\text{tot}}) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

$$D_{200} = [(4 \times 200) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'ou: $D_{200} = 7.98 \text{ m}$.

Donc :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times 120) / (\pi \times (7.98)^2)]$$

$H_{\text{incendie}} = 2.4 \text{ m}$.

III.12.6. Dimensionnement de la station de reprise SR1

Cette station de reprise distribue vers le village de Taourirt dont la population est estimée à 878 habitants, un débit $Q = 273.936 \text{ m}^3/\text{j}$, alimente le réservoir VSA gravitairement d'un débit de $1009.87 \text{ m}^3/\text{j}$, et refoule un débit de $3301.64 \text{ m}^3/\text{j}$ vers la station de reprise SR2.

$$\alpha_{\text{max}} = 1.3$$

$$\text{Et } \beta_{\text{max}} = 2$$

D'ou :

$$k_{\text{max h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} = 2.6$$

Le tableau (III.6) résume les résultats:

Tableau (III.6) : Variation de la consommation journalière de Taourirt (SR1)

Heure	Apport (%)	Distribution (1) (%)	Distribution (2) (%)	refoulement	Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,03582	0,91	3,60	4,55	-0,39		-0,39
1-2	4,16	0,03582	0,91	3,60	4,55	-0,39		-0,78
2-3	4,16	0,07164	0,91	3,60	4,58	-0,42		-1,21
3-4	4,16	0,1194	0,91	3,60	4,63	-0,47		-1,69
4-5	4,16	0,20895	0,91	3,60	4,72	-0,56		-2,26
5-6	4,16	0,20895	0,91	3,60	4,72	-0,56		-2,82
6-7	4,16	0,26865	0,91	3,60	4,78	-0,62		-3,45
7-8	4,16	0,60894	0,91	3,60	5,12	-0,96		-4,42
8-9	4,17	0,52536	0,91	3,60	5,04	-0,87		-5,29
9-10	4,17	0,38805	0,91	3,60	4,90	-0,73		-6,03
10-11	4,17	0,24477	0,91	3,60	4,76	-0,59		-6,62

11-12	4,17	0,24477	0,91	3,60	4,76	-0,59		-7,21
12-13	4,17	0,20895	0,91	3,60	4,72	-0,55		-7,77
13-14	4,17	0,20895	0,91	3,60	4,72	-0,55		-8,33
14-15	4,17	0,28059	0,91	3,60	4,798	-0,62		-8,95
15-16	4,17	0,37014	0,91	3,60	4,88	-0,71		-9,67
16-17	4,17	0,62088	0,91	3,60	5,13	-0,96		-10,64
17-18	4,17	0,56118	0,91	3,60	5,07	-0,90		-11,55
18-19	4,17	0,43581	0,91	3,60	4,95	-0,78		-12,33
19-20	4,17	0,09552	0,91	3,60	4,61	-0,44		-12,78
20-21	4,17	0,09552	0,91	0	1,01		3,15	-9,62
21-22	4,17	0,0597	0,91	0	0,97		3,19	-6,43
22-23	4,17	0,03582	0,91	0	0,95		3,21	-3,21
23-24	4,17	0,03582	0,91	0	0,95		3,21	0
Total	4,17	5,97	22,02	72,01	100			

Le tableau (III.6) nous montre que: $P_{\max} = 12.78 \%$.

- **Volume de la station de reprise SR1**

$$V_{SR1} = (P_{\max} \times Q_{\max j}) / 100$$

$$V_{SR1} = (12.78 \times 4585.4425) / 100$$

$$V_{SR1} = 586.02 \text{ m}^3.$$

On optera pour un volume de 600 m^3 pour la station de reprise SR1.

- **Le diamètre de la SR1**

On prendra $H = 4\text{m}$.

$$D = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

Avec: $V = 600 \text{ m}^3$

$$D = [(4 \times 600) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

Donc :

$$D = 13.82\text{m}.$$

III.12.7. Dimensionnement de la station de reprise SR2

Le débit refoulé dans cette station de reprise SR2 est $3301.64 \text{ m}^3/\text{j}$, avec un temps de remplissage d'un quart d'heur.

D'où :

$$V_{SR2} = (3301.64 \times 0.25) / 24$$

Donc :

$$V_{SR2} = 34.39 \text{ m}^3.$$

On aura alors une station avec une capacité standard de 50 m³.

III.12.8. Dimensionnement de la station de reprise SR3

Cette station alimente un réservoir de 100 m³ et refoule 3201.64 m³/j vers la station de reprise SR4.

Le tableau (III.7) regroupe les résultats des calculs :

Tableau (III.7) : Variation de la consommation journalière de takhlicht(SR3)

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Refoulement (%)	Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,66	4,19	4,86		0,13	0,13
1-2	5	0,66	4,19	4,86		0,13	0,26
2-3	5	0,66	4,19	4,86		0,13	0,40
3-4	5	0,66	4,19	4,86		0,13	0,53
4-5	5	0,66	4,19	4,86		0,13	0,66
5-6	5	0,66	4,19	4,86		0,13	0,80
6-7	5	0,66	4,19	4,86		0,13	0,93
7-8	5	0,66	4,19	4,86		0,13	1,06
8-9	5	0,66	4,19	4,86		0,13	1,20
9-10	5	0,66	4,19	4,86		0,13	1,33
10-11	5	0,66	4,19	4,86		0,13	1,46
11-12	5	0,66	4,19	4,86		0,13	1,60
12-13	5	0,66	4,19	4,86		0,13	1,73
13-14	5	0,66	4,19	4,86		0,13	1,86
14-15	5	0,66	4,19	4,86		0,13	2,00
15-16	5	0,66	4,19	4,86		0,13	2,13
16-17	5	0,66	4,19	4,86		0,13	2,26
17-18	5	0,66	4,19	4,86		0,13	2,40
18-19	5	0,66	4,19	4,86		0,13	2,53
19-20	5	0,66	4,19	4,86		0,13	2,66
20-21	0	0,66	0	0,66	-0,66		2,00
21-22	0	0,66	0	0,66	-0,66		1,33
22-23	0	0,66	0	0,66	-0,66		0,66
23-24	0	0,66	0	0,66	-0,66		0
Total	100	16,01	83,99	100			

D'après le tableau on trouvera que: $P_{\max} = 2.67 \%$.

- **Volume de la station de reprise SR3**

$$V_{SR3} = (P_{\max} \times Q_{\max j}) / 100$$

$$V_{SR3} = (16.67 \times 3301.64) / 100$$

$$V_{SR3} = 88.15 \text{ m}^3$$

On optera pour un volume de 100 m^3 pour la station de reprise SR3.

- **Le diamètre de la SR3**

On prendra $H = 4\text{m}$.

$$D = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

Avec: $V = 100 \text{ m}^3$

$$D = [(4 \times 100) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

Donc :

$$D = 5.64\text{m}$$

III.12.9. Dimensionnement de la station de reprise SR4

Cette station de reprise assure la distribution du village Tighilt Messoud dont la population est de 321 habitants avec un débit $Q=101.02 \text{ m}^3/\text{j}$, refoule un débit de $745.05 \text{ m}^3/\text{j}$ vers le réservoir R4 d'Elkelaa, alimente le réservoir de bouhvache d'un débit de $141.58 \text{ m}^3/\text{j}$, et le débit restant sera distribué vers d'autres réservoirs qui existent déjà et qui ne sont pas à redimensionner.

$$\alpha_{\max} = 1.3$$

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

D'ou :

$$k_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.6$$

Le débit refoulé vers cette station est $2773.04 \text{ m}^3/\text{j}$

Le tableau (III.8) suivant donne les résultats trouvés :

Tableau (III.8) : Variation de la consommation journalière de Tighilt Messoude (SR4)

Heure	Apport (%)	Dist 1 (%)	Dist 2 (%)	Dist 3 (%)	Ref (%)	Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,02	0,21	2,68	1,34	4,26		0,74	0,74
1-2	5	0,02	0,21	2,68	1,34	4,26		0,74	1,48
2-3	5	0,04	0,21	2,68	1,34	4,28		0,72	2,20
3-4	5	0,07	0,21	2,68	1,34	4,31		0,69	2,88
4-5	5	0,13	0,21	2,68	1,34	4,37		0,63	3,52
5-6	5	0,13	0,21	2,68	1,34	4,37		0,63	4,15
6-7	5	0,16	0,21	2,68	1,34	4,40		0,60	4,75
7-8	5	0,37	0,21	2,68	1,34	4,61		0,39	5,14
8-9	5	0,32	0,21	2,68	1,34	4,56		0,44	5,58
9-10	5	0,24	0,21	2,68	1,34	4,48		0,52	6,10
10-11	5	0,15	0,21	2,68	1,34	4,39		0,61	6,72
11-12	5	0,15	0,21	2,68	1,34	4,39		0,61	7,33
12-13	5	0,13	0,21	2,68	1,34	4,37		0,63	7,96
13-14	5	0,13	0,21	2,68	1,34	4,37		0,63	8,59
14-15	5	0,17	0,21	2,68	1,34	4,41		0,59	9,18
15-16	5	0,23	0,21	2,68	1,34	4,46		0,54	9,72
16-17	5	0,38	0,21	2,68	1,34	4,62		0,38	10,10
17-18	5	0,34	0,21	2,68	1,34	4,58		0,42	10,52
18-19	5	0,27	0,21	2,68	1,34	4,50		0,50	11,02
19-20	5	0,06	0,21	2,68	1,34	4,30		0,70	11,72
20-21	0	0,06	0,21	2,68	0,00	2,95	-2,95		8,77
21-22	0	0,04	0,21	2,68	0,00	2,93	-2,93		5,83
22-23	0	0,02	0,21	2,68	0,00	2,92	-2,92		2,92
23-24	0	0,02	0,21	2,68	0,00	2,92	-2,92		0,00
Total	100	3,64	5,12	64,37	26,87	100			

D'après le tableau (III.8) on trouvera que: $P_{\max} = 11.72 \%$.

- **Volume de la station de reprise SR4**

$$V_{SR4} = (P_{\max} \times Q_{\max j}) / 100$$

$$V_{SR4} = (11.72 \times 2773.07) / 100$$

$$V_{SR4} = 325 \text{ m}^3$$

On choisira un volume de 350 m^3 pour la station de reprise SR4.

- **Le diamètre de la SR4**

On prendra $H = 4 \text{ m}$

$$D = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

Avec: $V = 350 \text{ m}^3$

$$D = [(4 \times 350) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

Donc :

$$D = 10.55\text{m}$$

III.13. Conclusion

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

L'acheminement de l'eau jusqu'à ces réservoirs s'effectuera par l'intermédiaire des quatre stations de reprise dont trois alimentent des réservoirs.

Nous allons nous intéresser au dimensionnement des conduites d'adductions qui véhiculeront l'eau entre les réservoirs, qui sera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre IV : Adduction

Chapitre IV : Adduction

Dans le chapitre précédant nous avons dimensionné les réservoirs et les stations de reprises nous passerons à présent aux conduites.

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

➤ **Adduction gravitaire**

Ce type d'adduction ne fait intervenir travail de la pesanteur, ce qui nous mène à dire que le point de captage se trouve à une haute altitude par rapport à celle du réservoir.

L'adduction gravitaire se fait soit sous pression "conduite forcée", soit par écoulement libre sans pression "aqueduc".

➤ **Adduction par refoulement**

Ce type d'adduction fait intervenir une source d'énergie fournie par une station de pompage, c'est-à-dire qu'on élève les eaux d'un point à un autre, donc, le point de captage doit se trouver à un niveau inférieur à celui du réservoir.

IV.1. Choix du tracé

Pour établir un meilleur amené d'eau, on doit tenir compte des conditions d'ordre technique et économique, qui sont, en fait liés entre elles à savoir :

- Avoir un profil aussi régulier que possible, afin de réduire les frais d'investissement ;
- Eviter les contre pente qui peuvent engendrer, en exploitation, des cantonnements d'air ;
- En régime transitoire, par suite de la dépression qui règne dans la conduite, le phénomène de cavitation apparait en ces points hauts, et engendre la rupture de conduite, au cours de la phase de surpression qui succède ;
- Prévoir quelques vannes de sectionnement pour les conduites de grande longueur, afin de faciliter les éventuelles réparations ;
- Eviter au maximum les traversés des obstacles (Oueds, routes...).

IV.2. Description du schéma d'adduction

L'acheminement de l'eau de la conduite principale de Tichi haf se fait sous pression vers la première station de pompage qui se trouve à taourirt, celle ci alimente gravitairement le réservoir du village VSA, distribue vers taourirt et refoule vers la deuxième station de reprise qui refoule vers Takhlicht ou se situe la troisième station de reprise qui dispose d'un réservoir, cette dernière refoule vers la quatrième station qui se trouve à Tighilt messoud, celle ci alimente quelque réservoir dont le réservoir bouhvache, distribue vers le village de Tighilt messoud et refoule vers le réservoir de El kelaa (R4) qui alimente le deuxième réservoir d'El kelaa (R3) et celui d'Aghoumras et distribue pour 10% de la population d'El kelaa .

Figure (IV.1) : Schéma d'adduction de la commune Fenaia Il-Maten

IV.3. Choix du type de conduite

Le type de la conduite à choisir s'effectue selon des critères bien définis à savoir:

- Disponibilité sur le marché ;
- Le prix D'achat ;
- Les frais de réalisation ;
- La pression à supporter ;
- La nature du terrain ;
- La longueur des conduites.

Dans ce projet, notre choix se pose pour des conduites en PEHD pour les raisons suivantes [7]:

❖ Avantages

- ✓ Facilité de pose (Grande flexibilité), on peut l'enrouler pour les petits diamètres ;
- ✓ Fiables au niveau des branchements ;
- ✓ Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- ✓ Durée de vie très élevée (50 ans à 20°C) ;
- ✓ Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- ✓ Résiste à la corrosion.

❖ Inconvénients

- ✓ Nécessite une grande technicité pour la jonction.

IV.4. Etude technico-économique

Cette étude consiste à choisir le diamètre le plus économique. Ce choix se fait selon :

- Le diamètre de la conduite doit transiter le débit le plus élevé pour une vitesse acceptable, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite ;
- Les frais d'investissement (frais d'exploitation et d'amortissement) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

IV.4.1. Calcul du diamètre économique

Pour calculé le diamètre économique, on dispose de deux corrélations établis par BRESS et BONNIN [9], qui permettent l'approximation de ce diamètre économique:

- **Formule de BONNIN**

$$D_{e1} = \sqrt{\bar{Q}} \quad (\text{IV.1})$$

- **Formule de BRESS**

$$D_{e2} = 1.5 \times \sqrt{\bar{Q}} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

-Q: Débit refoulé dans la conduite en m³/s.

On choisira le coût minimal pour les diamètres compris entre D_{e1} et D_{e2} . La vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

IV.4.2. Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = (4 \times Q) / (\pi \times D^2) \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

-V : Vitesse d'écoulement en m/s ;

-Q : Débit transitant dans la conduite en m³/s ;

-D : Diamètre de la conduite en m.

IV.4.3. Calcul des pertes de charge

On distingue deux types de pertes de charge :

IV.4.3.1. Les pertes de charge linéaires (H_l)

Elles sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBBACH :

$$H_l = J \times L \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

$$J = (\lambda \times V^2) / (2 \times g \times D) \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

-J : Perte de charge en m ;

-L : Longueur de la conduite en m ;

$-\lambda$: Coefficient de perte de charge ;

-V : Vitesse d'écoulement en m/s ;

-D : Diamètre de la conduite en m.

- **Calcul du coefficient de perte de charge λ**

Il dépend de la rugosité et de la nature du régime d'écoulement, on peut alors appliquer les formules suivantes [11] :

- ✓ **Régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln(K/D))^{-2} \quad (\text{IV.6})$$

✓ **Régime transitoire**

Formule de COLBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

-J : Perte de charge en m ;

-g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 .

-K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suite :

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

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

-Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = (V \times D) / \nu$$

Avec :

- ν : Viscosité cinétique de l'eau, donnée par la formule suivante [11] :

$$\nu = 0.0178 / (1 + 0.0337T + 0.00022T^2)$$

Ou :

-T : Température de l'eau en °C.

$$\text{A } T=20^\circ\text{C} : \nu = 0.01 \text{ stockes} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{Avec : } 1 \text{ stockes} = 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}.$$

IV.4.3.2. Les pertes de charge singulières (H_s)

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires, elles sont provoquées par des coudes, des vannes, ..etc [11] elles sont calculées comme suit :

$$H_s = 0.15 \times H_L \quad (\text{IV.8})$$

IV.4.3.3. Les pertes de charge Totale (H_t)

Ces pertes de charge représentent la somme des deux pertes de charge (linéaires et singulières):

$$H_t = H_L + H_s \quad (IV.9)$$

$$H_t = 0.15 \times H_L + H_L$$

$$H_t = 1.15 \times H_L$$

IV.4.4. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

Elle représente la différence d'énergie entre l'entrée et la sortie de la pompe. La somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge totales qui résultent de l'aspiration et du refoulement [11] :

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (IV.10)$$

IV.4.5. La puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance disponible ou bien en d'autre termes la puissance absorbé au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe [11], on la calcul de la façon qui suit :

$$P_a = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta \quad (IV.11)$$

Avec :

- P_a : La puissance de la pompe en KW ;

- H_{mt} : Hauteur manométrique total en m ;

- η : Rendement de la pompe en (%).

IV.4.6. Energie consommée par la pompe

Cette énergie est déterminée par la formule suivante [11] :

$$E = Pa \times t \times 365 \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

-E : Energie consommé par la pompe en KWh ;

-t : Nombre d'heure de pompage.

IV.4.7. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calcul de la manière suivante [11]

$$F_{\text{exp}} = E \times e_c \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

- F_{exp} : Frais d'exploitation en DA ;

- e_c : Prix unitaire du KWh. Fixé a 4.67 DA par SONELGAZ.

IV.4.8 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont obtenus par l'expression suivante :

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

- P_u : Prix unitaire de la conduite DA/ml ;

-L : Longueur de la conduite en m ;

-A : Annuité.

- **Calcul de l'annuité**

$$A = i / ((1 + i)^n - 1) + i \quad (IV.15)$$

Avec :

-i : Taux d'anuité (8 %) ;

-n : Nombre d'année d'amortissement (31 ans).

Donc :

$$A = 0.094$$

IV.4.9. Prix des conduites

Les coûts de transport et le pose des conduites par le mètre linéaire déterminent le prix de celles-ci. Les tableaux suivants donnent les différents prix [10] :

Tableau (IV.1) : Prix de revient des conduites PN10

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA / ml)
20	2.0	30.78
25	2.0	39.60
32	2.4	61.54
40	3.0	96.33
50	3.7	147.17
63	4.7	232.79
75	5.6	329.13
90	5.4	392.5
110	6.6	579.62
125	7.4	738.42
160	9.5	1209.38
200	11.9	1892.38
250	14.8	2937.81
315	18.7	4684.62
400	23.7	7516.57
500	29.7	11724.79
630	37.4	17729.58

Tableau (IV.2) : Prix de revient des conduites PN16

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA / ml)
20	2.3	34.64
25	3.0	56.20
32	3.6	88.3
40	4.5	136.47
50	5.6	211.4
63	7.1	337.16
75	8.4	473.63
90	8.2	571.69
110	10.0	844.3
125	11.4	1093.08
160	14.6	1786.51
200	18.2	2805.48
250	22.7	4340.56
315	28.6	6881.37
400	36.3	11116.05
500	45.4	17335.76
630	57.2	26341.10

Tableau (IV.3) : Prix de revient des conduites PN6

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA / ml)
20	2.0	33.82
25	2.0	43.16
32	2.0	56.28
40	2.0	72.90
50	2.4	105.99
63	3.0	166.14
75	3.6	234.90
90	3.5	287.33
110	4.2	417.94

125	4.8	539.84
160	6.2	891.04
200	7.7	1375.73
250	9.6	2147.78
315	12.1	3313.15
400	15.3	6046.68
500	19.1	8319.17
630	33.10	13349.48

IV.5. Calcul des conduites gravitaires

Il y a plusieurs facteurs qui entre en jeux pour le calcul des conduites gravitaires, tels-que :

- Le débit Q ;
- Les pertes de charges J ;
- Le diamètre D ;
- La vitesse d'écoulement V.

La charge disponible sera la différence entre la cote radié et la cote trop plein, elle sera égal à la charge nécessaire pour vaincre les frottements. La ligne piézométrique joignant le point de départ et le point d'arrivée aura une pente (j). La perte de charge unitaire acceptable dans une conduite en PEHD est donnée par :

$$J = H_t / (1.1 \times L) \quad (IV.16)$$

Tondis qu'on a Q et J, on cherchera un diamètre de tel sorte à avoir une vitesse convenable qui écoule ce débit avec des pertes de charges J, et on vérifie à chaque fois que $H_t \leq H_d$ pour le même débit.

IV.6. Equipement de l'adduction

IV.6.1. Robinet vannes

Ce sont des appareils de sectionnement qu'on utilise en ouverture ou bien en fermeture total, cela nous permet d'isolé une partie d'adduction pour des raisons de réparation ou autres. On distingue :

IV.6.1.1. Robinet vanne a coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés (Figure (IV.2)). Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.



Figure (IV.2) : Vanne opercule

IV.6.1.2. Vanne papillon

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit (Figure (IV.3)), légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.



Figure (IV.3) : Vanne papillon

IV.6.2. Ventouse

C'est un appareil mis en place au point haut d'une conduite servant à évacué les poches d'air (Figure (IV.4)). L'air compressible est dévastateur, il crée des variations de pression sans cesse.



Figure (IV.4) : Ventouse automatique

IV.6.3. Vanne de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

IV.6.4. Clapet anti retour

C'est un appareil simple qui fonctionne comme une porte, il permet un écoulement à sens unique. C'est un accessoire qui est très utilisé dans les stations de pompes.

IV.7. Calcul des diamètres économiques

IV.7.1. Conduites de refoulement

A. Conduites SR1 vers SR2

- **Caractéristiques du tronçon**

- Le débit refoulé : $Q = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 1030 \text{ m}$;
- Cote trop plein SR2 : $CTP (SR2) = 184.5 \text{ m}$;
- Cote radier SR1 : $CR (SR1) = 148.5 \text{ m}$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 36 \text{ m}$;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0.194 \text{ m}$;
- $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 0.292 \text{ m}$.

On prend la gamme : 200, 250, 315 mm.

- **Calcul de la H_{mt}**

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

Tableau (IV.4) : Calcul de la H_{mt} du tronçon SR1- SR2

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J (m/ml)	H_T (m)	H_{mt} (m)
200	184.6	1.42	262229.92	1030	0.0158	0.0088	10.884	46.88
250	230.8	0.91	209738.489	1030	0.0162	0.0029	3.648	39.68
315	2290.8	0.57	166463.698	1030	0.0167	0.0009	1.185	37.68

- **Calcul des frais d'exploitations**

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

Tableau (IV.5) : Calcul des frais d'exploitations du tronçon SR1- SR2

D (m)	Pa (KW)	E (KWh)	e (DA)	F_{exp} (DA)
200	24.9679	182265.8157	4.67	851181.3592
250	21.1145	154136.2944	4.67	719816.4946
315	19.8029	144561.2598	4.67	675101.0832

- **Calcul des frais d'amortissements**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.6) ci-dessous :

Tableau (IV.6): Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR1- SR2

D (m)	Pu (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
200	1375.73	1030	124848.189
250	2147.78	1030	194912.1146
315	3313.15	1030	300670.0279

- **Calcul du Bilan**

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

Tableau (IV.7) : Calcul du Bilan du tronçon SR1- SR2

D (m)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
200	851181.3592	124848.189	976029.5482
250	719816.4946	194912.1146	914728.6093
315	675101.0832	300670.0279	975771.1111

Le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse acceptable de 0.91 m/s.

B. Conduites SR2 vers SR3

- **Caractéristiques du tronçon**

- Le débit refoulé : $Q = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 1074 \text{ m}$;
- Cote trop plein SR3 : CTP (SR3) = 337.5 m ;
- Cote radier SR2 : CR (SR2) = 180.5 m ;
- Hauteur géométrique : $H_g = 157 \text{ m}$;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0.194 \text{ m}$;
- $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 0.292 \text{ m}$.

On prend la gamme : 200, 250 ,315 mm.

- **Calcul de la H_{mt}**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.8) ci-dessous :

Tableau (IV.8) : Calcul de la H_{mt} du tronçon SR2- SR3

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V(m/s)	Re	L (m)	λ	J(m/ml)	H_T	H_{mt}
200	163.6	1.8	295890.24	1074	0.0156	0.0159	20.5591	177.5594
250	204.6	1.15	236596.5	1074	0.0159	0.0053	6.8534	163.8534
315	257.8	0.72	187772.08	1074	0.0164	0.0017	2.2191	159.2191

- **Calcul des frais d'exploitations**

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

Tableau (IV.9) : Calcul des frais d'exploitations du tronçon SR2- SR3

D (m)	Pa (KW)	E (KWh)	e (DA)	F_{exp} (DA)
200	94.5578	690272.2375	4.67	3223571.349
250	87.2589	636990.5618	4.67	2974745.923
315	84.7910	618974.4082	4.67	2890610.486

- **Calcul des frais d'amortissements**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.10) ci-dessous :

Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR2- SR3

D (m)	Pu (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
200	3076.54	1074	293503.9572
250	4759.95	1074	454102.388
315	7013.09	1074	669053.4389

- **Calcul du Bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.11) ci-dessous :

Tableau (IV.11) : Calcul du Bilan du tronçon SR2- SR3

D (m)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
200	3223571.349	293503.9572	3517075.306
250	2974745.923	454102.388	3428848.311
315	2890610.486	669053.4389	3559663.925

Le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse acceptable de 1.15 m/s .

C. Conduites SR3 vers SR4

- **Caractéristiques du tançons**

- Le débit refoulé : $Q = 0.032 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 599 \text{ m}$;
- Cote trop plein SR4 : $CTP (SR4) = 479.5 \text{ m}$;
- Cote radier SR3 : $CR (SR3) = 333.5 \text{ m}$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 146 \text{ m}$;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0.179 \text{ m}$;
- $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 0.268 \text{ m}$.

On prend la gamme : 200, 250 et 315 mm.

- **Calcul de la H_{mt}**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.12) ci dessous

Tableau (IV.12) : Calcul de la H_{mt} du tronçon SR3- SR4

D_{ext}(mm)	D_{int}(mm)	V(m/s)	Re	L (m)	λ	J(m/ml)	H_T	H_{mt}
200	163.6	1.52	249170.73	599	0.0160	0.1158	8.329	154.329
250	204.6	0.97	199239.16	599	0.0164	0.0038	2.785	148.785
315	257.8	0.61	158123.86	599	0.0169	0.0012	0.904	146.904

- **Calcul des frais d'exploitations**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.13) ci-dessous :

Tableau (IV.13) : Calcul des frais d'exploitations du tronçon SR3 - SR4

D (m)	Pa (KW)	E (KWh)	e (DA)	F_{exp} (DA)
200	69.2103	505235.1985	4.67	2359448.377
250	66.7239	487084.8381	4.67	2274686.194
315	65.8803	480926.2465	4.67	2245925.571

- **Calcul des frais d'amortissements**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.14) ci-dessous :

Tableau (IV.14) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR3- SR4

D (m)	Pu (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
200	3076.54	599	163695.41
250	4759.95	599	253265.6708
315	7013.09	599	373149.9161

- **Calcul du Bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.15) ci-dessous :

Tableau (IV.15) : Calcul du Bilan du tronçon SR3- SR4

D (m)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
200	2359448.377	163695.41	2523143.787
250	2274686.194	253265.6708	2527951.865
315	2245925.571	373149.9161	2619075.487

Le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse acceptable de 0.97 m/s.

D. Conduite SR4 vers R4**• Caractéristiques du tronçon**

- Le débit refoulé : $Q = 0.0086 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 1152 \text{ m}$;
- Cote trop plein SR2 : CTP (R) = 613 m ;
- Cote radier SR1 : CR (SR1) = 476.5 m ;
- Hauteur géométrique : $H_g = 136.5 \text{ m}$;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0.093 \text{ m}$;
- $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 0.139 \text{ m}$.

On prend la gamme : 110, 125, 160 mm.

• Calcul de la H_{mt}

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.16) ci-dessous :

Tableau (IV.16) : Calcul de la H_{mt} du tronçon SR4- R4

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J (m/ml)	H_T (m)	H_{mt} (m)
110	90	1.35	121726.822	1152	0.0179	0.0185	25.664	162.164
125	102.2	1.04	107195.832	1152	0.0182	0.0100	13.853	150.353
160	130.8	0.64	83756.9879	1152	0.0190	0.0030	4.205	140.705

• Calcul des frais d'exploitations

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.17) ci-dessous :

Tableau (IV.17) : Calcul des frais d'exploitations du tronçon SR4- R4

D (m)	Pa (KW)	E (KWh)	e (DA)	F_{exp} (DA)
110	19.5445	142675.2282	4.67	666293.3157
125	18.1210	132283.5962	4.67	617764.3944
160	16.9581	123794.8205	4.67	578121.8117

- **Calcul des frais d'amortissements**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.18) ci-dessous :

Tableau (IV.18) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR4- R4

D (m)	Pu (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
110	925.86	1152	94742.51613
125	1198.69	1152	122660.9927
160	1959.12	1152	200475.1887

- **Calcul du Bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.19) ci-dessous :

Tableau (IV.19) : Calcul du Bilan du tronçon SR4- R4

D (m)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
110	666293.3157	94742.5161	761035.8318
125	617764.3944	122660.9927	740425.3871
160	578121.8117	200475.1887	778597.0004

Le diamètre économique est de 125 mm, avec une vitesse acceptable de 1.04 m/s.

IV.7.2. Conduites gravitaires

A. Conduite point de piquage (Pp) vers SR1

- **Caractéristiques du tançons**

- Le débit refoulé : $Q = 0.053 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 3300 \text{ m}$;
- Cote trop plein SR1 : $CTP (SR1) = 152.5 \text{ m}$;
- Cote radier Pp : $CR (Pp) = 59.35 \text{ m}$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 93.15 \text{ m}$;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0.230 \text{ m}$;
- $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 0.345 \text{ m}$.

On prend la gamme : 250, 315, 400 mm.

- **Calcul de la perte de charge totale (P.D.C.T)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.20) ci-dessous :

Tableau (IV.20) : Calcul de la P.D.C.T du tronçon Pp - SR1

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	P.D.C.T (m)	Hg (m)
250	220.4	1.39	306333.592	3300	0.0153	27.0697	93.15
315	277.6	0.88	243212.981	3300	0.0157	8.7555	93.15
400	352.6	0.54	191480.214	3300	0.0162	2.7365	93.15

Pour que l'eau arrive à la station de reprise1, il faut que $P.D.C.T \leq H_g$, condition vérifiée. Le diamètre choisi est 315 mm avec une vitesse acceptable de 1.01 m/s.

B. Conduite SR1 vers R1

- **Caractéristiques du tançons**

- Le débit refoulé : $Q = 0.012 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 1230 \text{ m}$;
- Cote trop plein R1 : CTP (R1) = 98 m ;
- Cote radier SR1 : CR (SR1) = 148.5 m ;
- Hauteur géométrique : $H_g = 50.5 \text{ m}$;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0.109 \text{ m}$;
- $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 0.164 \text{ m}$.

On prend la gamme : 110, 125, 160 mm.

- **Calcul des P.D.C.T du tronçon**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.21) ci-dessous :

Tableau (IV.21) : Calcul de la P.D.C.T du tronçon SR1- R1

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	P.D.C.T (m)	Hg (m)
110	96.8	1.63	157919.672	1230	0.0170	35.337	50.5
125	102.2	1.46	149575.579	1230	0.0172	27.134	50.5
160	141	0.77	108415.774	1230	0.0180	5.704	50.5

Pour que l'eau arrive au réservoir R1, il faut que $P.D.C.T \leq H_g$, condition vérifiée. Le diamètre choisi est 160 mm avec une vitesse acceptable de 0.77 m/s.

C. Conduite SR4 vers R5

- **Caractéristiques du tronçon**

- Le débit refoulé : $Q = 0.0016 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 836 \text{ m}$;
- Cote trop plein R5 : $CTP (R5) = 343.46 \text{ m}$;
- Cote radier SR4 : $CR (SR4) = 476.5 \text{ m}$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 133.04 \text{ m}$;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0.03 \text{ m}$;
- $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 0.06 \text{ m}$.

On prend la gamme : 50, 63 et 75 mm.

- **Calcul des P.D.C.T du tronçon**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.22) ci-dessous :

Tableau (IV.22) : Calcul de la P.D.C.T du tronçon SR4- SR5

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	P.D.C.T (m)	Hg (m)
50	38.08	1.40	53524.5946	836	0.0215	57.0921	133.04
63	48.8	0.85	41766.7328	836	0.0224	17.1971	133.04
75	58.2	0.60	35020.9031	836	0.0231	7.3643	133.04

Pour que l'eau arrive au réservoir R5, il faut que $P.D.C.T \leq H_g$, condition vérifier. Le diamètre choisi est le 63 mm avec une vitesse acceptable de 0.85 m/s.

D. Conduite R4 vers R3

- **Caractéristiques du tronçon**

- Le débit refoulé : $Q = 0.0015 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 847 \text{ m}$;
- Cote trop plein R3 : $CTP (R3) = 542 \text{ m}$;
- Cote radier R4 : $CR (R4) = 609\text{m}$;

- Hauteur géométrique : $H_g = 67 \text{ m}$;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0.039 \text{ m}$;
- $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 0.058 \text{ m}$.

On prend la gamme : 50, 63 et 75 mm.

- **Calcul de la P.D.C.T du tronçon**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.23) ci-dessous :

Tableau (IV.23) : Calcul de la P.D.C.T du tronçon R3 - R4

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	P.D.C.T (m)	Hg (m)
50	42.6	1.052	44855.118	847	0.0221	29.899	67
63	53.6	0.665	35649.7766	847	0.0231	9.877	67
75	63.8	0.463	29950.2825	847	0.0239	4.278	67

Pour que l'eau arrive au réservoir R3, il faut que $P.D.C.T \leq H_g$, condition vérifiée. Le diamètre choisi est 63 mm avec une vitesse acceptable de 0.67 m/s.

E. Conduite R4 vers R2

- **Caractéristiques du tançon**

- Le débit refoulé : $Q = 0.007 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 2500 \text{ m}$;
- Cote trop plein R2 : CTP (R2) = 505.15 m ;
- Cote radier R4 : CR (R4) = 609 m ;
- Hauteur géométrique : $H_g = 103.85 \text{ m}$;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0.084 \text{ m}$;
- $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 0.125 \text{ m}$.

On prend la gamme : 110, 125 et 160 mm

- **Calcul des P.D.C.T du tronçon**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.24) ci-dessous :

Tableau (IV.24) : Calcul de la P.D.C.T du tronçon R4 - R2

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	P.D.C.T (m)	Hg (m)
110	90	1.10	99079.9717	2500	0.0186	38.3017	103.85
125	102.6	0.85	82912.1559	2500	0.0190	20.7029	103.85
160	130.8	0.52	68174.2926	2500	0.0198	6.3007	103.85

Pour que l'eau arrive au réservoir R2, il faut que $P.D.C.T \leq H_g$, condition vérifiée. Le diamètre choisi est 125 mm avec une vitesse acceptable de 0.85 m/s.

IV.8. Tableau récapitulatif des diamètres économiques

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.25) ci-dessous :

Tableau (IV.25) : Tableau récapitulatif des diamètres économiques

Type d'adduction	Tronçon	Langueur (m)	Diamètre (mm)
Conduite de refoulement	SR1 - SR2	1030	250
	SR2 - SR3	1074	250
	SR3 - SR4	599	250
	SR4 - R4	1152	125
Conduite gravitaire	P _p - SR1	3300	315
	SR1 - R1	1230	160
	SR4 - R5	836	63
	R4 - R3	847	63
	R4 - R2	2500	125

IV.9. Conclusion

Afin de déterminer le diamètre économique, on a calculé quelques paramètres, à savoir : La vitesse d'écoulement, les pertes de charges, l'énergie consommée et les frais d'exploitations. Le chapitre suivant sera basé sur le choix de type de pompe à utiliser dans chaque station de reprise.

Chapitre V : Les pompes

Chapitre V : Les pompes

Les pompes sont des machines qui aspire un fluide d'un niveau bas et le refoule vers un autre élevé c'est-à-dire d'une basse pression à une grande pression. Donc, d'une certaine façon le rôle d'une pompe est d'augmenté la pression en transformant l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

On classe les pompes en se basant sur le mode de déplacement des liquides dans celle-ci, on distingue deux grandes catégories :

- Les turbo-pompes ;
- Les pompes volumétriques.

On s'intéresse aux turbo-pompes car elles sont les plus utilisée dans le monde actuellement vue qu'elles permettent le refoulement des débits important à des hauteurs considérable avec un bon rendement et peu couteuses.

V.1. Eléments constitutifs d'une station de pompage

Une station de pompages est constitué en générale de :

- Une bêche de reprise devisée en deux pour des raisons de maintenance (Nettoyage et éventuelles réparations) pour cela des vannes de sectionnements sont prévue. Il faut assurer le débit d'alimentation des pompes ;
- Une chambre des pompes et de moteurs dont le radier est situé en contrebas de la bêche de reprise ;
- Une clôture pour délimiter le périmètre des installations.

V.2. Classification des pompes

V.2.1. Les pompes volumétriques

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice du refoulement.

Elles sont constituées de pompes alternatives (à piston, à diaphragme,...etc), et de pompes rotatives (à vis, à engrenage...).

V.2.2. Les turbo-pompes

Une turbo-pompe est muni d'une roue équipé d'aubes ou d'allaites, animé d'un mouvement de rotation et fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression.

Les turbo-pompes ont vu un développement rapide et constituent des groupes peu encombrant, léger, économique et d'un excellent rendement.

Les turbo-pompes sont les plus utilisées actuellement dans le monde. Suivant le type de la roue on distingue :

- **Pompes Hélices (axiales) :** Employé pour des débits important et une faible hauteur ;
- **Pompes centrifuges :** Elles couvrent un domaine beaucoup plus important que les autres pompes. Elles peuvent atteindre des hauteurs manométriques d'environ 100 fois plus supérieures à celle réalisable par des pompes hélices ;
- **Pompes Hélico-centrifuges :** Employées pour des débits moyens à des hauteurs faibles de 25 a 30 m.

V.3. Constitution d'une pompe centrifuge

Généralement une pompe centrifuge est composée de (Figure (V.1)) :

- **La roue :** C'est un organe mobile, appelé aussi turbine ou bien impulser. Elle est caractérisé par les angles de ces aubages, ses diamètres, sa longueur et enfin la vitesse à laquelle elle doit tourner. Elle fournit au liquide une énergie cinématique qui entraîne vers la périphérie du fait des forces centrifuges ;
- **Le diffuseur :** C'est un organe fixe qui a pour rôle de collecter le liquide sortant de la roue pour l'acheminé vers la section divergente de la sortie de la machine ;
- **Vis de remplissage :** Elle est située sur le corps de la pompe ;
- **Presse-étoupe :** Pour éviter les rentrées d'air et des fluides on utilise presse-étoupe, son rôle est d'assurer l'étanchéité de la roue ;
- **Flasques (disques) :** Ils assurent le raccordement entre la pompe et le presse-étoupe ;
- **Le palier :** Supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve différents roulements ;
- **L'arbre :** L'accouplement se fait soit par moteur électrique soit par un moteur thermique.

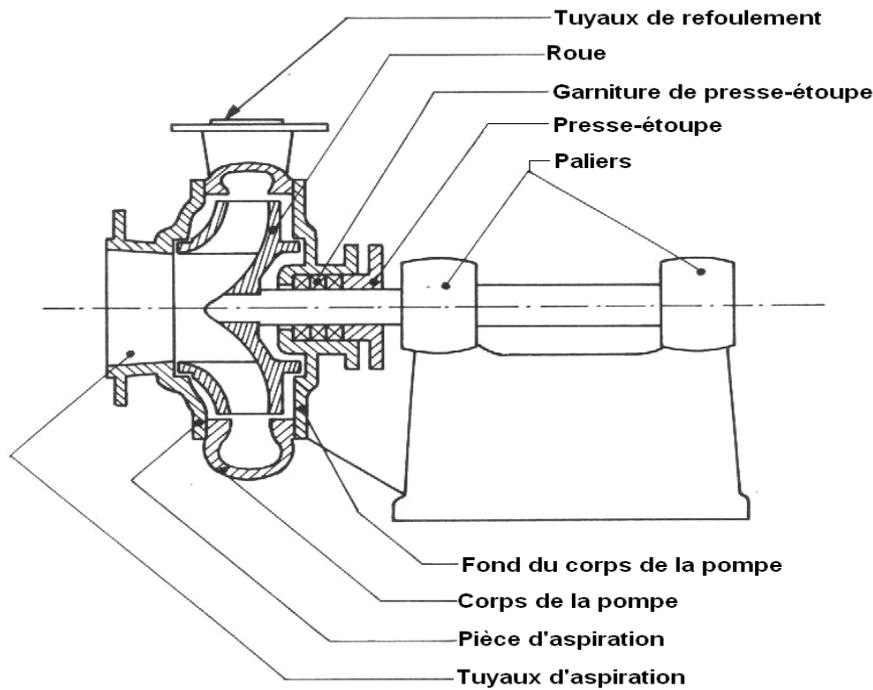


Figure (V.1) : Constitution d'une turbopompe.

V.4. Choix de la pompe

On est obligé de tenir compte des paramètres suivants afin de choisir la pompe qui convient le mieux :

- Le débit à refouler ;
- La hauteur manométrique totale ;
- La vitesse de rotation ;
- La puissance et le rendement ;
- le coût et le type de la pompe.

Pour la station de pompage, on optera pour les pompes centrifuges à axe horizontal vu qu'elles présentent beaucoup d'avantages, à savoir :

- Elles sont peu coûteuses avec un bon rendement ;
- Elles constituent des groupes légers et peu encombrants ;
- Elles assurent le refoulement des débits à des hauteurs importantes.

V.5. Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les pompes centrifuges sont caractérisées par des courbes qui expriment ces performances, on en distingue trois types (Figure (V.2)) :

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

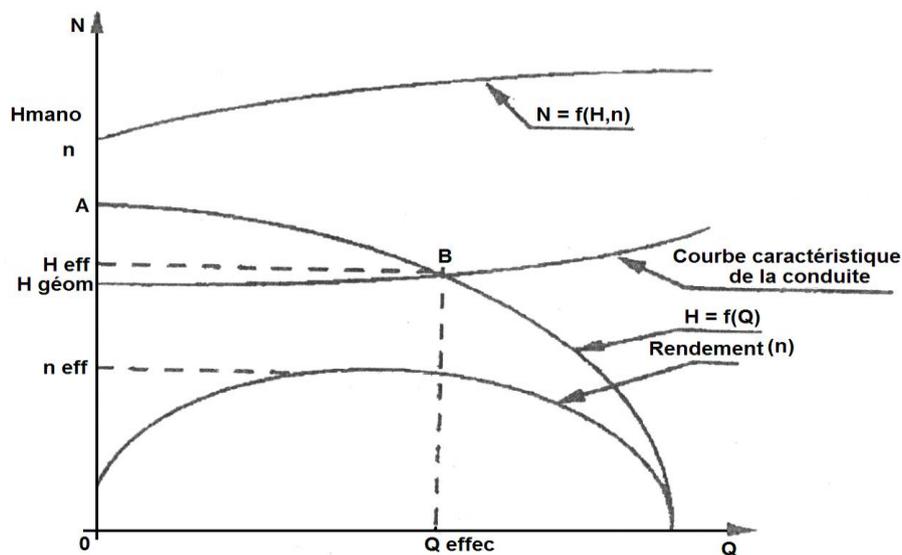


Figure (V.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe

V.5.1. La puissance absorbée P_a

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$P_a = (9.81 \times Q \times H_{mt}) / \eta \quad (V.1)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée en KW ;
- Q : Débit en m^3/s ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale en m ;
- η : Le rendement de la pompe en %.

V.5.2. La hauteur manométrique totale H_{mt}

Elle est indiquée par un manomètre placé entre les brides d'entrée et de sortie de la pompe, elle s'exprime comme suite :

$$H_{mt} = H_a + H_r + J_a + J_r \quad (V.2)$$

Avec :

- H_a : Hauteur géométrique d'aspiration ;
- H_r : Hauteur géométrique de refoulement ;
- J_a : Les pertes de charges à l'aspiration ;
- J_r : Les pertes de charges au refoulement.

V.6. Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$ avec la courbe caractéristique de la pompe $H_{mt} = f(Q)$ (Figure (V.3)).

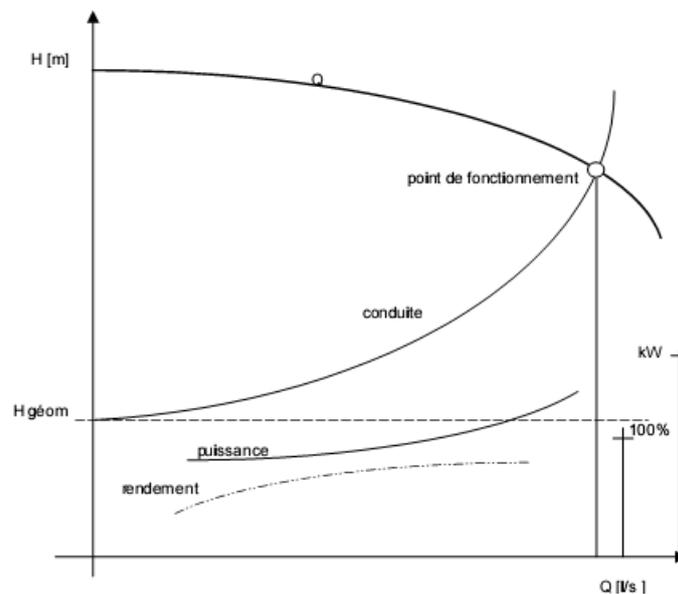


Figure (V.3) : Point de fonctionnement d'une pompe

V.6.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe

V.6.1.1. Caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + R \times Q^2 \quad (\text{V.3})$$

Avec :

- H_c : La hauteur manométrique totale en m ;

- H_g : La hauteur géométrique en m ;

- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite ;

- $R \times Q^2$: La valeur de la perte de charge au point désiré.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminé, on doit apporter des modifications pour adapter la pompe à la condition de travail voulue.

En modifiant un des paramètres de fonctionnement de la pompe, on peut avoir notre point de fonctionnement, d'où l'intérêt des lois de similitudes. Quatre cas se présentent généralement :

A. 1^{ère} variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage

On garde la courbe $H = f(Q)$ tel qu'elle est, le débit sera plus important que le débit désiré.

Dans ce cas, on est obligé de diminuer le temps de pompage sans changer le volume d'eau pompé.

Le volume qui entre pendant $T_1 = 20$ h est $V = 20 \times Q_1$ on aura le même volume au refoulement d'un débit Q pendant un temps T donc :

$$Q \times T_2 = T_1 \times Q_1 \quad (\text{V.4})$$

D'où :

$$T_2 = T_1 \times (Q_1 / Q) \quad (\text{V.5})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta \quad (\text{V.6})$$

B. 2^{ème} variante : Régulation par étranglement (le vannage)

C'est de vannage pour créer des pertes de charges afin d'avoir le débit désiré à la sortie de la pompe Q . La puissance sera alors :

$$P_a = (g \times Q_1 \times H') / \eta \quad (\text{V.7})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h$$

Ou :

-H' : La hauteur créée par la pompe pour le débit désiré Q_1 ;

-h : Perte de charge en m ;

- η : Rendement de la pompe en %.

C. 3^{ème} variante : Le rognage de la roue

Le rognage de la roue est la réduction du diamètre de celle-ci tout en gardant la même vitesse de rotation. On trace une droite qui passe par l'origine et par le point P_1 , celle-ci coupe la courbe caractéristique de la conduite au point $P_2 (Q_2, H_2)$, c'est le point homologue de P_1 . On aura donc :

$$m = (Q_1 / Q_2)^{1/2} = (H_1 / H_2)^{1/2} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

-m : coefficient de rognage.

Le pourcentage du rognage sera :

$$r = 1 - m$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = (g \times Q_1 \times H_1) / \eta \quad (\text{V.9})$$

✓ Inconvénient

Vu la précision qu'il demande il est difficile de réaliser le rognage de la roue.

D. 4^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation

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

$$N' = N \times (Q_1 / Q_3) \quad (\text{tr / min}) \quad (\text{V.10})$$

On aura une puissance absorbée de :

$$P_a = (g \times Q_1 \times H_1) / \eta \quad (\text{V.11})$$

Remarque :

Il est préférable d'utiliser le moins de pompes possible afin de ne pas encombrer la station de reprise et la facture de SONELGAZ sera moins coûteuse.

V.7. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui est due à la présence des poches de vapeur d'eau dans la masse liquide en écoulement. Ces poches apparaissent quand la pression descend au-dessous de la tension de vapeur.

Lors du passage dans la roue la pression augmente et devient supérieure à la tension de vapeur, alors ces poches de vapeur provoquent des perturbations et se résorbent en implosant, cela entraîne la détérioration de la pompe.

Pour éviter la cavitation, on doit assurer certaine pression à l'aspiration dite "Charge nette minimal disponible à l'aspiration $NPSH_d$ " donné par l'utilisateur, qui doit être supérieur à "La charge nette minimal requise $NPSH_r$ " donné par le constructeur.

La condition de non cavitation :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

- **Calcul du $NPSH_d$ pour une pompe en dépression**

$$NPSH_d = (P_0 / (9.81 \times \rho)) - H_a - (J_a + T_v) \quad (V.12)$$

- **Calcul du $NPSH_d$ pour une pompe en charge**

$$NPSH_d = (P_0 / (9.81 \times \rho)) + H_a - (J_a + T_v) \quad (V.13)$$

$$P_0 / (9.81 \times \rho) = 10.33 - (0.0012 \times C_a)$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en m ;

- J_a : Pertes de charge à l'aspiration en m ;

- $P_0 / (9.81 \times \rho)$: Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration ;

- C_a : Cote d'aspiration en m ;

- T_v : Pression de vapeur maximal que l'air peut supporter à une température donnée (Tableau (V.1)).

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

T°C	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
T _v (mce)	0.06	0.125	0.238	0.432	0.752	1.25	2.03	3.17	4.82	7.14	10.33

V.8. Choix du type de pompe pour différentes station

V.8.1. Pompes installées à la station de reprise SR1

- **Caractéristique de la de la conduite**

$$Q = 38 \text{ l/s}$$

$$\text{Hmt} = 39.68 \text{ m}$$

$$\text{Hg} = 36 \text{ m}$$

$$L = 1030 \text{ m}$$

$$\text{Dext} = 250 \text{ mm}$$

- **Caractéristique de la pompe**

En utilisant le catalogue CAPRARI, on optera pour une multicellulaire à axe horizontal et une autre identique pour la sécurité qui ont les caractéristiques suivantes, (Annexe (2)):

- ✓ Pompe PM 125/ 2 B ;
- ✓ Centrifuge multicellulaire pour hautes pression à axe horizontal ;
- ✓ Roue, diffuseur et corps d'aspiration : en fonte ;
- ✓ Corps de refoulement et corps d'étage, en fonte (PMS : en fonte s féroïdale) ;
- ✓ Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut, corps d'aspiration à bouche orientable ;
- ✓ Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. double palier ;
- ✓ Roulement à billes largement dimensionnées pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens ;
- ✓ Garniture: à tresse, réglable à faible coefficient de frottement ;
- ✓ Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

A. Données technique et caractéristique du groupe électro pompe

Q : 38.22 l/s ;

H : 39.7 m ;

η : 76.1% ;

P : 19.5Kw ;

NPSH r : 1.78 m ;

n.poles : 4 ;

Fréquence : 50 Hz ;

Monophasé / Triphasé : 3 ;

Puissance moteur p2 : 22 Kw ;

Tension : 400 v ;

Diamètre refoulement : DN 125(UNI PN40) ;

Raccord d'aspiration : DN 150 (UNI PN25) ;

N : 1405 tr/min.

La figure (V.4) ci-dessous donne les caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station SR1.

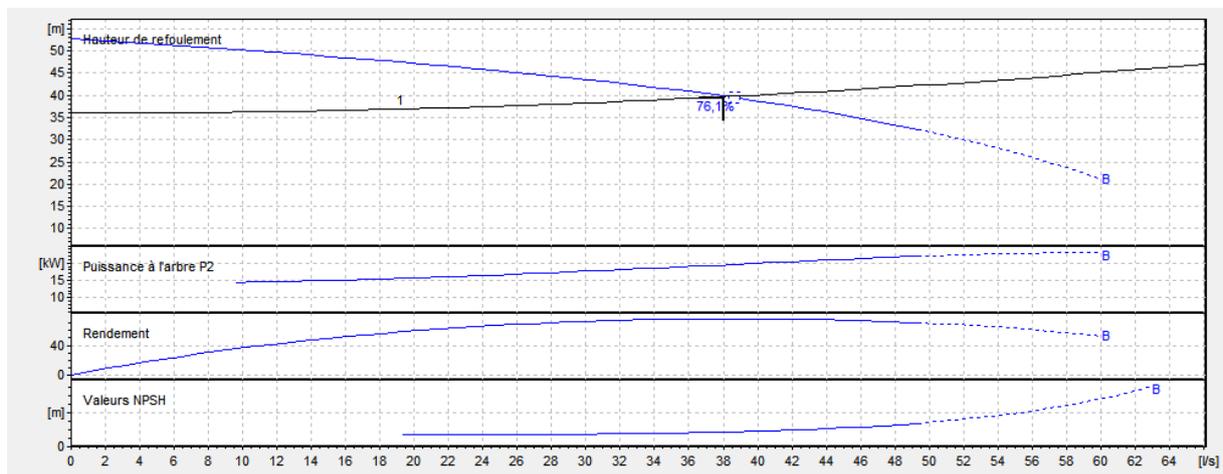


Figure (V.4) : Courbe caractéristique de la pompe et de la conduite de la station SR1

B. Etude de la cavitation

$$\text{NPSHr} = 1.78 \text{ m}$$

$$\text{NPSHd} = (P_0/w) \pm H_a - (J_a - h)$$

La pompe est même niveau du radier

$$\text{D'ou : NPSHd} = 10.33 - 0.238$$

$$= 10.092 \text{ m}$$

La condition est vérifiée, $\text{NPSHd} > \text{NPSHr}$ donc la pompe ne Cavite pas.

Avec :

(P_0/w) : Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration ;

H_a : Hauteur d'aspiration ;

J_a : Les pertes de charge à l'aspiration ;

h : Les pertes de charge en m.

V.8.2. Les pompes installées à la station de reprise SR2

- **Caractéristique de la conduite**

$$Q = 38 \text{ l/s ;}$$

$$H_{mt} = 163.85 \text{ m ;}$$

$$H_g = 157 \text{ m ;}$$

$$D_{ext} = 250 \text{ mm ;}$$

$$L = 1074 \text{ m.}$$

- **Caractéristique de la pompe**

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe multicellulaire à axe horizontale et une autre de secours identique qui présente les caractéristiques suivantes (Annexe 3) :

- ✓ Pompe PM 125 / 10 D ;
- ✓ Centrifuge multicellulaire pour hautes pression à axe horizontal ;
- ✓ Roue, diffuseur et corps d'aspiration : en fonte ;

- ✓ Corps de refoulement et corps d'étage, en fonte (en fonte sphéroïdale) ;
- ✓ Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut, corps d'aspiration à bouche orientable ;
- ✓ Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. double palier
- ✓ Roulement à billes largement dimensionnées pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens ;
- ✓ Garniture: à tresse, réglable à faible coefficient de frottement ;
- ✓ Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

A. Données techniques et caractéristiques du groupe électro-pompe

Q : 38 l/s ;

H : 164 m ;

η : 75.6% ;

P : 74.8 Kw ;

NPSH r : 1.81 m ;

n.poles : 4 ;

Fréquence : 50 Hz ;

Monophasé / Triphasé : 3 ;

Puissance moteur p2 : 90 Kw ;

Tension : 400 v ;

Diamètre refoulement : DN 125(UNI PN40) ;

Raccord d'aspiration : DN 150 (UNI PN25) ;

N : 1450 tr/min.

La figure (V.5) donne les caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station SR2.

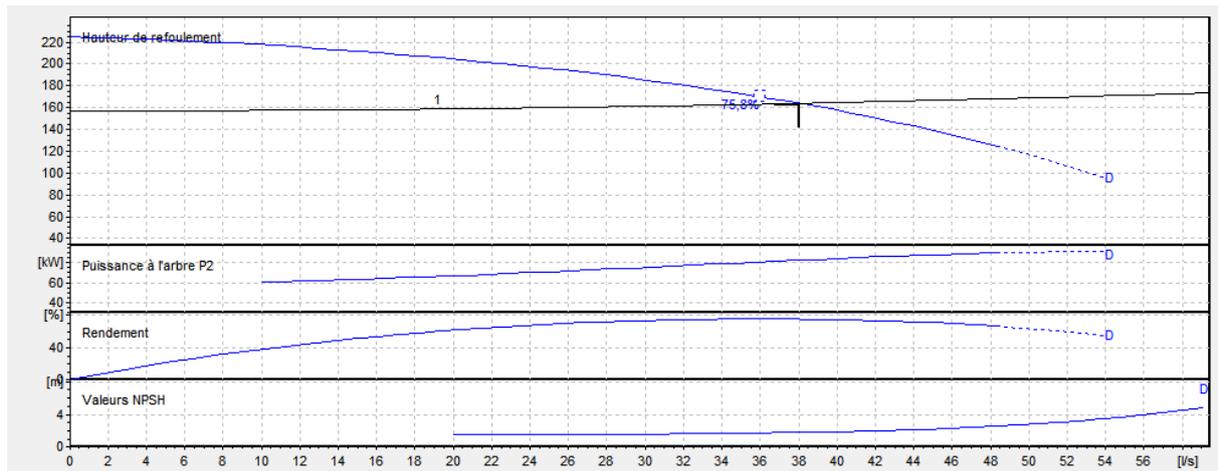


Figure (V.5) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite la station SR2

B. Étude de la cavitation

$$\text{NPSHr} = 1.81$$

$$\text{NPSHd} = (P_o/w) \pm H_a - (J_a - h_0)$$

Puisque la pompe est même niveau du radier

$$\text{Alors : } H_a = 0 \text{ et } J_a = 0$$

$$\text{Donc : } \text{NPSHd} = 10.33 - 0.238$$

$$= 10.092 \text{ m}$$

La condition est vérifiée, $\text{NPSHd} > \text{NPSHr}$ donc la pompe ne Cavite pas.

V.8.3. Les pompes installées à la station de reprise SR3

- **Caractéristiques de la conduite**

$$Q = 32 \text{ l/s ;}$$

$$H_{\text{mt}} = 154.33 \text{ m ;}$$

$$H_g = 146 \text{ m ;}$$

$$D_{\text{ext}} = 250 \text{ mm ;}$$

$$L = 599 \text{ m.}$$

- **Caractéristiques de la pompe**

D'après le catalogue CAPRARI, on aura recours à une pompe multicellulaire à axe horizontale et une deuxième identique de secours qui se caractérisent (Annexe 4) :

- ✓ Pompe PM 125 / 10 E ;
- ✓ Centrifuge multicellulaire pour hautes pression à axe horizontal ;
- ✓ Roue, diffuseur et corps d'aspiration : en fonte ;
- ✓ Corps de refoulement et corps d'étage, en fonte (en fonte sphéroïdale) ;
- ✓ Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut, corps d'aspiration à bouche orientable ;
- ✓ Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier ;
- ✓ Roulement à billes largement dimensionnées pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens ;
- ✓ Garniture: à tresse, réglable à faible coefficient de frottement ;
- ✓ Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

A. Données technique et caractéristiques du groupe électro-pompe

Q : 32 l/s ;

H : 154 m ;

η : 74.7% ;

P : 65.8 Kw ;

NPSH r : 1.62 m ;

n.poles : 4 ;

Fréquence : 50 Hz ;

Monophasé / Triphasé : 3 ;

Puissance moteur p2 : 75 Kw ;

Tension : 400 v ;

Diamètre refoulement : DN 125(UNI PN40) ;

Raccord d'aspiration : DN 150 (UNI PN25) ;

N : 1440 tr/min.

La figure (V.6) ci après donne les caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station de reprise SR3.

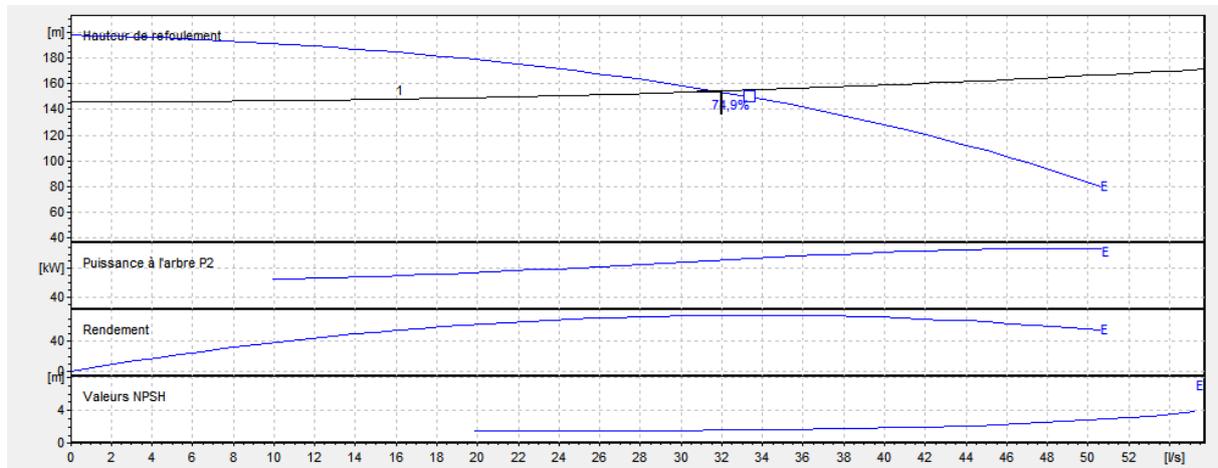


Figure (V.6) : Caractéristique de la pompe et de la conduite de la station de reprise SR3

B. Etude de la cavitation

$$\text{NPSHr} = 1.62 \text{ m}$$

$$\text{NPSHd} = (P_o/w) \pm H_a - (J_a - h_0)$$

Puisque la pompe est même niveau du radier

$$\text{Alors : } H_a = 0 \text{ et } J_a = 0$$

$$\text{Donc : } \text{NPSHd} = 10.33 - 0.238$$

$$= 10.092 \text{ m}$$

La condition est vérifiée, $\text{NPSHd} > \text{NPSHr}$ donc la pompe ne cavite pas.

V.8.4. Pompes installées à la station de reprise SR4**• Caractéristiques de la conduite**

$$Q = 8.6 \text{ l/s ;}$$

$$H_{mt} = 150.35 \text{ m ;}$$

$$H_g = 136.5 \text{ m ;}$$

$$D_{ext} = 125 \text{ mm ;}$$

$$L = 1152 \text{ m.}$$

• Caractéristique de la pompe

D'après le catalogue CAPRARI, on optera pour une pompe centrifuge à axe horizontal et une autre identique de même caractéristiques (Annexe (5)) :

- ✓ Pompe HMU40-2 / 7 C ;
- ✓ Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal ;
- ✓ Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaire en fonte ;
- ✓ Roues : en alliage de cuivre ;
- ✓ Diffuseurs : en fonte ;
- ✓ Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier ;
- ✓ Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement ;
- ✓ Douille de protection de l'arbre en acier inoxydable ;
- ✓ Compensation de la poussée axiale par nervures de renfort sur la face arrière de la roue ;
- ✓ palier de base avec roulements à bain d'huile ;

A. Données techniques et caractéristiques du groupe électro-pompe

$$Q : 8.76 \text{ l/s ;}$$

$$H : 151 \text{ m ;}$$

$$\eta : 67.4\% ;$$

$$P : 19.1 \text{ Kw ;}$$

$$NPSH_r : 2.33 \text{ m ;}$$

n.poles : 2 ;

Fréquence : 50 Hz ;

Monophasé / Triphasé : 3 ;

Puissance moteur p2 : 22 Kw ;

Tension : 400 v ;

Diamètre refoulement : DN 40(UNI PN40) ;

Raccord d'aspiration : DN 65 (UNI PN16) ;

N : 2900 tr/min.

La figure (V.7) illustre les caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station de reprise SR4.

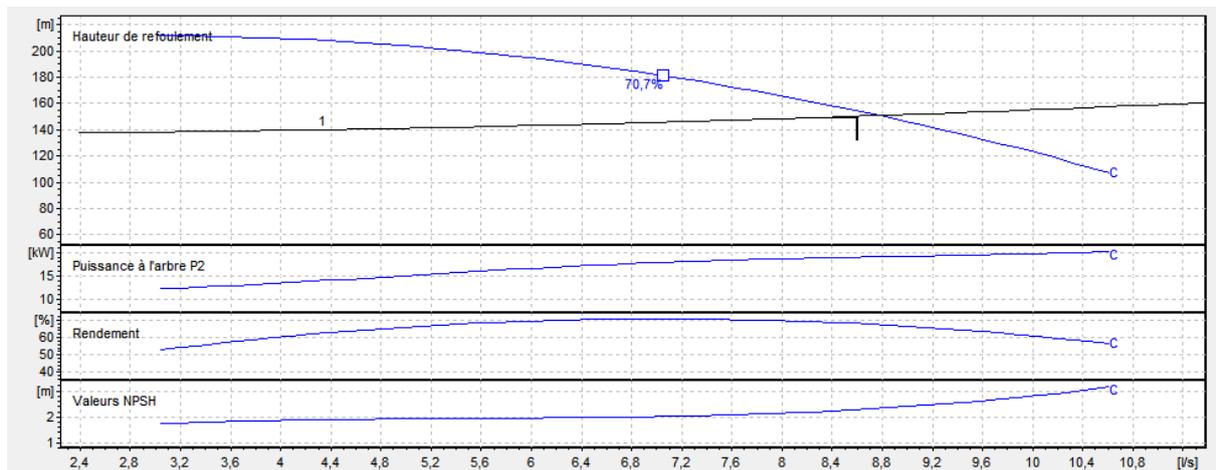


Figure (V.7) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station de reprise SR4

B. Etude de la cavitation

$$\text{NPSHr} = 2.33 \text{ m}$$

$$\text{NPSHd} = (P_o/w) \pm H_a - (J_a - h_0)$$

Puisque la pompe est même niveau du radier

Alors : $H_a = 0$ et $J_a = 0$

$$\text{Donc : NPSHd} = 10.33 - 0.238$$

$$= 10.092 \text{ m}$$

La condition est vérifiée, $\text{NPSHd} > \text{NPSHr}$ donc la pompe ne cavite pas.

V.9. Récapitulatif des résultats

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (V.2) : Tableau récapitulatif des pompes

Station de reprise	Type de pompe	Point de fonctionnement	Cavitation
SR1	PM 125/ 2 B	(38.22 l/s ; 39.7 m)	Ne Cavite pas
SR2	PM 125/ 10 D	(38 l/s ; 164 m)	Ne Cavite pas
SR3	PM 125/ 10 E	(32 l/s ; 154 m)	Ne Cavite pas
SR4	HMU40-2/ 7 C	(8.76 l/s ; 151 m)	Ne Cavite pas

Chapitre VI : Protection des conduites

Chapitre VI : Protection des conduites

On suppose qu'une conduite fonctionne en régime permanent, la variation de ce dernier entraîne une série d'onde de pression se propageant le long de la conduite, qui reprend le régime initial en raison de pertes d'énergie engendré par les frottements. Ce phénomène appelé "coup de bélier" est causé par un changement de régime rapide entraînant des contraintes au matérielles.

VI.1. Définition du coup de bélier

C'est un phénomène transitoire [2], résultant d'un écoulement non permanent dans les conduites. Lors de variation importante de débit en aval de celle-ci (conduite). Les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression, c'est un phénomène oscillatoire qui est due à la variation brusque (brutal) de régime d'écoulement dans la conduite.

VI.2. Causes du phénomène

Les causes qui engendrent ce phénomène sont [2] :

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

VI.3. Les dispositifs de protection

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

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

Les dispositifs les plus utilisé sont :

- ✓ Les soupapes de décharge ;

- ✓ Les ventouses ;
- ✓ Les réservoirs d'airs ;
- ✓ Les cheminées d'équilibre.

VI.3.1. Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharges font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement obture en exploitation normal, un orifice placé sur la conduite au point à partager, en d'autre terme, la ou la pression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible [2].

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression légèrement (5% environ) à la pression maximale de fonctionnement normale.

VI.3.2. Les ventouses

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

VI.3.3. Les réservoirs d'air

Un réservoir d'air comprimé est un réservoir fermé, sa partie supérieure est remplie d'air sous pression et sa partie inférieure un certain volume d'eau. On prend pour exemple un arrêt des pompes, le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression due au coup de bélier. Lorsque le sens d'écoulement s'inverse l'air du réservoir se comprime, cela permet de stocker un volume d'eau (figure (VI.1)).

Les avantages des réservoirs d'air :

Il représente des dimensions réduites par rapport à d'autres dispositifs (cheminée d'équilibre) ;

- ✓ Ils peuvent être installés parallèlement au sol, cela offre une meilleure résistance (au vent et tremblement de terre) ;
- ✓ Faciles à chauffer pour éviter les effets du gel (dans les régions froides).

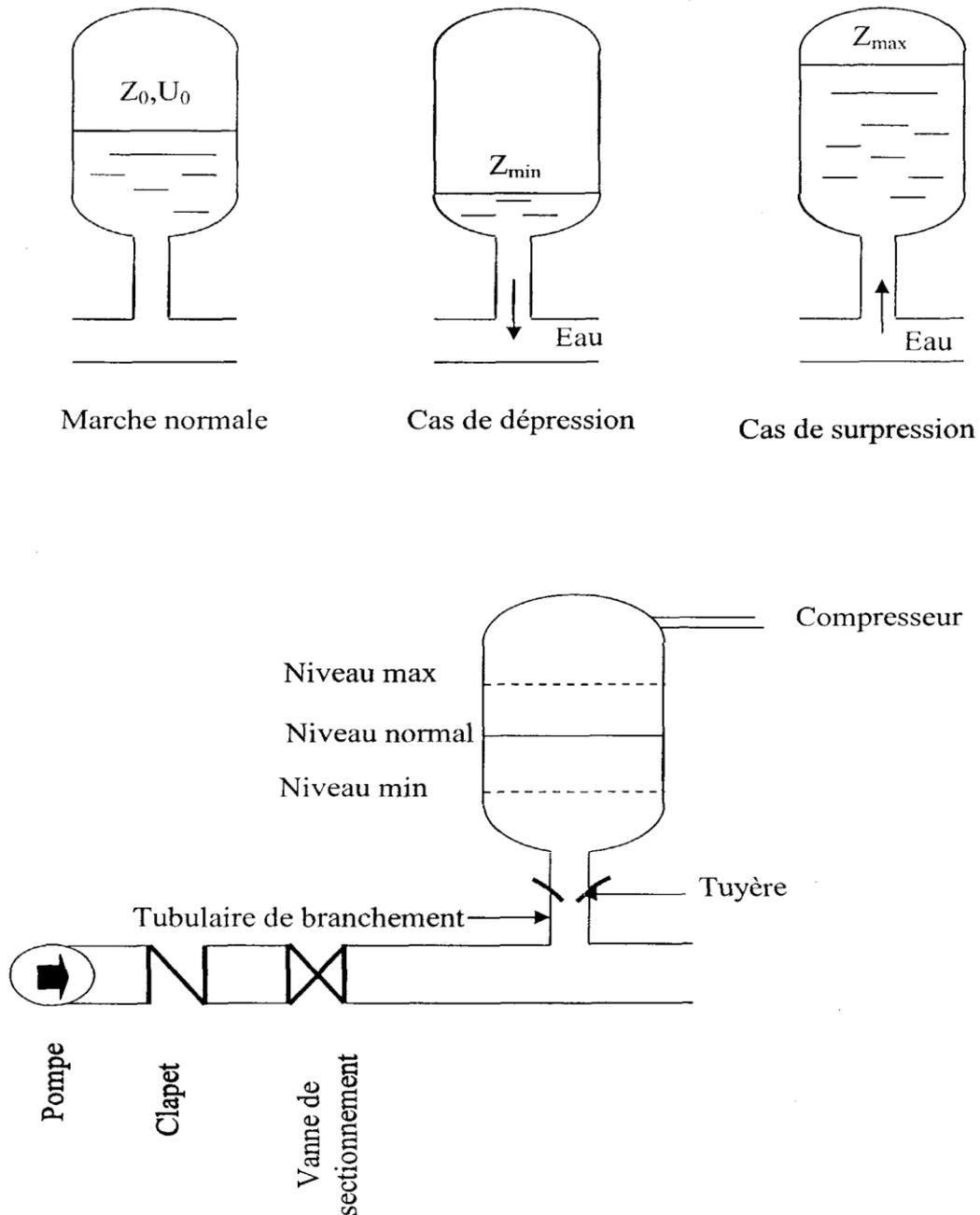


Figure (VI.1) : Réservoir d'air

VI.3.4. Les cheminées d'équilibre

C'est un réservoir débouchant à l'air libre permettant de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions (figure (VI.2)). Ces conditions sont remplies, si on en a la possibilité d'absorber ou de fournir une quantité d'eau, en fonction de la variation brusque de pression dans la conduite à protéger, il faut disposer d'un réservoir susceptible de se remplir ou de se vider suivant l'augmentation ou la diminution de la pression dans la conduite.

Elles sont utilisées dans les points hauts et rarement a la station [1]. Les cheminée d'équilibre ont pour avantages :

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

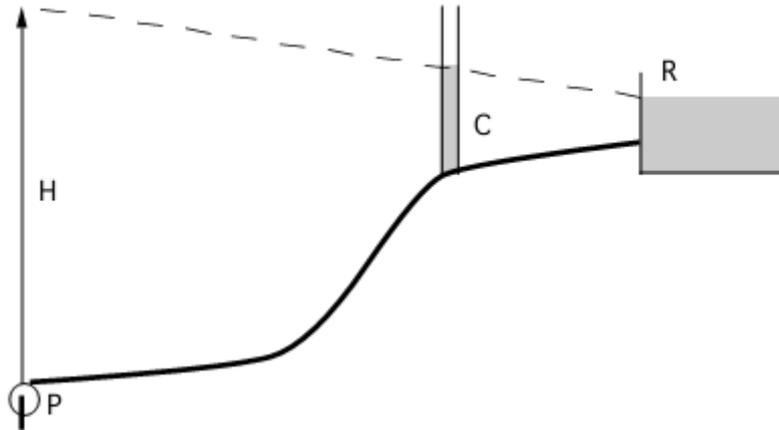


Figure (VI.2) : Cheminée d'équilibre

VI.4. Etude du coup de bélier

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

La célérité de l'onde est obtenue par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{(48.3 + \frac{k \cdot D}{e})}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

-k : Coefficient dépendant de la nature de la conduite (k = 83 pour le PEHD) ;

-D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;

-e : Epaisseur de la conduite (mm).

VI.4.1. La valeur du coup de bélier

A. 1^{er} Cas : fermeture brusque

En cas de fermeture brusque est caractérisé par un temps T, tel que [2] :

$$T < (2 \times L) / a \quad (\text{VI.2})$$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = (a \times V_0) / g \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

-B : Valeur du coup de bélier en m ;

-a : Célérité de l'onde en m/s ;

-V₀ : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial en m/s.

- La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_{\text{sur}} = H_0 + B \quad (\text{VI.4})$$

- La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_{\text{dep}} = H_0 - B \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

-H₀ : La pression absolue au point le plus haut de la conduite tel que : H₀ = H_g + 10 ;

-H_g : Hauteur géométrique de refoulement .

B. 2^{eme} Cas : fermeture lente

En cas de fermeture lente (T > (2 × L) / a), La valeur maximal du coup de bélier sera calculé par la formule de MICHAUD [2] :

$$B = (2 \times L \times V_0) / (g \times T) \quad (\text{VI.6})$$

VI.5. Calcul du coup de bélier

VI.5.1. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les tronçons de refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon au refoulement sont données dans le tableau suivant :

Tableau (VI.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçons	Caractéristiques des conduites									
	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PNS
SR1-SR2	230.8	9.6	0.91	36	46	218.99	20.31	66.31	15.59	6
SR2-SR3	204.6	22.7	1.15	157	167	350.81	41.12	208.12	125.82	16
SR3-SR4	204.6	22.7	0.97	146	156	350.81	34.69	190.69	121.31	16
SR4-R4	102.2	11.4	1.04	136.5	146.5	351.69	37.28	183.78	109.22	16

D'après le tableau (VI.1) on remarque qu'il existe des surpressions dans les conduites de refoulement. On optera comme moyen de protection pour les réservoirs d'airs car $H_s > PNS$.

VI.5.2. Méthode de calcul d'un réservoir d'air

Le calcul se fait en utilisant la méthode graphique de BERGERON, son but est la détermination de la surpression et de la dépression maximales dans la conduite.

VI.5.2.1. Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

C'est un réservoir cylindrique fermé qui se compose d'air comprimé en haut et un certain volume d'eau en bas. Ce sont des réservoirs dans lesquels le volume est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent [2].

Le volume d'eau dans le réservoir d'air réduit les dépressions en fournissant une quantité d'eau. Le volume d'air contribue à l'équilibre de la pression. La conduite reliée au réservoir d'air est munie d'une tuyère qui permet l'amortissement du coup de bélier.

VI.5.2.2. Principe de calcul

Les valeurs de la surpression et la dépression maximale dans la conduite seront données par l'épure de BERGERON après avoir fixé les caractéristiques du réservoir d'air et de son dispositif d'étranglement.

On aura peut être des valeurs inadmissibles au premier essai pour la dépression ou la surpression, possible les deux à la fois. Les calculs seront recommencés pour de nouvelles caractéristiques du réservoir ou l'étranglement, peut être les deux à la fois. C'est une méthode très précise.

Le principe sera le suivant, après avoir fixé arbitrairement les dimensions du réservoir d'air et celle de l'étranglement:

- Il sera fait application du diagramme de BERGERON, ou l'on aura gradué les abscisses selon les vitesses;
- On considérera le régime à rythme entier ou $\Delta t = (2 \times L) / a$, en prenant L / a comme unité de temps.

VI.5.2.3. Principe de construction de l'épure de BERGERON

Dans notre cas, on optera pour une tuyère comme dispositif d'étranglement et on fixe le volume d'air U_0 . Sur le diagramme $H = f(V)$, le point 1R est donné par l'intersection de la vitesse V_0 en régime normal et de l'horizontal passant par la valeur Z_0 (figure (VI-3)), tel que :

$$Z_0 = H_g + 10$$

Avec : Z_0 : Pression absolue.

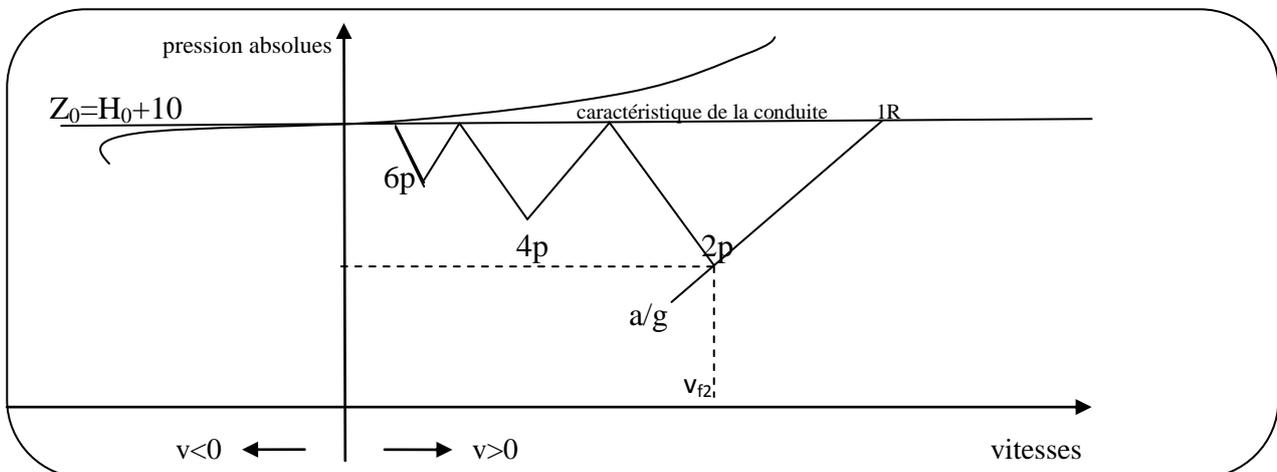


Figure (VI.3) : Principe de construction de l'épure de BERGERON

➤ **Principe de calcul du réservoir d'air**

1- Les temps se suivent selon les valeurs de $T = 2 \times L / a$;

2- L'augmentation ou la diminution de ce volume est due, à l'eau que le réservoir écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire, avec :

$$\Delta U = S \times V_m \times T_{\text{ond}} \quad (\text{VI.7})$$

Ou :

-S : Section de la conduite ;

-T : Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite ;

- V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

3- Le volume d'air U du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle T, au volume choisi U_0 , augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente ΔU .

4- La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de poisson [2] :

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (\text{VI.8})$$

Ou :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;

- U_0 : Volume d'air initial ;

-U : Volume nouveau de l'air ;

5- La vitesse dans la tubulure et les pertes de charges

▪ **Cas de la montée d'eau**

A la montée de l'eau, on à un coefficient de débit de 0.92

$$V_1 / V_f = D^2 / d^2 = K \quad (\text{VI.9})$$

Ou :

- V_1 : Vitesse dans la tuyère;

- V_f : Vitesse finale choisie;

- D : Diamètre de la conduite;

- d' : Diamètre de la veine contractée.

Avec :

$$d' = 0.92 d$$

d : sera choisie de manière à avoir le rapport :

$$V_1 / V_f = K \text{ (compris entre 15 et 20)}$$

$$\Delta h_1 = C \times (V^2 / 2 \times g) \quad (\text{VI.10})$$

$$C = f(m)$$

Avec :

$$m = (0.92 \times d)^2 / D^2 \quad (\text{VI.11})$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe (6)).

▪ Cas de la descente de l'eau

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0.5 à la descente de l'eau.

$$V_2 / V_f = 2 \times (D/d)^2 \quad (\text{VI.12})$$

Ou :

- V_2 : vitesse de l'eau dans la tuyère

$$\Delta h_2 = C' \times (V^2 / 2 \times g) \quad (\text{VI.13})$$

Avec :

$$C' = f(m)$$

$$m = 1/2 (d/D)^2 \quad (\text{VI.14})$$

La valeur de C' est lue sur l'abaque (Annexe (6)).

La perte de charge δ est donnée par la formule de COLEBROOK, pour le PEHD:

$$\delta = 1.1 (\lambda \times L \times V_f) / (D \times 2 \times g) \quad (\text{VI.15})$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge :

$$\text{➤ Cas de la montée : } Z - \Delta h_1 - \delta \quad (\text{VI.16})$$

$$\text{➤ Cas de la descente : } Z - \Delta h_2 - \delta \quad (\text{VI.17})$$

VI.5.3. Dimensionnement des réservoirs d'air pour les différents tronçons

Les calculs seront effectués en utilisant une note de calcul [13] élaboré pour le dimensionnement des réservoirs d'air.

VI.5.3.1. Tronçon SR1-SR2

On a :

$$D_{\text{ext}} = 250 \text{ mm}$$

$$D_{\text{int}} = 230.8 \text{ mm}$$

$$e = 9.6 \text{ mm}$$

$$L = 1030 \text{ m}$$

$$H_g = 36 \text{ m}$$

$$H_t = 3.638 \text{ m}$$

$$K = 83$$

$$a = \frac{9900}{\sqrt{(48.3 + \frac{83 * 230.8}{9.1})}} = 218.99 \text{ m/s}$$

$$B = (a \times v) / g = (218.99 \times 0.91) / 9.81 = 22.42 \text{ m}$$

$$H_0 = H_g + 10 = 36 + 10 = 46 \text{ m}$$

$$H_{\text{sur}} = H_0 + B = 46 + 20.31 = 66.31 \text{ m}$$

$$H_{\text{dep}} = H_0 - B = 46 - 20.31 = 25.69 \text{ m}$$

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 60$ mm qui incorporée dans une tubulure d'un diamètre $D = 120$ mm.

Montée de l'eau :

$$V_1 / V_f = K = \varnothing^2 / d^2 = 0.2308^2 / 0.0552^2 = 17.48$$

$K = 17$ condition vérifiée

$$m = d^2 / D^2 = (0.0552^2 / 0.12^2) = 0.2116$$

A partir de l'abaque de l'annexe (6), on aura $c = 0.62$

$$\Delta h_1 = (c \times V_1^2) / (2 \times g) = (0.62 \times 14.45^2) / (2 \times 9.81) = 6.60 \text{ m}$$

Descente de l'eau :

$$V_2 / V_f = K' = (2 \times \varnothing^2) / d^2 = (2 \times 0.2308^2) / 0.06^2 = 29.59$$

$K' = 30$

$$m = 0.5 \times (d / D)^2 = 0.5 \times (0.06 / 0.12)^2 = 0.125$$

A partir de l'abaque de l'annexe (6), on aura $c' = 0.78$

$$\Delta h_2 = (c' \times V_2^2) / (2 \times g) = (0.78 \times 25.5^2) / (2 \times 9.81) = 25.85 \text{ m}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (VI.2) suivant :

Tableau (VI.2) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR1-SR2

temps	AU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z+Δh+δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,8	49,6375326	0	49,6375326	3,63753264	46	0,90874562	0	0	
9,40690582	0,25079791	1,05079791	35,7845145	1,22581215	34,5587023	0,67648211	33,8822202	0,36590587	0,63758171	0,36641781	-0,0005119
18,8138116	-0,0016506	1,04914727	35,8520857	5,02647545	40,8786611	0,70545743	41,5840185	-0,3747564	-0,0041963	-0,3748104	5,3949E-05
28,2207175	-0,1525386	0,89660865	43,2907055	5,74660232	49,0373078	0,79857456	49,8368824	-0,4007431	-0,3877857	-0,400761	1,7844E-05
37,6276233	-0,0925787	0,80402991	49,3391339	0,17506541	49,5141993	0,03149954	49,5456989	-0,0700707	-0,2353549	-0,0699488	-0,0001219
47,0345291	0,01817614	0,82220605	48,0331832	0,24068562	47,7924975	0,14982994	47,6426676	0,16235238	0,04620761	0,16236398	-1,159E-05
56,4414349	0,05961369	0,88181974	44,1633885	0,18083816	43,9825503	0,11498108	43,8675692	0,14041248	0,15155071	0,14073744	-0,000325
65,8483408	0,01443817	0,89625792	43,3110351	0,16219103	43,4732262	0,02934848	43,5025747	-0,066991	0,03670491	-0,0673276	0,0003366
75,2552466	-0,0418485	0,85440937	45,8689679	0,756993265	46,6239005	0,12221028	46,7481108	-0,145355	-0,1063879	-0,1454482	9,3234E-05
84,6621524	-0,0323241	0,82208523	48,0416542	0,01278292	48,0544372	0,00279152	48,0572287	-0,0196843	-0,0821748	-0,0189014	-0,0007829
94,0690582	0,01693894	0,83902418	46,8801292	0,10070857	46,7794207	0,06686753	46,7125531	0,10439351	0,0430624	0,10502624	-0,0006327
103,475964	0,03485061	0,87387479	44,6456467	0,04755253	44,5980941	0,03337633	44,5647178	0,07201744	0,08859768	0,07216912	-0,0001517
112,88287	0,00319903	0,87707382	44,4503097	0,1118212	44,5621309	0,0207986	44,5829295	-0,0557593	0,00813262	-0,0559039	0,00014458
122,289776	-0,0289398	0,84813401	46,2765312	0,29784915	46,5743804	0,0515254	46,6259058	-0,0912011	-0,0735712	-0,0912385	3,7401E-05
131,696682	-0,0175634	0,83057061	47,4532866	3,4316E-05	47,4532522	4,1138E-05	47,4532111	0,00193705	-0,0446499	0,0019387	-1,651E-06

Données de l'adduction

Diametre	0,2308	m
Débit	0,038	m ³ /s
H géomet	36	m
Long. Cond.	1030	m
coef. K	83	
Epaisseur e	0,0096	m
C Haz Will	136	

Résultats des variations du volume d'air

Umax	1,05079791	m ³
Umin	0,8	m ³

Résultats

Vitesse Section	0,90874562	m/s
Célérité a	0,04181588	m ²
B	218,988054	m/s
Hmax	20,2858751	m
Hmin	56,2858751	m
periode θ	15,7141249	m
H0	9,40690582	s
PDC δ	46	m
alg	3,63753264	m
	22,3229413	s

Données du Réservoir d'air

Volume U0	0,8	m ³
K PDC entr	35,78	Vf ²
K PDC sort	9,13	Vf ²
Exposant	1,2	

Pression de l'air

pres. air Z **37,9767827** /Vv

Résultats des pressions

Suppression	3,51419933	m
Depression	11,4412977	m

Ainsi on à obtenu un volume d'air maximal $U_{\max} = 1.05 \text{ m}^3$ (Tableau (VI.2)). Afin qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir, on va majoré ce volume d'air de 20 %, donc le volume du réservoir sera de $U = 1.2 \times U_{\max} = 1.26 \text{ m}^3$.

Finalement on optera pour un réservoir anti bélier de capacité normalisé de : $U = 1,3 \text{ m}^3$.

L'épure de BERGERON pour le tronçon SR1-SR2 sera représenté ci-dessous (figure (VI.4)) :

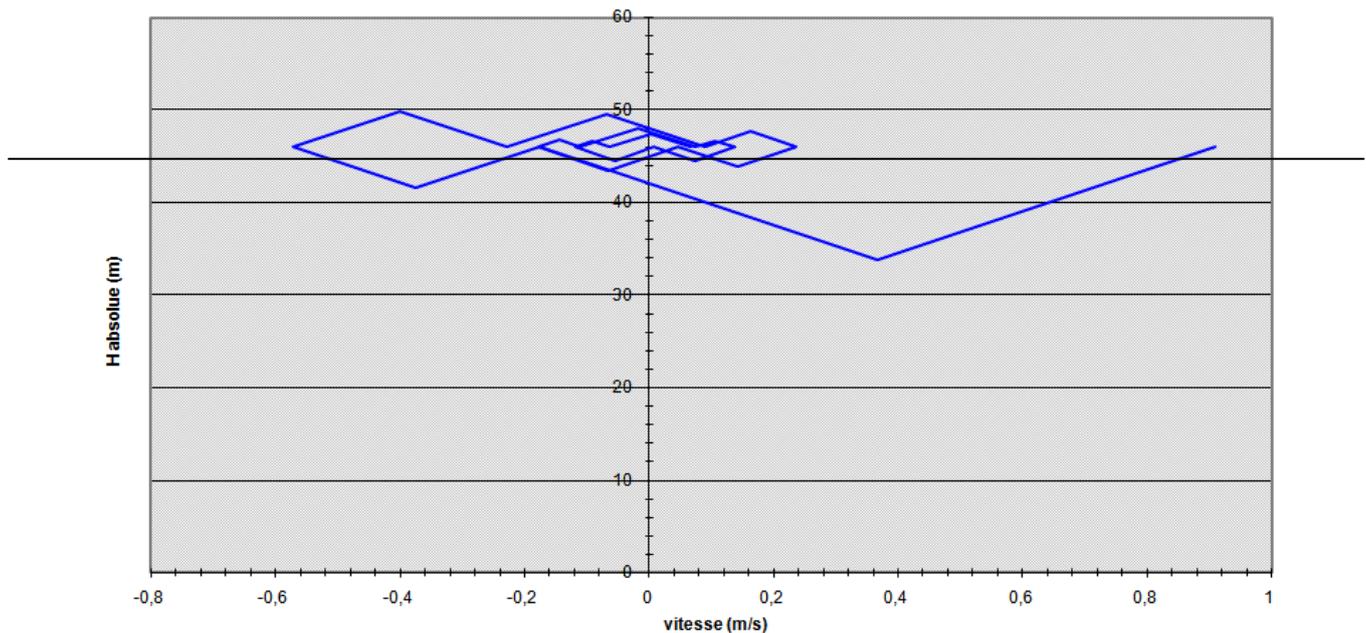


Figure (VI.4) : Epure de BERGERON pour SR1-SR2.

La variation de la pression absolue est représentée par la figure (VI.5) :

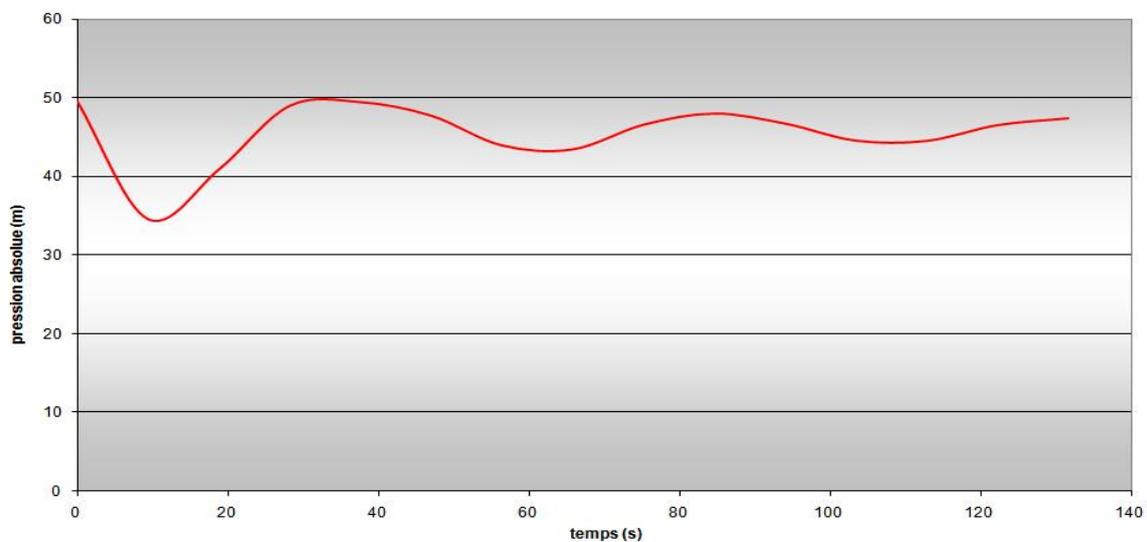


Figure (VI.5) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SR1-SR2

L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire est représenté par la figure ci-dessous (figure (VI.6))

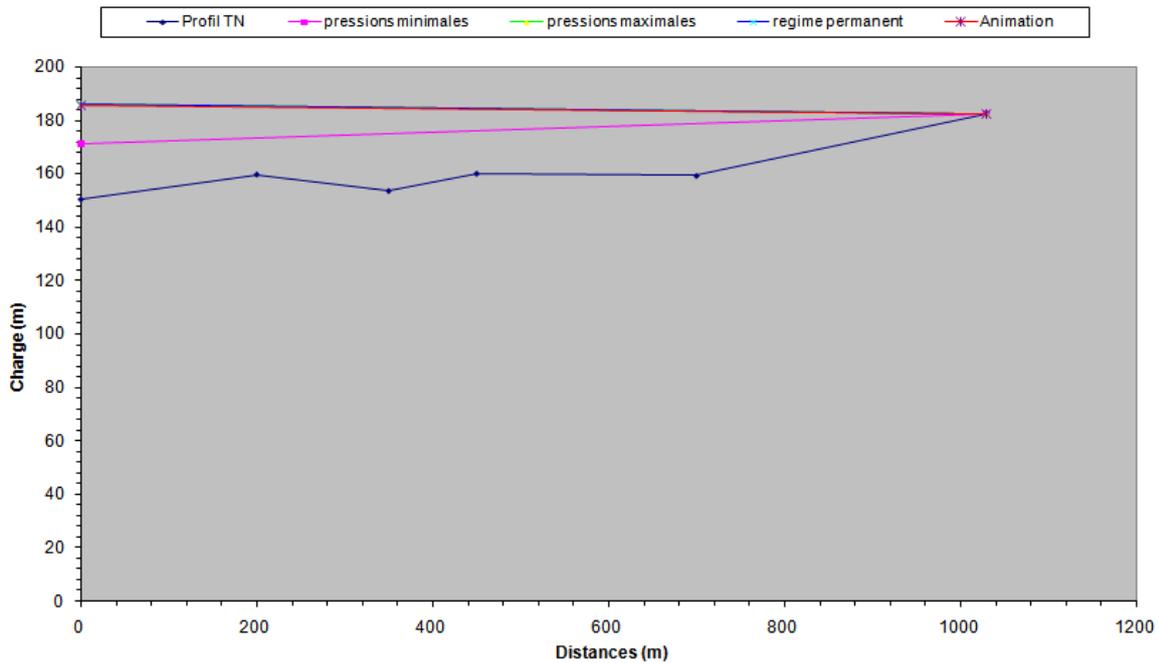


Figure (VI.6) : L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire

VI.5.3.2. Tronçon SR2-SR3

On a :

$$D_{\text{ext}} = 250 \text{ mm}$$

$$D_{\text{int}} = 204.6 \text{ mm}$$

$$e = 22.7 \text{ mm}$$

$$L = 1074 \text{ m}$$

$$H_g = 157 \text{ m}$$

$$H_t = 6.85 \text{ m}$$

$$K = 83$$

$$a = \frac{9900}{\sqrt{(48.3 + \frac{83 * 204.6}{22.7})}} = 350.81 \text{ m/s}$$

$$B = (a \times v) / g = (350.81 \times 1.15) / 9.81 = 41.18 \text{ m}$$

$$H_0 = H_g + 10 = 157 + 10 = 167 \text{ m}$$

$$H_{\text{sur}} = H_0 + B = 167 + 41.18 = 208.12 \text{ m}$$

$$H_{\text{dep}} = H_0 - B = 167 - 41.18 = 125.82 \text{ m}$$

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 55 \text{ mm}$ qui incorporée dans une tubulure d'un diamètre $D = 110 \text{ mm}$.

Montée de l'eau :

$$V_1 / V_f = K = \varnothing^2 / d^2 = 16.35$$

$K = 16$ condition vérifiée

$$m = d^2 / D^2 = ((0.92 \times 0.055)^2 / 0.11^2) = 0.2116$$

A partir de l'abaque de l'annexe (6), on aura $c = 0.62$

$$\Delta h_1 = (c \times V_1^2) / (2 \times g) = (0.62 \times 16.8^2) / (2 \times 9.81) = 8.91 \text{ m}$$

Descente de l'eau :

$$V_2 / V_f = K' = (2 \times \varnothing^2) / d^2 = (2 \times 0.2046^2) / 0.055^2 = 27.67$$

$K' = 28$

$$m = 0.5 \times (d / D)^2 = 0.125$$

A partir de l'abaque de l'annexe (6), on aura $c' = 0.78$

$$\Delta h_2 = (c' \times V_2^2) / (2 \times g) = 34.363 \text{ m}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (VI.3) suivant

Tableau (VI.3) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR2-SR3

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z +- Δh +- δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,8	173,857898	0	173,857898	6,857898	167	1,15638562	0	0	
6,12299447	0,15354803	0,95354803	140,828748	1,106789	139,721959	0,83055531	138,891404	0,3703581	0,76313166	0,36987771	0,0004804
12,2459889	-0,0252919	0,92825608	145,445753	12,0312334	157,476986	2,17016011	159,647146	-0,6212843	-0,1257006	-0,621279	-5,282E-06
18,3689834	-0,1123227	0,81593341	169,791813	7,64376642	177,43558	1,42582832	178,861408	-0,4952073	-0,5582422	-0,4952053	-1,947E-06
24,4919779	-0,0342564	0,78167699	178,7597	0,19360401	178,566096	0,16529024	178,400806	0,15529623	-0,170254	0,15469736	0,00059887
30,6149724	0,05282895	0,83450593	165,267362	1,11004242	164,157319	0,83281583	163,324504	0,37132643	0,26255915	0,37042094	0,0009055
36,7379668	0,03627488	0,87078081	157,040543	0,00302396	157,043567	0,00100725	157,044574	-0,0098481	0,18028565	-0,0098496	1,5707E-06
42,8609613	-0,0301434	0,84063741	163,821899	2,61733081	166,43923	0,52852028	166,96775	-0,289143	-0,1498123	-0,289775	0,00063202
48,9839558	-0,0390919	0,80154551	173,455704	0,30424802	173,759952	0,072204328	173,831995	-0,0989952	-0,1942862	-0,0987974	-0,0001978
55,1069502	0,00927519	0,8108207	171,077389	0,29510821	170,782281	0,24421212	170,538069	0,19099278	0,04609757	0,19099253	2,5248E-07
61,2299447	0,03495852	0,84577923	162,627503	0,19812775	162,429375	0,16886354	162,260511	0,15739634	0,17374339	0,15649425	0,00090209
67,3529392	0,00439238	0,85017161	161,619773	0,39684178	162,016614	0,09213917	162,108754	-0,1119171	0,02183009	-0,1128341	0,00091698
73,4759337	-0,0289445	0,82122712	168,479268	0,95319969	169,432467	0,20741916	169,639887	-0,174874	-0,1438537	-0,1748733	-7,114E-07
79,5989281	-0,0138721	0,80735506	171,959004	0,01106647	171,947938	0,01167661	171,936261	0,03698503	-0,068944	0,03698539	-3,64E-07
85,7219226	0,02007622	0,82743128	166,964478	0,21381513	166,750663	0,18120915	166,569454	0,16298265	0,09977855	0,1625717	0,00041094

Données de l'adduction

Diametre	0,2046 m
Débit	0,038 m ³ /s
H géomet	157 m
Long. Cond.	1074 m
coef. K	83
Epaisseur e	0,0227 m
C Haz Will	135,6

Résultats des variations du volume d'air

Umax	0,95354803 m ³
Umin	0,78167699 m ³

Résultats

Vitesse Section	1,15638562 m/s
Célérité a	0,03286101 m ²
B	350,808744 m/s
Hmax	41,3527203 m
Hmin	198,35272 m
periode θ	115,64728 m
H0	6,12299447 s
PDC δ	167 m
a/g	6,857898 m
	35,7603205 s

Données du Réservoir d'air

Volume U0	0,8 m ³
K PDC entr	31,17 Vf ²
K PDC sort	8,09 Vf ²
Exposant	1,2

Pression de l'air

pres. air Z 133,015548 /Nv

Résultats des pressions

Surpression	11,5660959 m
Dépression	27,2780405 m

Ainsi on a obtenu un volume d'air maximal $U_{\max} = 0.95 \text{ m}^3$ (Tableau (VI.2)). Afin qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir, on va majorer ce volume d'air de 20 %, donc le volume du réservoir sera de $U = 1.2 \times U_{\max} = 1.14 \text{ m}^3$.

Finalement on optera pour un réservoir anti bélier de capacité normalisé de : $U = 1,2 \text{ m}^3$.

L'épure de BERGERON pour le tronçon SR2-SR3 sera représenté ci-dessous (figure (VI.7)) :

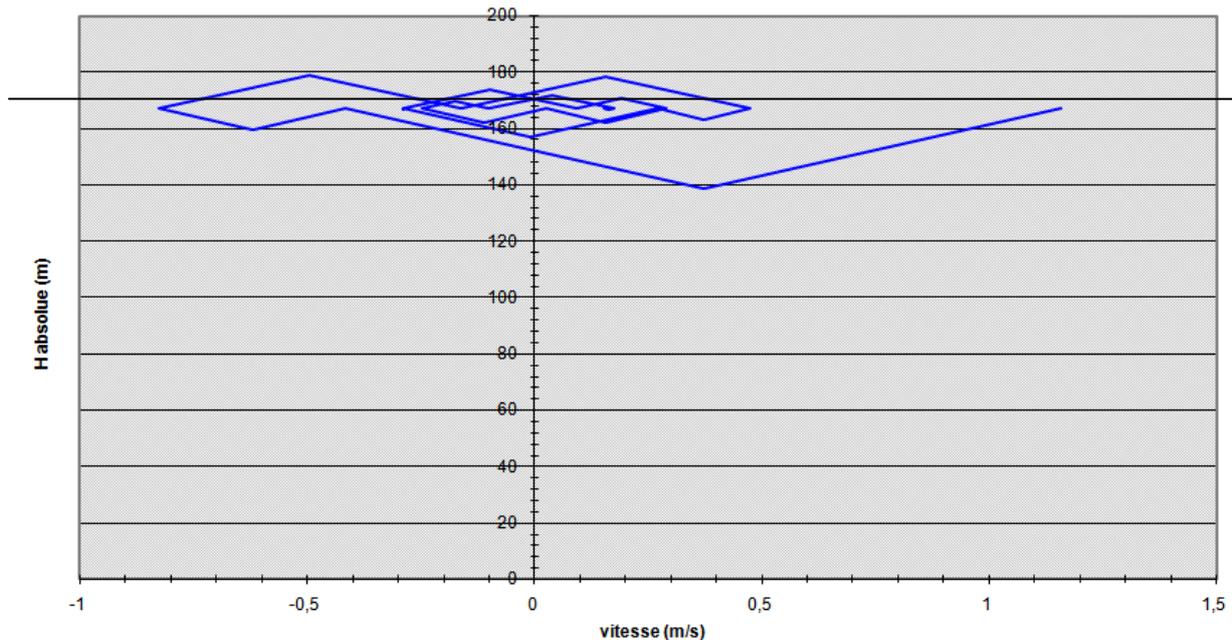


Figure (VI.7) : Epure de BERGERON pour SR2-SR3.

La variation de la pression absolue est représentée par la figure (VI.8) :

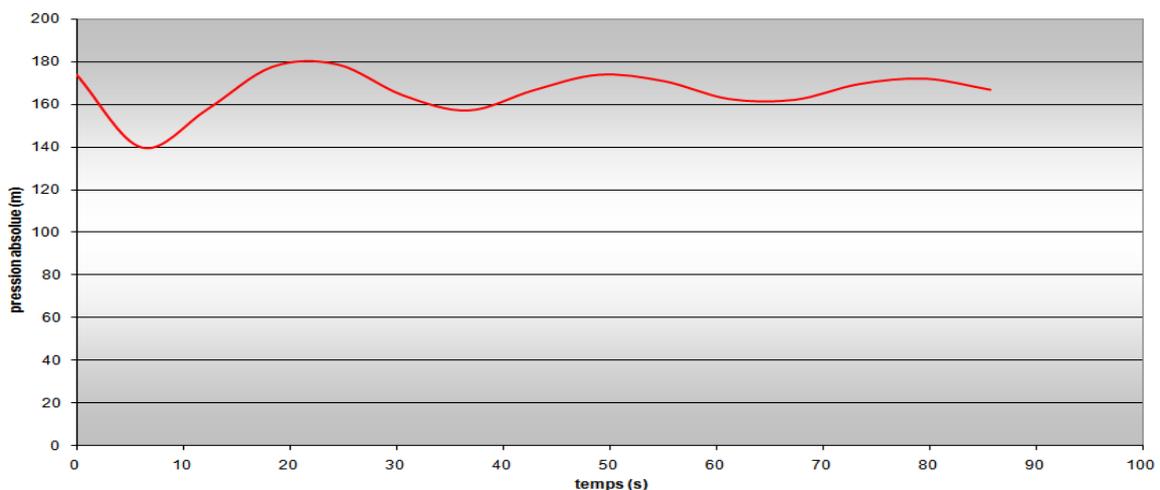


Figure (VI.8) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SR2-SR3.

L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire est représenté par la figure ci-dessous (figure (VI.9)) :

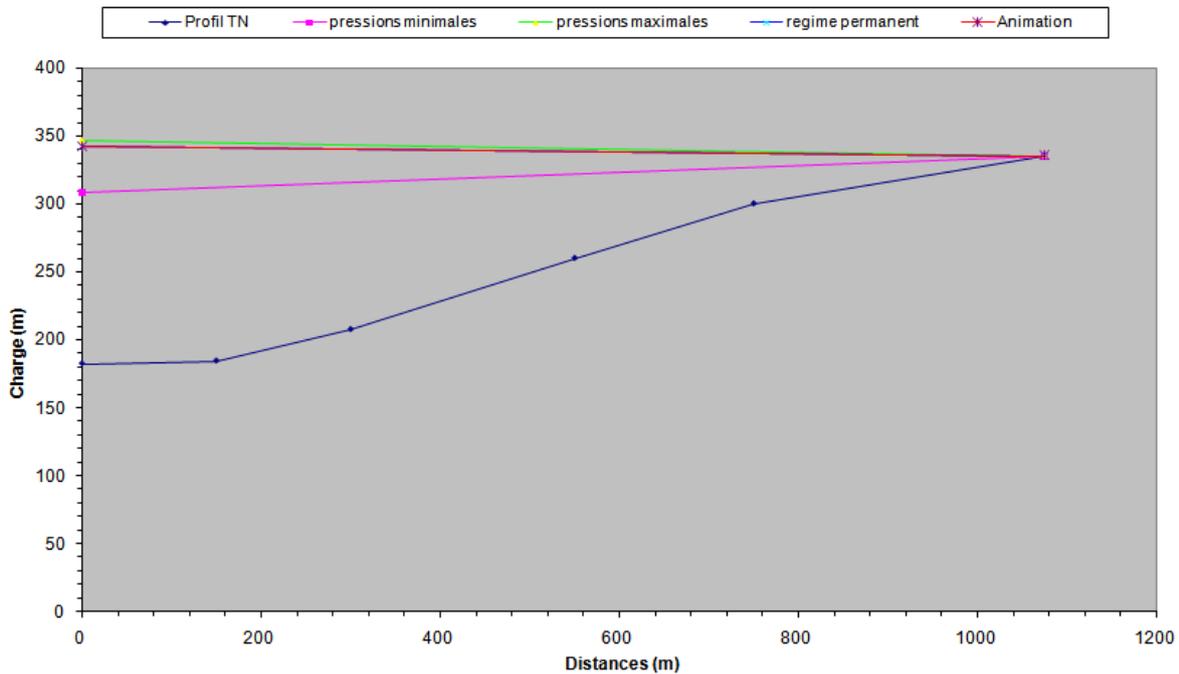


Figure (VI.9) : L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire

VI.5.3.3. Tronçon SR3-SR4

On a :

$$D_{\text{ext}} = 250 \text{ mm}$$

$$D_{\text{int}} = 204.6 \text{ mm}$$

$$e = 22.7 \text{ mm}$$

$$L = 599 \text{ m}$$

$$H_g = 146 \text{ m}$$

$$H_t = 2.78 \text{ m}$$

$$K = 83$$

$$a = \frac{9900}{\sqrt{(48.3 + \frac{83 * 204.6}{22.7})}} = 350.81 \text{ m/s}$$

$$B = (a \times v) / g = (218.99 \times 0.97) / 9.81 = 34.69 \text{ m}$$

$$H_0 = H_g + 10 = 146 + 10 = 156 \text{ m}$$

$$H_{\text{sur}} = H_0 + B = 156 + 34.69 = 190.69 \text{ m}$$

$$H_{\text{dep}} = H_0 - B = 156 - 34.69 = 121.31 \text{ m}$$

On dispose d'une tuyère de diamètre **d = 50 mm** qui incorporée dans une tubulure d'un diamètre **D = 100 mm**.

Montée de l'eau :

$$V_1 / V_f = K = \varnothing^2 / d^2 = 19.78$$

K = 20 condition vérifiée

$$m = d^2 / D^2 = 0.2116$$

A partir de l'abaque de l'annexe (6), on aura c = 0.62

$$\Delta h_1 = (c \times V_1^2) / (2 \times g) = (0.62 \times 18.2^2) / (2 \times 9.81) = 10.64 \text{ m}$$

Descente de l'eau :

$$V_2 / V_f = K' = (2 \times \varnothing^2) / d^2 = 33.48$$

K' = 33

$$m = 0.5 \times (d / D)^2 = 0.125$$

A partir de l'abaque de l'annexe (6), on aura c' = 0.78

$$\Delta h_2 = (c' \times V_2^2) / (2 \times g) = 35.85 \text{ m}$$

Les résultats sont regroupé dans le tableau (VI.4) suivant :

Tableau (VI.4) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR3-SR4

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z +- Δh +- δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,15	158,782224	0	158,782224	2,78222406	156	0,97379841	0	0	
0,84748633	0,02403123	0,17403123	132,849144	7,09159564	125,757548	1,72390286	124,033645	0,75195936	0,86290386	0,7520093	-4,995E-05
1,69497267	0,0143339	0,18836513	120,812193	0,96484266	119,847351	0,27185079	119,5755	0,27734275	0,51469604	0,27738277	-4,002E-05
2,542459	0,0009347	0,17893983	120,09671	1,89829296	121,995003	0,1627352	122,157738	-0,2102922	0,03356285	-0,2102571	-3,514E-05
3,38994534	-0,010463	0,1788368	128,576949	12,5745859	141,151535	0,93723458	142,08877	-0,5416903	-0,3757024	-0,5411477	-0,0005426
4,23743167	-0,0159574	0,16287939	143,83747	15,7086546	159,546125	1,15170659	160,697832	-0,6056292	-0,5729924	-0,6048372	-0,000792
5,08491801	-0,0149096	0,14796975	161,400129	9,32074631	170,720875	0,7102782	171,431153	-0,4659387	-0,5353695	-0,4659017	-3,696E-05
5,93240434	-0,0094697	0,13850008	174,731566	1,96950218	176,701068	0,16838028	176,869448	-0,214021	-0,340033	-0,2141644	0,00014339
6,77989068	-0,0018732	0,13662688	177,610242	0,079636	177,530706	0,02695541	177,50375	0,08003915	-0,067262	0,07964034	0,00039881
7,62737701	0,0054518	0,14207868	169,463709	1,21976599	168,243943	0,337766	167,906177	0,31189626	0,19576088	0,31188141	1,4851E-05
8,47486335	0,00966746	0,15174614	156,592234	1,8336177	154,768616	0,49266059	154,265955	0,3824885	0,34713531	0,38238921	9,9286E-05
9,32234968	0,00936055	0,16110668	145,738778	1,05345295	144,685325	0,2948937	144,390431	0,28988692	0,33611477	0,28984032	4,6602E-05
10,169836	0,00539812	0,1665048	140,087468	0,12000783	139,96746	0,03945227	139,928008	0,09778334	0,19388336	0,09782639	-4,305E-05
11,0173223	-0,0002778	0,16622701	140,36844	0,59562541	140,964065	0,05563426	141,019699	-0,1177123	-0,0099746	-0,1177757	6,3332E-05
11,8648087	-0,0053666	0,16085836	146,008796	3,07894532	149,087741	0,25466976	149,342411	-0,2678743	-0,1927753	-0,267775	-9,929E-05

Données de l'adduction

Diametre	0,2046	m
Débit	0,032	m ³ /s
H géomet	146	m
Long. Cond.	599	m
coef. K	83	
Epaisseur e	22,7	m
C Haz Will	135,6	

Résultats des variations du volume d'air

Umax	0,18929983	m ³
Umin	0,13662688	m ³

Résultats

Vitesse Section	0,97379841	m/s
Célérité a	0,03286101	m ²
B	1413,59211	m/s
Hmax	140,321484	m
Hmin	286,321484	m
periode θ	5,67851587	m
H0	0,84748633	s
PDC δ	156	m
a/g	2,78222406	m
	144,097056	s

Données du Réservoir d'air

Volume U0	0,15	m ³
K PDC entr	42,94	Vf ²
K PDC sort	12,54	Vf ²
Exposant	1,2	

Pression de l'air

pres. air Z 16,2971398 /Nv

Résultats des pressions

Suppression	21,5307057	m
Dépression	36,1526494	m

Ainsi on a obtenu un volume d'air maximal $U_{\max} = 0.18 \text{ m}^3$ (Tableau (VI.2)). Afin qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir, on va majorer ce volume d'air de 20 %, donc le volume du réservoir sera de $U = 1.2 \times U_{\max} = 0.216 \text{ m}^3$.

Finalement on optera pour un réservoir anti bélier de capacité normalisé de : $U = 0,25 \text{ m}^3$.

L'épure de BERGERON pour le tronçon SR3-SR4 sera représenté ci-dessous (figure (VI.10))

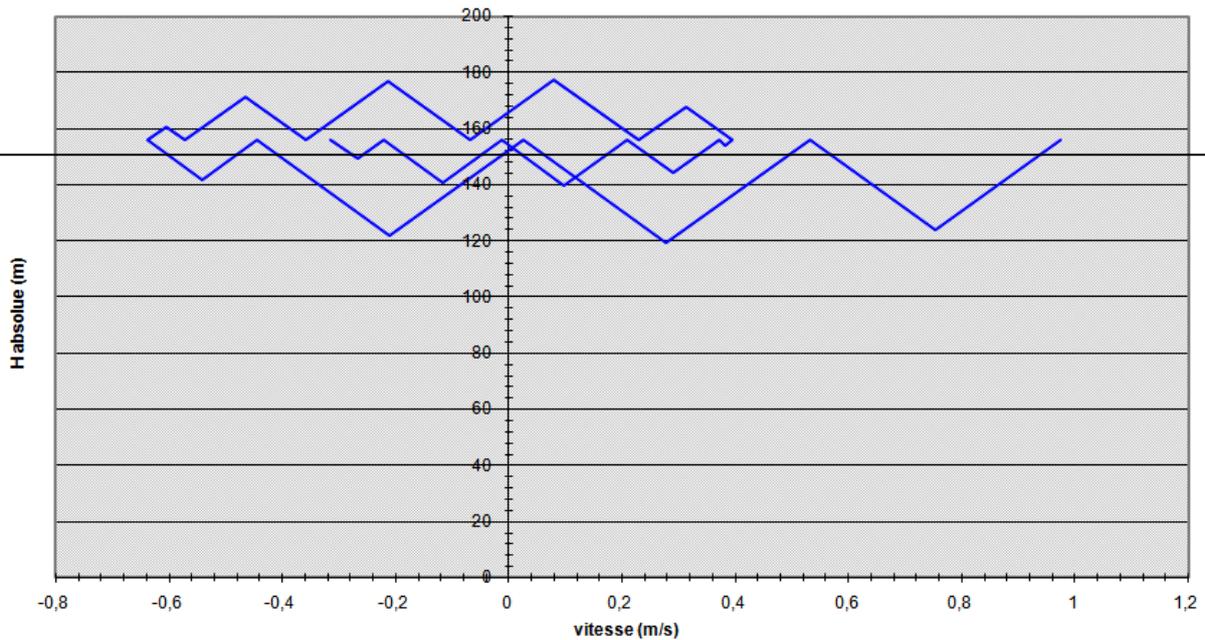


Figure (VI.10) : Epure de BERGERON pour SR3-SR4

La variation de la pression absolue est représentée par la figure (VI.11) :

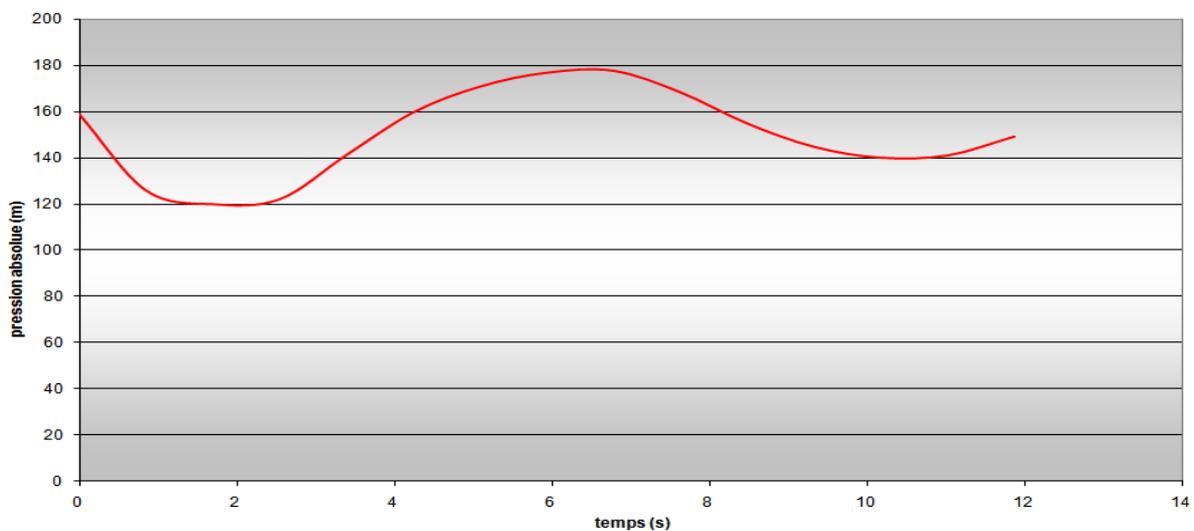


Figure (VI.11) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SR3-SR4

L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire est représenté par la figure ci-dessous (figure (VI.12)) :

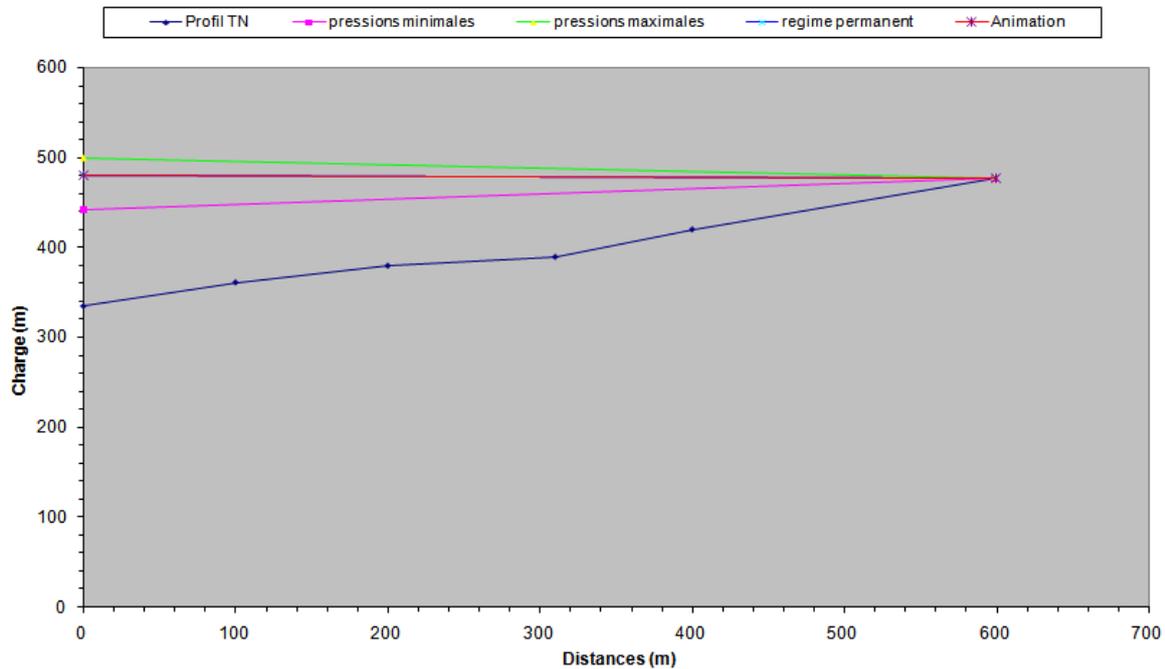


Figure (VI.12) : L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire

VI.5.3.4. Tronçon SR4-R4

On a :

$$D_{\text{ext}} = 125 \text{ mm}$$

$$D_{\text{int}} = 102.2 \text{ mm}$$

$$e = 11.4 \text{ mm}$$

$$L = 1152 \text{ m}$$

$$H_g = 136.5 \text{ m}$$

$$H_t = 13.85 \text{ m}$$

$$K = 83$$

$$a = \frac{9900}{\sqrt{(48.3 + \frac{83 * 102.2}{11.4})}} = 351.69 \text{ m/s}$$

$$B = (a \times v) / g = 37.28 \text{ m}$$

$$H_0 = H_g + 10 = 136.5 + 10 = 146.5 \text{ m}$$

$$H_{\text{sur}} = H_0 + B = 183.78 \text{ m}$$

$$H_{\text{dep}} = H_0 - B = 109.22 \text{ m}$$

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 27.5$ mm qui incorporée dans une tubulure d'un diamètre $D = 55$ mm.

Montée de l'eau :

$$V_1 / V_f = K = \varnothing^2 / d^2 = 16.31$$

$$K = 16 \text{ condition vérifiée}$$

$$m = d^2 / D^2 = ((0.92 \times 0.0275)^2 / 0.12^2) = 0.2116$$

A partir de l'abaque de l'annexe (6), on aura $c = 0.62$

$$\Delta h_1 = (c \times V_1^2) / (2 \times g) = 8.22 \text{ m}$$

Descente de l'eau :

$$V_2 / V_f = K' = (2 \times \varnothing^2) / d^2 = 27.62$$

$$K' = 28$$

$$m = 0.5 \times (d / D)^2 = 0.125$$

A partir de l'abaque de l'annexe (6), on aura $c' = 0.78$

$$\Delta h_2 = (c' \times V_2^2) / (2 \times g) = 31.17 \text{ m}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (VI.5) suivant :

Tableau (VI.5) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR4-R4

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z +- Δh +- δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,1	160,351492	0	160,351492	13,8514921	146,5	1,04888289	0	0	
1,62982363	0,01289544	0,11289544	138,631316	6,28659888	132,350717	10,0299507	122,320766	0,8810915	0,96499253	0,88110216	-1,066E-05
3,25964726	0,00941473	0,12231017	125,926734	2,2549006	123,671834	3,8845954	119,787238	0,52792735	0,70452404	0,52794592	-1,858E-05
4,88947089	0,00458197	0,12689214	120,490093	0,20147738	120,288616	0,41501459	119,873601	0,15778113	0,34287875	0,15781159	-3,046E-05
6,51929452	-0,0002373	0,12665487	120,761009	1,16493305	121,925942	0,60437232	122,530314	-0,1933296	-0,0177554	-0,1933224	-7,207E-06
8,14911816	-0,00424	0,12241485	125,797519	6,06903173	131,86655	2,78662444	134,653175	-0,4418776	-0,3172895	-0,4412567	-0,000621
9,77894179	-0,0064455	0,11596936	134,233357	8,53903694	142,772594	3,82291378	146,595508	-0,5234257	-0,4823297	-0,5234028	-2,292E-05
11,4087654	-0,006638	0,10933139	144,07186	6,887315	150,959175	3,13288259	154,092058	-0,470078	-0,4967332	-0,4700635	-1,444E-05
13,038589	-0,005382	0,10394944	153,068712	3,50686902	156,575581	1,67689306	158,252474	-0,3358369	-0,4027427	-0,3354219	-0,0004151
14,6684127	-0,0033015	0,10064794	159,113544	0,78498486	159,898529	0,41932564	160,317854	-0,1583921	-0,2470582	-0,1586946	0,00030257
16,2982363	-0,0008218	0,09982615	160,686652	0,01031229	160,67634	0,02646773	160,649872	0,03568952	-0,0614959	0,03570288	-1,337E-05
17,9280599	0,00160513	0,10143129	157,640096	0,33841827	157,301678	0,67084786	156,63083	0,20418505	0,12011541	0,20452794	-0,0003429
19,5578836	0,00334398	0,10477527	151,622085	0,70855836	150,913526	1,32983465	149,563692	0,29588701	0,25023734	0,29594673	-5,973E-05
21,1877072	0,00393802	0,10871329	145,055385	0,69657519	144,358809	1,3089956	143,049814	0,29334372	0,29469013	0,29343353	-8,981E-05
22,8175308	0,00339933	0,11211262	139,793705	0,37609026	139,418615	0,73790347	138,680711	0,21513939	0,25437906	0,21532459	-0,0001852

Données de l'adduction

Diametre	0,1022 m
Débit	0,0086 m ³ /s
H géomet	136,5 m
Long. Cond.	1152 m
coef. K	83
Epaisseur e	11,4 m
C Haz Will	135,29

Résultats des variations du volume d'air

Umax	0,12689214 m ³
Umin	0,09982615 m ³

Résultats

Vitesse Section	1,04888289 m/s
Célérité a	0,0081992 m ²
B	1413,64989 m/s
Hmax	151,147114 m
Hmin	287,647114 m
periode θ	-14,647114 m
H0	1,62982363 s
PDC δ	146,5 m
a/g	13,8514921 m
	144,102945 s

Données du Réservoir d'air

Volume U0	0,1 m ³
K PDC entr	31,17 Vf ²
K PDC sort	8,09 Vf ²
Exposant	1,2

Pression de l'air

pres. air Z 10,1174952 /U^α

Résultats des pressions

Suppression	14,1763401 m
Dépression	26,2113841 m

Ainsi on a obtenu un volume d'air maximal $U_{\max} = 0.13 \text{ m}^3$ (Tableau (VI.2)). Afin qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir, on va majorer ce volume d'air de 20 %, donc le volume du réservoir sera de $U = 1.2 \times U_{\max} = 0.156 \text{ m}^3$.

Finalement on optera pour un réservoir anti bédier de capacité normalisé de : $U = 0,2 \text{ m}^3$.

L'épure de BERGERON pour le tronçon SR4-R4 sera représenté ci-dessous (figure (VI.13)) :

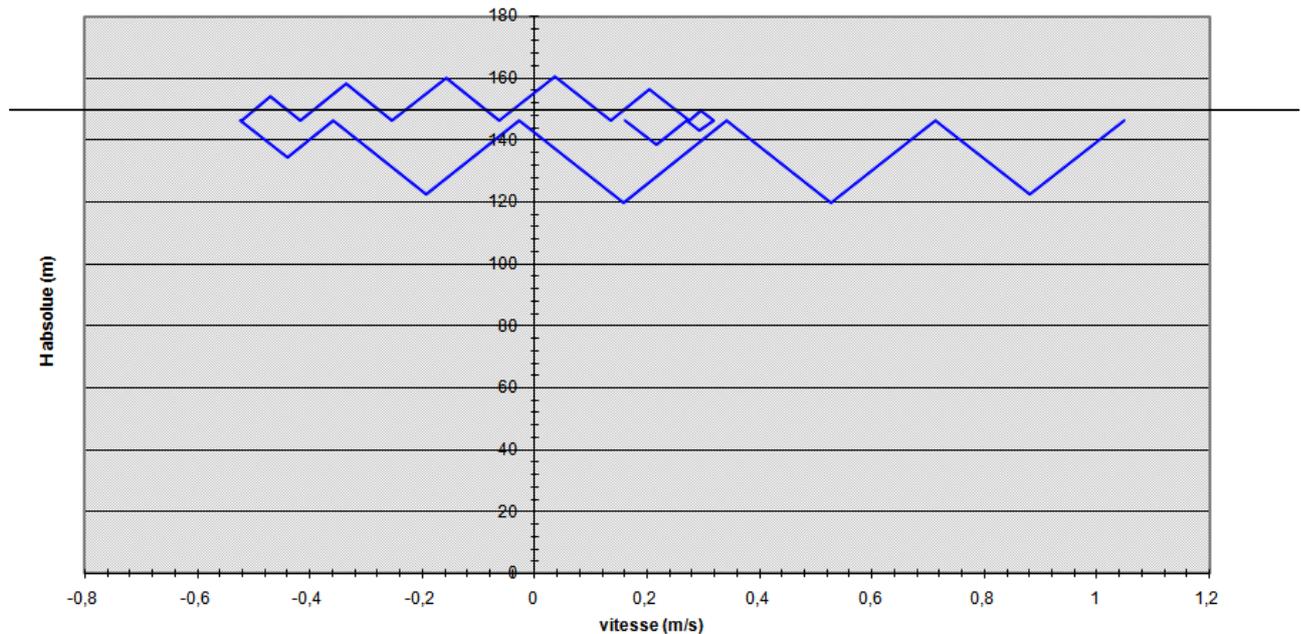


Figure (VI.13) : Epure de BERGERON pour SR4-R4.

La variation de la pression absolue est représenté par la figure (VI.14) :

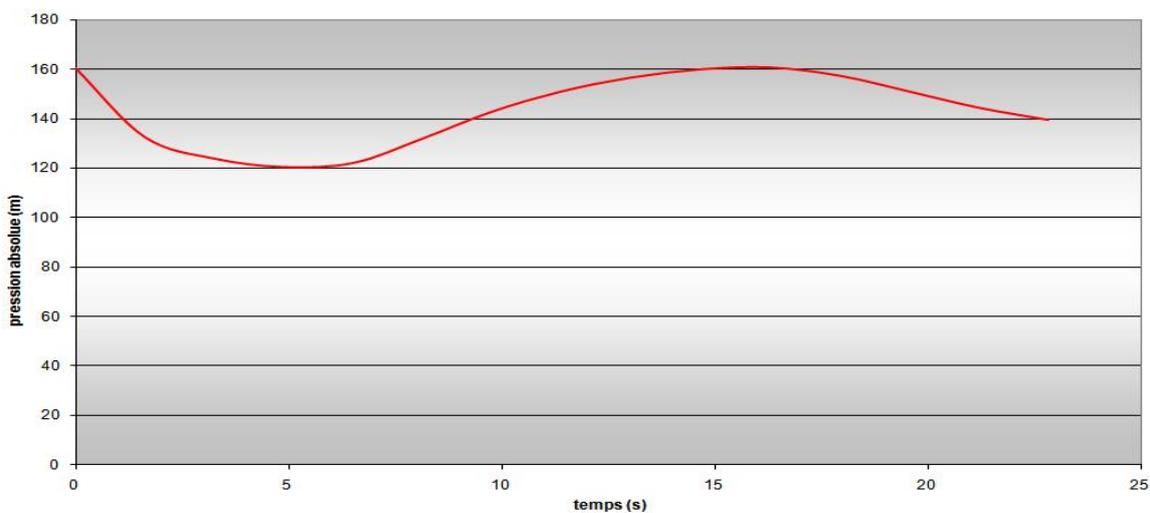


Figure (VI.14) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SR4-R4

L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire est représenté par la figure ci-dessous (figure (VI.15)) :

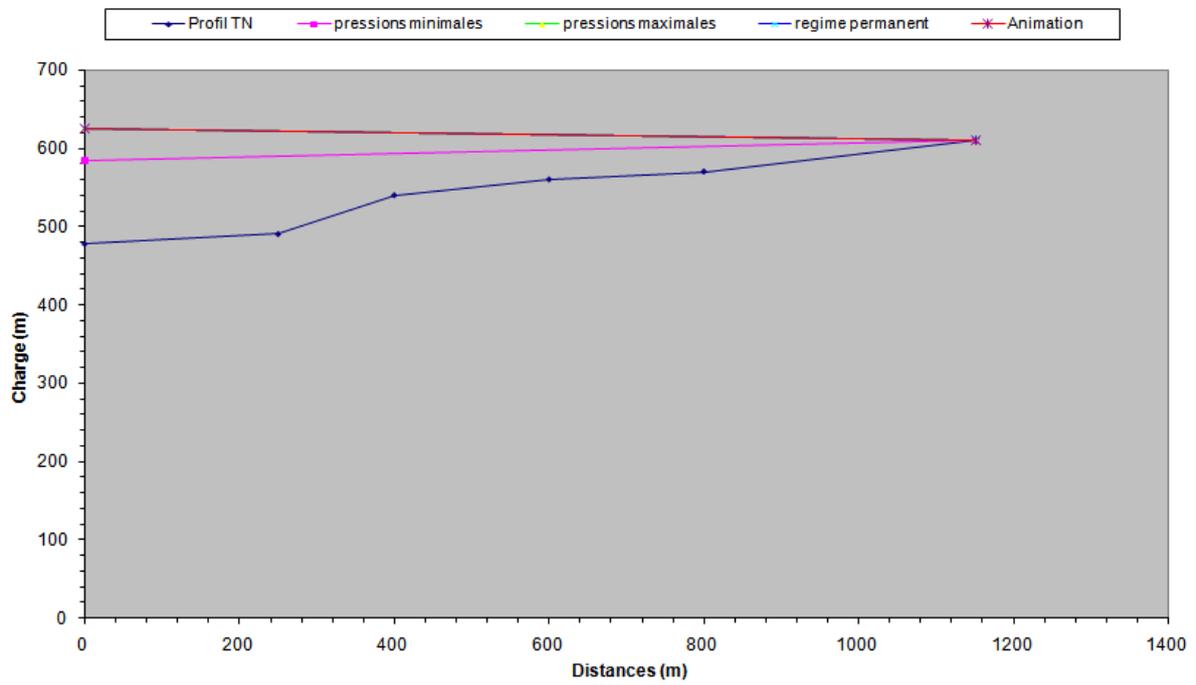


Figure (VI.15) : L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire

Conclusion générale

Conclusion générale

Lors de cette étude, il s'est avéré nécessaire de prendre en compte les caractéristiques hydrauliques de la commune de Fenaia Il-Maten (Wilaya de Bejaia) et des données démographiques projetées à partir des données existantes et du taux d'accroissement de la population qui est de 1,9%.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons pu constater que les besoins a long terme sont de **8041,4425 m³/j** soit **93,0723 l/s**, ils ne seront pas satisfaits par le débit journalier estimé à **3456 m³/j** soit **40 l/s**.

Pour assurer l'alimentation en eau potable de la commune Fenaia Il-Maten (Wilaya de Bejaia), nous avons décidé d'implanter une station de reprise a Taourirth et le jumelage de cinq réservoirs, un (R1) au village Agricole d'une capacité de **250 m³**, deux réservoirs R3 et R4 à El-kelaa d'une capacité de **50 m³** et **200 m³** respectivement, un (R2) d'une capacité de **50 m³** à Aghoumras et enfin un (R5) dernier réservoir d'une capacité de **150 m³** à Bouhvache.

Concernant le dimensionnement de la conduite d'adduction, nous avons porté notre choix sur les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, à savoir des diamètres : par refoulement : **DN250 et DN125** et gravitairement : **DN315, DN160, DN63, et DN125**. Concernant le choix du type de matériau des conduites, nous avons opté pour le **PEHD** pour les différents avantages qu'il présente à savoir, la facilité de pose, répond parfaitement aux normes de potabilité, durée de vie de 50 ans à 20°C, fiable au niveau des branchements,..etc.

Le choix des pompes a été réalisé grâce à l'utilisation du catalogue **CAPRARI** qui nous a fournies des résultats plus précis, donc nos choix de pompes s'est porté sur un type **PM125/2B** pour la station de reprise SR1, **PM125/10D** pour la station de reprise SR2, **PM125/10E** pour la station de reprise SR3 et **HMU40-2/7C** pour la station de reprise SR4.

Après vérification de la protection des conduites pour éviter les différentes dégradations due au phénomène du coup de bélier à savoir l'éclatement et l'aplatissement, nous avons préconisé des réservoirs d'air pour les quatre tronçons existants.

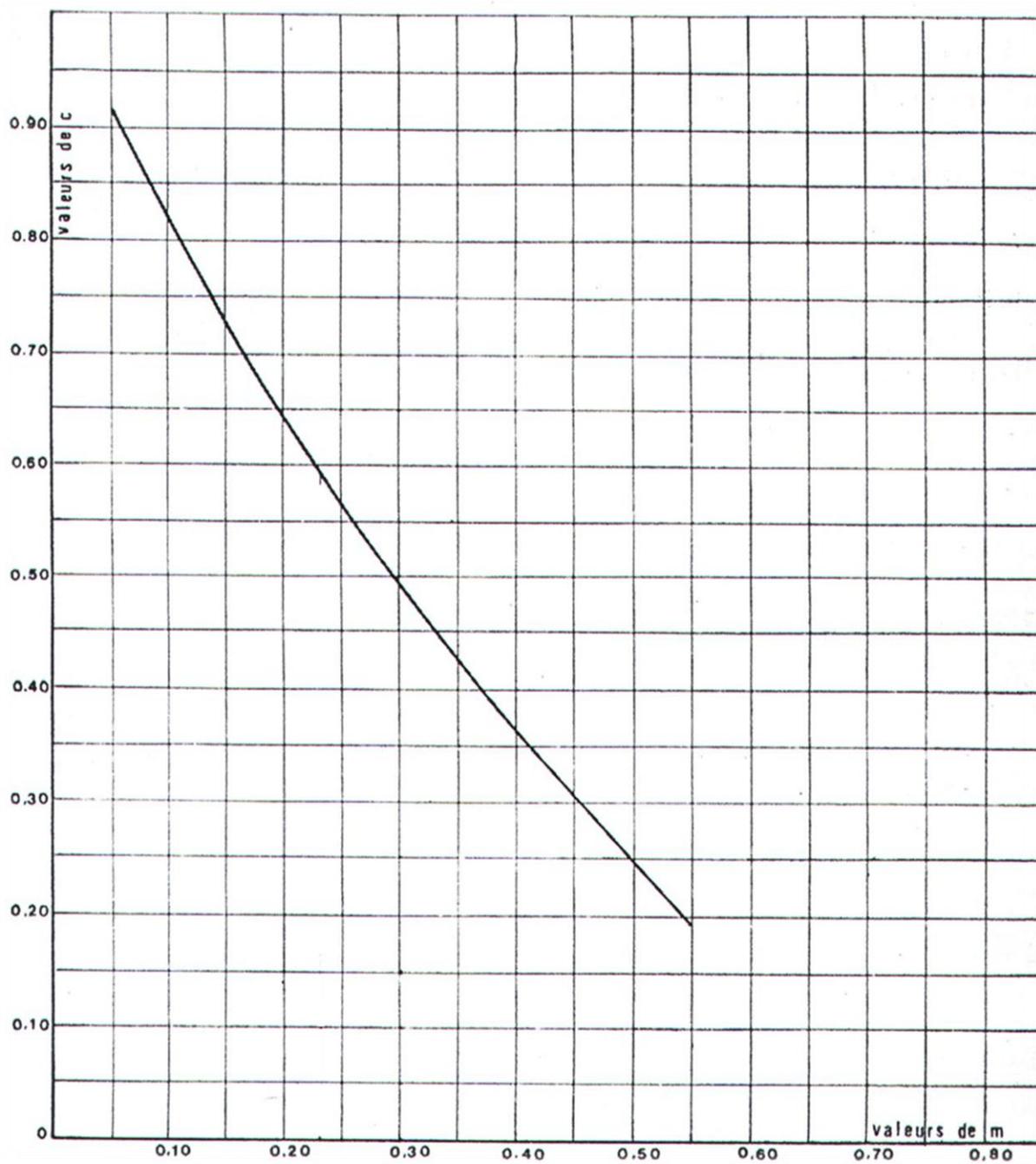
A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est de trouver une solution concernant le manque en eau potable de la commune Fenaia Il-Maten (Wilaya de Bejaia), et nous espérons aussi que ce mémoire servira de support pour une étude future.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] **Bonnin, J.** : ''Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance''. Edition EYROLLES, 1979.
- [2] **Dupont A** : ''Hydraulique urbaine. Tome II : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux''. Edition EYROLLES, 1979.
- [3] **Données** : Equipements existants, Service Technique, APC de Fénaia.
- [4] **Données** : Equipement existants normes de consommation, situation hydraulique actuelle, subdivision d'hydraulique d'El-kseur.
- [5] **Bonnin, J.** : ''Hydraulique urbaine'', Tome I. Version 2005.
- [6] **Mémoire de fin d'études** : ''Raccordement de l'alimentation en eau potable des villages de la commune de Seddouk à partir du transfert d'Akbou-Béjaia à partir du barrage Tichi-Haf''. Université de Bejaia, 2010.
- [7] **Bendahmane, B. et Oubelgha, N.** : ''Renforcement de l'AEP de OUADHIAS et de TAGUEMOUNT EL DJEDID à partir de THAKHOUKHT, wilaya de Tizi Ouzou''. Mémoire de fin d'études. Université de Béjaia, 2007.
- [8] **Amhour, K.** : ''Alimentation en eau potable des villages TADARGOUNT commune de DARGUINA''. Mémoire de fin d'études. Université de Bejaia, 2005.
- [9] **Almas, M. et Maakni, R.** : ''Réhabilitation de la chaine de refoulement de TABLIENTETICHI, Wilaya de Bejaia''. Mémoire de fin d'études. Université de Bejaia, 2007.
- [10] **Catalogue** : Fournie par STPM CHIALI, Bejaia.
- [11] **Carlier, M.** : ''Hydraulique général et appliqué'', Edition EYROLLES, 1980.
- [12] **Mémoire de fin d'études** : ''Alimentation en eau potable du centre d'El Ouricia, Wilaya de Sétif''. Université de Bejaia, 2011.
- [13] **Amara, L.** : ''Note de calcul du réservoir anti bélier''.

Annexes

Annexe (6) : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère

PM 125/ 2 B

Caractéristiques requises

Débit	38 l/s
Hauteur de refoulement	39,7 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	38,2 l/s
Hauteur de refoulement	39,7 m
Puissance absorbée	19,5 kW
Rendement	76,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	52,8 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	22 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

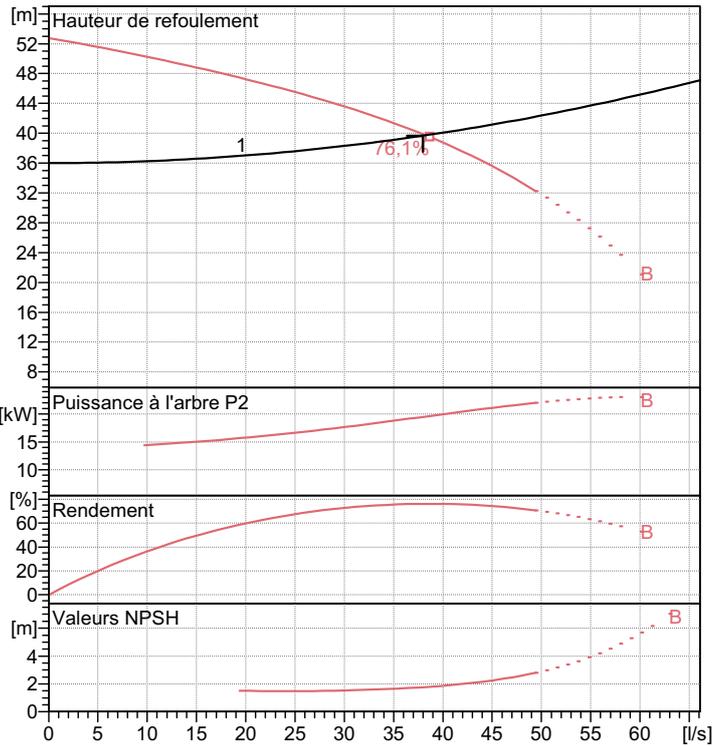
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	663 kg
-------	--------

Matériaux

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



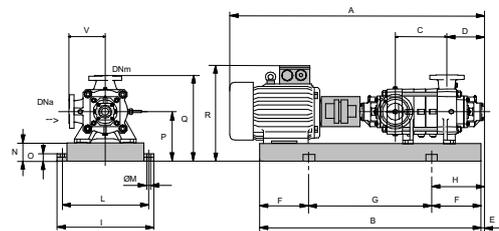
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 1699
- B = 1403
- C = 245
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 244
- F = 200
- G = 1003
- H = 444
- I = 720
- L = 670
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 740
- R = 670
- V = 320

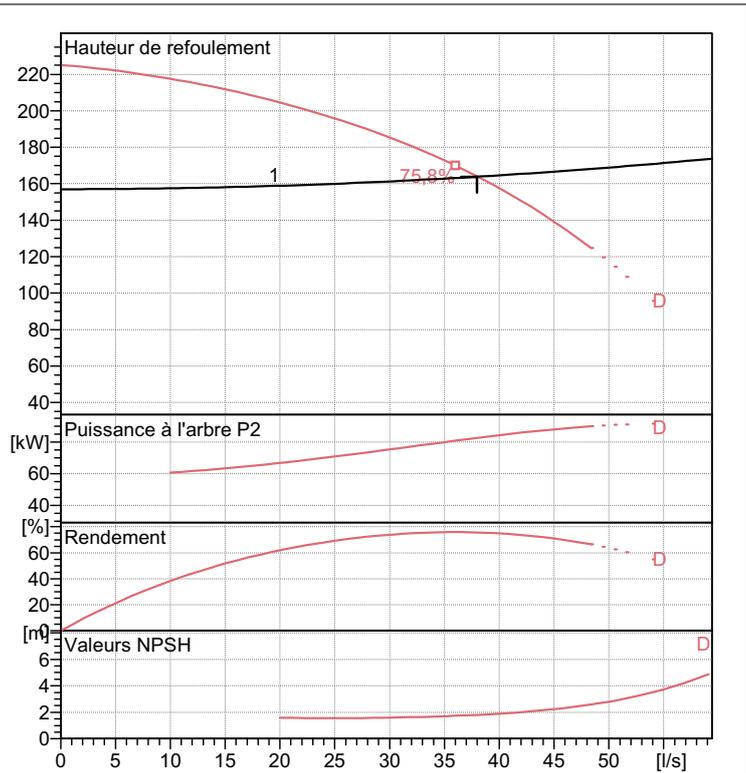


Notes:

Date 18.06.2014	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PM 125/ 10 D	
Caractéristiques requises	
Débit	38 l/s
Hauteur de refoulement	164 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	38 l/s
Hauteur de refoulement	164 m
Puissance absorbée	82,7 kW
Rendement	75,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	225 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	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	1420 kg

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

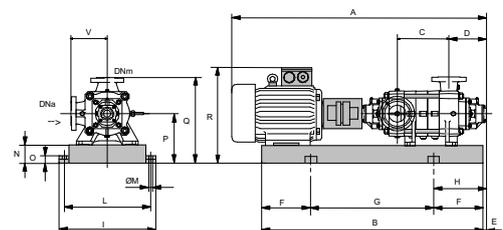


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
38	164	82,7	75,6	

Dimensions mm

- A = 2813
- B = 2427
- C = 1045
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 244
- F = 400
- G = 1627
- H = 644
- I = 720
- L = 670
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 740
- R = 836
- V = 320



Notes:

Date 18.06.2014	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PM 125/ 10 E	
Caractéristiques requises	
Débit	32 l/s
Hauteur de refoulement	154 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

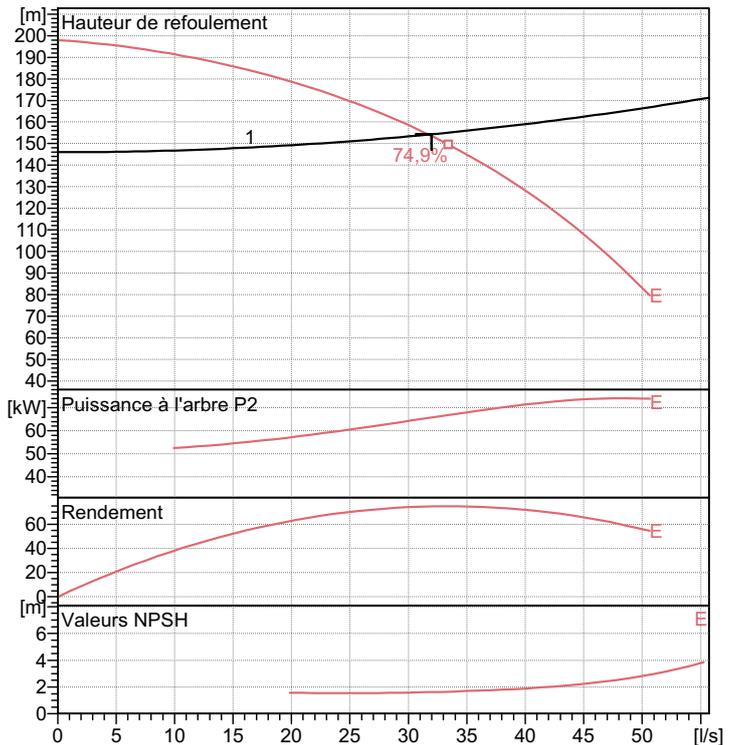
Caractéristiques de la pompe	
Débit	32 l/s
Hauteur de refoulement	154 m
Puissance absorbée	65,8 kW
Rendement	74,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	198 m
Orif. de refoulement	125 mm

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	1370 kg

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

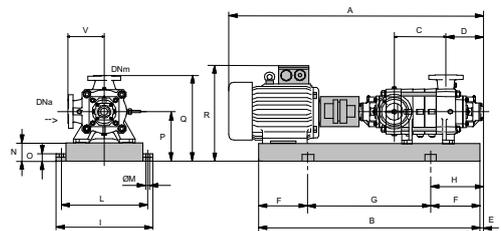


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 2762
- B = 2376
- C = 1045
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 244
- F = 400
- G = 1576
- H = 644
- I = 720
- L = 670
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 740
- R = 836
- V = 320

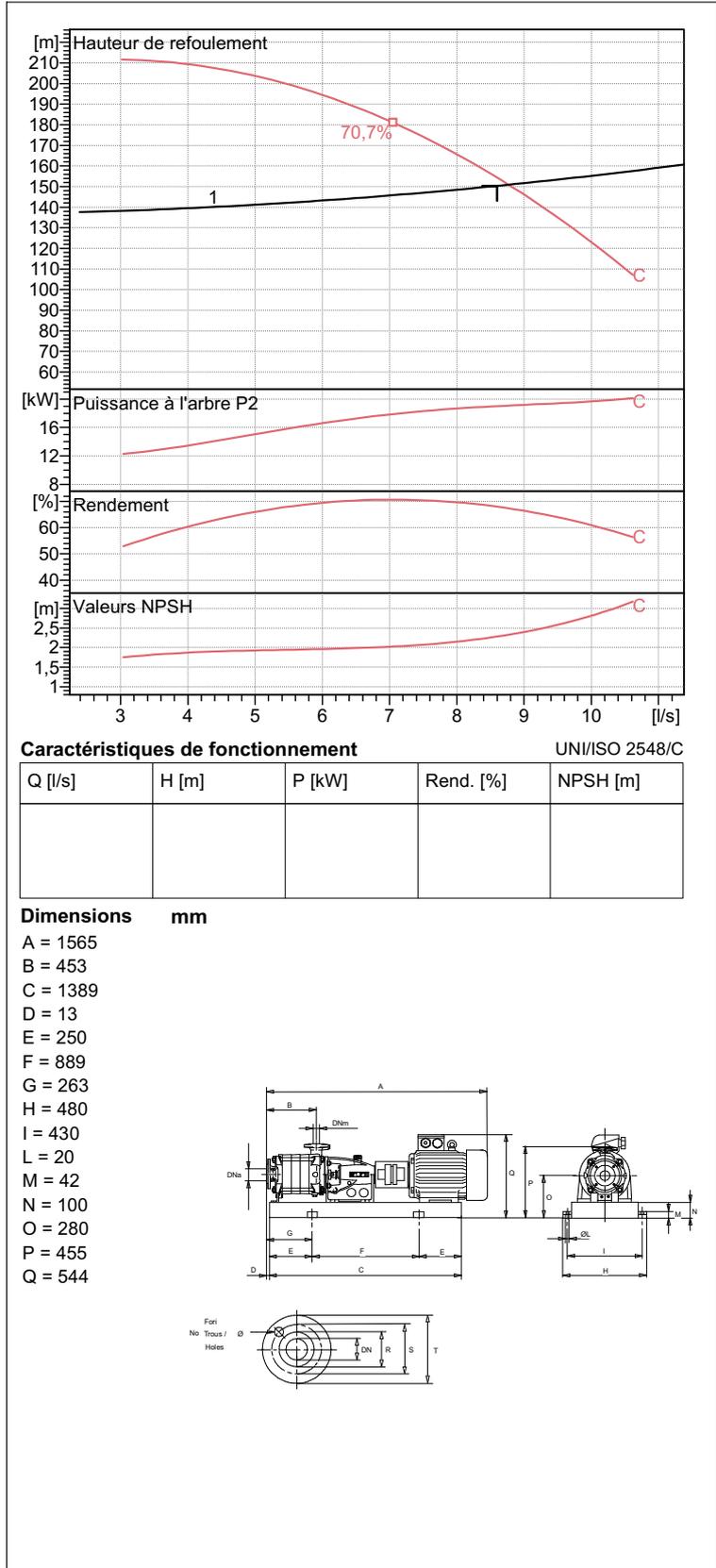


Notes:

Date 18.06.2014	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

HMU40-2/ 7C	
Caractéristiques requises	
Débit	8,6 l/s
Hauteur de refoulement	150 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	8,77 l/s
Hauteur de refoulement	151 m
Puissance absorbée	19,1 kW
Rendement	67,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	198 m
Orif. de refoulement	40 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	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	336 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Notes:			
Date 18.06.2014	Page 1	Offre n°	Pos.N°

Figure (II.1) : Diagramme circulaire du recensement de la population 2008 (RGPH 2008)

