



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

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**SEKOUR Mustapha**

**KHAZEM Tarik**

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

### INTITULE:

## **ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE BOUNOUH, W : TIZI OUZOU.**

Soutenu le 29 /06 /2016 devant le jury composé de :

- Président : **HAMDI.**
- Promoteur (s) : **YAKOUBI M.**
- Examineur (s) : **SELLAOUI.**



# Remerciement



*Tout d'abord nous remercions **DIEU** le tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour mener ce travail à terme.*

*Au terme de cette modeste étude, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à Mr YAKOUBI Mohammed (notre promoteur). Qui nous a accordé ce qu'est le plus précieux, son temps, et son attention.*

*Nous le remercions pour son aide et sa disponibilité.*

*Nous voudrions remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail.*

*Nous tenons à remercier l'APC de la commune de Bounouh et la Subdivision de la daïra de Boughni pour son aide.*

*Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

**Merci**



**Tarik et Mustapha**  
**Juin 2016**

# Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en  
signe de respect et de reconnaissance envers :*

*Ma mère*

*Mon père*

*Pour tous les sacrifices et leurs soutien moral et matériel dont  
ils ont fait preuve pour que je réussisse.*

*Je le dédie également à :*

*Mon frère : Youcef ,Mourad, Moukran*

*Mes sœurs : Farodja, Kahina,Lila,Naima,Ouiza,Hassiba.*

*Mes amis : Amar, Rachid, Mahfoud ,Nadir, Tarik, Saadi  
,Abdenour , Rafik.*

*Ma tante :warda.*

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont  
contribué de prés ou de loin à ma formation.*

**MUSTAPHA**

# Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en  
signe de respect et de reconnaissance envers :*

*Ma mère*

*Mon père*

*Pour tous les sacrifices et leurs soutien moral et matériel dont  
ils ont fait preuve pour que je réussisse.*

*Je le dédie également à :*

*Mon frère Yacine , Ma sœur : Liliya thafsouth*

*Mes amis : Mustapha, Amar, Rachid, Mahfoud, Nadir, Saadi, Radia  
, Rafika.*

*Mes camarades : Samir, elhouasse, tarik, Gaya, fawzi, Mahmoud,  
nilmo, Taki, nafaa, mohmdawed, et ghilas.*

*Mon oncle : Madjid.*

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont  
contribué de près ou de loin à ma formation.*

**Khazem Tarik**

## Le sommaire

Introduction générale :.....	1
<b>Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins</b>	
I.1. Introduction :.....	2
I.2. Présentation de site :.....	2
I.2.1. Présentation de la commune de Bounouh: .....	2
I.2.2. Situation géographique : .....	2
I.2.3. Situation climatique :.....	4
<i>I.2.3.1. la température</i> :.....	4
<i>I.2.3.2. la pluviométrie</i> : .....	5
<i>I.2.3.5.: L'humidité de l'air</i> : .....	6
I.2.4. Situation Morphologique :.....	7
I.2.6. Situation hydrographie:.....	7
I.2.6.Situation géologique :.....	7
I.2.7.Situation hydraulique :.....	8
I.3.Estimation des besoin en eau :.....	9
I.3.1. Situation démographique : .....	9
I.3.2. Estimation de la population future à différents horizons : .....	10
I.3.3.Evolution des besoins en eau de la population de la région d'étude:.....	10
I.3.3.1.Dotation.....	11
I.4.Calcul des besoins :.....	11
I.4.1. Besoins domestique:.....	12
I.4.2. Besoin scolaire:.....	12
I.4.3.Besoin sociocultureles:.....	14
I.4.4.Besoins sanitaires:.....	15
I.4.5.Besoins industrielles:.....	15
I.4.6. Présentation des différents besoins en eau à différents horizons : .....	15
I.4.7. Majoration de la consommation moyenne journalière : .....	16
I.5. Variation de la consommation journalière : .....	16
I.5.1. consommation maximal journalier et minimal journalier:.....	16
I.5.2. Variation de la consommation horaire : .....	18
I.5.3. Bilan ressources-besoin: .....	20
I.5.4.Conclusion:.....	21

## Chapitre II : les réservoirs

II.1. Introduction :	22
II.2. Rôle des réservoir :	22
II.2.2. Augmentation des pressions :	22
II.2.3 Gain d'énergie au niveau de la station de pompage :	22
II.2.4. Utilité pour briser la charge :	22
II.2.5. Stockage de la réserve d'incendie :	22
II.3. Classification des réservoirs :	23
II.4. Choix du type de réservoir :	23
II.6. Détermination de la capacité du réservoir :	24
II.6.1. Méthode analytique :	24
II.6.2. Détermination de la valeur p% :	25
II.6.3. Méthode graphique :	25
II.7. Calcul de volume total de réservoir :	25
II.7.1. Dimensionnement de réservoir principal R1 :	26
II.7.1.1. Calcul de diamètre de réservoir R1 :	26
II.7.1.2. Calcul de la hauteur de la réserve incendie dans R1 :	26
II.7.2. Dimensionnement des réservoirs R1-2 ; R1-3 ; R1-4 ; R1-5 :	28
II.7.2.1. Dimensionnement de réservoir R1-2 :	28
II.7.2.2. Dimensionnement de réservoir R1-3 :	29
II.7.2.3. Dimensionnement de réservoir R1-4 :	30
II.7.2.4. Dimensionnement de réservoir R1-5 :	31
II.7.3. Les caractéristiques des réservoirs R1-2 ; R1-3 ; R1-4 ; R1-5 :	32
II.8. Dimensionnement de réservoir principal R2 :	32
II.8.1 Calcul de diamètre de réservoir R2 :	32
II.8.2. Calcul de la hauteur de la réserve incendie dans R2 :	32
II.8.3. dimensionnement des réservoirs R2-2 ; R2-3 ; R2-4 ; R2-5 ; R2-6 :	34
II.8.3.1. Dimensionnement de réservoir R2-2 :	34
II.8.3.2. Dimensionnement de réservoir R2-3 :	35
II.8.3.3. Dimensionnement de réservoir R2-4 :	36
II.8.3.4. Dimensionnement de réservoir R2-5 :	37
II.8.3.5. Dimensionnement de réservoir R2-6 :	38
II.8.4. Les caractéristiques des réservoirs R2-2 ; R2-3 ; R2-4 ; R2-5 ; R2-6 :	39
II.9. Détermination de la capacité de stockage de réservoir de la station de reprise :	39
II.9.1. Réservoir de la station de reprise SR1 :	39
II.9.1.1. Calcul du diamètre de SR1 :	39

II.9.2. Dimensionnement de réservoir SR1:.....	40
II.9.3.Réservoir de la station de reprise SR2:.....	41
II.9.3.1.Calcul du diamètre de SR2 :.....	41
II.9.4. Dimensionnement de réservoir SR2:.....	41
II.10. Conclusion:.....	42

## Chapitre III : ADDUCTION

III.1.Introduction :.....	43
III.2.Choix du tracé :.....	43
III.3.Choix de type des conduits :.....	43
III.4. Calcul du diamètre économique :.....	43
III.4.1. Formules utilisées pour le calcul du diamètre économique :.....	43
III.4.2.Calcul de la vitesse :.....	44
III.4.3.Les pertes de charges :.....	44
III.4.3.1.Les Pertes de charges linéaires :.....	44
III.4.3.2.Les pertes de charges singulières :.....	45
III.4.4.Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt :.....	45
III.4.5.La puissance absorbée par la pompe :.....	46
III.4.6.Energie consommée par la pompe :.....	46
III.4.7.Frais d'exploitation :.....	47
III.4.8.Frais d'amortissement :.....	47
III.4.9.Le bilan générale :.....	48
III.4.10. Prix de revient des conduites :.....	48
III.5.Dimensionnement du réseau d'adduction :.....	49
III.5.1.Adduction principale par refoulement :.....	49
III.5.1.1.Tronçon de SR1-R1 :.....	49
III.5.1.2.Tronçon de SR2-R2 :.....	50
III.5.2.Adduction gravitaire principale :.....	52
III.5.2.2. Tronçon Point de piquage-SR1 :.....	52
III.5.2.3. Tronçon R1-SR2 :.....	53
III.5.3.Adduction gravitaire secondaire :.....	53
III.5.3.1. Adduction gravitaire secondaire à partir de R1 :.....	53
III.5.3.2. Adduction gravitaire secondaire à partir de R2 :.....	54

III.5.4. Calcul l'angle d'ouverture de la vanne : .....	55
III.6. Conclusion : .....	56

## Chapitre IV : LES POMPES

IV.1. Introduction : .....	57
IV.2. Point de fonctionnement d'une pompe : .....	57
IV.3. Le phénomène de cavitation : .....	57
IV.4. Notions de NPSH : .....	57
IV.5. Choix de type de pompes à adopter pour les différentes stations : .....	58
IV.5.1. Pompe de la station de reprise « SR1 » : .....	58
IV.5.2. Pompe de la station de reprise « SR2 » : .....	64
IV.6. Conclusion : .....	65

## CHAPITRE V : LA DISTRIBUTION

V.1. Introduction : .....	66
V.2. Classification des réseaux : .....	66
V.3. Mode de distribution : .....	66
V.4. Choix de type de réseau : .....	66
V.5. Choix de type des conduites : .....	66
V.6. Calcul hydraulique : .....	67
V.6.1. Débit de pointe : .....	67
V.6.2. Débit spécifique : .....	67
V.6.3. Débit en route : .....	67
V.6.4. Débit calculé : .....	67
V.6.5. Débit en nœud : .....	68
V.6.6. Calcul des pertes de charge : .....	68
V.6.6.1 : pertes de charge linéaire : .....	68
V.6.6.2 : pertes de charges singulières: .....	69
V.6.7. Calcul des pressions de service de réseau (au sol) : .....	69
V.7. Détermination des débits du réseau : .....	70
V.8. Calcul du réseau par logiciel EPANET : .....	73



V.8.1. Les Etapes de l'utilisation d'EPANET:.....	73
V.8.2. Les résultats de la simulation :.....	73
V.9. Conclusion :.....	78

## CHAPITRE VI : la protection des conduites

VI.1. Introduction :.....	79
VI.2. Le phénomène de coup de bélier : .....	79
VI.2.1.Causes fréquentes du coup de bélier : .....	79
VI.2.3. Analyse physique de Coup de bélier dans les pompes :.....	79
VI.2.4. Les moyens de protection anti-bélier :.....	80
VI.2.5. Etude du coup de bélier:.....	80
VI.2.5.1. La valeur du coup de bélier :.....	80
VI.2.6. Valeurs numérique de coup de bélier (adduction par refoulement):.....	81
VI.2.Choix du moyen de protection :.....	82
VI.2.1.Principe de calcul :.....	82
VI.2.1.1.Application des principes cités :.....	82
VI.3.Tronçon SR1-R1 :.....	86
VI.3.1.Tronçon SR2-R2 :.....	89
V.3.2. Valeurs numérique de coup de bélier (adduction gravitaire):.....	92
VI.4. La protection des conduites contre la corrosion:.....	93
VI.4.1.La corrosion externe : .....	93
VI.4.2.La corrosion interne :.....	94
VI.4.3. La lutte contre la corrosion :.....	94
VI.4.3.1. Protection contre la corrosion externe:.....	94
VI.4.3.2. La lutte contre la corrosion interne:.....	94
VI.5. La protection des conduites contre la poussé due à la pression de l'eau :.....	95
VI.5.1. Les procédures de la pose des conduites : .....	95
Conclusion :.....	96

**Conclusion générale..... 97**

**La bibliographie**

**Annexes**

## Liste des tableaux

<b>Tableau (I.1) :</b> Variation des températures moyennes minimales et maximales pour la commune de Bounouh entre 1990-2008 .....	4
<b>Tableau(I.2) :</b> Répartition de la pluviométrie moyenne mensuelle pour la commune de Bounouh entre 1990-2006 .....	5
<b>Tableau (I.3):</b> Humidité relative moyenne mensuelle enregistrée entre 1990 et 2006 .....	6
<b>Tableau (I.4) :</b> Nombre d’habitants des différents villages (RGPH 2008 ) .....	9
<b>Tableau (I.5) :</b> Evolution de la population .....	10
<b>Tableau(I.6) :</b> Equipement existant .....	11
<b>Tableau (I.7) :</b> Détermination des débits domestiques des différents villages .....	12
<b>Tableau(I.8) :</b> des besoins scolaires .....	13
<b>Tableau(I.9) :</b> Besoins socioculturels .....	14
<b>Tableau(I.10) :</b> Besoins sanitaires .....	15
<b>Tableau (I.11) :</b> Détermination des besoins industriels .....	15
<b>Tableau (I.12) :</b> Récapitulatif des différent besoins en eau à différents horizons .....	15
<b>Tableau (I.13) :</b> Récapitulatif de la consommation moyenne journalière .....	16
<b>Tableau (I.14) :</b> Calcul de la consommation moyenne minimale et maximale journalière .....	17
<b>Tableau(I.15) :</b> Les valeurs de $\beta_{\max}$ .....	19
<b>Tableau(I.16) :</b> Valeur de $\beta_{\max}$ et $K_{\max}$ et de $Q_{\max}$ pour chaque village .....	20
<b>Tableau(I.17) :</b> Bilan Ressources-Besoins .....	20
—————	
<b>Tableau(II.1):</b> Dimensionnement de réservoir principal R1 .....	27
<b>Tableau(II.2) :</b> les valeurs de $\beta_{\max}$ et $k_{\max h}$ pour chaque réservoir .....	28
<b>Tableau (II.3) :</b> Dimensionnement de réservoir R1-2 .....	28
<b>Tableau(II.4) :</b> Dimensionnement de réservoir R1-3 .....	29
<b>Tableau(II.5) :</b> Dimensionnement de réservoir R1-4 .....	30
<b>Tableau(II.6) :</b> Dimensionnement de réservoir R1-5 .....	31

<b>Tableau(II.7) :</b> Les caractéristiques des réservoirs R1-2, R1-3, R1-4, R1-5 .....	32
<b>Tableau(II.8):</b> Dimensionnement de réservoir Principal R2 .....	33
<b>Tableau(II.9) :</b> Dimensionnement de réservoir R2-2 .....	34
<b>Tableau(II.10) :</b> Dimensionnement de réservoir R2-3 .....	35
<b>Tableau(II.11) :</b> Dimensionnement de réservoir R2-4 .....	36
<b>Tableau(II.12) :</b> Dimensionnement de réservoir R2-5 .....	37
<b>Tableau(II.13) :</b> Dimensionnement de réservoir R2-6 .....	38
<b>Tableau(II.14) :</b> Les caractéristiques des réservoirs R2-2, R2-3, R2-4, R2-5, R2-6 .....	39
<b>Tableau(II.15) :</b> Dimensionnement de SR1 .....	40
<b>Tableau(II.16) :</b> Dimensionnement de SR2 .....	41
<hr/>	
<b>Tableau(III.1) :</b> Prix de revient des conduites en acier .....	48
<b>Tableau(III.2) :</b> Calcul de $H_{mt}$ pour les différents diamètres .....	49
<b>Tableau(III.3)</b> Calcul des frais d'exploitation .....	49
<b>Tableau(III.4) :</b> Calcul des frais d'amortissement : .....	50
<b>Tableau(III.5) :</b> Bilan des frais .....	50
<b>Tableau(III.6) :</b> Calcul de $H_{mt}$ pour les différents diamètres .....	51
<b>Tableau(III.7) :</b> Calcul des frais d'exploitation .....	51
<b>Tableau(III.8) :</b> Calcul des frais d'amortissement .....	51
<b>Tableau(III.9) :</b> Bilan des frais .....	51
<b>Tableau(III.10) :</b> Calcul de la hauteur d'arrivé .....	52
<b>Tableau (III.11) :</b> Caractéristiques des tronçons : .....	52
<b>Tableau (III.12) :</b> Calcul de la hauteur d'arrivée pour chaque tronçon .....	53
<b>Tableau (III.13) :</b> Choix des diamètres économiques .....	53
<b>Tableau (III.14) :</b> Caractéristiques des tronçons : .....	56
<b>Tableau (III.15) :</b> Calcul de la hauteur d'arrivée pour chaque tronçon .....	56
<b>Tableau (III.16) :</b> Choix des diamètres économiques .....	56

<b>Tableau (III-17) :</b> Calcul de la hauteur d'arrivée pour chaque tronçon .....	55
<b>Tableau (III-18) :</b> Choix des diamètres économiques .....	55
<b>Tableau (III-19) :</b> L'angle d'ouverture de la vanne(°) .....	56
<hr/>	
<b>Tableau (IV-1) :</b> Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température .....	58
<b>Tableau (IV-2) :</b> Bilan des frais d'exploitation .....	63
<hr/>	
<b>Tableau(V.1) :</b> Les débits de route pour le cas (de point).....	71
<b>Tableau(V.2) :</b> Les débits aux nœuds .....	72
<b>Tableau (V-3) :</b> Récapitulation des résultats ou niveau de chaque nœud.....	76
<b>Tableau (V-3) :</b> Récapitulation des résultats ou niveau de chaque arc.....	77
<hr/>	
<b>Tableau (V-1) :</b> Valeurs numérique de coup de bélier .....	81
<b>Tableau (V-2) :</b> Calcule des pertes des charges dans la tuyère et la vitesse dans la tubulure ..	85
<b>Tableau (V-3) :</b> Le développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SR1-R1 .....	86
<b>Tableau (V-4) :</b> Le développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SR2-R2 .....	89
<b>Tableau (V-5) :</b> Valeurs numérique de coup de bélier .....	92
<b>Tableau (V-6) :</b> Calcul du coup de bélier dans le système après le temps de fermeture .....	92
<b>Tableau (V-7) :</b> Le temps de fermeture des vannes .....	93
<b>Tableau (VI-8) :</b> Les différents matériaux .....	95

## Liste des figures

<b>Figure(I.1) :</b> Plan de situation de la commune de Bounouh :.....	3
<b>Figure(I.2) :</b> Diagramme des températures moyennes minimales et maximales de la commune de Bounouh entre 1990-200 :.....	4
<b>Figure(I.3) :</b> Histogramme de la pluviométrie moyenne annuelle de la commune de Bounouh entre 1990-200 :.....	5
<b>Figure (I.4) :</b> Variation de l'humidité relative mensuelle dans la commune de Bounouh entre 1990-200 :.....	6
<b>Figure (I.5) :</b> Evolution des débits moyens, minimaux et maximaux journaliers :.....	7
<hr/>	
<b>Figure (IV-1) :</b> Courbes des NPSH :.....	58
<b>Figure(IV.2) :</b> Courbe caractéristique de la pompe de la SR1 :.....	59
<b>Figure(IV.4) :</b> Courbe caractéristique de la pompe de SR2 :.....	64
<hr/>	
<b>Figure (V.1) :</b> Réseau de distribution du Village de Bounouh :.....	70
<b>Figure (V-2) :</b> La variation de la pression dans le réseau avec la 1 <sup>ère</sup> simulation :.....	73
<b>Figure (V-3) :</b> La variation de la vitesse dans le réseau avec la 1 <sup>ère</sup> simulation :.....	74
<b>Figure (V-4) :</b> La variation de la pression dans le réseau avec la dernière simulation :.....	75
<b>Figure (V-5) :</b> Variation de la vitesse dans le réseau avec la dernière simulation :.....	75
<hr/>	
<b>Figure(VI.1) :</b> Variation de la pression absolue en fonction du temps pour la conduite SR1-R1 :.....	87
<b>Figure(VI.2) :</b> Epure de BERGERON pour le tronçon SR1-R1 :.....	87
<b>Figure(VI.3) :</b> L'enveloppe des pressions du tronçon SR1-R1 :.....	88

<b>Figure(VI.4) :</b> Variation de la pression absolue en fonction du temps pour la conduit SR2-R2 :.....	90
<b>Figure(VI.5) :</b> Epure de BERGERON pour le tronçon SR2-R2 :.....	90
<b>Figure(VI.6) :</b> L'enveloppe des pressions du tronçon SR2-R2 :.....	91
<b>Figure (VI-7) :</b> La protection avec la cathode réactiva :.....	94
<b>Figure (VI-8) :</b> pose de la conduite en tranché :.....	95

# LISTE DES SYMBOLES

Symbole.	Signification.	Unité.
<b>A :</b>	Amortissement annuel (Annuité).	
<b>a :</b>	Célérité de l'onde	m/s
<b>A, B :</b>	constantes de Cherchil (1977).	
<b>B :</b>	Valeur du coup de bélier	m
<b>B<sub>G</sub>:</b>	Bilan général	Da
<b>CTN :</b>	Côte Terrain Naturel	m
<b>CTP :</b>	Côte Trop Plein	m
<b>D :</b>	Diamètre du tuyau	m
<b>D<sub>N</sub> :</b>	Diamètre normalisé	m
<b>E :</b>	Energie consommée par la pompeKwh	
<b>e' :</b>	Epaisseur de la conduite	mm
<b>e :</b>	Prix unitaire d'un Kwh.	DA
<b>F<sub>amo</sub> :</b>	Frais d'amortissement	DA
<b>F<sub>exp</sub> :</b>	Frais d'exploitation	DA
<b>g :</b>	Accélération de la pesanteur en m/s <sup>2</sup> .	
<b>H<sub>0</sub> :</b>	Pression absolue de la conduite.	
<b>H<sub>a</sub> :</b>	Hauteur d'aspiration	m
<b>H<sub>d</sub> :</b>	Charge disponible	m
<b>H<sub>g</sub> :</b>	Hauteur géométrique	m
<b>H<sub>mt</sub>:</b>	La hauteur manométrique totale	m
<b>H<sub>r</sub> :</b>	Hauteur de refoulement	m
<b>i :</b>	Taux d'annuité.	
<b>Ja :</b>	Perte de charge à l'aspiration	m
<b>Jl :</b>	Pertes de charge linéaires	m/ml
<b>Jt :</b>	Pertes de charge totale	m/ml
<b>K :</b>	Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.	
<b>K<sub>0</sub>:</b>	Rugosité absolue des tuyaux neufs.	
<b>K<sub>max,h</sub> :</b>	Coefficient de variation de consommation maximumhoraire.	
<b>K<sub>max,j</sub> :</b>	Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.	
<b>K<sub>min,h</sub> :</b>	Coefficient de variation de consommation minimum horaire.	
<b>K<sub>min,j</sub> :</b>	Coefficient d'irrégularité minimal.	
<b>L :</b>	Longueur de la conduite	m
<b>m :</b>	Coefficient de rognage.	
<b>n :</b>	Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement.	
<b>N :</b>	Vitesse de rotation de la pompe	tr/min
<b>N<sub>i</sub>:</b>	Nombre de consommateurs.	
<b>NPSH<sub>d</sub> :</b>	Charge nette minimale disponible à l'aspiration.	
<b>NPSH<sub>r</sub> :</b>	Charge nette minimale requise à l'aspiration.	
<b>P :</b>	Puissance de pompage	Kwh
<b>P% :</b>	Résidu maximal dans le réservoir	%
<b>P<sub>0</sub>:</b>	Pression absolue.	
<b>Pa :</b>	Puissance absorbée par la pompe	Kw
<b>PNS :</b>	Pression nominale de service	Bar
<b>P<sub>U</sub>:</b>	Prix unitaire de la conduite	DA/ml



<b>q:</b>	Dotation moyenne journalière des consommateurs	l/j/cons.
<b>Q :</b>	Débit refoulé dans la conduite	m <sup>3</sup> /s
<b>Q<sub>max.h</sub> :</b>	Débit entrant dans la station	m <sup>3</sup> /h
<b>Q<sub>max.j</sub> :</b>	Consommation maximale journalière	m <sup>3</sup> /j
<b>Q<sub>max.j</sub> :</b>	Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.	
<b>Q<sub>min.j</sub> :</b>	Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.	
<b>Q<sub>moy.j</sub> :</b>	Consommation moyenne journalière des consommateurs	m <sup>3</sup> /s.
<b>qn :</b>	débit en nœud	l/s
<b>q<sub>p</sub> :</b>	Débit de pointe	l/s
<b>qr :</b>	débit en route	l/s
<b>q<sub>s</sub> :</b>	Débit spécifique	l/s
<b>q<sub>t</sub> :</b>	débit transite	l/s
<b>r:</b>	Pourcentage de rognage.	
<b>Re :</b>	Nombre de Reynolds.	
<b>S :</b>	Section de la conduite	m <sup>2</sup> .
<b>t :</b>	Nombre d'heures de pompage	h.
<b>T:</b>	Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.	
<b>Tv:</b>	Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.	
<b>V :</b>	Vitesse d'écoulement	m/s
<b>V<sub>tot</sub> :</b>	Volume total du réservoir	m <sup>3</sup>
<b>Z<sub>0</sub> :</b>	Pression absolue.	
<b>α :</b>	Coefficient de vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT	
<b>α' :</b>	coefficient qui dépend de la répartition de la consommation de débit en route(0.5,α',0.58).	
<b>α<sub>max</sub> :</b>	Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.	
<b>β<sub>max</sub> :</b>	Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.	
<b>Θ :</b>	l'angle d'ouverture de la vanne	(°).
<b>η :</b>	Rendement de la pompe	(%).
<b>v :</b>	Viscosité cinématique de l'eau.	
<b>ξ :</b>	Coefficient singularité de la vanne	(%).
<b>λ :</b>	Coefficient de pertes de charge.	m <sup>2</sup> /s
<b>ρ :</b>	Masse volumique de l'eau.	Kg/m <sup>3</sup>

**INTRODUCTION**  
**GENERALE**

## **Introduction générale**

Depuis la nuit des temps, les êtres humains ont cherché à s'approvisionner en eau pour améliorer leur existence puisqu'elle constitue la source de vie pour tout être vivant, aussi bien animal que végétal.

L'expansion démographique, l'évolution du niveau de vie et le développement des activités économiques ont engendré une demande croissante en eau potable. Devant une telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes judicieux d'adduction, de stockage et de distribution qui constituent toujours un grand défi d'ingénierie afin de satisfaire cette demande.

Le sujet que nous aborderons dans ce présent projet, consiste à élaborer une étude de l'alimentation en eau potable de la commune de Bounouh (Wilaya de Tizi-Ouzou). Ce dernier s'articulera sur sept principaux volets.

Nous débuterons notre travail par une présentation du site suivi d'une estimation des besoins en eau actuels et futurs, dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire.

En second lieu, nous procéderons au dimensionnement des réservoirs de stockage projetés en tenant compte des capacités des réservoirs existants.

Le troisième volet consiste essentiellement à dimensionner les conduites d'adduction, en se basant sur des conditions d'ordre techniques et économiques.

Par la suite, on procédera dans le quatrième volet au choix des pompes adéquates pour les différentes stations de pompage et déterminer le système d'automatisation à adopter.

Par ailleurs, le cinquième volet aura pour objectif de donner d'une part, les procédés adéquats pour la pose des conduites, et d'autre part, de traiter un point extrêmement important dans l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable, en l'occurrence le phénomène du coup de bélier afin d'avoir un réseau fiable et durable.

Nous passerons dans la dernière phase de ce travail à la distribution de l'eau en dimensionnant le réseau, tout en tenant compte des diamètres économiques et de la pression minimale au point critique.

On terminera cette modeste étude par une conclusion

**Chapitre I :**  
**PRESENTATION DU SITE**  
**ET ESTIMATION DES**  
**BESOINS EN EAU**

## I.1.Introduction :

L'objectif de cette étude est d'alimentation en eau potable de la commune de Bounouh afin de satisfaire ses besoins en eau. Mais avant toute étude technique, il est nécessaire de présenter le site en premier lieu puis on rentre dans la deuxième partie de chapitre qui est l'estimation des besoins en eau potable qui sert à calculer le déficit d'eau des villages concernés.

## I.2.Présentation de site :

### I.2.1.Présentation de la commune de Bounouh :

Bounouh est une nouvelle commune issue du découpage de 1984, détachée de la commune de Boghni.

A sa création en 1984, la commune est composée de vingt-trois localités :

- Bounouh, Ikhelfounene, Aourir, Ait Merdja, Idjebarene, Baali, Amalou
- Tizi Medene, Tamalouts, Tala Oulili, Mezaourou, Tizi N cheath, Tizi El Had
- Chebaba, Ibouhatene, Bouzoula, Ait Si Ali, Ait Kanane, Tala Khelouf, Hellouane
- Ait Telha, Zaarour, Ighil Anane

Elle s'étend sur une superficie global de **27km<sup>2</sup>** avec une population total actuelle de **10928 habitants**, soit une densité de **404 hab. /km<sup>2</sup>[1]**.

### I.2.2. Situation géographique :

La commune de Bounouh est située à **55km** au Sud-ouest du chef lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou, avec des coordonnées géographiques Latitude 36° 30' nord et Longitude 3° 55' 60" est.

la commune de Bounouh et délimite par [1] :

- Wilaya de Bouira (Ait Laziz et Taghzout) au sud
- Commune de Boghni au nord et a l'est
- Commune de Frikat à l'ouest



Figur(I.1) : Carte de situation de la commune de Bounouh

### I.2.3.Situation climatique :

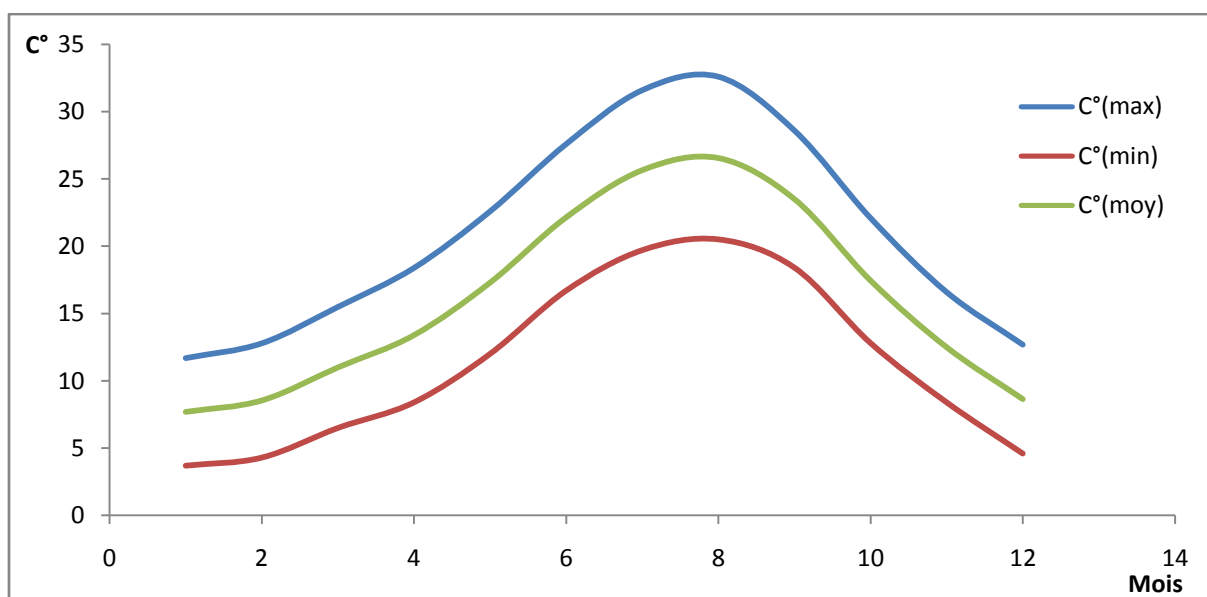
La température et la pluviométrie sont les deux éléments principaux du climat.

#### I.2.3.1.La température :

La température est influencée par la topographie du milieu à savoir l'altitude, le relief et l'exposition, qui interviennent de façon déterminant dans la différenciation au sein d'un même méso climat et/ou de microclimat particuliers[2].

**Tableau (I.1) :** Variation des températures moyennes minimales et maximales pour la commune de Bounouh entre 1990-2008 [3].

Mois	Jan	Fé	Ma	Ave	Mai	Juin	Juil	Aôu	Sept	Oct	Nov	Dec
C°(min)	3,7	4,3	6,5	8,4	12	16,7	19,7	20,5	18,4	12,8	8,4	4,6
C°(max)	11,7	12,8	15,5	18,4	22,6	27,6	31,6	32,6	28,6	22,1	16,6	12,7
C°(moy)	7,7	8,55	11	13,4	17,3	22,15	25,65	26,55	23,5	17,45	12,5	8,65



**Figure(I.2) :** Diagramme des températures moyennes minimales et maximales de la commune de Bounouh entre 1990-2006

Du mois de janvier au mois d'Aout les températures moyennes mensuelles augmentent d'une façon significative, par la suite il y a diminution jusque au mois de Décembre.

Le mois d'Aout est le mois le plus chaud avec une température moyenne mensuelle de 26.55C°, par contre le mois de Janvier est très froid avec une température moyenne mensuelle de 7.7C°

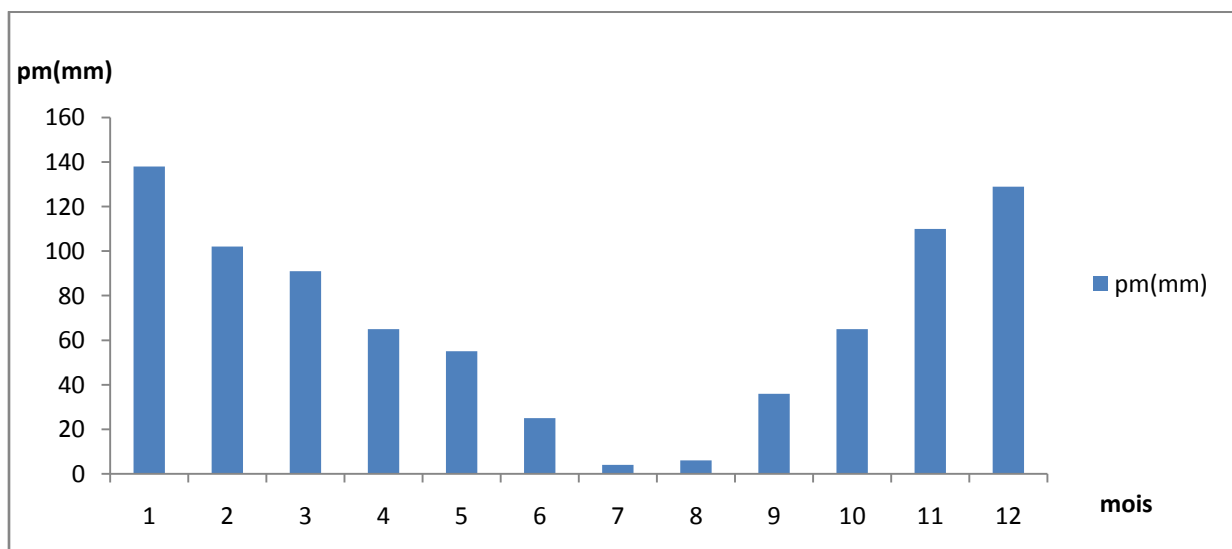
### ***I.2.3.2. La pluviométrie :***

En Algérie la pluviosité augmente avec l'altitude, elle est aussi influencée par la continentalité et l'altitude en allant direction de la mer.

#### ➤ ***La pluviométrie mensuelle :***

**Tableau(I.2) :** Répartition de la pluviométrie moyenne mensuelle pour la commune de Bounouh entre 1990-2006 [3].

<b>Mois</b>	<b>Pluviométrie moyenne (mm)</b>
Janvier	138
Février	102
Mars	91
Avril	65
Mai	55
Juin	25
Juillet	4
Aout	6
Septembre	36
Octobre	65
Novembre	110
Décembre	129
Année	826



**Figure(I.3) :** Histogramme de la pluviométrie moyenne annuelle de la commune de Bounouh entre 1990-2006

Juillet est le mois le plus sec avec seulement 4 mm. En Janvier, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 138 mm.

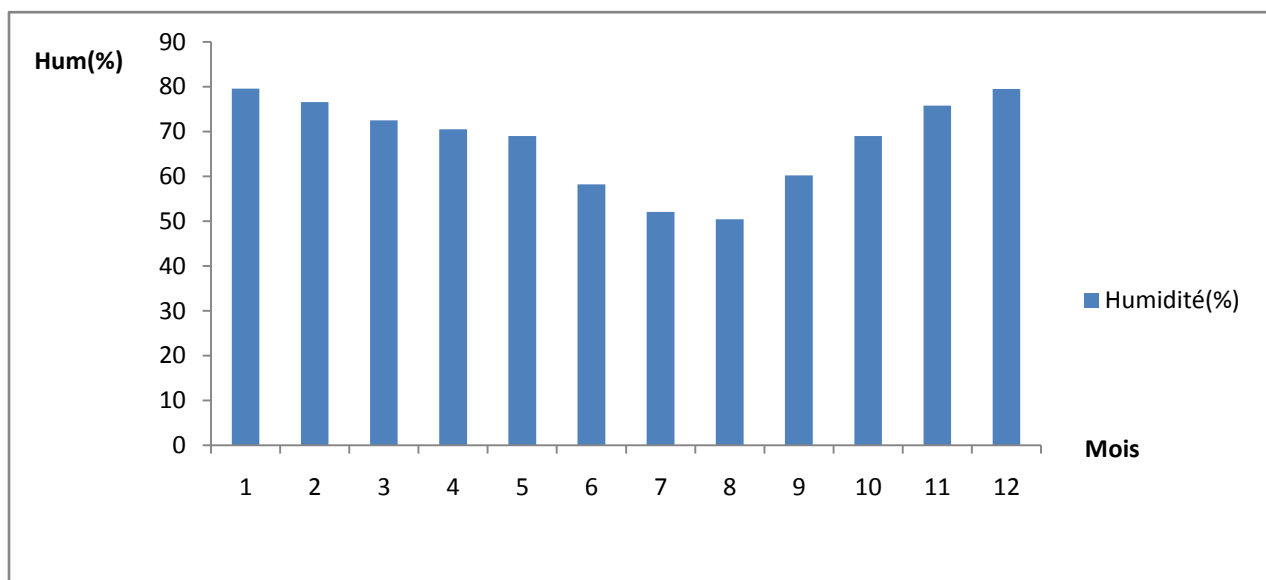


**I.2.3.3.L'humidité de l'air :**

La Commune de Bounouh est caractérisé par un degré hygrométrique assez élevée tout au long de l'année (moyenne annuelle de 67.8% avec six mois entre 70.5% et 79.5% et six mois entre 52.1% et 69% tableau(I.3)

**Tableau (I.3):** Humidité relative moyenne mensuelle enregistrée entre 1990 et 2006 [3].

mois	Humidité moyenne (%)
janvier	79,6
Février	76,6
Mars	72,5
Avril	70,5
Mai	69
Juin	58,2
Juillet	52,1
Aout	50,4
Septembre	60,2
Octobre	69
Novembre	75,8
Décembre	79,5
Moyenne annuelle	67,8



*Figure (I.4) : Variation de l'humidité relative mensuelle dans la commune de Bounouh entre 1990-2006*

On considère un jour sec si l'humidité relative est inférieure à 40%. On remarque d'après le tableau (I.3) que l'humidité relative mensuelle excède les 40% sur tous les mois, donc on peut dire que la commune de Bounouh est humide sur toute l'année [4].

Cette humidité relative élevée peut avoir comme source la présence du barrage Taksebt (Tizi-Ouzou) au nord, et la présence aussi d'un autre barrage au sud Koudiet acerdoune (Bouira)

#### **I.2.4. Situation Morphologique :**

La morphologie des terrains est vallonnée avec la présence des talus assez fortes à l'ouest de l'agglomération de Bounouh centre, ce relief accidenté en forme de vallons se retrouve également au sud-ouest [1].

80 à 90% de son territoire est situé des pentes supérieures à 20%, la majorité des villages qui constituent la commune se concentre sur la partie centrale du territoire communale sur des terrains supérieurs à 20%.

Sur sa partie sud deux à trois villages tels que Zaarour et Helouane sont situés sur des territoires en pentes supérieures à 30% atteignant 40% et des fois plus.

À nord de la commune ou s'étalent les terrains à faibles pentes inférieures ou à 10%, la partie du territoire n'est presque urbanisée et se trouve occupée par une agriculture semi-intensive en sec.

#### **I.2.5. Situation Hydrographique :**

Le réseau hydrographique très important dans la partie sud des zones d'étude, résulte d'un ensemble de paramètres et de facteurs notamment la climatologie pluviométrique, et principalement les phénomènes d'érosions et la structure géologique des sols [1].

Il est très ramifié sur les secteurs à fortes érosions et où la structure géologique présente une perméabilité très forte (zone de grès)

Ce réseau diminue dans ces zones de ramification lorsque il atteint la zone centrale de basses collines, où les composantes géologiques des favorisent une bonne perméabilité.

Les ravinements sont très forts au sud des territoires, dus à la forte érosion et au manque d'infrastructure et d'ouvrages pouvant diminuer ce phénomène de ravinement (barrage, bassins de rétention).

#### **I.2.6. Situation géologique :**

Le sol de la région de Bounouh est essentiellement formé par des marnes et des grès ainsi [1].

### **I.2.7.Situation hydraulique :**

#### *Situation actuelle :*

Les trois Sources d'alimentation en eau potable de la commune de Bounouh sont [1] :

➤ **Source HALLOUANE et TALA GUELDASEN :**

Q=2l/s en période d'étiage et Q=5 à 8l/s en période de pluie.

➤ **Captage Ajavov :**

Q=1l/s en période d'étiage et Q=4l/s en période de pluie

.

➤ **La source de captage de la station hydro-électrique de TALA OULLILI**

Q=1l/s en période d'étiage et Q=2l/s en période de pluie,

#### *Situation future :*

Dans l'objectif d'alimenter la commune 24/24h, il y'a lieu de renforcer l'alimentation avec un picage à partir de la conduite d'adduction qui provient du barrage KOUDIET ACERDOUNE

### **I.3.Estimation des besoins en eau :**

#### **I.3.1.Situation démographie :**

Selon le RGPH 2008, la population des localités concernées par l'étude est comme suit [1] :

**Tableau (I.4) : Nombre d'habitants des différents villages (RGPH )**

<b>Nom des Villages</b>	<b>N d'habitant</b>
Bounouh Centre	1021
Ikhelfounene	282
Aourir	313
Ait Merd	732
Idjebarene	353
Baali	474
Amalou	619
Tizi Medene	501
Tamalouts	461
Tala Oulili	427
Mezaourou	527
Tizi N chreath	308
Ait Kanane	576
Tizi El Had	302
Chebab	191
Ibouhatene	315
Bouzoula	304
Ait Si Ali	367
Tala Khelouf	242
Hellouane	490
Ait Telha	270
Zaarour	241
Ighil anane	385
<b>Total</b>	<b>9701</b>

### **I.3.2. Estimation de la population future à différents horizons :**

En se basant sur les données recueillies auprès du même service APC de Bounouh, la population actuelle (2016) sera estimée en se basant sur la loi suivante :

$$P_f = P_0 * (1+T)^n \quad \text{(I.1)}$$

Avec :

- $P_f$ :(population future)
- $P_0$ :(Population actuelle)
- $T$ :(Taux d'accroissement de la population)
- $n$ :(Nombre d'année séparant  $P_f$  et  $P_0$ )

Pour notre étude le taux d'accroissement de la population et de  $T=1.5\%$

*Tableau (I.5) : Evolution de la population*

Nom des Villages	2008	2016	2025	2040
Bounouh Centre	1021	1150	1315	1644
Ikhelfounene	282	318	363	454
Aourir	313	353	403	504
Ait Merdja	732	825	943	1179
Idjebarene	353	398	455	568
Baali	474	534	611	763
Amalou	619	697	797	997
Tizi Medene	501	564	645	807
Tamalouts	461	519	594	742
Tala Oulili	427	481	550	688
Mezaourou	527	594	679	849
Tizi N chreath	308	347	397	496
Ait Kanane	576	649	742	928
Tizi El Had	302	340	389	486
Chebab	191	215	246	308
Ibouhatene	315	355	406	507
Bouzoula	304	342	392	490
Ait Si Ali	367	413	473	591
Tala Khelouf	242	273	312	390
Hellouane	490	552	631	789
Ait Telha	270	304	348	435
Zaarour	241	271	310	388
Ighil anane	385	434	496	620
<b>Total</b>	<b>9701</b>	<b>10928</b>	<b>12495</b>	<b>15622</b>

### I.3.3. Evolution des besoins en eau de la population de région d'étude :

Les besoins en eau de la population sont évalués suivant une dotation journalière par habitant pour les différents horizons.

#### I.3.3.1. Dotation :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ses différents besoins, à savoir le débit de boisson, la douche, le ménage, ... etc. Cette norme est liée au niveau de vie de la population.

Vu le niveau de vie, les habitudes sanitaires et hygiéniques des habitants de notre région d'étude et leurs évolutions dans le futur, il est précisé qu'une dotation de 150l/j.hab sera suffisante pour satisfaire les besoins en eau potable de toute la population de toute la région d'étude. Les équipements qui existent dans la zone d'étude sont regroupés dans le tableau (I.6) ci-dessous [5].

*Tableau (I.6) : Equipement existant.*

Zone	Secteur	Equipements
BOUNOUH	Scolaire	7 Ecole primaire, 2CEM,
	Sanitaire	4 Salle de soin
	Socioculturel	7 mosquées, 1Maison de jeune, 4foyer de jeune, 1Bibliothèque communale
	Administratif	1siede APC, 1Poste,
	Industriel	1industrie Caramel, 1 industrie Chwingum,

### I.4. Calcul des besoins :

Les besoins en eau de la population sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par la dotation de chaque zone. Elle est donnée par la Formule ci après :

$$Q_{\text{moy. j}} = \sum(q * Ni/1000) \quad (I.2)$$

Où :

- **Q<sub>moy.j</sub>** : Consommation moyenne journalière en (m<sup>3</sup>/j)
- **q** : Dotation moyenne journalière en (l/j/hab).
- **Ni** : Nombre de consommateurs.

#### I.4.1. Besoin domestique :

La consommation par personne diffère suivant le type d'agglomération et d'activité, la localisation, ... etc. La quantité d'eau consommée varie généralement de 150 à 250l/hab/j

La zone d'étude représente une agglomération à caractère urbain. à cet effet on opte pour une norme de consommation de 150l/hab.j

Les besoins domestiques moyens journaliers pour les différentes localités sont résumés dans le tableau ci-dessous :

*Tableau (I.7) : Détermination des débits domestiques des différents villages.*

Village	Horizon 2016			Horizon 2025			Horizon 2040		
	Population	Dotation l/j.hab	Débit m <sup>3</sup> /j	Population	Dotation l/j.hab	Débit m <sup>3</sup> /j	Population	Dotation l/j.hab	Débit m <sup>3</sup> /j
Bounouh centre	1150	150	173	1315	150	197	1644	150	247
Ikhelfounene	318	150	48	363	150	54	454	150	68
Aourir	353	150	53	403	150	60	504	150	76
Ait Merdja	825	150	124	943	150	141	1179	150	177
Idjebarene	398	150	60	455	150	68	568	150	85
Baali	534	150	80	611	150	92	763	150	114
Amalou	697	150	105	797	150	120	997	150	150
Tizi Medene	564	150	85	645	150	97	807	150	121
Tamalouts	519	150	78	594	150	89	742	150	111
Tala Oulili	481	150	72	550	150	83	688	150	103
Mezaourou	594	150	89	679	150	102	849	150	127
Tizi N chreath	347	150	52	397	150	60	496	150	74
Ait Kanane	649	150	97	742	150	111	928	150	139
Tizi El Had	340	150	51	389	150	58	486	150	73
Chebab	215	150	32	246	150	37	308	150	46
Ibouhatene	355	150	53	406	150	61	507	150	76
Bouzoula	342	150	51	392	150	59	490	150	74
Ait Si Ali	413	150	62	473	150	71	591	150	89
Tala Khelouf	273	150	41	312	150	47	390	150	59
Hellouane	552	150	83	631	150	95	789	150	118
Ait Telha	304	150	46	348	150	52	435	150	65
Zaarour	271	150	41	310	150	47	388	150	58
Ighil anane	434	150	65	496	150	74	620	150	93
total	<b>10928</b>		<b>1639</b>	<b>12495</b>		<b>1875</b>	<b>15622</b>		<b>2343</b>

#### **I.4.2. Besoin scolaire :**

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau(I.8) : Besoins scolaires.**

Village	Type d'équipement	Année	Nombre d'élèves	Dotation l/j,él	Consommation (m <sup>3</sup> /j)
Bounouh Centre	Ecole primaire	2016	115	10	1,15
		2025	115	10	1,15
		2040	115	10	1,15
Baali	Ecole primaire	2016	160	10	1,6
		2025	160	10	1,6
		2040	160	10	1,6
Ait Telha	Ecole primaire	2016	120	10	1,2
		2025	120	10	1,2
		2040	120	10	1,2
Tala Oulili	Ecole primaire	2016	130	10	1,3
		2025	130	10	1,3
		2040	130	10	1,3
Tizi Medene	Ecole primaire	2016	111	10	1,11
		2025	111	10	1,11
		2040	111	10	1,11
Hellouane	Ecole primaire	2016	120	10	1,2
		2025	120	10	1,2
		2040	120	10	1,2
Ait Merdja	Ecole primaire	2016	105	10	1,05
		2025	105	10	1,05
		2040	105	10	1,05
Bounouh	CEM	2016	411	10	4,11
		2025	411	10	4,11
		2040	411	10	4,11
Ibouhatene	CEM	2016	110	10	1,1
		2025	110	10	1,1
		2040	110	10	1,1

### I.4.3 Besoins socioculturels :

Les besoins socioculturels sont regroupés dans le tableau suivant :



**Tableau(I.9) : Besoins socioculturels.**

Village	Type d'équipement	Année	Nombre d'usagers	Dotation (l/j,usag)	Consommation (m <sup>3</sup> /j)
Baali	Mosquée	2016	40	15	0,60
		2025	40	15	0,60
		2040	40	15	0,60
Bounouh centre	Mosquée	2016	60	15	0,90
		2025	60	15	0,90
		2040	60	15	0,90
Bouzoula	Mosquée	2016	55	15	0,83
		2025	55	15	0,83
		2040	55	15	0,83
Bouzoula	Mosquée	2016	45	15	0,68
		2025	45	15	0,68
		2040	45	15	0,68
Baali	Mosquée	2016	35	15	0,53
		2025	35	15	0,53
		2040	35	15	0,53
Bouzoula	Mosquée	2016	55	15	0,83
		2025	55	15	0,83
		2040	55	15	0,83
Ait Kanane	Mosquée	2016	25	15	0,38
		2025	25	15	0,38
		2040	25	15	0,38
Hellouane	Foyer de jeune	2016	110	5	0,55
		2025	110	5	0,55
		2040	110	5	0,55
Ait Kanane	Foyer de jeune	2016	85	5	0,43
		2025	85	5	0,43
		2040	85	5	0,43
Amalou	Foyer de jeune	2016	100	5	0,50
		2025	100	5	0,50
		2040	100	5	0,50
Ait Merdja	Foyer de jeune	2016	90	5	0,45
		2025	90	5	0,45
		2040	90	5	0,45
Bounouh Centre	Maison de jeune	2016	140	10	1,40
		2025	140	10	1,40
		2040	140	10	1,40
Bounouh Centre	Bibliothèque Communal	2016	120	5	0,60
		2025	120	5	0,60
		2040	120	5	0,60

**I.4.4 Besoin sanitaires :***Tableau (I.10) : Besoins sanitaires.*

Village	Type d'équipement	Année	Nombre de malades	Dotation (l/j,mal)	Consommation (m <sup>3</sup> /j)
Hellouane	Salle de soins	2016	15	15	0,23
		2025	15	15	0,23
		2040	15	15	0,23
Ait Telha	Salle de soins	2016	13	15	0,20
		2025	13	15	0,20
		2040	13	15	0,20
Ibouhatene	Salle de soins	2016	18	15	0,27
		2025	18	15	0,27
		2040	18	15	0,27
Bounouh	Polyclinique	2016	25	15	0,38
		2025	25	15	0,38
		2040	25	15	0,38

**I.4.5 Besoins industriels :***Tableau (I.11) : Détermination des besoins industriels.*

Village	Type d'équipement	Année	Nombre de travailleur	Dotation (l/j,Fab)	Consommation (m <sup>3</sup> /j)
Tala Oulili	Fabrication de caramel	2016	10	30	0,3
		2025	10	30	0,3
		2040	10	30	0,3
Tizi N chreath	Fabrication de Chwingum	2016	20	30	0,6
		2025	20	30	0,6
		2040	20	30	0,6

**I.4.6. Présentation des différents besoins en eau à différents horizons :**

Les différents besoins en eau sont regroupés dans le tableau suivant.

*Tableau (I.12) : Récapitulatif des différent besoins en eau à différents horizons.*

Année	Besoins (m <sup>3</sup> /j)					Total (m <sup>3</sup> /j)
	Domestique	Scolaires	Sanitaires	Socioculturels	Industrielles	
2016	1639	10,82	1,08	7,37	0,9	1659,17
2025	1875	10,82	1,08	7,37	0,9	1895,17
2040	2343	10,82	1,08	7,37	0,9	2363,17

### I.4.7. Majoration de la consommation moyenne journalière :

Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation, on prévoit une majoration de 20% de besoins totaux journaliers. Ceci présent de compenser les fuites qui sont généralement dues à certaines raisons telles que :

- Les fuites dans les conduites du réseau d'alimentation en eau potable.
- Accidents éventuels.
- Le type du tuyau.
- La nature du terrain et la qualité de l'entretien.

Pour cela il y a lieu de majorer la consommation moyenne journalier.

La consommation moyenne journalière est représentée dans le tableau suivant

**Tableau (I.13) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.**

Année	Besoins totaux (m <sup>3</sup> /j)	Pertes 20% (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy</sub> majoré (m <sup>3</sup> /j)
2016	1659,17	331,834	1991,00
2025	1895,17	379,034	2274,20
2040	2363,17	472,634	2835,80

### I.5.Variation de la consommation journalière :

#### I.5.1.Consommation maximale journalière et minimale journalière :

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums.ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularité, à savoir  $K_{max,j}$  et  $K_{min,j}$ .

- **La consommation maximale journalière :**

Elle s'obtient comme suit :

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad \text{(I.3)}$$

Donc :

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

Avec :

- $Q_{max.j}$  :Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année .

- $K_{max,j}$  : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération .Sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 Dans notre cas, on va prendre la valeur moyenne, soit  $K_{max,j}=1.2$ .

➤ **La consommation minimale journalière :**

Elle se détermine comme suite

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \tag{I.5}$$

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \tag{I.6}$$

Avec :

- $Q_{min,j}$  : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année
- $K_{min,j}$  : Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa valeur est comprise entre 0.7et 0.9. Dans notre cas, On prendra la valeur moyenne soit  $K_{min,j}=0.8$

D'où :

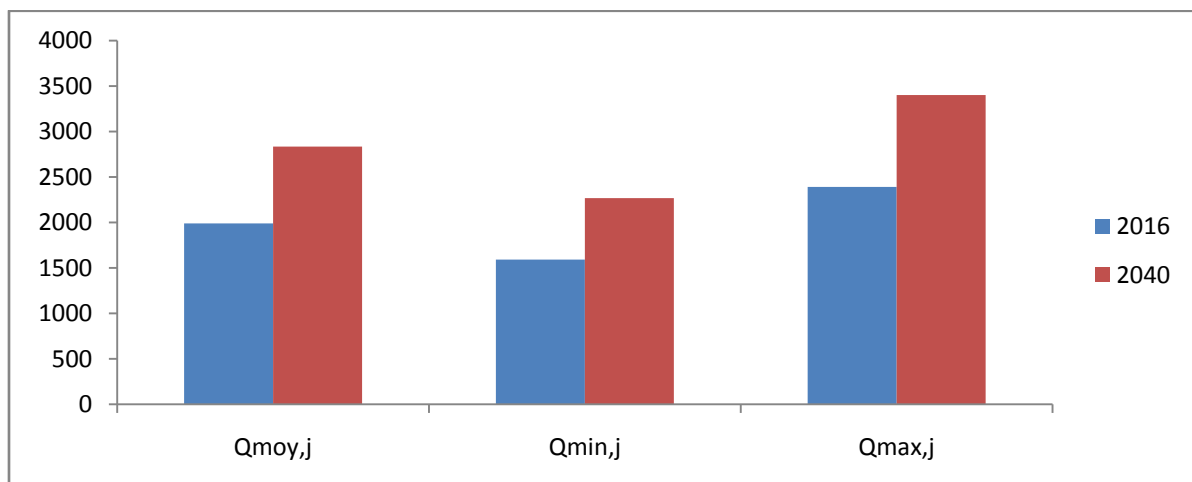
$$Q_{min,j} = 0.8 * Q_{moy,j}$$

Les principaux résultats sont regroupés dans le tableau(I.14) ci après :

**Tableau (I.14) :** Calcul de la consommation moyenne minimale et maximale journalière.

Année	Qmoy,j(m3/j)	Qmin,j(m3/j)	Qmax,j(m3/j)
2016	1991	1592,80	2389,20
2040	2835,8	2268.64	3402.69

L'évolution du débit moyen journalier et du débit maximal journalier ainsi que le débit minimal journalier est illustrée dans la figure (I.5) suivante :



**Figure (I.5) :** Evolution des débits moyens, minimaux et maximaux journaliers

### I.5.2. Variation de la consommation horaire :

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

$$K_{\min h} = \frac{Q_{\min h}}{Q_{\text{moy } h \min}} \quad (\text{I.5})$$

$$K_{\max h} = \frac{Q_{\max h}}{Q_{\text{moy } h \max}} \quad (\text{I.6})$$

Avec:

- $Q_{\max h}$ : Débit maximal horaire en ( $\text{m}^3/\text{h}$ )
- $Q_{\min h}$ : Débit minimal horaire en ( $\text{m}^3/\text{h}$ )
- $Q_{\text{moy } h \max}$ : Débit moyen horaire de la journée la plus chargée de l'année en ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

$$Q_{\text{moy } h \max} = \frac{Q_{\max}}{24} \quad (\text{I.7})$$

- $Q_{\text{moy } h \min}$ : Débit moyen horaire de la journée la moins chargée de l'année en ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

$$Q_{\text{moy } h \min} = \frac{Q_{\min}}{24} \quad (\text{I.8})$$

Le coefficient de variation horaire  $K_{\max h}$  peut être défini par la formule suivante :

$$K_{\max h} = \beta_{\max} * \alpha_{\max} \quad (\text{I.9})$$

Avec :

- $\alpha_{\max}$ : coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération, tel que :  
 $1.2 \leq \alpha_{\max} \leq 1.4$

Dans notre étude, on prend  $\alpha_{\max} = 1.3$

- $\beta_{\max}$ : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants, sa valeur est donnée dans le tableau (I.15) suivant :

Tableau(I.15) : Les valeurs de  $\beta_{max}$ 

Nombre d'hab*10 <sup>3</sup>	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	50	100	300	>1000
$\beta_{max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.01	1

Le nombre d'habitants à l'horizon 2040 est de 15622, donc le coefficient  $\beta_{max}$  nécessaire est de

Pour:

- 10 000 habitants :  $\beta_{max}=1.3$
- 20 000 habitants :  $\beta_{max}=1.2$
- 15622 habitants :  $\beta_{max}= ?$

$$\frac{10\ 000 - 15622}{1,3 - \beta_{max}} = \frac{15622 - 20\ 000}{\beta_{max} - 1,2} \longrightarrow \boxed{\beta_{max} = 1,24}$$

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

$$K_{max\ h} = 1,24 * 1,3 \longrightarrow \boxed{K_{max\ h} = 1,61}$$

- $Q_{max.h} = 1,61 * (3402.96/24)$
- $Q_{max.h} = 228,28\text{m}^3/\text{h}$

**Tableau(I.16) : Valeur de  $\beta_{max}$  et  $K_{max}$  et de  $Q_{max}$  pour chaque village.**

Groupe	Les villages	N habitants	Qmoy,j (m <sup>3</sup> /j)	Qmoy,maj (m <sup>3</sup> /j)	Qmax (m <sup>3</sup> /j)	Bmax	Kmaxh
Ath Talha	Ait Telha	435	66,4	79,68	95,62	2	2,60
	Tala Khelouf	390	59	70,80	84,96	2	2,60
	Zaarour	388	58	69,60	83,52	2	2,60
	Ait Kanane	928	139,81	167,77	201,33	2	2,60
Balli	Balli	763	116,73	140,08	168,09	2	2,60
	Bounouh Centre	1644	255,54	306,65	367,98	1,77	2,30
	Mezaourou	849	127	152,40	182,88	2	2,60
	Ikhelfounene	454	68	81,60	97,92	2	2,60
	Aourir	504	76	91,20	109,44	2	2,60
	Ait Merdja	1179	178,5	214,20	257,04	1,92	2,50
	Amalou	997	150,5	180,60	216,72	2	2,60
Tizi Meden	Idjbarene	568	85	102,00	122,40	2	2,60
	Tizi Meden	807	122,11	146,53	175,84	2	2,60
	Tamalouts	742	111	133,20	159,84	2	2,60
	Ighil Anane	620	93	111,60	133,92	2	2,60
Bouzoula	Tizi El Had	486	73	87,60	105,12	2	2,60
	Chebaba	308	46	55,20	66,24	2	2,60
	Ibouhathene	507	77,37	92,84	111,41	2	2,60
	Bouzoula	490	76,34	91,61	109,93	2	2,60
	Ait si Ali	591	89	106,80	128,16	2	2,60
Tala Oulili	Tala Oulili	688	104,6	125,52	150,62	2	2,60
	Tizi n'Chreath	496	74,6	89,52	107,42	2	2,60
Halouane	Halouane	789	119,98	143,98	172,77	2	2,60

### I.5.3.Bilan ressources-besoins :

Le nombre d'habitants à l'horizon 2040 et de 15622. La demande moyenne journalière en eau potable de la zone d'étude s'élève à 3402.96m<sup>3</sup>/j.[1]

Le bilan ressources-besoins est représenté dans le **tableau (I.17)**

**Tableau(I.17) : Bilan Ressources-Besoins.**

<b>Ressources mobilisées</b>	432 m <sup>3</sup> /j	5 l/s
<b>Besoin</b>	3402.96 m <sup>3</sup> /j	39.39 l/s
<b>Bilan</b>	-2970.96m <sup>3</sup> /j	-34.39 l/s

**I.5.4. Conclusion :**

Après avoir estimé les différents besoins en eau à l'horizon 2040, nous avons constaté que la variation de l'offre et de la demande montre clairement que la zone d'étude a besoins de nouvelle ressources, car on déjà un déficit de 34.39 l/s.



**Chapitre II :**  
**LES RESERVOIRS**

## **II.1.Introduction :**

A travers ce chapitre, nous allons traiter l'une des infrastructures urbaines qui est le réservoir.

Les réservoirs sont généralement des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent en avoir plusieurs.

## **II.2.Rôle des réservoirs :**

### **II.2.1.Régulateur et accumulateur :**

Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas, dans tous les cas, égal au débit consommé. Donc, un réservoir d'accumulation et de régulation s'avère indispensable pour assurer la pression la régulation entre le débit et celui consommé [7].

### **II.2.2.Augmentation des pressions :**

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Il est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés [7].

### **II.2.3.Gain d'énergie au niveau de la station de pompage :**

Le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes).

### **II.2.4.Utilité pour briser la charge :**

Si le terrain se trouve dans un relief accidenté, en certains points du réseau où on peut avoir des pressions non admissibles, un réservoir peut être utilisé pour briser la charge.

### **II.2.5.Stockage de la réserve d'incendie :**

On peut avoir deux cas :

- Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci étant rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation [7].

### II.3. Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés selon :

- **Leur position par rapport au sol, à savoir :**

D'après la situation des lieux, ils peuvent être [6].

- ✓ Enterrés.
- ✓ Semi-enterrés.
- ✓ Surélevés, appelés aussi château d'eau.

- **Leur forme, à savoir :**

- ✓ Circulaires.
- ✓ Carrés et rectangulaires.
- ✓ Quelconques.

- **La nature du matériau dont ils sont constitués qui peut être :**

- ✓ Métallique.
- ✓ En maçonnerie.
- ✓ En béton armé ordinaire ou précontraint.

### II.4. Choix du type de réservoir

L'emplacement d'un réservoir obéit à un certain nombre de conditions suivantes :

- Au centre de l'agglomération (Château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.
- En altitude en réduisant le diamètre. La partie de charge est compensée alors par une pression plus grande.
- L'altitude du réservoir, Plus précisément du radier, doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

- La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

## II.5. Fontainerie d'équipement des réservoirs :

- Conduit d'arrivée ou d'adduction, on distingue différent cas :
  1. arrivée par le haut en sur vers
  2. arrivée par le fond ou par le bas
  3. arrivée par le haut ou conduite est noyée
- Conduit de départ ou de distribution
- Conduite de trop plein
- Conduit by-pass
- Matérialisation de la réserve d'incendie

## II.6. Détermination de la Capacité du réservoir :

La capacité de réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes [7] :

- Méthode Analytique.
- Méthode graphique

### II.6.1. Méthode analytique :

Le régime de consommation de chaque localité ( $K_{maxh}$ ) sera défini d'après les résultats expérimentaux présentés sous forme de tableau (voir annexe I : Régime de consommation des agglomérations).

Le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation est déterminé par la formule suivant [8] :

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

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

$Q_{\max j}$  : Consommation maximal journalier ( $m^3/j$ ).

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

### II.6.2. Détermination de la valeur de (P%) :

- Connaissant la valeur de  $K_{\max, h}$ , on répartit la consommation maximale journalière sur 24h
- On répartit ensuite, le débit de pompage qui se fait sur 20h tout au long de la journée.
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit.
- On détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximal de P%, qui sera calculé par la formule suivant :

$$P\% = |P_{\max} (\%)| + |-P_{\min} (\%)| \quad (II.2)$$

Avec :

$P_{\max}$  : Les résidus maximaux dans la journée.

$P_{\min}$  : Les résidus minimaux trouvés dans la journée.

### II.6.3. Méthode graphique :

Elle représente les courbes d'apport et de la consommation journalière. Le volume sera en valeur absolue, la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à [8] :

$$V_{\max} = (|V_{\max +}| + |V_{\min -}|) * Q/100 \quad (II.3)$$

### II.7. Calcule du volume total du réservoir : [9]

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (II.4)$$

Avec :

$V_{\max}$  : Volume total de stockage m<sup>3</sup>.

$V_{\text{inc}}$  : Volume d'incendie est égale à 120 m<sup>3</sup>.

### II.7.1. Dimensionnement du réservoir principal R1 :

Le réservoir R1 alimente les quatre réservoirs R2, R3, R4, R5 et SR1 gravitairement avec un débit journalier de 3402.96 m<sup>3</sup>/j à l'horizon 2040.

D'après le tableau suivant on aura :

$$P\% = |P_{\max} (\%)| + |-P_{\min} (\%)| = 15\% + 1,67\% = 16.67\% m^3$$

$$V_{\max} = \frac{16.67 * 3402,96}{100} = 567.27 \text{ m}^3$$

$$V_t = 568.19 + 120 = 687.27 \text{ m}^3$$

Donc, le volume total du réservoir R1 selon les normes sera égal à : **700 m<sup>3</sup>**.

#### II.7.1. Calcul du diamètre de réservoir R1 :

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m.

$$D = \left( \frac{4 * 700}{\pi * 4} \right)^{0.5} = 14.93 \text{ m}$$

$$D_{R1} = 14.93$$

#### II.7.1.2. Calcul de la hauteur de la réserve incendie dans R1 :

$$H_{\text{inc}} = \frac{120 * 4}{\pi * 14.93^2} = 0.69 \text{ m}$$

$$H_{\text{inc}} = 0.69 \text{ m}$$

Tableau(II.1): Dimensionnement de réservoir principal R1

Heures	Apport		Transite vers R2		Transite vers SR2		Transite vers R1-5		Sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m3/h	%	m3/h	%	M3/h	%	M3/h	%	%	%	
00-01	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		0,83
01-02	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		1,66
02-03	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		2,50
03-04	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		3,33
04-05	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		4,16
05-06	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		5,00
06-07	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		5,83
07-08	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		6,66
08-09	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		7,50
09-10	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		8,33
10-11	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		9,16
11-12	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		10,00
12-13	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		10,83
13-14	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		11,66
14-15	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		12,50
15-16	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		13,33
16-17	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		14,16
17-18	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		15,00
18-19	0	0,00	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17		-4,17	10,83
19-20	0	0,00	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17		-4,17	6,66
20-21	0	0,00	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17		-4,17	2,50
21-22	0	0,00	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17		-4,17	-1,67
22-23	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		-0,84
23-24	5	170,148	0,95	32,45	3,01	102,40	0,20	6,94	4,17	0,83		0,00
Total		3402,96	22,89	778,90	72,22	2457,49	4,89	166,56		16,67	-16,67	0,00

## II.7.2. Dimensionnement des réservoirs R1-2, R1-3, R1-4, R1-5 :

Le tableau suivant présente les valeurs de  $\beta_{\max}$  et  $k_{\max}$  pour chaque réservoir :

*Tableau(II.2) : les valeurs de  $\beta_{\max}$  et  $k_{\max}$  pour chaque réservoir .*

Réservoir principal	Réservoir	$\beta_{\max}$	$K_{\max}$
R1	R1-2	1,62	2,1
	R1-3	2	2,6
	R1-4	2	2,6
	R1-5	2	2,6
R2	R2-2	1,77	2,3
	R2-3	1,18	1,54
	R2-4	1,22	1,58
	R2-5	1,31	1,7
	R2-6	1,23	1,6

### II.7.2.1. Dimensionnement des réservoirs R1-2 :

*Tableau (II.3) : Dimensionnement de réservoir R1-2*

Heures	Apport		Transite vers R3		Distribution	Sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h					
00-01	4,17	32,45	1,4	10,8	0,5	1,9	2,3		2,3
01-02	4,17	32,45	1,4	10,8	0,5	1,9	2,3		4,5
02-03	4,17	32,45	1,4	10,8	0,7	2,1	2,1		6,6
03-04	4,17	32,45	1,4	10,8	0,7	2,1	2,1		8,7
04-05	4,17	32,45	1,4	10,8	2,0	3,4	0,8		<b>9,5</b>
05-06	4,17	32,45	1,4	10,8	3,6	5,0		-0,9	8,6
06-07	4,17	32,45	1,4	10,8	3,6	5,0		-0,9	7,7
07-08	4,17	32,45	1,4	10,8	3,6	5,0		-0,9	6,8
08-09	4,17	32,45	1,4	10,8	2,3	3,7	0,4		7,3
09-10	4,17	32,45	1,4	10,8	2,3	3,7	0,4		7,7
10-11	4,17	32,45	1,4	10,8	4,0	5,4		-1,2	6,5
11-12	4,17	32,45	1,4	10,8	5,6	7,0		-2,9	3,6
12-13	4,17	32,45	1,4	10,8	5,6	7,0		-2,9	0,8
13-14	4,17	32,45	1,4	10,8	4,0	5,4		-1,2	-0,4
14-15	4,17	32,45	1,4	10,8	3,3	4,7		-0,5	-1,0
15-16	4,17	32,45	1,4	10,8	3,3	4,7		-0,5	-1,5
16-17	4,17	32,45	1,4	10,8	2,3	3,7	0,4		-1,1
17-18	4,17	32,45	1,4	10,8	2,3	3,7	0,4		-0,6
18-19	4,17	32,45	1,4	10,8	4,0	5,4		-1,2	-1,9
19-20	4,17	32,45	1,4	10,8	4,0	5,4		-1,2	-3,1
20-21	4,17	32,45	1,4	10,8	4,0	5,4		-1,2	<b>-4,3</b>
21-22	4,17	32,45	1,4	10,8	2,0	3,4	0,8		-3,5
22-23	4,17	32,45	1,4	10,8	1,3	2,7	1,4		-2,1
23-24	4,17	32,45	1,4	10,8	0,7	2,1	2,1		0,0
<b>Total</b>	100,00	778,90	33,9	258,0	66,0	100,0	15,5	-15,5	0,0



## II.7.2.2. Dimensionnement des réservoirs R1-3 :

Tableau(II.4) : Dimensionnement de réservoir R1-3

Heures	Apport		Transite vers R4		Distribution %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m <sup>3</sup> /j	%	m <sup>3</sup> /j					
00-01	4,17	10,75	1,73	4,48	0,35	2,08	2,08		2,08
01-02	4,17	10,75	1,73	4,48	0,35	2,08	2,08		4,16
02-03	4,17	10,75	1,73	4,48	0,70	2,43	1,73		5,90
03-04	4,17	10,75	1,73	4,48	0,70	2,43	1,73		7,63
04-05	4,17	10,75	1,73	4,48	2,04	3,78	0,39		8,02
05-06	4,17	10,75	1,73	4,48	2,04	3,78	0,39		<b>8,41</b>
06-07	4,17	10,75	1,73	4,48	2,63	4,36		-0,19	8,21
07-08	4,17	10,75	1,73	4,48	5,95	7,69		-3,52	4,69
08-09	4,17	10,75	1,73	4,48	5,14	6,87		-2,70	1,98
09-10	4,17	10,75	1,73	4,48	3,79	5,53		-1,36	0,62
10-11	4,17	10,75	1,73	4,48	2,39	4,13	0,04		0,66
11-12	4,17	10,75	1,73	4,48	2,39	4,13	0,04		0,70
12-13	4,17	10,75	1,73	4,48	2,04	3,78	0,39		1,09
13-14	4,17	10,75	1,73	4,48	2,04	3,78	0,39		1,48
14-15	4,17	10,75	1,73	4,48	2,74	4,48		-0,31	1,17
15-16	4,17	10,75	1,73	4,48	3,62	5,35		-1,19	-0,02
16-17	4,17	10,75	1,73	4,48	6,07	7,81		-3,64	-3,66
17-18	4,17	10,75	1,73	4,48	5,49	7,22		-3,05	-6,71
18-19	4,17	10,75	1,73	4,48	4,26	6,00		-1,83	<b>-8,54</b>
19-20	4,17	10,75	1,73	4,48	0,93	2,67	1,50		-7,04
20-21	4,17	10,75	1,73	4,48	0,93	2,67	1,50		-5,55
21-22	4,17	10,75	1,73	4,48	0,58	2,32	1,85		-3,70
22-23	4,17	10,75	1,73	4,48	0,58	2,32	1,85		-1,85
23-24	4,17	10,75	1,73	4,48	0,58	2,32	1,85		0,00
<b>Total</b>	100,00	258,04	41,63	107,42	58,37	100,00	17,80	-17,80	0,00

## II.7.2.3. Dimensionnement des réservoirs R1-4 :

Tableau(II.5) : Dimensionnement de réservoir R1-4.

Heures	Apport		Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /j				
00-011	4,17	4,48	0,6	3,57		3,57
01-02	4,17	4,48	0,6	3,57		7,14
02-03	4,17	4,48	1,2	2,97		10,10
03-04	4,17	4,48	1,2	2,97		13,07
04-05	4,17	4,48	3,5	0,67		13,74
05-06	4,17	4,48	3,5	0,67		<b>14,40</b>
06-07	4,17	4,48	4,5		-0,33	14,07
07-08	4,17	4,48	10,2		-6,03	8,04
08-09	4,17	4,48	8,8		-4,63	3,40
09-10	4,17	4,48	6,5		-2,33	1,07
10-11	4,17	4,48	4,1	0,07		1,14
11-12	4,17	4,48	4,1	0,07		1,20
12-13	4,17	4,48	3,5	0,67		1,87
13-14	4,17	4,48	3,5	0,67		2,54
14-15	4,17	4,48	4,7		-0,53	2,00
15-16	4,17	4,48	6,2		-2,03	-0,03
16-17	4,17	4,48	10,4		-6,23	-6,26
17-18	4,17	4,48	9,4		-5,23	-11,50
18-19	4,17	4,48	7,3		-3,13	<b>-14,63</b>
19-20	4,17	4,48	1,6	2,57		-12,06
20-21	4,17	4,48	1,6	2,57		-9,50
21-22	4,17	4,48	1	3,17		-6,33
22-23	4,17	4,48	1	3,17		-3,16
23-24	4,17	4,48	1	3,17		0,00
<b>Total</b>		107,42	100	30,50	-30,50	0

## II.7.2.4. Dimensionnement des réservoirs R1-5 :

Tableau(II.6) : Dimensionnement de réservoir R1-5.

Heures	Apport		Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /j				
00-01	4,17	7,20	0,6	3,57		3,57
01-02	4,17	7,20	0,6	3,57		7,14
02-03	4,17	7,20	1,2	2,97		10,10
03-04	4,17	7,20	1,2	2,97		13,07
04-05	4,17	7,20	3,5	0,67		13,74
05-06	4,17	7,20	3,5	0,67		<b>14,40</b>
06-07	4,17	7,20	4,5		-0,33	14,07
07-08	4,17	7,20	10,2		-6,03	8,04
08-09	4,17	7,20	8,8		-4,63	3,40
09-10	4,17	7,20	6,5		-2,33	1,07
10-11	4,17	7,20	4,1	0,07		1,14
11-12	4,17	7,20	4,1	0,07		1,20
12-13	4,17	7,20	3,5	0,67		1,87
13-14	4,17	7,20	3,5	0,67		2,54
14-15	4,17	7,20	4,7		-0,53	2,00
15-16	4,17	7,20	6,2		-2,03	-0,03
16-17	4,17	7,20	10,4		-6,23	-6,26
17-18	4,17	7,20	9,4		-5,23	-11,50
18-19	4,17	7,20	7,3		-3,13	<b>-14,63</b>
19-20	4,17	7,20	1,6	2,57		-12,06
20-21	4,17	7,20	1,6	2,57		-9,50
21-22	4,17	7,20	1	3,17		-6,33
22-23	4,17	7,20	1	3,17		-3,16
23-24	4,17	7,20	1	3,17		0,00
<b>Total</b>	100,00	172,77	100	30,50	-30,50	0

### II.7.3. Les caractéristiques des réservoir R1-2, R1-3, R1-4, R1-5 :

Le tableau suivant présente les caractéristiques des réservoirs R1-2, R1-3, R1-4, R1-5 :

*Tableau(II.7) : les caractéristiques des réservoirs R1-2, R1-3, R1-4, R1-5 :*

Réservoir	P%	V <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> (m <sup>3</sup> )	H <sub>R</sub> (m)	D <sub>R</sub> (m)	H <sub>inc</sub> (m)
<b>R1-2</b>	13.7	107.02	227.02	250	3	8,92	1,44
<b>R1-3</b>	16.95	4373	163,73	200	3	7,98	1,8
<b>R1-4</b>	29,03	31,19	151,19	200	3	7,98	1,8
<b>R1-5</b>	29,03	50,16	170,16	200	3	7,98	1,8

### II.8. Dimensionnement de réservoir principal R2 :

Le réservoir R1 alimente les quatre réservoirs R2, R3, R4, R5 et R6 avec un débit journalier de 2457.49 m<sup>3</sup>/j à l'horizon 2040.

D'après le tableau suivant on aura :

$$P\% = |P_{\max} (\%)| + |-P_{\min} (\%)| = 15\% + 1,67\% = 16.67\%$$

$$V_{\max} = \frac{16.67 * 2457.49}{100} = 409.58 \text{ m}^3$$

$$V_t = 409.58 + 120 = 529.58 \text{ m}^3$$

Donc, le volume total du réservoir R2 selon les normes sera égal à : **550 m<sup>3</sup>**.

#### II.8.1. Calcul du diamètre de réservoir R2 :

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m.

$$D = \left( \frac{4 * 550}{\pi * 4} \right)^{0.5} = 13.23 \text{ m}$$

$$D_{R1} = 13.23 \text{ m}$$

#### II.8.2. Calcul de la hauteur de la réserve incendie dans R2 :

$$H_{inc} = \frac{120 * 4}{\pi * 13.23^2} = 0.69 \text{ m}$$

$$H_{inc} = 0.87 \text{ m}$$

Tableau(II.8): Dimensionnement de réservoir Principal R2.

Heures	Apport		Transite vers R2		Transite vers SR2		Transite vers R5		Sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	%	%	
01 02	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		0,83
02 03	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		1,66
03 04	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		2,50
2 02	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		3,33
3 03	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		4,16
4 04	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		5,00
3 02	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		5,83
4 03	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		6,66
5 04	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		7,50
4 02	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		8,33
5 03	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		9,16
6 04	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		10,00
5 02	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		10,83
6 03	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		11,66
7 04	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		12,50
6 02	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		13,33
7 03	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		14,16
8 04	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		<b>15,00</b>
7 02	0	0,00	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17		-4,17	10,83
8 03	0	0,00	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17		-4,17	6,66
9 04	0	0,00	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17		-4,17	2,50
8 02	0	0,00	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17		-4,17	<b>-1,67</b>
9 03	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		-0,84
10 04	5	170,46	0,95	32,45	3,00	102,40	0,21	7,20	4,17	0,83		0,00
<b>Total</b>		3409,16	22,85	778,90	72,08	2457,49	5,07	172,77		16,67	-16,67	0,00

### II.8.3. Dimensionnement des réservoirs R2-2, R2-3, R2-4, R2-5, R2-6 :

#### II.8.3.1. Dimensionnement des réservoirs R2-2 :

Tableau(II.9) : Dimensionnement de réservoir R2-2.

Heures	Apport		Transite vers R4		Distribution	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%				
1	4,17	27,51	1,84	12,18	0,33	2,18	1,99		1,99
2	4,17	27,51	1,84	12,18	0,33	2,18	1,99		3,98
3	4,17	27,51	1,84	12,18	0,67	2,51	1,65		5,63
4	4,17	27,51	1,84	12,18	0,67	2,51	1,65		7,28
5	4,17	27,51	1,84	12,18	1,95	3,80	0,37		7,65
6	4,17	27,51	1,84	12,18	1,95	3,80	0,37		8,03
7	4,17	27,51	1,84	12,18	2,51	4,35		-0,19	<b>7,84</b>
8	4,17	27,51	1,84	12,18	5,69	7,53		-3,36	4,48
9	4,17	27,51	1,84	12,18	4,90	6,75		-2,58	1,90
10	4,17	27,51	1,84	12,18	3,62	5,47		-1,30	0,59
11	4,17	27,51	1,84	12,18	2,29	4,13	0,04		0,63
12	4,17	27,51	1,84	12,18	2,29	4,13	0,04		0,67
13	4,17	27,51	1,84	12,18	1,95	3,80	0,37		1,04
14	4,17	27,51	1,84	12,18	1,95	3,80	0,37		1,41
15	4,17	27,51	1,84	12,18	2,62	4,46		-0,30	1,11
16	4,17	27,51	1,84	12,18	3,46	5,30		-1,13	-0,02
17	4,17	27,51	1,84	12,18	5,80	7,64		-3,47	-3,49
18	4,17	27,51	1,84	12,18	5,24	7,08		-2,92	-6,41
19	4,17	27,51	1,84	12,18	4,07	5,91		-1,75	<b>-8,16</b>
20	4,17	27,51	1,84	12,18	0,89	2,74	1,43		-6,73
21	4,17	27,51	1,84	12,18	0,89	2,74	1,43		-5,29
22	4,17	27,51	1,84	12,18	0,56	2,40	1,76		-3,53
23	4,17	27,51	1,84	12,18	0,56	2,40	1,76		-1,76
24	4,17	27,51	1,84	12,18	0,56	2,40	1,76		0,00
<b>Total</b>	100,00	660,21	44,26	292,23	55,74	100,00	17,00	-17,00	0,00

## II.8.3.2. Dimensionnement des réservoirs R2-3 :

Tableau(II.10) : Dimensionnement de réservoir R2-3.

Heures	Apport		Transite vers R4		Distribution	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%				
00-01	4,17	55,49	1,85	24,67	0,83	2,69	1,48		1,48
01-02	4,17	55,49	1,85	24,67	0,83	2,69	1,48		2,96
02-03	4,17	55,49	1,85	24,67	0,83	2,69	1,48		4,44
03-04	4,17	55,49	1,85	24,67	0,83	2,69	1,48		5,93
04-05	4,17	55,49	1,85	24,67	1,39	3,24	0,93		6,85
05-06	4,17	55,49	1,85	24,67	1,94	3,80	0,37		7,22
06-07	4,17	55,49	1,85	24,67	2,50	4,35		-0,19	<b>7,04</b>
07-08	4,17	55,49	1,85	24,67	3,06	4,91		-0,74	6,30
08-09	4,17	55,49	1,85	24,67	3,47	5,32		-1,16	5,14
09-10	4,17	55,49	1,85	24,67	3,47	5,32		-1,16	3,98
10-11	4,17	55,49	1,85	24,67	3,47	5,32		-1,16	2,82
11-12	4,17	55,49	1,85	24,67	3,47	5,32		-1,16	1,67
12-13	4,17	55,49	1,85	24,67	2,78	4,63		-0,46	1,20
13-14	4,17	55,49	1,85	24,67	2,78	4,63		-0,46	0,74
14-15	4,17	55,49	1,85	24,67	3,06	4,91		-0,74	0,00
15-16	4,17	55,49	1,85	24,67	3,33	5,19		-1,02	-1,02
16-17	4,17	55,49	1,85	24,67	3,33	5,19		-1,02	-2,04
17-18	4,17	55,49	1,85	24,67	3,06	4,91		-0,74	-2,78
18-19	4,17	55,49	1,85	24,67	2,78	4,63		-0,46	-3,24
19-20	4,17	55,49	1,85	24,67	2,50	4,35		-0,19	<b>-3,43</b>
20-21	4,17	55,49	1,85	24,67	2,22	4,07	0,09		-3,33
21-22	4,17	55,49	1,85	24,67	1,67	3,52	0,65		-2,68
22-23	4,17	55,49	1,85	24,67	1,11	2,96	1,20		-1,48
23-24	4,17	55,49	1,85	24,67	0,83	2,69	1,48		0,00
<b>Total</b>	100,00	1331,77	44,45	592,00	55,55	100,00	10,65	-10,65	0,00

## II.8.3.3. Dimensionnement des réservoirs R2-4:

Tableau(II.11) : Dimensionnement de réservoir R2-4.

Heures	Apport		Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /j				
00-01	4,17	24,67	1	3,17		3,17
01-02	4,17	24,67	1	3,17		6,34
02-03	4,17	24,67	1	3,17		9,50
03-04	4,17	24,67	1	3,17		12,67
04-05	4,17	24,67	2	2,17		14,84
05-06	4,17	24,67	3	1,17		<b>16,00</b>
06-07	4,17	24,67	5		-0,83	15,17
07-08	4,17	24,67	6,5		-2,33	12,84
08-09	4,17	24,67	6,5		-2,33	10,50
09-10	4,17	24,67	5,5		-1,33	9,17
10-11	4,17	24,67	4,5		-0,33	8,84
11-12	4,17	24,67	5,5		-1,33	7,50
12-13	4,17	24,67	7		-2,83	4,67
13-14	4,17	24,67	7		-2,83	1,84
14-15	4,17	24,67	5,5		-1,33	0,50
15-16	4,17	24,67	4,5		-0,33	0,17
16-17	4,17	24,67	5		-0,83	-0,66
17-18	4,17	24,67	6,5		-2,33	-3,00
18-19	4,17	24,67	6,5		-2,33	-5,33
19-20	4,17	24,67	5		-0,83	-6,16
20-21	4,17	24,67	4,5		-0,33	<b>-6,50</b>
21-22	4,17	24,67	3	1,17		-5,33
22-23	4,17	24,67	2	2,17		-3,16
23-24	4,17	24,67	1	3,17		0,00
<b>Total</b>	100	592,00	100	22,50	-22,50	0



## II.8.3.4. Dimensionnement des réservoirs R2-5 :

Tableau(II.12) : Dimensionnement de réservoir R2-5.

Heures	Apport		Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m3/j				
00-01	4,17	19,39	1	3,17		3,17
01-02	4,17	19,39	1	3,17		6,34
02-03	4,17	19,39	1	3,17		9,50
03-04	4,17	19,39	1	3,17		12,67
04-05	4,17	19,39	2	2,17		14,84
05-06	4,17	19,39	3	1,17		<b>16,00</b>
06-07	4,17	19,39	5		-0,83	15,17
07-08	4,17	19,39	6,5		-2,33	12,84
08-09	4,17	19,39	6,5		-2,33	10,50
09-10	4,17	19,39	5,5		-1,33	9,17
10-11	4,17	19,39	4,5		-0,33	8,84
11-12	4,17	19,39	5,5		-1,33	7,50
12-13	4,17	19,39	7		-2,83	4,67
13-14	4,17	19,39	7		-2,83	1,84
14-15	4,17	19,39	5,5		-1,33	0,50
15-16	4,17	19,39	4,5		-0,33	0,17
16-17	4,17	19,39	5		-0,83	-0,66
17-18	4,17	19,39	6,5		-2,33	-3,00
18-19	4,17	19,39	6,5		-2,33	-5,33
19-20	4,17	19,39	5		-0,83	-6,16
20-21	4,17	19,39	4,5		-0,33	<b>-6,50</b>
21-22	4,17	19,39	3	1,17		-5,33
22-23	4,17	19,39	2	2,17		-3,16
23-24	4,17	19,39	1	3,17		0,00
<b>Total</b>	100,00	465,42	100	22,50	-22,50	100

## II.8.3.5. Dimensionnement des réservoirs R2-6:

Tableau(II.13) : Dimensionnement de réservoir R2-6.

Heures	Apport		Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m3/j				
1	4,17	12,18	1,5	2,67		2,67
2	4,17	12,18	1,5	2,67		5,34
3	4,17	12,18	1,5	2,67		8,00
4	4,17	12,18	1,5	2,67		10,67
5	4,17	12,18	2,5	1,67		12,34
6	4,17	12,18	3,5	0,67		<b>13,00</b>
7	4,17	12,18	4,5		-0,33	12,67
8	4,17	12,18	5,5		-1,33	11,34
9	4,17	12,18	6,25		-2,08	9,25
10	4,17	12,18	6,25		-2,08	7,17
11	4,17	12,18	6,25		-2,08	5,09
12	4,17	12,18	6,25		-2,08	3,00
13	4,17	12,18	5		-0,83	2,17
14	4,17	12,18	5		-0,83	1,34
15	4,17	12,18	5,5		-1,33	0,00
16	4,17	12,18	6		-1,83	-1,83
17	4,17	12,18	6		-1,83	-3,66
18	4,17	12,18	5,5		-1,33	-5,00
19	4,17	12,18	5		-0,83	-5,83
20	4,17	12,18	4,5		-0,33	<b>-6,16</b>
21	4,17	12,18	4	0,17		-6,00
22	4,17	12,18	3	1,17		-4,83
23	4,17	12,18	2	2,17		-2,66
24	4,17	12,18	1,5	2,67		0,00
<b>Total</b>	100,00	292,32	100	19,17	-19,17	0

### II.8.4. Les caractéristiques des réservoir R2-2, R2-3, R2-4, R2-5, R2-6 :

Le tableau suivant présente les caractéristiques des réservoirs R2-2, R2-3, R2-4, R2-5, R2-6:

*Tableau(II.14) : les caractéristiques des réservoirs R2-2, R2-3, R2-4, R2-5, R2-6*

Réservoir	P%	V <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> (m <sup>3</sup> )	H <sub>R</sub> (m)	D <sub>R</sub> (m)	H <sub>inc</sub> (m)
R2-2	16	105.63	225.63	250	3	7.73	1.92
R2-3	10.47	139.44	259.44	300	3	9.77	1.20
R2-4	22.50	133.2	253.2	300	3	9.77	1.20
R2-5	22.50	104.72	224.72	250	3	8.92	1.44
R2-6	22.50	104.72	224.72	250	3	8.92	1.44

### II.9. Détermination de la capacité déstockage des réservoirs de station de reprise :

Dans notre étude les deux réservoirs de station de reprise ne contiennent pas une conduite de distribution.

#### II.9.1. Réservoir de la station de reprise SR1 :

D'après le tableau suivant on aura :

$$P\% = |P_{\max} (\%)| + |-P_{\min} (\%)| = 15\% + 1,67\% = 16,67\%$$

$$V_{\max} = \frac{16,67 \times 3409,16}{100} = 568,19 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = 568,19 \text{ m}^3$$

Donc, le volume total du SR1 selon les normes sera égal à : **600 m<sup>3</sup>**.

#### II.9.1.1. Calcul du diamètre de SR1 :

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m.

$$D = \left( \frac{4 \times 600}{\pi \times 4} \right)^{0,5} = 13,82 \text{ m}$$

$$D_{R1} = 13,82 \text{ m}$$

## II.9.2. Dimensionnement des réservoirs SR1:

Tableau(II.15) : Dimensionnement de SR1:

Heures	Apport		Pompage		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h			
00-01	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-0,83
01-02	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-1,66
02-03	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-2,50
03-04	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-3,33
04-05	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-4,16
05-06	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-5,00
06-07	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-5,83
07-08	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-6,66
08-09	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-7,50
09-10	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-8,33
10-11	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-9,16
11-12	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-10,00
12-13	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-10,83
13-14	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-11,66
14-15	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-12,50
15-16	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-13,33
16-17	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	-14,16
17-18	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	<b>-15,00</b>
18-19	4,17	142,05	0	0	4,17		-10,83
19-20	4,17	142,05	0	0	4,17		-6,66
20-21	4,17	142,05	0	0	4,17		-2,50
21-22	4,17	142,05	0	0	4,17		<b>1,67</b>
22-23	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	0,84
23-24	4,17	142,05	5	170,458		-0,83	0,00
<b>Total</b>	100	3409,16		3409,16	16,67	-16,67	0

### II.9.3. Réservoir de la station de reprise SR2 :

D'après le tableau suivant on aura :

$$P\% = |P_{\max} (\%)| + |-P_{\min} (\%)| = 15\% + 1,67\% = 16,67\% m^3$$

$$V_{\max} = \frac{16,67 * 2457,49}{100} = 409,58 m^3$$

$$V_{\max} = 409,58 m^3$$

Donc, le volume total du SR1 selon les normes sera égal à : **450 m<sup>3</sup>**.

#### II.9.3.1. Calcul du diamètre de SR2 :

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m.

$$D = \left( \frac{4 * 450}{\pi * 4} \right)^{0,5} = 11,97 m$$

$$D_{R1} = 11,97 m$$

#### II.9.4. Dimensionnement des réservoirs SR2:

Tableau(II.16) : Dimensionnement de SR2:

Heures	Apport		Pompage		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h			
00-01	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-0,83
01-02	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-1,67
02-03	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-2,50
03-04	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-3,33
04-05	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-4,17
05-06	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-5,00
06-07	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-5,83
07-08	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-6,67
08-09	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-7,50
09-10	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-8,33
10-11	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-9,17
11-12	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-10,00
12-13	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-10,83
13-14	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-11,67
14-15	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-12,50
15-16	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-13,33
16-17	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	-14,17
17-18	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	<b>-15,00</b>
18-19	4,17	102,40	0	0,00	4,17		-10,83
19-20	4,17	102,40	0	0,00	4,17		-6,67
20-21	4,17	102,40	0	0,00	4,17		-2,50
21-22	4,17	102,40	0	0,00	4,17		<b>1,67</b>
22-23	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	0,83
23-24	4,17	102,40	5	122,87		-0,83	0,00
<b>Total</b>	100	2457,49		2457,49	16,67	-16,67	0

**III. Conclusion :**

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

# **Chapitre III :**

# **ADDUCTION**

### III.1.Introduction :

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux vers les réservoirs de stockage ou de distribution. Avec la définition de l'ensemble des ouvrages, et équipement nécessaires pour faire transférer es eaux en utilisant les deux types d'adduction (gravitaire et par refoulement).

### III.2.Choix du tracé :

Le tracé de la conduit est choisi certains d'ordre techniques et économique :

- Recherche du profil en long aussi régulier que possible, avec rampe orientée vers le réservoir d'accumulation.
- Eviter les contre pentes qui peuvent donner lieu, au point haut, à des cantonnements d'aire plus au moins difficile a évacué, engendrant ainsi la rupture de la veine liquide.
- Recherche du tracé le plus court afin de réduire les frais d'investissement.
- Eviter autant que possible la traversé de obstacles (routes, voies ferrées, oueds.....etc.).

### III.3.Choix de type des conduits :

Le choix est fondé sur des critères d'ordre technique et économique : le diamètre, la pression du service, la durée de vie, les conditions de poses et de transport, le prix et la disponibilité sur le marché.

Dans notre étude, l'acier répond aux objectifs recherchés, notamment :

- Disponibilité sur le marché national.
- Meilleurs résistances aux contraintes.
- Commodité de pose leur flexibilité.
- Longue durée de vie, à condition qu'elle soit protégée.

### III.4. Calcul du diamètre économique :

#### III.4.1. Formules utilisées pour le calcul du diamètre économique :

Le diamètre économique et donné par les deux formules suivantes :

- Formule de BONNIN [9] :

$$D = \sqrt{Q} \quad \text{(III-1)}$$

- Formule de BRESS [10] :

$$D = 1.5 * \sqrt{Q} \quad \text{(III-2)}$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en m ;

Q : Débit transitant dans la conduite en m<sup>3</sup>/s.



Ces deux formules nous donnent une approche du diamètre économique suivant plusieurs diamètres normalisés. Le plus économique sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable. Cette dernière sera prise entre 0.5 et 1.5 m/s.

### III.4.2. Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivant :

$$V = \frac{4*Q}{\pi*D^2} \quad (III.3)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement ;

Q : Débit transitant dans la conduite ;

D : Diamètre de la conduite.

### III.4.3. Les pertes de charges :

Les pertes de charges rencontrées des une conduite d'adduction sont :

- Les pertes de charges linéaires;
- Les pertes de charges singulières.

#### III.4.3.1. Les Pertes de charges linéaires :

Les pertes de charge linéaire sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta HL = \frac{L\lambda V^2}{2gD} \quad (III.4)$$

- **Calcul de coefficient de friction << λ >> :**

Pour déterminer le coefficient de friction λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivant.

- Régime turbulent rugueux : Formule de NIKURADZI [18] :

$$\lambda = \left[ 1.14 - 0.86 * L_n \frac{K}{D} \right]^{-2} \quad (III.5)$$

- Régime transitoire : Formule de COLEBROOK [18] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log_{10} \left[ \frac{Re}{3.71 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right] \quad (III.6)$$

Avec :

$\Delta HL$  : Pert de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau.

$\lambda$  : coefficient de friction.

D : Diamètre du tuyau en ( m)

V : vitesse d'écoulement en (m/s).

g : Accélération de la pesanteur en (m/s<sup>2</sup>)

L : Longueur de la conduit en (m).

Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivant :

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

Avec :

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau.

à 10°C :  $\nu = 1.31 * 10^{-6}$  (m<sup>2</sup>/s).

20°C :  $\nu = 1.00 * 10^{-6}$  (m<sup>2</sup>/s).

30°C :  $\nu = 0.08 * 10^{-6}$  (m<sup>2</sup>/s).

K : la rugosité absolue elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau.

$$K = k_0 + \alpha T \quad (III.8)$$

Avec :

$K_0$  : Rugosité absolue des tuyaux neufs (pour l'acier  $k_0 = 0.1$  mm) (BONNIN) ;

$\alpha$  : Coefficient de vieillissement déterminé a partir de l'abaque de PETER LAMONT qui correspond à la zone de faible agressivité (voir annexe).

T : temps de service du réseau, il est de :

Dans notre cas = 24ans.

$\alpha = 0.037$  mm/an

$K = 0.1 * 0.037 * 24 = 0.93 * 10^{-3}$  m = 0.89mm.

**K=0.89 mm**

➤ **La rugosité relative :**

C'est le rapport entre la rugosité  $K$  et le diamètre de la conduite :

$$\frac{K}{D} = \frac{K_0 + \alpha * T}{D} \quad (\text{III.10})$$

Alors: 
$$\frac{K}{D} = \frac{0.89 * 10^{-3}}{D}$$

**III.4.3.2. Les pertes de charges singulières :**

On ajoute aux pertes de charges linéaires, les pertes de charges singulières qui sont dues à la présence de singularité (coudes, vannes, clapets, ...etc.) et elles sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires.

$$J_S = 0.15 * J_L \quad (\text{III.11})$$

Avec :

$J_S$  : perte de charge totale ;

$J_L$  : perte de charge linéaire.

**Les pertes de charges totales :**

C'est la somme des pertes de charges linéaires et les pertes de charges singulières.

$$J_T = J_S + J_L \quad (\text{III.12})$$

$$J_T = 1.15 * J_L$$

Où :

$L$  : largeur de la conduite.

$J_L$  : Perte de charge totale.

**III.4.4. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt :**

C'est la différence d'énergie entre l'entrée et la sortie de la pompe, elle est égale à la hauteur géométrique plus la somme des pertes de charges, elle est déterminée comme suit [5]:

$$H_{mt} = H_g + H_a + H_r \quad (\text{III.13})$$

Avec :

$H_{mt}$  : hauteur manométrique totale en m ;

$H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;

$H_a$  : Perte de charge à l'aspiration (m) ;

$H_r$  : Perte de charge au refoulement (m).

### III.4.5. La puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance nécessaire pour son entrainement mécanique, elle est exprimée par la relation suivante :

$$P = \frac{g * q * H_{mt}}{\eta} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

$P$  : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

$Q$  : Débit refoulé (m<sup>3</sup>/s) :

$\eta$  : Rendement de la pompe (%) ;

$H_{mt}$  : Hauteur manométrique total (m).

### III.4.6. Energie consommée par la pompe :

$$E = P * T * 365 \quad (\text{III.15})$$

Avec :

$E$  : Energie consommée (KW)

$T$  : Nombre d'heure de pompage (c'est 20 heures dans notre cas )

$P$  : Puissance de pompage (KW).

### III.4.7. Frais d'exploitation :

$$F_{exp} = E * e \text{ (DA)} \quad (\text{III.16})$$

Avec :

$F$  : Frais d'exploitation (DA) ;

$E$  : énergie consommée par la pompe ;

$e$  : Prix d'un KWh, selon le tarif fixé par la SONELGAZ :  $e=4.47$  DA

$$F_{exp} = 4.47 * E \text{ (DA)} \quad (\text{III.17})$$

### III.4.8. Frais d'amortissement :

Ils sont obtenus en multipliant le prix de revient de la conduite par l'amortissement annuel.

$$F_{am} = P_u * L * A \text{ (DA)} \quad (\text{III.18})$$

Où :

Fam : Frais d'amortissement (DA) ;

Pu : Prix unitaire de la conduite (DA/m) ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

A : amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III.19})$$

Avec :

i : Taux d'annuité, on le prend égal a 8% :

n : Nombre d'année d'amortissement (24ans).

$$A = 0.095 \quad (\text{III.20})$$

#### III.4.9. Le bilan générale :

Le bilan général est la somme des frais d'exploitation et des frais d'amortissement.

$$Bg = Famortissement + Fexploitation \quad (\text{III.21})$$

Avec :

Bg : Bilan général en (DA).

#### III.4.10. Prix de revient des conduites :

Ils sont récapitulés dans le tableau ci-dessus [12] :

**Tableau(III.1) : Prix de revient des conduites en acier.**

Diamètre des conduites (mm)	prix de revient (DA/ml)
60	823,54
80	1098,048
100	2342,87
150	4515,86
200	5159,21
250	5845,49
300	6683,43
350	7013,78
400	8145,38
450	9450,21
500	10012,57

### III.5. Dimensionnement du réseau d'adduction :

La conduit d'adduction, ainsi que les différents équipements, seront dimensionnés en fonctions des consommations maximales journalières en situation futur (horizon 2040) ;

#### III.5.1. Adduction principale par refoulement :

##### III.5.1.1. Tronçon de SR1-R1 :

###### a. caractéristique de tronçon :

Débit refoulé :  $Q=170.46 \text{ m}^3/\text{h}$

Cote de départ : 464 m

Cote d'arrivée : 653,05 m

Longueur de la conduite : 1500m

La charge disponible :  $H_d = 653,05 - 464 = 189.05 \text{ m}$

$D. \text{ BONNIN} = \sqrt{170.46/3600} = 0.22 \text{ m}$

$D. \text{ BRESS} = 1.5 * 0.22 = 0.33 \text{ m}$

Donc :

$$200 < D < 350$$

➤ *Calcul du diamètre économique :*

➤ *Calcul de  $H_{mt}$  :*

**Tableau(III.2) :** Calcul de  $H_{mt}$  pour les différents diamètres.

D(mm)	V(m/s)	Re	K/D	$\lambda$	$J_1(\text{m})$	$J_t(\text{m})$	Hmt(m)
200	1.51	302000	0.004	0.030	25.94	29.83	276.83
250	0.97	242500	0.004	0.028	8.02	9.23	256.23
300	0.67	2011000	0.003	0.026	3.03	3.48	250.48
350	0.49	171500	0.003	0.025	1.33	1.53	248.53

➤ *Frais d'exploitations :*

**Tableau(III.3)** Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	P (kW)	E (kWh)	e (DA/kWh)	F exp
200	125,62	917028,38	4,47	4099116,88
250	112,86	823892,34	4,47	3682798,74
300	109,30	797895,62	4,47	3566593,43
350	108,09	789079,35	4,47	3527184,68

➤ *Frais d'amortissement***Tableau(III.4) :** Calcul des frais d'amortissement.

<b>D(mm)</b>	<b>Pu(da/ml)</b>	<b>L(m)</b>	<b>A</b>	<b>Famo(DA)</b>
200	5159,21	1500	0,095	735187,43
250	5845,49	1500	0,095	832982,33
300	6683,43	1500	0,095	952388,78
350	7013,78	1500	0,095	999463,65

➤ *Le bilan :***Tableau(III.5) :** Bilan des frais.

<b>V(m/s)</b>	<b>F exp (Da)</b>	<b>F amo (DA)</b>	<b>BG</b>
1,51	4099116,88	735187,43	4834304,31
<b>0,97</b>	<b>3682798,74</b>	<b>832982,33</b>	<b>4515781,07</b>
0,67	3566593,43	952388,78	4518982,21
0,49	3527184,68	999463,65	4526648,33

Le diamètre économique est de 250 (mm) avec une vitesse de 0.97 m/s et de hauteur manométrique total de 256.23 m.

**III.5.1.2. Tronçon de SR2-R2 :***a. caractéristique de tronçon :*

Débit refoulé :  $Q=122.87 \text{ m}^3/\text{h}$

Cote de départ : 568 m

Cote d'arrivée : 883.85 m

Longueur de la conduite : 1350m

La charge disponible :  $H_d = 883.85 - 568 = 315.85 \text{ m}$

$$D. \text{ BONNIN} = \sqrt{102.40/3600} = 0.17 \text{ m}$$

$$D. \text{ BRESS} = 1.5 * 0.17 = 0.26 \text{ m}$$

Donc :

$$150 < D < 300$$

**b. Calcul du diamètre économique :**➤ **Calcul de  $H_{mt}$  :****Tableau(III.6) : Calcul de  $H_{mt}$  pour les différent diamètres**

<b>D (mm)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>K/D</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>Jl(m)</b>	<b>Jt (m)</b>	<b>Hmt (m)</b>
150	1,93	289856,10	0,006	0,032	55,621	63,96	379,81
200	1,09	217392,07	0,004	0,030	12,097	13,91	329,76
250	0,70	173913,66	0,004	0,028	3,714	4,27	320,12
300	0,48	144928,05	0,003	0,026	1,417	1,63	317,48

➤ **Frais d'exploitations :****Tableau(III.7) : Calcul des frais d'exploitation**

<b>D (mm)</b>	<b>P (kW)</b>	<b>E (kWh)</b>	<b>e (DA/kWh)</b>	<b>F exp</b>
150	169,56	1237784,88	4,47	5532898,43
200	122,69	895627,29	4,47	4003454,00
250	119,10	869444,92	4,47	3886418,81
300	118,12	862272,05	4,47	3854356,04

➤ **Frais d'amortissement :****Tableau(III.8) : Calcul des frais d'amortissement**

<b>D (mm)</b>	<b>Pu (da/ml)</b>	<b>L(m)</b>	<b>A</b>	<b>F amo(DA)</b>
150	415,86	1350	0,095	53334,045
200	5159,21	1350	0,095	661668,683
250	5845,49	1350	0,095	749684,093
300	6683,14	1350	0,095	857112,705

➤ **Le bilan :****Tableau(III.9) : Bilan des frais**

<b>D (mm)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>F exp (Da)</b>	<b>F amo (DA)</b>	<b>BG</b>
150	1,93	5532898,43	53334,045	5586232,47
200	1,09	4003454,00	661668,683	4665122,68
<b>250</b>	<b>0,70</b>	<b>3886418,81</b>	<b>749684,093</b>	<b>4636102,90</b>
300	0,48	3854356,04	857112,705	4711468,75

Le diamètre économique est de 250 (mm) avec une vitesse de 0.70 m/s et de hauteur manométrique total de 320.12 m.



**III.5.2. Adduction gravitaire principale :****III.5.2.2. Tronçon Point de piquage-SRI.**

➤ La pression au point de piquage :

$$P_p = (Z_d - Z_a) - \Delta H_{d-a}$$

Avec :

$P_p$  : Pression au point de piquage.

$Z_d$  : Cote de départ.

$Z_a$  : Cote d'arrivée

$\Delta H_{d-a}$  : La somme des pertes de charge.

**Tableau(III.10) : La charge au point de piquage.**

Zd (m)	Za (m)	V (m/s)	D (mm)	$\lambda$	L(m)	J (m)	Pp (m)
500	338	0,7	800	0,007	2000	26,92	135,08

**a. Caractéristiques de tronçon :**

Débit refoulé :  $Q = 170.46 \text{ m}^3/\text{h}$

Cote de départ : 338m

Cote d'arrivée : 464 m

Longueur de la conduite : 1700m

La charge disponible :  $H_d = (338 - 464) + 135.05 = 9.05 \text{ m}$

$$D. \text{ BONNIN} = \sqrt{170.46/3600} = 0.22 \text{ m}$$

$$D. \text{ BRESS} = 1.5 * 0.22 = 0.33 \text{ m}$$

$$200 < D < 350$$

**a. Calcul du diamètre économique**

**Tableau(III.11) : Calcul de la hauteur d'arrivé**

D(mm)	V(m/s)	Re	K/D	$\lambda$	Jl(m)	Jt(m)	H ar (m)
200	1,51	301592,36	0,005	0,03	30,17	34,70	-25,65
250	0,97	241273,89	0,004	0,03	9,26	10,64	-1,59
<b>300</b>	<b>0,67</b>	<b>201061,57</b>	<b>0,003</b>	<b>0,03</b>	<b>3,53</b>	<b>4,06</b>	<b>4,99</b>
350	0,49	172338,49	0,003	0,03	1,56	1,80	7,25

Donc on opte pour le diamètre 300 (mm) qui présent une vitesse de 0.67m/s et une perte de charge 1,08 m qui inférieure à la charge disponible qui de 9.05 m.

**III.5.2.3. Tronçon R1-SR2.****b. Caractéristiques de tronçon :**Débit refoulé :  $Q=102.39 \text{ m}^3/\text{h}$ 

Cote de départ : 653.05 m

Cote d'arrivée : 568m

Longueur de la conduite : 2540m

La charge disponible :  $H_d=653.05 - 568 = 85.05\text{m}$ 

$$D. \text{ BONNIN} = \sqrt{102.39/3600} = 0.17\text{m}$$

$$D. \text{ BRESS} = 1.5 * 0.17 = 0.25 \text{ m}$$

$$200 < D < 250$$

**b. Calcul du diamètre économique****Tableau(III.12) : Calcul de la hauteur d'arrivé**

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	$\lambda$	Jl(m)	Jt(m)	H ar (m)
200	0,91	181157,11	0,004	0,030	15,805	18,18	66,87
250	0,58	144925,69	0,004	0,028	4,852	5,58	79,47

Donc on opte pour le diamètre 200 qui présent une vitesse de 0.91 m/s et une perte de charge 18.18 m qui inférieure à la charge disponible qui de 85.05 m.

**III.5.3. Adduction gravitaire secondaire :****III5.3.1. Adduction gravitaire secondaire à partir de R1 :****Tableau (III.13) : Caractéristiques des tronçons.**

Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /h)	Cote de départ (m)	Cote d'arrivé (m)	L Conduite (m)	Hd (m)	D, BONNIN (m)	D, BRESS (m)	D (m)
R1-R12	32,45	653,1	604	5981	49,05	0,09	0,14	80<D<150
R1-R15	7,20	653,1	620	1200	33,05	0,04	0,07	60<D<80
R12-R13	10,75	604	499	2763	105	0,05	0,08	60<D<80
R13-R14	4,48	499	319	3346	180	0,04	0,05	D=60

**Tableau (III.14) :** Calcul de la hauteur d'arrivée pour chaque tronçon.

Tronçon	D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	$\lambda$	J(m)	Jt(m)	H ar(m)
R1-R12	80	1,794	143533,263	0,011	0,04	488,89	562,23	-513,18
	100	1,148	114826,610	0,009	0,04	148,60	170,88	-121,83
	150	0,510	76551,073	0,006	0,03	17,19	19,76	29,29
R1-R15	60	0,708	42455,473	0,015	0,04	22,51	25,89	7,16
	80	0,594	47556,912	0,011	0,04	10,77	12,38	20,67
R12-R13	60	1,057	63399,387	0,015	0,04	115,59	132,93	-27,93
	80	0,594	47549,540	0,011	0,04	24,79	28,51	76,49
R13-R14	60	0.634	31705.591	0,015	0,04	6.05	6.96	173.04

Donc on opte pour les diamètres représentés dans le tableau suivant :

**Tableau (III.15) :** Choix des diamètres économiques.

Tronçon	D (mm)	V (m/s)	Jt(m)	Hd
R1-R12	150	0,510	19,764	49,05
R1-R15	60	0,708	25,890	33,05
R12-R13	80	0,594	28,506	105,00
R13-R14	60	0.634	2,796	180,00

### III.5.3.2. Adduction gravitaire secondaire à partir de R2 :

**Tableau (III.16) :** Caractéristiques des tronçons.

Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /h)	Cote de départ (m)	Cote d'arrivé (m)	L Conduite (m)	Hd (m)	D,BONNIN (m)	D,BRESS (m)	D (m)
R2-R22	15,33	883,53	750,00	9279,45	133,53	0,07	0,10	80<D<100
R22-R26	12,18	750,00	645,00	850,90	105,00	0,06	0,09	60<D<100
R2-R23	55,49	883,53	850,00	4956,90	33,53	0,12	0,19	150<D<200
R23-R24	24,67	850,00	730,00	7000	120,00	0,08	0,12	80<D<150
R2-R25	19,39	883,53	780,00	7338,40	103,53	0,07	0,11	80<D<150

**Tableau (III.17) :** Calcul de la hauteur d'arrivée pour chaque tronçon.

Tronçon	D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	$\lambda$	J(m)	Jt(m)	H ar(m)
R2-R22	80	0,85	67807,86	0,011	0,040	169,30	194,69	-61,16
	100	0,54	54246,28	0,009	0,037	64,32	73,97	59,56
R22-R26	60	1,20	71832,98	0,015	0,044	4,57	5,26	99,74
	80	0,67	53874,73	0,011	0,040	0,98	1,13	103,87
	100	0,43	43099,79	0,009	0,037	0,30	0,34	104,66
R2-R23	150	0,87	130903,51	0,006	0,032	41,65	47,90	-14,37
	200	0,49	98177,64	0,004	0,030	9,06	10,42	23,11
R23-R24	80	1,36	109120,67	0,011	0,040	236,24	271,68	-151,68
	100	0,87	87296,53	0,009	0,037	71,80	82,57	37,43
	150	0,39	58197,69	0,006	0,032	8,30	9,55	110,45
R2-R25	80	1,07	85766,10	0,011	0,040	214,19	246,32	-142,79
	100	0,69	68612,88	0,009	0,037	65,10	74,87	28,66
	150	0,30	45741,92	0,006	0,032	7,53	8,66	94,87

Donc on opte pour les diamètres représentés dans le tableau suivant :

**Tableau (III.18) :** Choix des diamètres économiques.

Tronçon	D (mm)	V (m/s)	Jt(m)	Hd
R2-R22	100	0,54	19,76	133,53
R22-R26	60	1,2	25,89	105,00
R2-R23	200	0,5	28,51	33,53
R23-R24	100	0,87	82,57	120,00
R2-R25	100	0,69	74,87	103,53

### III.5.4. Calcul l'angle d'ouverture de la vanne.

- ❖ Pour garder le même débit véhiculé dans les conduites avec la même vitesse et le diamètre on utilise des vannes.

➤ *Calcul des pertes de charge dans la vanne :*

$$J_v = H_g - H_t$$

➤ *Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne :*

$$\text{On a, } J_v = \xi \times \frac{V^2}{2g}$$

$$\text{D'où : } \xi = J_v \times \frac{2g}{V^2}$$

➤ **L'angle d'ouverture de la vanne  $\alpha$ (°) :**

Le type de la vanne à papillon, donc l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque (annexe) : évolution du coefficient de singularité  $\xi$  d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture.

**Tableau(III.19) : L'angle d'ouverture de la vanne(°)**

Tronçon	<i>pertes de charge</i> $J_v = H_g - H_t$ (m)	<i>coefficient d'ouverture</i> $\xi = J_v \times \frac{2g}{V^2}$ (m)	Nombre des vannes	Le coefficient d'ouverture	l'angle d'ouverture de la vanne (°)
<b>Pp-SR1</b>	25,36	528,82	1	528,82	66,24
<b>R1-SR2</b>	66,87	1584,34	2	792,17	70
<b>R1-R12</b>	29,286	2209,12	2	1104,56	72,8
<b>R12-R13</b>	76,494	4253,57	3	1417,86	77,20
<b>R13-R14</b>	177,204	8649,56	7	1235,65	75,3
<b>R1-R15</b>	7,151	279,90	1	279,90	65,5
<b>R2-R22</b>	122,77	8260,45	7	1180,06	74,3
<b>R22-R26</b>	79,11	1077,87	1	1077,87	71,2
<b>R2-R23</b>	5,02	393,97	1	393,97	66,3
<b>R23-R34</b>	37,43	970,24	1	970,24	70,22
<b>R2-R25</b>	28,66	1181,07	1	1181,07	74,65

### III.6.Conclusion :

L'étude technico-économique des diamètres des conduites nous a permis de bien choisir celui qui convient le mieux pour chaque tronçon.

A travers le chapitre nous avons déterminé les diamètres économiques pour les différents tronçons constituant le réseau d'adduction, tout en respectant la nature d'écoulement.

**Chapitre IV :**  
**CHOIX DES POMPES**

### IV.1. Introduction :

Dans la partie adduction l'eau est relevée par des stations de pompage et acheminée jusqu'aux réservoirs de tête ; le choix des pompe de ces stations et leurs équipements fera l'objet de ce chapitre.

### IV.2. Point de fonctionnement d'une pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection des courbes caractéristiques de la pompe «  $H = f(Q)$  » et celle de la conduite de refoulement «  $H_c = f(Q)$  ».

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, dans ce cas, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

A cet effet, on procédera à une comparaison entre plusieurs solutions, à savoir :

- Réduction du temps de pompage ;
- Le vannage ;
- Le rognage ;
- Variation de la vitesse de rotation de la pompe.

### IV.3. Le phénomène de cavitation :

Le phénomène de cavitation apparaît dans l'écoulement d'un liquide lorsqu'en un point quelconque de celui-ci la pression absolue devient égale à la pression de vapeur saturante pour la température du liquide transporté. Il se produit en ce point des bulles, cavités remplies de la vapeur du liquide. Ces dernières s'écrasent dans les zones à pression élevées générant des vibrations et bruit [13].

### IV.4. Notions de NPSH :

Pour éviter la cavitation dans les pompes, on doit assurer une certaine pression à l'aspiration dite "charge nette minimale disponible à l'aspiration  $NPSH_d$ " donnée par l'utilisateur, qui doit être supérieure à " la charge nette minimale requise  $NPSH_r$ " donnée par le constructeur.

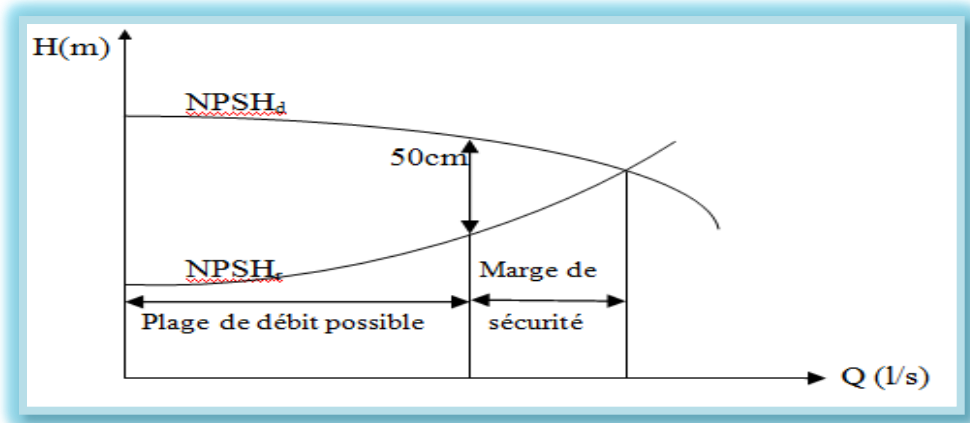


Figure (IV-1) : Courbes des NPSH.

- Pour une alimentation en charge :

$$NPSHd = P_0 / \rho * g + H a - (Ja + Tv) \quad (IV-1)$$

- Pour une alimentation en dépression :

$$NPSHd = P_0 / \rho * g - H a - (Ja + Tv) \quad (IV-2)$$

Avec :

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

**Ja** : pertes de charge à l'aspiration en (m)

**P<sub>0</sub> / ρ\*g** : pression au point d'aspiration ( m.c.e)

**Tv** : c'est la pression de vapeur maximale à une température donnée.

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

T c°	00	10	20	30	40	50	60	70	80
Tv(mce)	0.06	0.125	0.238	0.432	0.752	1.25	2.03	3.17	4.82

## IV.5. Choix du type de pompes à adopter pour les différentes stations :

### IV.5.1. Pompe de la station de reprise « SR1 » :

#### ➤ Caractéristiques de la conduite :

- ✓ Le débit transporté :  $Q=170.46m^3/h$
- ✓ La hauteur géométrique :  $Hg=247m$
- ✓ Les pertes de charges :  $Ht=9.23$
- ✓ La hauteur manométrique total :  $Hmt=256.23m$

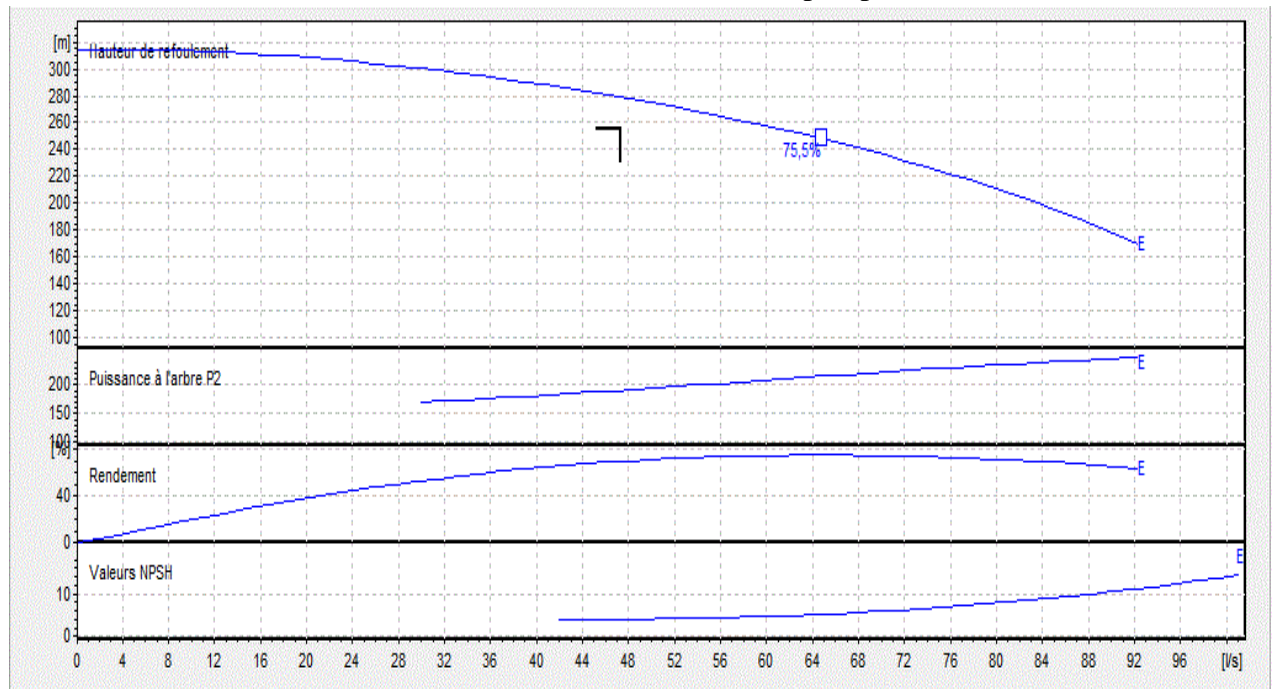


➤ **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le logiciel (CAPRARI POMPE) on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontale multicellulaires du type PM125/4E, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ✓ N= 2950T/min
- ✓  $\eta = 74.8\%$
- ✓ Pa=206KW
- ✓ NPSHr = 4.61m
- ✓ Le point de fonctionnement P (Q (l/s),  $H_{mt}$  (m)) sera ; p (58.2 ; 261)
- ✓ Le point désiré P<sub>1</sub> (47.35 ; 256.23)

Le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré. Pour avoir des conditions de fonctionnement adéquates de la pompe, il va falloir effectuer des modifications sur le fonctionnement ou le dimensionnement de la pompe.



*Figure(IV.2) : Courbe caractéristique de la pompe de la SR1.*

➤ **Réalisation de point de fonctionnement :**

➤ **La caractéristique de la pompe :**

On a:

$$H_p = a Q^2 + b \quad (IV-3)$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

- a)  $H=241$  m,  $Q=68$  l/s
- b)  $H=289$  m,  $Q=40$  l/s

On remplace les coordonnées des points dans l'équation et on va avoir le système d'équation suivant :

$$241 = a * (68)^2 + b$$

$$289 = a * (40)^2 + b$$

Donc l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suite :

$$\boxed{H_p = -0.0159 * Q^2 + 314.4} \quad (IV-4)$$

➤ **La courbe caractéristique de la conduite :**

On a :

$$\boxed{H_c = R Q^2 + H_g} \quad (IV-5)$$

Pour déterminer la constante R, on sait que la caractéristique de la conduite passe par le point nominal, c'est-à-dire ( $Q=43.3$  et  $H_c=261$ m avec  $H_g=247$ m.)

$$\text{Donc on aura : } 261 = R * (43.3)^2 + 247$$

$$R = 0.004$$

Donc l'équation sera :

$$\boxed{H_c = 0.004 Q^2 + 247} \quad (IV-6)$$

Pour remédier au problème de fonctionnement de la pompe, nous étudierons les variantes citées ci-dessous :

➤ **1<sup>er</sup> variante : changement de temps de pompage :**

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

$$T_0 * Q_0 = T_1 * Q_1$$

$$20 * 47.35 = T_1 * 58.2$$

$$T_1 = 20 * 47.35 / 58.2$$

$$T_1 = 16.28 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta_1} \quad (\text{IV-7})$$

$$Pa = 159.12 \text{ kw}$$

➤ **2<sup>ème</sup> variant : régulation par étouffement (vannage) :**

Les pertes de charges créées par la vanne d'étouffement sont égales à :

$$J = H_2 - H_0 \quad (\text{IV-8})$$

Avec :  $P_0(47.35 ; 256.23)$ ,  $P_2(47.35 ; 279)$

$$J = 279 - 256.23 = 22.77 \text{ m}$$

$$Pa = \frac{9.81 * 0.047 * 279}{0.748} = 171.98 \text{ Kw}$$

$$Pa = 171.98 \text{ Kw}$$

➤ **3<sup>ème</sup> variant : rognage de la roue de la pompe :**

Le rognage d'une pompe c'est le changement du diamètre extérieur de la roue gardant la même vitesse de rotation N, donc avec les lois de similitude on aura :

$$\frac{H}{h} = \left(\frac{D}{d}\right)^2$$

$$\frac{Q}{q} = \left(\frac{D}{d}\right)^2$$

Avec le point P (Q, H) le point désiré et le point p (q, h) le point homologue sur la courbe caractéristique de la pompe.

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

$$m = \left(\frac{256.23}{275.62}\right)^{1/2} = \left(\frac{47.35}{50.93}\right)^{1/2} = 0.96\%$$

Avec :

m : Coefficient de rognage.

R : Le pourcentage de rognage sera :

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

(IV-9)

$$r = 0.04$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g * Q * H}{\eta} = 159.12 \text{ Kw}$$

Mais le rognage reste toujours un choix très compliqué, car il va falloir une grande précision pour l'effectuer correctement.

➤ **4<sup>ème</sup> variante : variation de la vitesse de rotation :**

• On a :

$$H_p = -0.0159Q^2 + 314.4 \quad (\text{IV-4})$$

$$H_c = 0.004Q^2 + 247 \quad (\text{IV-6})$$

✓ **Détermination de la courbe iso-rendement :**

Cette courbe passe par le point  $P_0 (47.35 ; 256.23)$ , et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point  $P_1 (q_1, h_1)$ .

Appliquant les lois de similitudes :

$$\frac{H_1}{H_0} = \left(\frac{N_1}{N_0}\right)^2$$

Et

$$\frac{Q_1}{Q_0} = \frac{N_1}{N_0}$$

D'après les deux équations ci-dessus on aura ;

$$H_1 = \left(\frac{Q_1}{Q_0}\right)^2 * H_0$$

$$H_1 = \left(\frac{Q_1}{47.35}\right)^2 * 256.23$$

$$H_1 = 0.11Q_1^2 \quad (\text{IV-10})$$

On a le point  $P_1$  est homologue au point  $P_0$  donc :

$$H_p = H_1 \text{ alors } -0.0159Q_1^2 + 314.4 = 0.11Q_1^2$$

Qui nous donne  $Q_1 = 49.97 \text{ l/s}$

Et  $H_1 = 274.67 \text{ m}$

Appiquant les lois de similitudes :

$$N_0 = \frac{N_1}{\sqrt{\frac{H_1}{H_0}}}$$

$$N_0 = 1950 / \sqrt{\frac{274.67}{256.23}} = 1883 \text{ tr/min}$$

Donc  $N_0 = 1883 \text{ tr/min}$ .

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_0 \cdot H_0}{\eta_0} = 159.12 \text{ kW}$$

$$P_a = 159.12 \text{ Kw}$$

➤ **Conclusion :**

Les résultats des frais d'exploitation entre les différentes variantes sont représentés dans le tableau ci-dessous :

• **Frais d'exploitation :**

$$F_{\text{ex}} = P \cdot T \cdot 365 \cdot e$$

Avec :

$F_{\text{ex}}$  : frais d'exploitation (DA).

T : Nombre d'heure de pompage.

P : puissance de pompage.

e : prix d'un  $K_{\text{wh}}$  ( $e = 4.47 \text{ DA}$ ).

**Tableau (IV-2) : Bilan des frais d'exploitation.**

La variante	Les frais d'exploitation (D/an)
<b>Temps de pompage</b>	<b>4226487.207</b>
Vannage	5611769.89
Rognage	5192244.72
Variation de N	5192244.72

Donc d'après le bilan on opte pour le changement de temps de pompages :

Avec :  $P_a = 159.12 \text{ Kw}$ ,  $N = 1950 \text{ tr/min}$ ,  $t = 16.28 \text{ h}$ .

➤ **Vérification de la cavitation.**

- ✓ La cote de réservoir d'aspiration = 635 m
- ✓ La charge d'aspiration ;  $H_a = 3.50 \text{ m}$
- ✓ Perte de charge à l'aspiration :  $J_a = 0$
- ✓  $NPSH_r = 4.61 \text{ m}$

➤ **Calcul de la cote d'aspiration :**

$$P_0 / \rho \cdot g = 10.33 - 0.0012 \cdot 635 = 9.57 \text{ m}$$

$$NPSH_d = (P_0 / \rho \cdot g) + H_a - (J_a + T_v)$$

$$NPSH_d = 9.57 + 3.50 - 0.238 = 12.83 \text{ m}$$

Donc  $NPSH_d \gg NPSH_r$  qui veut dire la pompe ne Cavite pas.

#### IV.5.2. Pompe de la station de reprise « SR2 » :

##### ➤ Caractéristiques de la conduite :

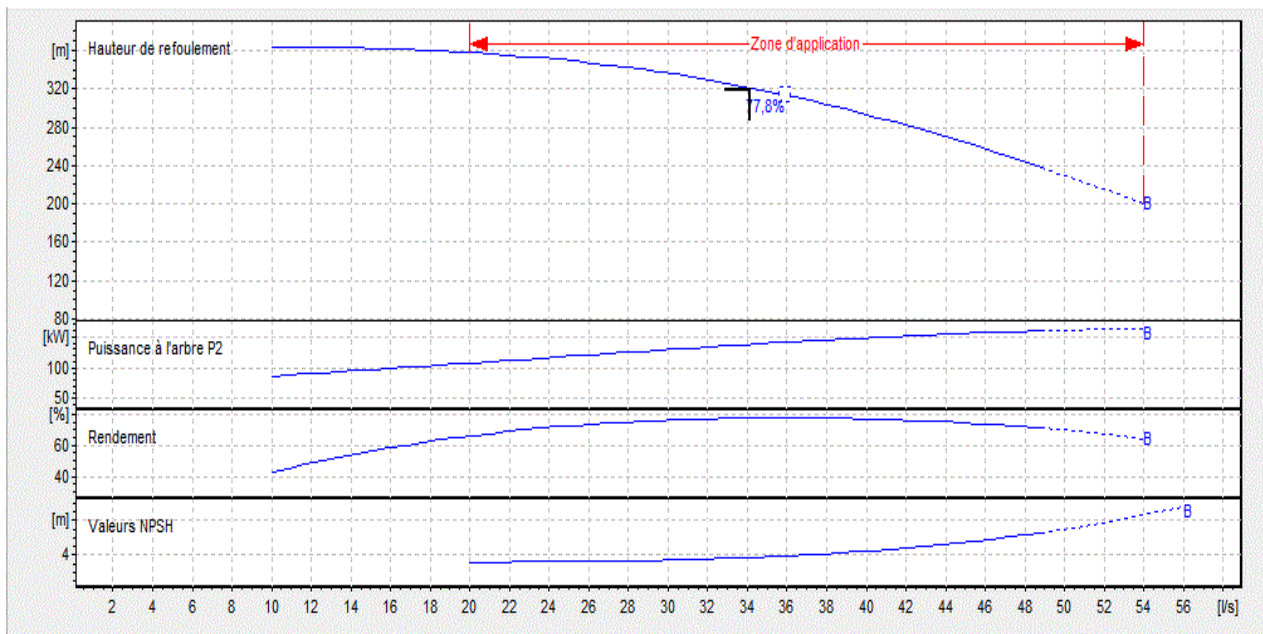
- ✓ Le débit transporté :  $Q=122.87 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- ✓ La hauteur géométrique :  $H_g=315.85 \text{ m}$ .
- ✓ Les pertes de charges :  $H_t=4.27 \text{ m}$ .
- ✓ La hauteur manométrique total :  $H_{mt}=320.12 \text{ m}$ .

##### ➤ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel (CAPRARI POMPE) on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontale multicellulaires du type PM100/5B dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ✓  $N= 2950\text{T}/\text{min}$
- ✓  $\eta= 77.7\%$
- ✓  $P_a=138\text{KW}$
- ✓  $NPSH_r = 3.7\text{m}$
- ✓ Le point de fonctionnement P ( $Q \text{ (l/s)}$ ,  $H_{mt} \text{ (m)}$ ) sera ; p (34.1 ; 320)
- ✓ Le point désiré P1 (34.1 ; 320)

Le point de fonctionnement de la pompe coïncide avec le point désiré.



Figure(IV.4) : Courbe caractéristique de la pompe de SR2.

##### ➤ Vérification de la cavitation.

- ✓ La cote de réservoir d'aspiration = 883.85 m
- ✓ La charge d'aspiration ;  $H_a=3.50 \text{ m}$
- ✓ Perte de charge à l'aspiration :  $J_a = 0$
- ✓  $NPSH_r = 3.7 \text{ m}$

➤ **Calcul de la cote d'aspiration :**

$$P_0/\rho * g = 10.33 - 0.0012 * 883.85 = 9.27 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = (P_0/\rho * g) + H_a - (J_a + T_v)$$

$$\text{NPSH}_d = 9.27 + 3.50 - 0.238 = 12.53 \text{ m}$$

Donc  $\text{NPSH}_d \gg \text{NPSH}_r$  qui veut dire la pompe ne cavite pas.

#### **IV.6. Conclusion :**

Le logiciel CAPRARI POMPE nous a aidé pour le choix des pompes pour chaque station de pompage selon les conditions d'exploitation. Pour résoudre le problème de point de fonctionnement nous avons choisi la variante la plus économique pour chaque cas.

**Chapitre V :**  
**RESEAU DE**  
**DISTRIBUTION**



### V.1. Introduction :

L'objectif d'un réseau de distribution est de ramener l'eau du réservoir jusqu'aux consommateurs à des pressions et vitesses bien déterminées. Dans ce chapitre on s'intéressera au dimensionnement du réseau de distribution du village Bounouh en utilisant le logiciel de simulation EPANET.

### V.2. Classification des réseaux :

Selon les liaisons entre les branchements des différents tronçons de distribution, on distingue deux types de réseaux :

- Le réseau ramifié :

Dans lequel les distributions ne comportent aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de souplesse en cas de rupture.

- Le réseau maillé :

Comporte une alimentation en retour, il remédie à l'inconvénient signalé dans le réseau ramifié, il offre la sécurité parfaite.

### V.3. Mode de distribution :

La distribution du village de Bounouh centre se fera gravitairement à partir du réservoir R2-2 situé à la cote de radier **750m** et d'une capacité de 250 m<sup>3</sup>.

### V.4. Choix du type de réseau :

Il y a plusieurs facteurs qui influent sur la conception du réseau, et on peut noter que les plus importants sont l'emplacement des principaux consommateurs, le relief et l'urbanisation de la région. Dans notre cas on opte pour un réseau mixte (maillé et ramifié).

### V.5. Choix de type des conduites :

Notre choix est porté sur des conduites en **PEHD PN6**, pour les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- Leur disponibilité sur le marché.
- Utilisable dans les terrains accidentés et montagneux.
- Facilité de la pose.
- Résistance à la corrosion interne et externe.
- Bonnes caractéristiques hydraulique.
- Longue durée de vie.

## V.6. Calcul hydraulique :

### V.6.1. Débit de pointe :

Le débit de pointe pour lequel le réseau de distribution sera dimensionné est calculé à partir des données de Tableau (II-2).

$$Q_p = Q_{\max.h} = \frac{5.80 * 367.98}{24} = 88.92 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max.h} = 24.70 \text{ l/s.}$$

### V.6.2. Débit spécifique :

Il représente le débit de route sur la somme des longueurs de réseau.

$$q_s = \frac{q_p}{\sum L_i} \quad (\text{V-1})$$

Avec :

$q_s$  : Débit spécifique (l/s).

$q_p$  : Débit de pointe (l/s).

$L_i$  : Longueurs des tronçons(m).

### V.6.3. Débit en route :

C'est le débit consommé le long du tronçon, si on considère la répartition des habitants homogène ou long de chaque tronçon :

$$q_r = q_s * L_i \quad (\text{V-2})$$

Avec :

$q_r$  : débit en route (l/s).

### V.6.4. Débit calculé :

Le débit calculé pour un tronçon donné se détermine par la formule suivante :

$$q_c = q_t + \alpha q_r \quad (\text{V-3})$$

Avec :

$q_c$  : débit calculé(l/s).

$q_t$  : débit transit (c'est le débit qui transite uniquement par le tronçon sans être consommé)(l/s).

$\alpha$  : coefficient qui dépend de la répartition de la consommation de débit en route ( $0.5 < \alpha < 0.58$ ).

$q_r$  : débit en route (l/s).

#### V.6.5. Débit en nœud :

Le débit en nœud est celui estimé à chaque nœud du réseau de distribution, il est calculé comme suit :

$$q_n = \frac{1}{2} \sum q_r + q_t \quad (V-4)$$

Avec :

$q_n$  : débit en nœud (l/s).

#### V.6.6. Calcul des pertes de charge :

Dans les modes de calcul des pertes de charge qui existent dans le logiciel de simulation EPANET on opte pour la formule de Darcy-Weisbach.

##### V.6.6.1 : pertes de charge linéaire :

Les pertes de charge linéaire sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_L = \frac{L \lambda V^2}{2gD} \quad (V-5)$$

Où  $V$  : est la vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

$g$  : l'accélération de la pesanteur. ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )

$L$  : longueur de la conduite (m)

$D$  : diamètre intérieur de la conduite (m).

$\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge).donné par la formule de COLBROOK

$$\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{D}\right) \quad (\text{V-6})$$

Re : nombre de REYNOLDS

$\varepsilon$  : rugosité absolue (mm) pour le fonte on prend  $\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{V-7})$$

V : vitesse d'écoulement (m/s).

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau, à 20°C  $\nu = 1.01 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$

#### V.6.6.2 : pertes de charges singulières:

Généralement les pertes de charge singulières sont estimées à 10-15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_S = 15\% \Delta H_L \quad (\text{V-8})$$

Donc la formule des pertes de charge totale sera :

$$\Delta H_T = 1.15 * \Delta H_L \quad (\text{V-9})$$

#### V.6.7. Calcul des pressions de service du réseau (au sol) :

Pour que notre réseau soit convenable, il faut qu'il assure la pression minimale en toutes pointes de notre surface à alimenter. En pratique la pression peut être assurée dans une fourchette de (1bar - 6 bar). avec une vitesse acceptable (0.5 - 1.5 m/s).

Connaissant les cotes des différents nœuds de notre réseau, ainsi que les pertes de charges, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_s = C_p - C_{TN} - J_T \quad (\text{V-10})$$

Avec :

$P_s$  : pression au sol (m).

$C_p$ : cote piézométrique(m).

$C_{TN}$  :cote de terrain naturel (m).

$J_T$ : perte de charge totale (m).

**V.7.Détermination des débits du réseau :**

dans ce chapitre, on peut déterminer les différents débits du réseau en utilisant le débit de point  $Q_p$  :

$$Q_p = Q_{max}$$

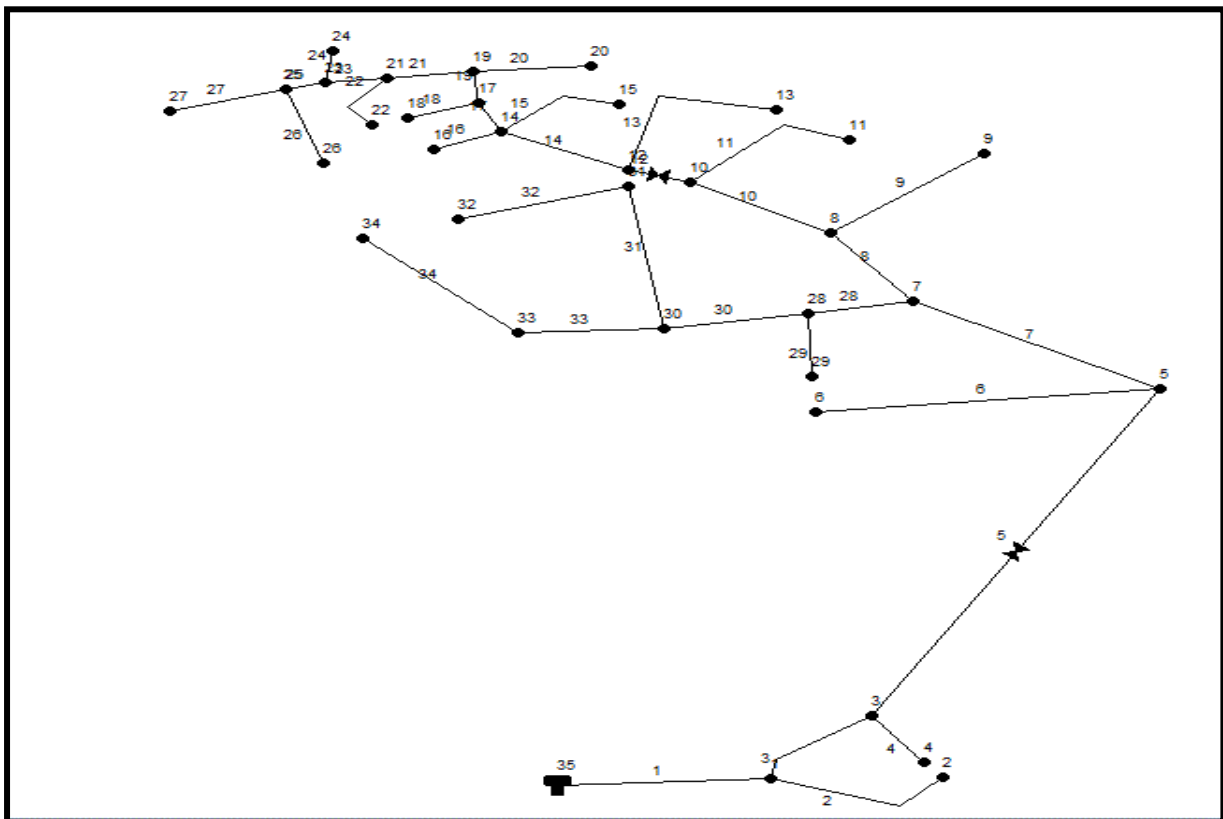
$$Q_p = 24.70 \text{ l/s}$$

**V.7.1.Débits en route :**

$$Q_p = 24.70 \text{ l/s}$$

$$Q_s = 24.70 / 3810,58 = 0,006 \text{ l/s}$$

$\Sigma L = 3810,58 \text{ m}$  La somme des tronçons du réseau.



*Figure (V.1) : Réseau de distribution de Village Bounouh.*

**Tableau(V.1) : Les débits de route pour le cas (de point ).**

ID Arc	Nœud Initial	Nœud Final	Longueur MI	Qs (l/s)	Qr (l/s)
1	R	N1	23	0,006	0,15
2	N1	N2	127	0,006	0,82
3	N1	N3	135	0,006	0,88
4	N3	N4	49	0,006	0,32
5	N3	N5	458,23	0,006	2,97
6	N5	N6	253	0,006	1,64
7	N5	N7	218	0,006	1,41
8	N7	N8	23,36	0,006	0,15
9	N8	N9	250	0,006	1,62
10	N8	N10	206	0,006	1,34
11	N10	N11	144	0,006	0,93
12	N10	N12	47	0,006	0,30
13	N12	N13	168	0,006	1,09
14	N12	N14	103	0,006	0,67
15	N14	N15	104	0,006	0,67
16	N14	N16	51	0,006	0,33
17	N14	N17	31	0,006	0,20
18	N17	N18	63	0,006	0,41
19	N17	N19	35	0,006	0,23
20	N19	N20	94	0,006	0,61
21	N19	N21	68	0,006	0,44
22	N21	N22	35	0,006	0,23
23	N21	N23	39	0,006	0,25
24	N23	N24	32	0,006	0,21
25	N23	N25	33	0,006	0,21
26	N25	N26	84	0,006	0,54
27	N25	N27	95	0,006	0,62
28	N7	N28	78	0,006	0,51
29	N28	N29	86	0,006	0,56
30	N28	N30	110	0,006	0,71
31	N30	N31	176	0,006	1,14
32	N31	N32	142	0,006	0,92
33	N30	N33	103	0,006	0,67
34	N33	N34	147	0,006	0,95

Tableau(V.2) : Les débits aux nœuds :

Nœud	Tronçons	Nœud Final	Qn (l/s)	Altitude
N1	R-1 1-2 1-3	N1	0,43	750
N2	2-1	N2	0,18	715
N3	3-1 3-5 3-4	N3	0,90	730,61
N4	4-3	N4	0,07	720
N5	5-3 5-7 5-6	N5	1,30	608,71
N6	6-5	N6	0,35	580
N7	7-5 7-8 7-28	N7	0,45	595
N8	8-7 8-9 8-10	N8	0,67	590,04
N9	9-8	N9	0,35	580,3
N10	10-8 10-11 10-12	N10	0,55	574,91
N11	11-10	N11	0,20	569,2
N12	12-10 12-13 12-14	N12	0,44	566,29
N13	13-12	N13	0,23	560,4
N14	14-15 14-16 14-12 14-17	N14	0,40	557,04
N15	15-14	N15	0,15	549
N16	16-14	N16	0,07	550
N17	17-18 17-19 17-14	N17	0,18	557,61
N18	18-17	N18	0,09	549
N19	19-20 19-21 19-17	N19	0,28	553,59
N20	20-19	N20	0,13	548
N21	21-19 21-22 21-23	N21	0,20	550
N22	22-21	N22	0,05	544
N23	23-24 23-21 23-25	N23	0,15	547
N24	24-23	N24	0,04	530
N25	25-23 25-26 25-27	N25	0,30	544
N26	26-25	N26	0,12	538
N27	27-25	N27	0,13	530
N28	28-7 28-29 28-30	N28	0,38	585
N29	29-28	N29	0,12	578
N30	30-28 30-31 30-33	N30	0,54	580
N31	31-32 31-30	N31	0,44	567,22
N32	32-31	N32	0,20	565
N33	33-30 33-34	N33	0,35	573,35
N34	34-33	N34	0,21	568

## V.8. Calcul du réseau par logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur une longue durée dans les réseaux.

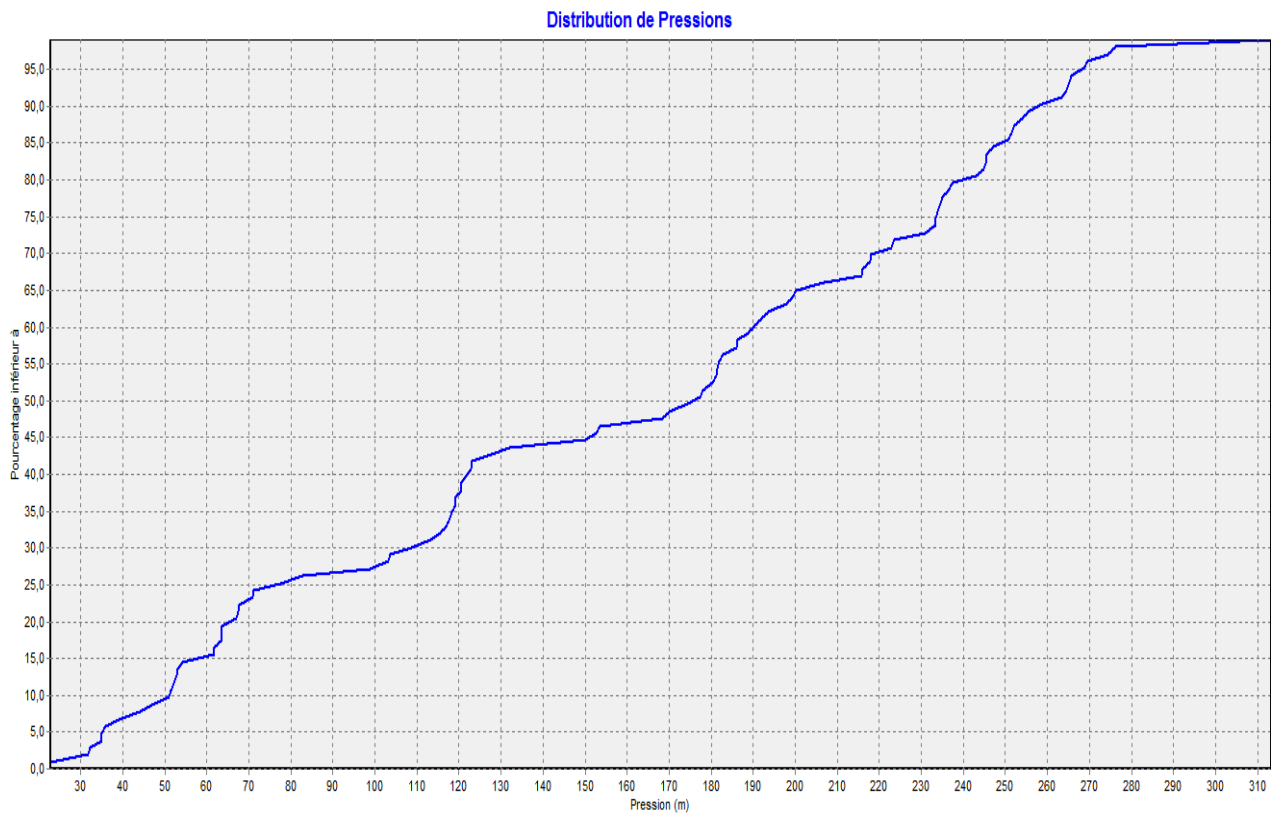
### V.8.1. Les Etapes de l'utilisation d'EPANET:

Les étapes de l'utilisation de logiciel pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- ❖ Importer le tracé du réseau enregistré sous un fichier Auto-Cad.
- ❖ Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- ❖ Décrire le fonctionnement du système.
- ❖ Sélectionner un ensemble d'option de simulation.
- ❖ Lancer la simulation.
- ❖ Constatation des résultats de la simulation.

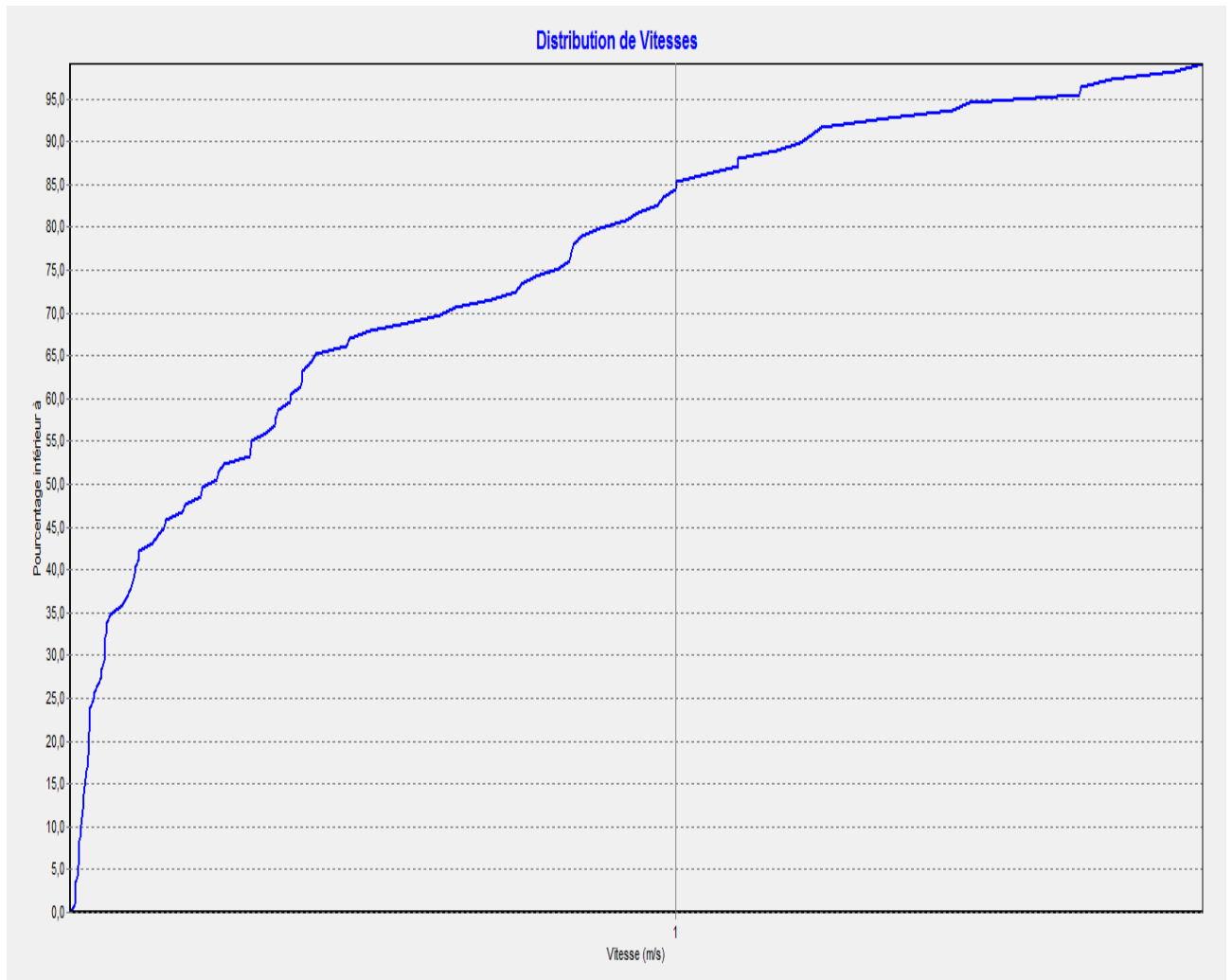
### V.8.2. Les résultats de la simulation :

Après avoir introduit les débits nodaux, les altitudes et les diamètres pour le cas de fonctionnement du système de distribution, nous avons pu déterminer les débits de chaque tronçon du réseau et cela nous permettra ensuite de dimensionner le réseau.



*Figure (V-2) : La variation de la pression dans le réseau avec la 1<sup>ère</sup> simulation.*



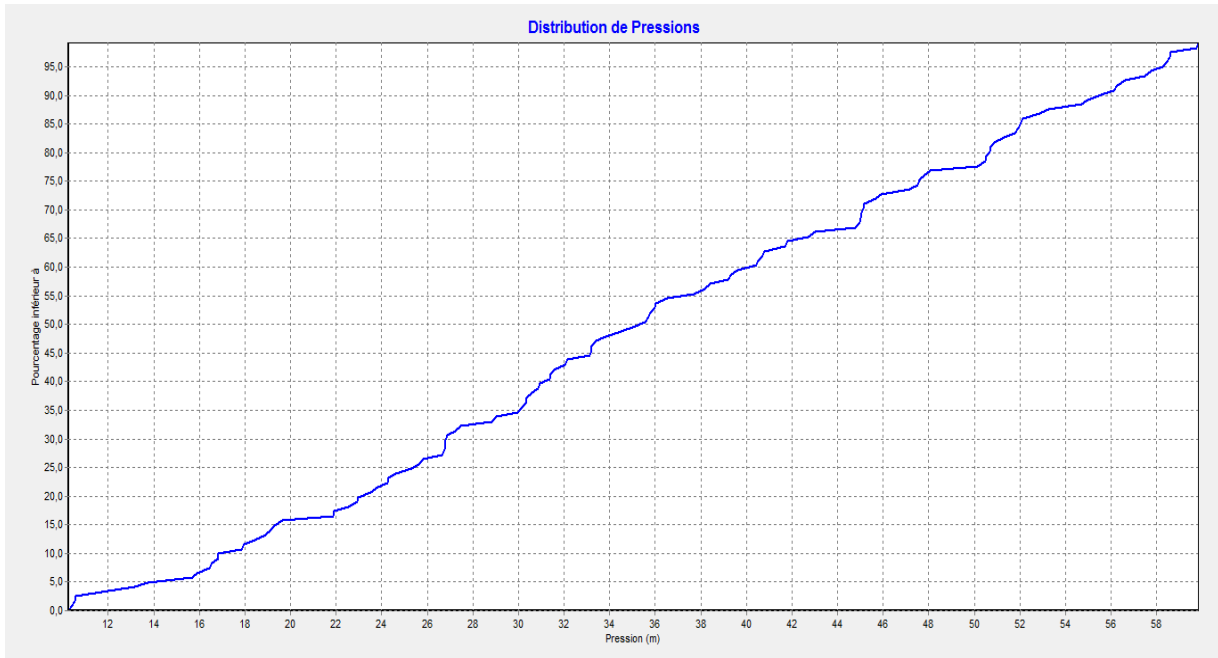


**Figure (V-3) :** La variation de la vitesse dans le réseau avec la 1ère simulation.

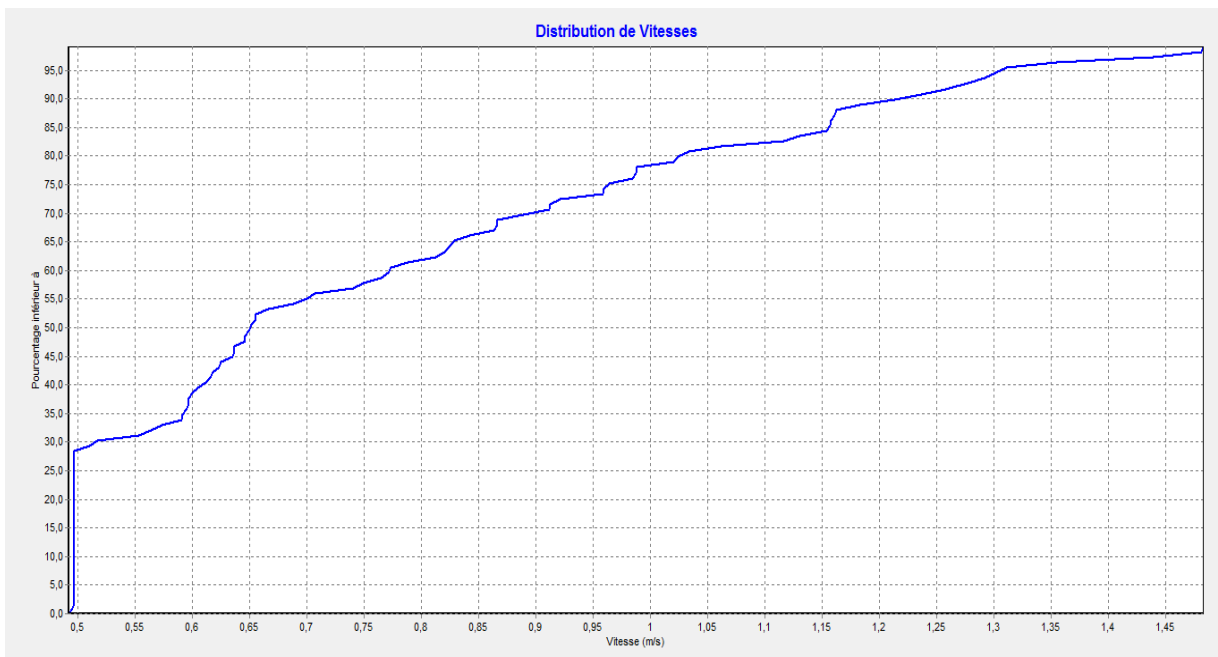
On remarque que les pressions sont supérieures à 6 Bar et les vitesses supérieures à 1.5 m/s. Pour avoir un réseau de distribution qui fonctionne avec les conditions adéquates, il va falloir effectuer des changements dans le réseau avec l'utilisation des :

- ❖ Vannes de régulation des pressions.
- ❖ Vannes de régulation des débits.
- ❖ Changements des diamètres des tronçons.

Après plusieurs itérations, on a mis le réseau sous des conditions adéquates de fonctionnement d'un système de distribution. Les résultats de la dernière simulation sont représentés ci-dessous :



**Figure (V-4) :** La variation de la pression dans le réseau avec la dernière simulation.



**Figure (V-5) :** Variation de la vitesse dans le réseau avec la dernière simulation.

On remarque que le système de distribution fonction sous des conditions adéquates, avec une pression (1Bar-6Bar), et une vitesse de (0.5m/s-1.5m/s).

Les résultats de la dernière simulation en détail sont représentés si dessous :

Tableau (V-3) : Récapitulation des résultats ou niveau de chaque nœud.

État des Nœuds du Réseau				
ID Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Nœud 1	736,4	0,4	751,93	15,53
Nœud 2	715	0,18	748,8	33,8
Nœud 3	730,61	0,9	751,49	20,88
Nœud 4	720	0,07	744,8	24,8
Nœud 5	608,71	1,3	631,49	22,78
Nœud 6	580	0,35	625,65	45,65
Nœud 7	595	0,45	630,33	35,33
Nœud 8	590,04	0,67	630,23	40,19
Nœud 9	580,3	0,35	624,46	44,16
Nœud 10	574,91	0,55	629,56	54,65
Nœud 11	569,2	0,2	625,24	56,04
Nœud 12	566,29	0,44	589,56	23,27
Nœud 13	560,4	0,23	583,03	22,63
Nœud 14	557,04	0,4	588,46	31,42
Nœud 15	549	0,15	581,27	32,27
Nœud 16	550	0,07	586,01	36,01
Nœud 17	557,61	0,18	588,02	30,41
Nœud 18	549	0,09	584,71	35,71
Nœud 19	553,59	0,28	586,89	33,3
Nœud 20	548	0,13	581,91	33,91
Nœud 21	550	0,2	585,74	35,74
Nœud 22	544	0,05	583,64	39,64
Nœud 23	547	0,15	584,65	37,65
Nœud 24	530	0,04	582,6	52,6
Nœud 25	544	0,3	584,13	40,13
Nœud 26	538	0,12	580,29	42,29
Nœud 27	530	0,13	578,29	48,29
Nœud 28	585	0,38	629,66	44,66
Nœud 29	578	0,12	625,73	47,73
Nœud 30	580	0,54	627,98	47,98
Nœud 31	567,22	0,44	623,9	56,68
Nœud 32	565	0,2	607,04	42,04
Nœud 33	573,35	0,35	622,24	48,89
Nœud 34	568	0,21	617,41	49,41

Tableau (V-4) : Récapitulation des résultats ou niveau de chaque arc.

État des Arcs du Réseau					
ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	23	160	10,62	0,68	3,09
Tuyau 2	127	25	0,18	0,52	24,66
Tuyau 3	135	160	10,04	0,64	3,22
Tuyau 4	49	20	0,07	0,89	136,64
Vanne 5	458,23	160	9,07	0,58	120
Tuyau 6	253	32	0,35	0,6	23,08
Tuyau 7	218	125	7,42	0,78	5,32
Tuyau 8	23	110	4,73	0,64	4,42
Tuyau 9	250	32	0,35	0,6	23,08
Tuyau 10	206	110	3,71	0,5	3,27
Tuyau 11	144	25	0,2	0,58	29,96
Vanne 12	47	75	2,96	0,93	40
Tuyau 13	168	25	0,23	0,66	38,84
Tuyau 14	103	75	2,29	0,72	10,67
Tuyau 15	104	20	0,15	0,75	69,15
Tuyau 16	51	20	0,07	0,53	48
Tuyau 17	31	63	1,67	0,74	14,16
Tuyau 18	63	20	0,09	0,58	52,54
Tuyau 19	35	50	1,4	0,98	32,41
Tuyau 20	94	20	0,13	0,65	52,97
Tuyau 21	68	50	0,99	0,69	16,86
Tuyau 22	35	20	0,05	0,53	59,9
Tuyau 23	39	40	0,74	0,79	27,86
Tuyau 24	32	20	0,04	0,51	64,25
Tuyau 25	33	40	0,55	0,58	15,99
Tuyau 26	84	20	0,12	0,6	45,66
Tuyau 27	110,2	20	0,13	0,65	52,97
Tuyau 28	78	75	2,24	0,7	8,62
Tuyau 29	86	20	0,12	0,6	45,66
Tuyau 30	110	63	1,74	0,77	15,3
Tuyau 31	176	40	0,64	0,7	23,17
Tuyau 32	142	20	0,2	0,99	118,73
Tuyau 33	103	32	0,56	0,96	55,76
Tuyau 34	147	25	0,21	0,61	32,8

**V.9. Conclusion :**

A partir de ce chapitre on a déterminé les diamètres des différents tronçons et on peut dire que notre système de distribution fonctionne dans des conditions de vitesses et pressions adéquates.

Mais il faut installer des accessoires de protection de réseau contre les pressions importantes, avec un contrôle de gestion régulier pour assurer une longue vie au réseau.

**Chapitre VI :**  
**PROTECTION DES**  
**CONDUITES**

## VI.1. Introduction :

Pour assurer un bon fonctionnement d'une chaîne d'adduction et une durée de vie maximale, il va falloir mettre des dispositifs de protection contre les différents phénomènes qui peuvent provoquer des détériorations dans cette chaîne d'adduction. Parmi ces phénomènes, on trouve, le coup de bélier, la corrosion et la force de pression dans les coudes.

## VI.2. Le phénomène de coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène de choc apparaissant au moment d'une brusque variation de vitesse et de pression, ce phénomène se traduit par des oscillations de pression, (surpression et dépression alternative), provoquées par la modification rapide du régime d'écoulement. Ces oscillations parcourent la canalisation d'une extrémité à une autre, avec un aller-retour périodique [6].

### VI.2.1. Causes fréquentes du coup de bélier :

Les causes fréquentes occasionnant des coups de bélier sont [14] :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites gravitaires en charge ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes sur des conduites de refoulement ;
- Modification de la vitesse angulaire d'une pompe ;
- Coupure électrique inopinée dans une station de pompage qui est la cause la plus fréquente du coup de bélier en hydraulique urbaine ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;
- Variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge ;
- Vibration des accessoires de contrôle comme les vannes ;

### VI.2.3. Analyse physique du Coup de bélier dans les pompes :

#### a. Première phase du coup de bélier :

Lorsque la pompe s'arrête, la colonne d'eau continue son ascension grâce à son inertie. La pompe ne fournissant plus d'eau, il n'y a pas lieu de relève pour combler le vide laissé par la colonne ascendante. L'onde de dépression se propage de la sortie de la pompe vers le réservoir. Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normale commence à se déplacer du réservoir vers la pompe [15].

#### b. Deuxième phase ou contre coup :

Une onde élastique de surpression se propage depuis la pompe jusqu'au réservoir. Elle se produit au moment où l'onde de pression normale atteint la section de la pompe. Comme précédemment, dès que l'onde de surpression atteint le réservoir, une onde de pression statique normale commence à se propager depuis le réservoir jusqu'à la pompe [15].

**VI.2.4. Les moyens de protection anti-bélier [16] :**

- Les cheminées d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Bassin d'alimentation ;
- Volant d'inertie ;
- Les ventouses ;
- Les soupapes de décharge ;
- Vannes à fermeture lente.

**VI.2.5. Etude du coup de bélier**

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

**VI.2.5.1. La valeur du coup de bélier :**

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

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

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite,
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm),
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Le coefficient K est donné comme suit [17] :

$$K = \frac{10000}{E} \quad (\text{VI.2})$$

E : module d'élasticité du matériau.

Pour l'acier K= 0,5.

➤ **1<sup>er</sup> Cas : Fermeture brusque**

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que :  $T < \frac{2 \times L}{a}$ .

La valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m),
- a : La célérité de l'onde (m/s),



$V_0$  : Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s),  
 $g$  : Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

- La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (VI.4)$$

- La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (VI.5)$$

Où :

$H_0$  : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, telle que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (VI.6)$$

Avec :

$H_g$  : Hauteur géométrique de refoulement (m).

10 : Pression atmosphérique (m).

$H_0$  : Pression absolue de la conduite (m).

- 2<sup>ème</sup> Cas : Fermeture lente :

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que :  $T > \frac{2 \times L}{a}$ .

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

$$B = \frac{2 * L * V_0}{g * T} \quad (VI.7)$$

### VI.2.6. Valeurs numérique de coup de bélier (adduction par refoulement):

Tableau (VI-1) : Valeurs numérique de coup de bélier.

Tronçon	Caractéristique 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 (m)
SR1-R1	250	5	0,97	247	257	1160,30	112,55	369,55	144,45	350
SR2-R2	250	5	0,7	315,85	325,85	1160,30	81,22	407,07	244,63	350

#### Remarque :

D'après les résultats obtenues ci-dessus on remarque que les tronçons SR1-R1 et SR2-R2 présentent une surpression importante, dépassant la valeur de la pression de service dans la conduite, ce qui nécessite une protection de cette conduite.

**VI.2.Choix du moyen de protection :**

Dans notre cas, on utilise un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau, couramment appelé (Réservoir d'air).

**VI.2.1.Principe de calcul :**

Une fois, les caractéristiques du réservoir d'air (volume  $U_0$  d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement sont fixées. Les valeurs maximales de la surpression et la dépression seront déterminées par la méthode de BERGERON.

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la surpression ou pour la dépression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors refaits, cela nécessitera donc quelques tâtonnements.

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

- On fixe préalablement le volume d'air  $U_0$  en régime normal et une vitesse finale  $V_f$  pour un intervalle de temps  $T$  considéré.
- On calcule les pressions dans le réservoir d'air et dans la conduite, en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge, soit à la montée ou la descente de l'eau.
- On vérifie sur l'épure si la pression finale correspondant à la vitesse choisie est la même que celle calculée. Si ce n'est pas le cas, on reprend le même procédé de calcul avec une autre vitesse et ainsi de suite jusqu'à obtention du résultat voulu.

**VI.2.1.1.Application des principes cités :**

Après l'arrêt du groupe, la masse d'eau continue vers le réservoir d'eau avec une vitesse décroissante. Cette vitesse s'annule à un moment donné et par conséquent toute la masse d'eau descend vers le réservoir d'air avec une vitesse dans le sens contraire (négative), qui augmente d'abord en valeur absolue puis diminue pour devenir nulle, etc., et le phénomène se poursuit en s'amortissant.

Les principales étapes de calcul seront alors comme suit :

Les temps se suivent selon des valeurs  $T = 2L/a$

➤ **Variation du volume d'air**

Lorsque le réservoir de l'anti-bélier fournit de l'eau dans la conduite de refoulement, on enregistre une augmentation du volume d'air, si le réservoir reçoit de l'eau de la conduite de refoulement, on enregistre une diminution du volume d'air.

$$\Delta U = S \cdot T \cdot V_m \quad (\text{VI.8})$$

Avec :

$S$  : Section de la conduite de refoulement ( $\text{m}^2$ ).

$T$  : Temps d'aller et retour de l'onde (s).

$V_m$  : Vitesse moyenne entre la vitesse de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie (m/s)

➤ **Pression dans le réservoir d'air :**

La nouvelle pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON [5], telle que.

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1.4}}{U^{-1.4}} \quad (VI.9)$$

Avec :

$\delta_0$  : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normale.

$Z_0$  : Pression absolue.

$U$  : Nouveau volume d'air

$U_0$  : Pression dans le réservoir d'air.

$Z$  : pression dans le réservoir d'air.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la tuyère et la vitesse dans la tubulure.**

Elles se rapportent à l'organe d'étranglement ; on choisit une tuyère. On calculera à la montée de l'eau, la vitesse  $V_1$  de l'eau dans la tuyère en fonction de la vitesse finale  $V_f$  de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré. On calculera aussi la vitesse  $V_2$  dans la tuyère à la descente de l'eau.

➤ **Cas de la montée de l'eau :**

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajoutage sortant et son coefficient de débit est de l'ordre de 0.92.

Avec :

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \quad (VI.10)$$

$D$  : Diamètre de la conduite de refoulement en (m).

$d'$  : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère en (m).

$V_f$  : Vitesse finale choisie dans la conduite de refoulement en (m/s).

$d'^2$  :  $0.92d$  : Diamètre de la veine contractée en (m).

$d$  : diamètre de tuyère en (m) doit être choisi pour une valeur de  $K$  compris en 15 et 20

$$15 < D^2/d'^2 < 20$$

Le diamètre de la veine liquide contractée  $d' = 0.92 * d$

La perte de charge  $\Delta H_1$  à la montée de l'eau dans la conduite est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H_1 = C \frac{V_1^2}{2 * g} \quad (VI.11)$$

Avec :

C: Coefficient de pertes de charge.

Le coefficient de pertes de charge C se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe. (). Il s'écrit en fonction du rapport  $m_1$ , tel que :

$$m_1 = \left(\frac{d'}{D_t}\right)^2 \quad (VI.12)$$

Avec :

$D_t$  : diamètre de la tubulure.

$$D_t = \frac{D_{int}}{2} \quad (VI.13)$$

$$m_1 = \left(\frac{d'}{D_t}\right)^2 \quad (VI.14)$$

Les pertes de charges dans la tuyère seront alors :

$$\Delta H_1 = C \frac{V_1^2}{2 * g} \quad (VI.15)$$

➤ **Cas de la descente :**

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajoutage rentrant de BORDA, avec un coefficient de contraction de 0.5.

On a :

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \frac{D^2}{d^2} = K' \quad (VI.16)$$

Ou :

$V_2$  : Vitesse de l'eau dans la tuyère en m/s.

$V_f$  : Vitesse de l'eau dans la conduite en m/s.

D : Diamètre de la conduit en m.

d : Diamètre de la tuyère m.

Dans la tuyère, K'est lie à k. il peut être établi facilement, k'et environ égal à 1.7 K.

La perte de charge  $\Delta H_2$  à la descente de l'eau est donnée par :

$$\Delta H_2 = C' \frac{V_2^2}{2 * g} \tag{VI.17}$$

Avec :

$C'$  : Coefficient de perte de charge.

Le coefficient de perte de charge  $C$  se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe (). Il s'écrit en fonction du rapport  $m_1$ , tel que :

$$m_2 = 0.5 \left( \frac{d}{D_t} \right)^2 \tag{VI.18}$$

Avec :

$D_t$  : Diamètre de la tubulure.

Les pertes de charge dans la tuyère seront alors :

$$\Delta H_2 = C' \frac{V_2^2}{2 * g} \tag{VI.19}$$

**Tableau (V-2) : Calcul des pertes des charges dans la tuyère et la vitesse dans la tubulure.**

Les paramètres	Cas de la montée d'eau					Cas de la descente d'eau	
	d (mm)	d' (mm)	$D_t$ (mm)	$m_1$	$\Delta H_1$ (m)	$m_2$	$\Delta H_2$ (m)
Tronçon SR1-R1	0,065	0,06	0,24	0,25	$0.03V_1^2$	0,15	$0.04V_2^2$
Tronçon SR2-R2	0,065	0,06	0,24	0,25	$0.03V_1^2$	0,15	$0.04V_2^2$

VI.3. Tronçon SR1-R1 :

Tableau(VI.3) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SR1-R1.

Données de l'Adduction		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,24 m	Volume U <sub>0</sub>	2 m <sup>3</sup>
Débit	0,04735 m <sup>3</sup> /s	K PDC entr	47 Vf <sup>2</sup>
H géomet	189,05 m	K PDC sort	24 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond.	1500 m	Exposant	1,4
coef. K	0,5		
Epaisseur e	0,05 m		
C Haz Will	113,3		
Résultats des variations du volume d'air		Pression de l'air	
U <sub>max</sub>	2,20704231 m <sup>3</sup>	pres. air Z	549,654356 /U <sup>Λ</sup>
U <sub>min</sub>	2 m <sup>3</sup>		
Résultats		Résultats des pressions	
Vitesse	1,04719568 m/s	Surpression	7,1756354 m
Section	0,045216 m <sup>2</sup>	Dépression	21,0760551 m
Célérité a	1390,37265 m/s		
B	148,419188 m		
H <sub>max</sub>	337,469188 m		
H <sub>min</sub>	40,6308122 m		
periode θ	2,15769492 s		
Ho	199,05 m		
PDC δ	9,23005327 m		
a/g	141,730137 s		

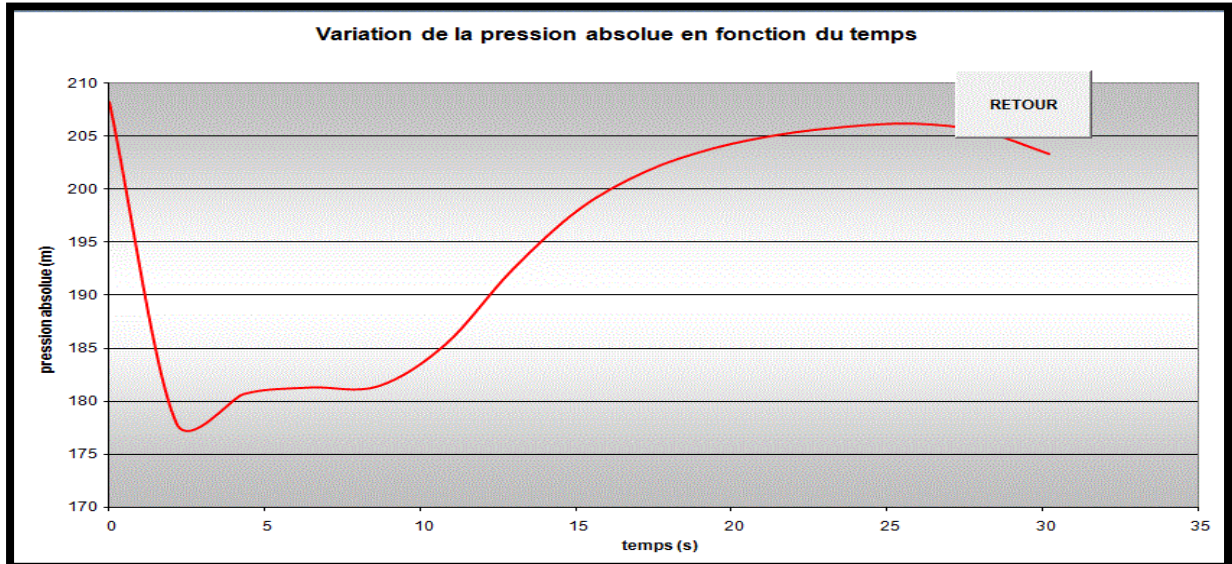
  

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	2	208,280053	0	208,280053	9,23005327	199,05	1,04719568	0	0	
2,15769492	0,09273824	2,09273824	195,47391	17,4999653	177,973945	6,32542147	171,648523	0,85386012	0,9505537	0,85391172	-5,1603E-05
4,31538985	0,06672369	2,15946193	187,070756	6,33835825	180,732398	2,46983268	178,262565	0,51385542	0,68390832	0,51390491	-4,9489E-05
6,47308477	0,03669324	2,19615516	182,709633	1,36283914	181,346794	0,5950216	180,751772	0,23808018	0,37610044	0,23829596	-0,00021578
8,63077969	0,01088715	2,20704231	181,449072	0,01073432	181,459806	0,00359954	181,463406	-0,01511101	0,1115917	-0,01511257	1,5605E-06
10,7884746	-0,01203844	2,19500387	182,843812	2,52258155	185,366394	0,56475319	185,931147	-0,23175828	-0,12339232	-0,23167207	-8,6207E-05
12,9461695	-0,02895192	2,16605195	186,274436	6,1534197	192,427856	1,28965023	193,717506	-0,36194475	-0,29675302	-0,36183397	-0,00011078
15,1038645	-0,03692781	2,12912414	190,813148	7,33969635	198,152844	1,51833618	199,67118	-0,39518619	-0,37850478	-0,3951756	-1,0589E-05
17,2615594	-0,03698791	2,09213623	195,552661	6,1953971	201,748058	1,29779488	203,045853	-0,36260996	-0,37912083	-0,36306605	0,0004561
19,4192543	-0,03207062	2,06006561	199,827935	4,07279333	203,900729	0,88005611	204,780785	-0,29398208	-0,32871928	-0,29437251	0,00039043
21,5769492	-0,02445264	2,03561297	203,196574	2,01195101	205,208525	0,45803613	205,666561	-0,20686338	-0,25063609	-0,20689966	3,6281E-05
23,7346442	-0,01548352	2,02012944	205,380306	0,57396662	205,954273	0,14337686	206,097649	-0,11045332	-0,15870391	-0,11050817	5,4852E-05
25,8923391	-0,00588459	2,01424486	206,220818	0,00481742	206,225635	0,0017141	206,227349	-0,01008653	-0,06031616	-0,01012415	3,762E-05
28,050034	0,00369905	2,01794391	205,691785	0,17731296	205,514472	0,09002657	205,424445	0,08553036	0,03791478	0,08595371	-0,00042335

**Remarque :**

Le dimensionnement du réservoir d'air conduit à mieux protéger contre le coup de bélier.

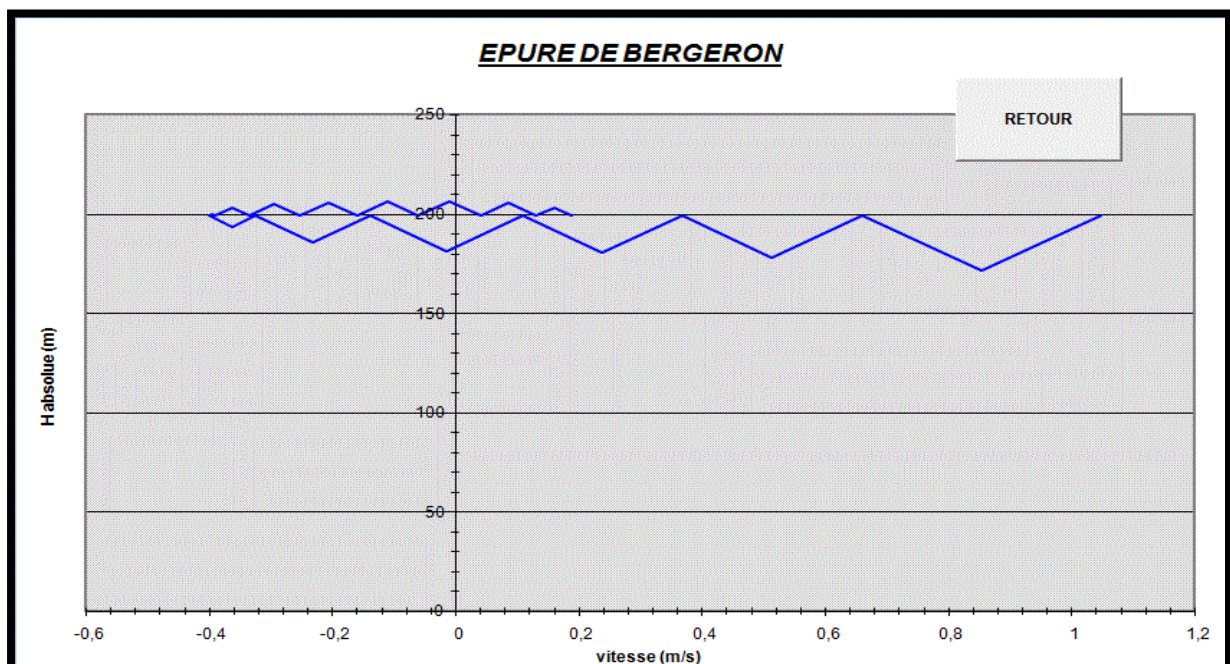
L'interprétation graphique est donnée sur la courbe de la figure (VI.1), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.



*Figure(VI.1) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour la conduite SR1-R1.*

❖ **Tracé de l'épure de BERGERON :**

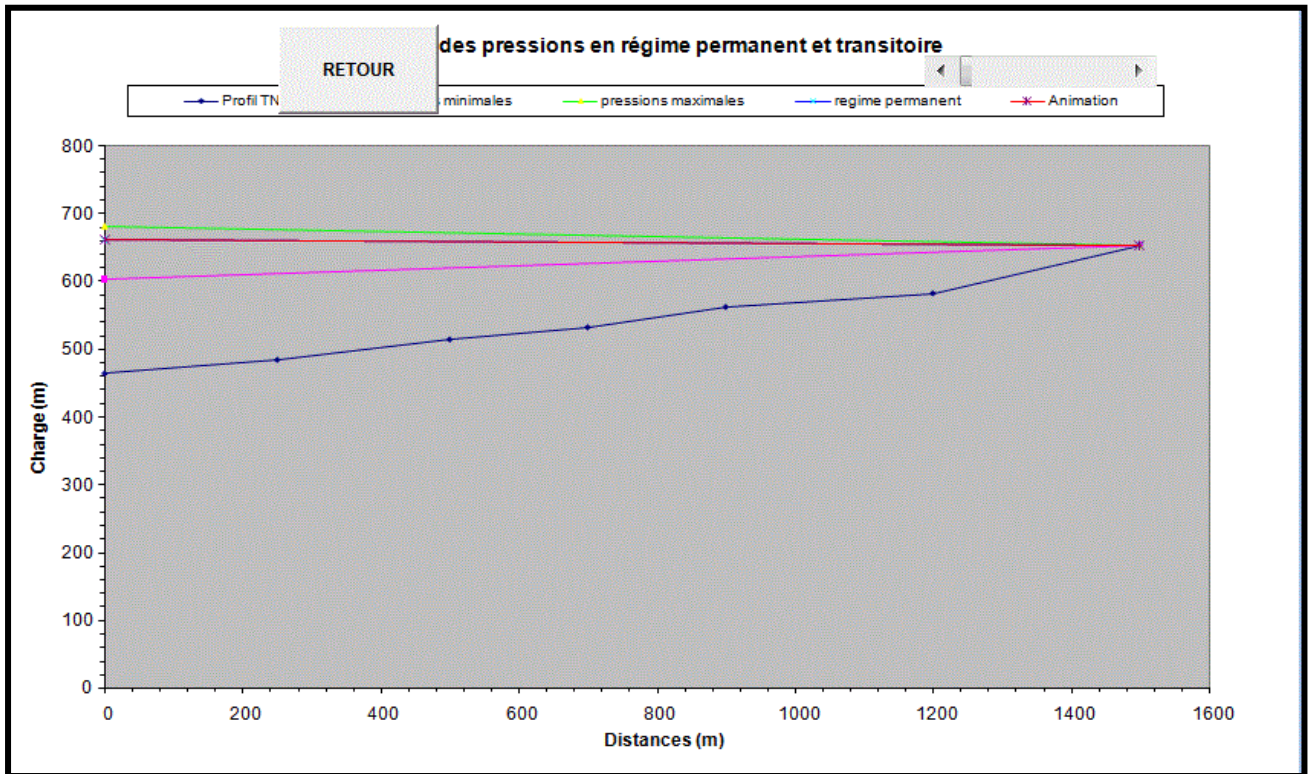
Sur le diagramme  $H=f(v)$ , on mène une horizontale  $H=200$  m correspondant au régime normal sur laquelle on fixe la vitesse initiale.



*Figure(VI.2) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR1-R1.*

❖ **Enveloppe des pressions:**

Les pressions minimales et maximales sont représentées dans l'enveloppe des pressions illustrées dans la figure (VI.3),ci-après.



Figure(VI.3) : L'enveloppe des pressions du tronçon SRI-R1.

❖ **Le Volume finale du réservoir d'air :**

Le volume de la cloche sera calculé comme suit:

$$V_t = 1.2 * U_{max}$$

$$V_t = 1.2 * 0.717 = 0.8604 \text{ m}^3$$

Avec :

$V_t$  : Volume total de la cloche.

$U_{max}$  : Volume d'air dans la cloche ( $U_{max} = 0.717 \text{ m}^3$ )

Donc, on opte pour un réservoir d'air de volume .....



VI.3.1. Tronçon SR2-R2 :

Tableau(VI.4) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SR2-R2.

Données de l'Adduction			Données du Réservoir d'air		
Diametre	0,24	m	Volume U <sub>0</sub>	0,2	m <sup>3</sup>
Débit	0,034	m <sup>3</sup> /s	K PDC entr	47	Vf <sup>2</sup>
H géomet	315	m	K PDC sort	24	Vf <sup>2</sup>
Long. Cond.	1350	m	Exposant	1,4	
coef. K	0,5				
Epaisseur e	0,05	m			
C Haz Will	116,5				

Résultats			Pression de l'air		
Vitesse	0,75194621	m/s	pres. air Z	34,5937032	N/A
Section	0,045216	m <sup>2</sup>			
Célérité a	1390,37265	m/s			
B	106,57344	m			
Hmax	421,57344	m			
Hmin	208,42656	m			
periode θ	1,94192543	s			
Ho	325	m			
PDC δ	4,27219671	m			
a/g	141,730137	s			

Résultats des variations du volume d'air			Résultats des pressions		
Umax	0,24266572	m <sup>3</sup>	Surpression	53,6406391	m
Umin	0,18019508	m <sup>3</sup>	Dépression	74,9801206	m

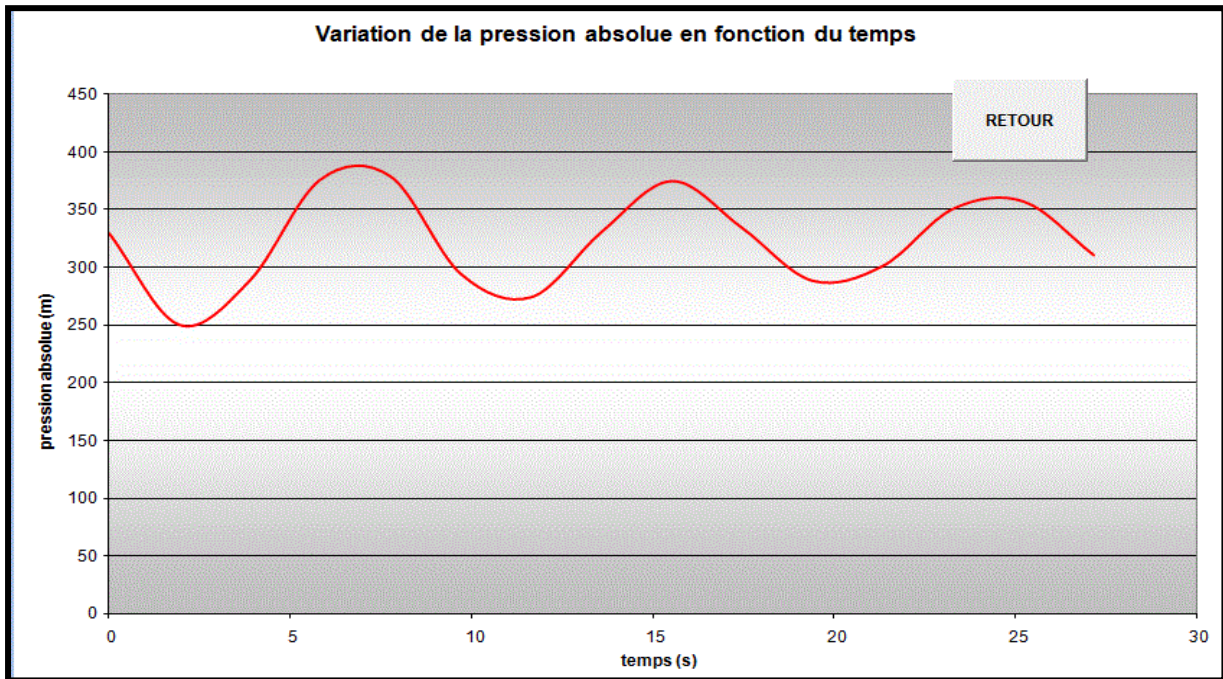
  

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,2	329,272197	0	329,272197	4,27219671	325	0,75194621	0	0	
1,94192543	0,04266572	0,24266572	251,180113	1,1602335	250,019879	0,43817416	249,581705	0,21982019	0,48590839	0,21987056	-5,0372E-05
3,88385086	-0,01465951	0,22800621	274,07645	14,4134453	288,489895	2,42443028	290,914325	-0,55280285	-0,16695326	-0,55377707	0,00097422
5,82577629	-0,04298526	0,18502095	367,187421	8,50208257	375,689504	1,48706913	377,176573	-0,42515959	-0,48954752	-0,42531797	0,00015838
7,76770172	-0,00482586	0,18019508	381,028046	2,38740701	378,640639	0,85474708	377,785892	0,31542013	-0,05496046	0,31539704	2,3092E-05
9,70962716	0,03396709	0,21416217	299,196968	5,04064714	294,15632	1,70757596	292,448744	0,4581889	0,38684201	0,45828699	-9,8093E-05
11,6515526	0,01437305	0,22853522	273,188651	0,80540257	273,994054	0,16770992	274,161764	-0,1301792	0,16369079	-0,1309054	0,0007262
13,593478	-0,02502604	0,20350918	321,350844	9,06301529	330,41386	1,57770298	331,991563	-0,43954653	-0,28501483	-0,43912426	-0,00042227
15,5354034	-0,02106565	0,18244354	374,470132	0,07784609	374,547978	0,01926975	374,567248	-0,04048666	-0,23991096	-0,04069766	0,000211
17,4773289	0,01421509	0,19665862	337,131131	3,18831884	333,942812	1,11731569	332,825497	0,36445717	0,16189182	0,3644813	-2,4132E-05
19,4192543	0,02297004	0,21962867	288,823431	0,60459291	288,218838	0,23961417	287,979224	0,15846514	0,2615996	0,1587179	-0,00025276
21,3611797	-0,004723	0,21490567	297,748813	3,33293239	301,081746	0,62478135	301,706527	-0,26709184	-0,05378895	-0,2662958	-0,00079604
23,3031052	-0,02253964	0,19236602	347,710126	2,86974604	350,579872	0,54394346	351,123816	-0,2471219	-0,25669792	-0,24710003	-2,1866E-05
25,2450306	-0,00380695	0,18855908	357,577872	0,61737912	356,960492	0,24430301	356,716189	0,16097765	-0,0433563	0,16038744	0,00059021

**Remarque :**

Le dimensionnement du réservoir d'air conduit à mieux protéger contre le coup de bélier.

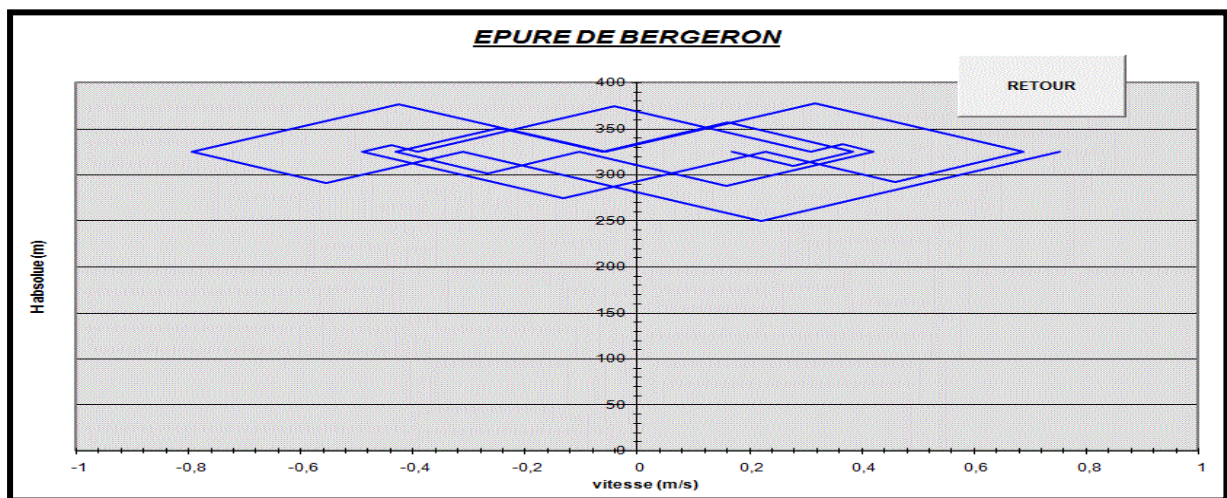
L'interprétation graphique est donnée sur la courbe de la figure (VI.4), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.



**Figure(VI.4) :** Variation de la pression absolue en fonction du temps pour la conduits SR2-R2.

❖ **Tracé de l'épure de BERGERON :**

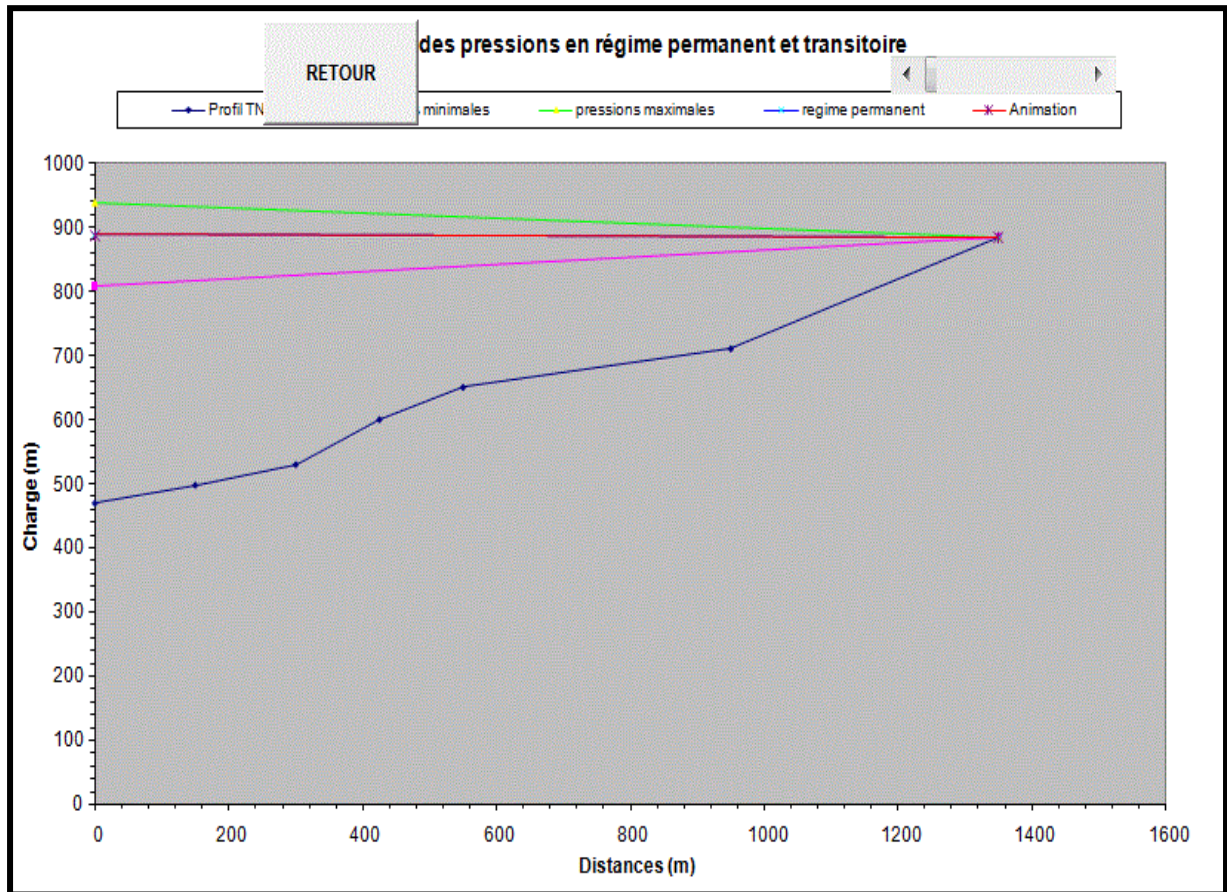
Sur le diagramme  $H=f(v)$ , on mène une horizontale  $H=320$  m correspondant au régime normal sur laquelle on fixe la vitesse initiale.



**Figure(VI.5) :** Epure de BERGERON pour le tronçon SR2-R2.

❖ **Enveloppe des pressions:**

Les pressions minimales et maximales sont représentées dans l'enveloppe des pressions illustrées dans la figure (VI.6)ci-après.



Figure(VI.6) : L'enveloppe des pressions du tronçon SR2-R2.

❖ **Le Volume finale du réservoir d'air :**

Le volume de la cloche sera calculé comme suite

$$V_t = 1.2 * U_{max}$$

$$V_t = 1.2 * 0.243 = 0.292 \text{m}^3$$

Avec :

$V_t$  : Volume totale de la cloche.

$U_{max}$  : Volume d'aire dans la cloche ( $U_{max} = 0.243 \text{ m}^3$ )

Donc, on opte pour un réservoir d'air de volume  $0.292 \text{m}^3$

**VI.3.2. Valeurs numériques de coup de bélier (adduction gravitaire):**

*Tableau (VI.5) : Valeurs numérique de coup de bélier.*

Tronçon	Caractéristique des conduites									
	D(mm)	e (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>g</sub> (m)	h <sub>0</sub> (m)	a (m/s)	B (m)	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)	PNS (m)
<b>Pp-SR1</b>	250	5	0,97	36	46	1160,3	112,55	158,55	-112,55	350
<b>R1-SR2</b>	200	6,3	0,91	85,05	95,05	1240,7	112,9	207,95	-112,9	350
<b>R1-R12</b>	150	4,5	0,51	49,05	59,05	1233	62,884	121,93	-62,884	350
<b>R12-R13</b>	80	3	0,594	105	115	1261,0	74,91	189,91	74,91	350
<b>R13-R14</b>	60	2,9	0,634	180	190	1287,02	81,59	27159	81,59	350
<b>R1-R15</b>	60	2,9	0,708	33,05	43,05	1298,3	91,921	134,97	-91,921	350
<b>R2-R22</b>	100	3,6	0,69	103,53	113,53	1255,390	86,621	200,51	86,62	350
<b>R22-R26</b>	60	2,9	0,54	105	115	1298,3	70,109	185,11	-70,109	350
<b>R2-R23</b>	200	6,3	0,5	33,53	43,53	1240,7	62,034	105,56	-62,034	350
<b>R23-R24</b>	100	3,6	0,87	120	130	1260,5	109,66	239,66	-109,66	350
<b>R2-R25</b>	100	3,6	0,69	103,53	113,53	1260,5	86,972	200,5	-86,972	350

**Remarque :**

En variant le temps, la pression maximale diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (VI.6) suivant :

*Tableau (VI.6) : Calcul du coup de bélier dans le système après le temps de fermeture.*

Tronçon	Caractéristique des conduites								
	D(mm)	e (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>g</sub> (m)	h <sub>0</sub> (m)	B (m)	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)	T (s)
<b>Pp-SR1</b>	250	5	0,97	36	46	33,62	79,62	12,38	10
<b>R1-SR2</b>	200	6,3	0,91	85,05	95,05	50,09	145,14	44,96	5
<b>R1-R12</b>	150	4,5	0,51	49,05	59,05	41,46	100,51	17,59	15
<b>R12-R13</b>	80	3	0,594	105	115	74,91	189,91	74,91	/
<b>R13-R14</b>	60	2,9	0,634	180	190	81,59	27159	81,59	/
<b>R1-R15</b>	60	2,9	0,708	33,05	43,05	43,17	86,22	-0,12	20
<b>R2-R22</b>	100	3,6	0,69	103,53	113,53	86,621	200,51	86,62	/
<b>R22-R26</b>	60	2,9	0,54	105	115	18,72	133,72	96,28	5
<b>R2-R23</b>	200	6,3	0,5	33,53	43,53	50,52	94,05	-6,99	10
<b>R23-R24</b>	100	3,6	0,87	120	130	124,16	254,16	5,84	10
<b>R2-R25</b>	100	3,6	0,69	103,53	113,53	103,23	216,76	10,3	10

Alors les valeurs du coup de bélier seront vérifiées en surpression et en dépression, si le temps de fermeture des vannes se fait comme suit :

**Tableau(VI.7) :Le temps de fermeture des vannes.**

Tronçon	T (s)
Pp-SR1	10
R1-SR2	5
R1-R12	15
R12-R13	/
R13-R14	/
R1-R15	20
R2-R22	/
R22-R26	5
R2-R23	10
R23-R24	10
R2-R25	10

#### VI.4. La protection des conduites contre la corrosion:

Les phénomènes de corrosion sont des réactions d'une attaque du métal soit avec un contact externe avec des sols, ou bien par des réactions avec les eaux véhiculées à travers ces conduites en métal.

Les métaux sont classés selon leur potentiel. C'est le métal qui possède le plus grand potentiel par rapport à un autre qui est la cathode est se trouve donc protégé.

Pour le métal possédant le plus faible potentiel, il se dissous anodiquement.

##### VI.4.1.La corrosion externe :

On peut classer les sols corrosifs comme suit :

- A faible risque :  
Sables et graviers, calcaires ... etc.
- A risque élevé :  
Marnes, argiles ...etc.
- A risque très élevé :  
Gypse, sels, charbons ... etc.

En résumé, le caractère corrosif des sols est dépendant des paramètres suivants :

- leur perméabilité à l'air et à l'eau, qui dépend de leur porosité et de leur granulométrie ;
- leur taux d'humidité ;
- leur teneur en sels ;
- leur alcalinité ou leur acidité (pH) ;
- leur conductivité électrique ou leur résistivité.

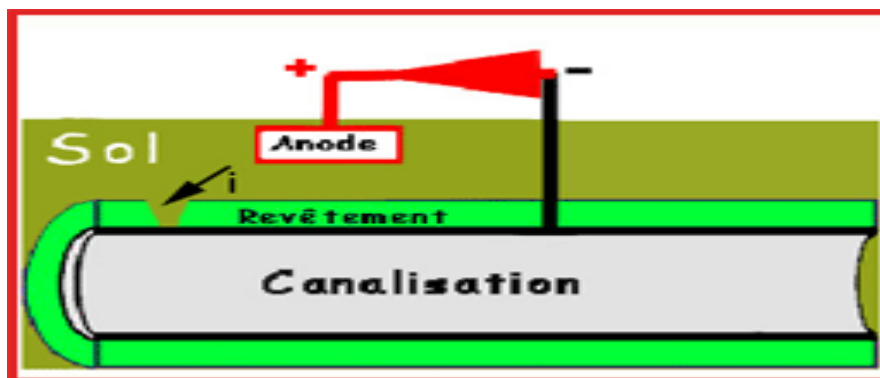
**VI.4.2. La corrosion interne :**

La corrosion interne provoquée par des eaux corrosives, et nous pouvons distinguer les eaux qui sont incrustantes (dureté magnésienne supérieure à 150 mg/l) ou agressives (dureté magnésienne inférieure à 50 mg/l).

**VI.4.3. La lutte contre la corrosion :****VI.4.3.1. Protection contre la corrosion externe:**

Pour un fonctionnement adéquat du réseau La protection cathodique d'un réseau en acier est très recommandée, et parmi ces techniques de protection on trouve :

- protection par anode réactive ;
  - Protection par soutirage de courant.
- Dans notre cas on opte pour la protection par anode réactive pour les avantages qu'elle présente :
- ✓ Facilité d'installation ;
  - ✓ Solution économique ;
  - ✓ Elle n'exige pas une source d'énergie.



*Figure (VI-7) : La protection avec la cathode réactive.*

**VI.4.3.2. La lutte contre la corrosion interne:**

- Modification des caractéristiques physico-chimiques de l'eau à véhiculer par un traitement approprié.
- Assurer au maximum l'évacuation de l'air aux points hauts.
- Les joints devront être correctement exécutés.
- Interposition d'un film protecteur entre l'eau et le métal, ce film est constitué soit par un enduit bitumineux soit par un conduit spécial.

### VI.5. La protection des conduites contre la poussée due à la pression de l'eau :

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue :

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône.

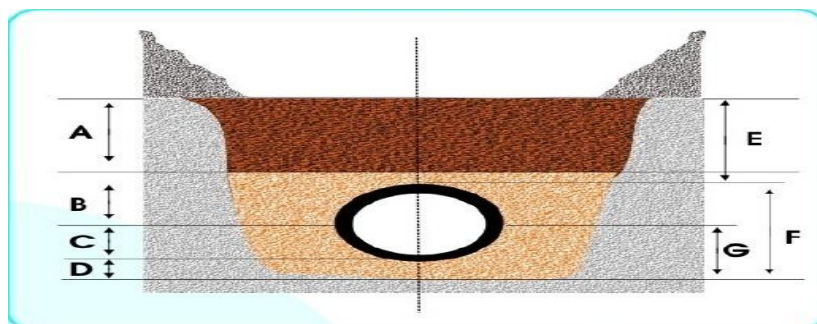
#### VI.5.1. Les procédures de la pose des conduites :

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes  
Figure (VI.8):

- La pose s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante.
- Le fond des fouilles est recouvert d'un lit de pose.
- Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément; on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre de la conduite.
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

*Tableau (VI-8) : Les différents matériaux.*

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



*Figure (VI-8) : pose de la conduite en tranchée.*

Avec :

A : Remblai supérieur



B : Remblai de protection

C : Assise

D : Lit de pose

E : Hauteur de couverture

F : Enrobage

G : Appui

 : Grillage avertisseur

### **Conclusion :**

L'étude du coup de bélier nous a permis de déterminer les valeurs maximales de surpression et de dépression dans les tronçons d'adduction afin de déterminer les moyens de protection anti-bélier nécessaires dans les tronçons concernés.

La protection des réseaux d'alimentation en eau potable contre le phénomène de corrosion est d'une importance considérable. Afin de protéger le réseau étudié, on a opté pour la protection cathodique, vu sa large utilisation.

La pose des conduites est une opération qui doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux. Une mauvaise pose des conduites va se répercuter sur le rendement du réseau et sur les frais d'entretien qui vont augmenter.



**CONCLUSION**

**GENERALE**

## Conclusion générale

A travers l'étude que nous avons présentée, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur les problèmes du système d'alimentation en eau potable de la commune de Bounouh.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux différents horizons, nous avons constaté que ces besoins à long terme (2040), sont bien loin d'être satisfaisants par rapport au débit journalier fourni par les sources existants dans la zone d'étude. Dans le but de remédier à ce problème, il a été préconisé de renforcer la chaîne d'alimentation en eau potable par un piquage à partir du conduit de transfert à partir de Barrage KOUDIET ACERDOUNE, avec un débit d'exploitation de 170,64 m<sup>3</sup>/h. Pour le dimensionnement des conduites de la chaîne d'adduction, nous avons calculé les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables.

A l'aide du logiciel CAPRARI, le choix des pompes s'est porté sur les pompes centrifuges à axe horizontal vu leur rendement très élevé. Une pompe de service et une autre de secours seront prévues pour chaque station de pompage.

Après l'étude du coup de bélier, il s'est avéré que ce phénomène peut survenir dans tous les tronçons, pour cela on prévoit l'installation d'un réservoir d'air et des vannes de sectionnement pour la lutte contre la surpression et la dépression au niveau des tronçons.

Le dimensionnement du réseau de distribution du village Bounouh a été effectué avec le logiciel de simulation EPANET. Pour ajuster notre réseau aux conditions de fonctionnement adéquates, plusieurs itérations ont été effectuées.

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est l'étude de l'alimentation en eau potable de la commune de Bounouh, et nous espérons que ce travail puisse servir de guide pour les promotions à venir.

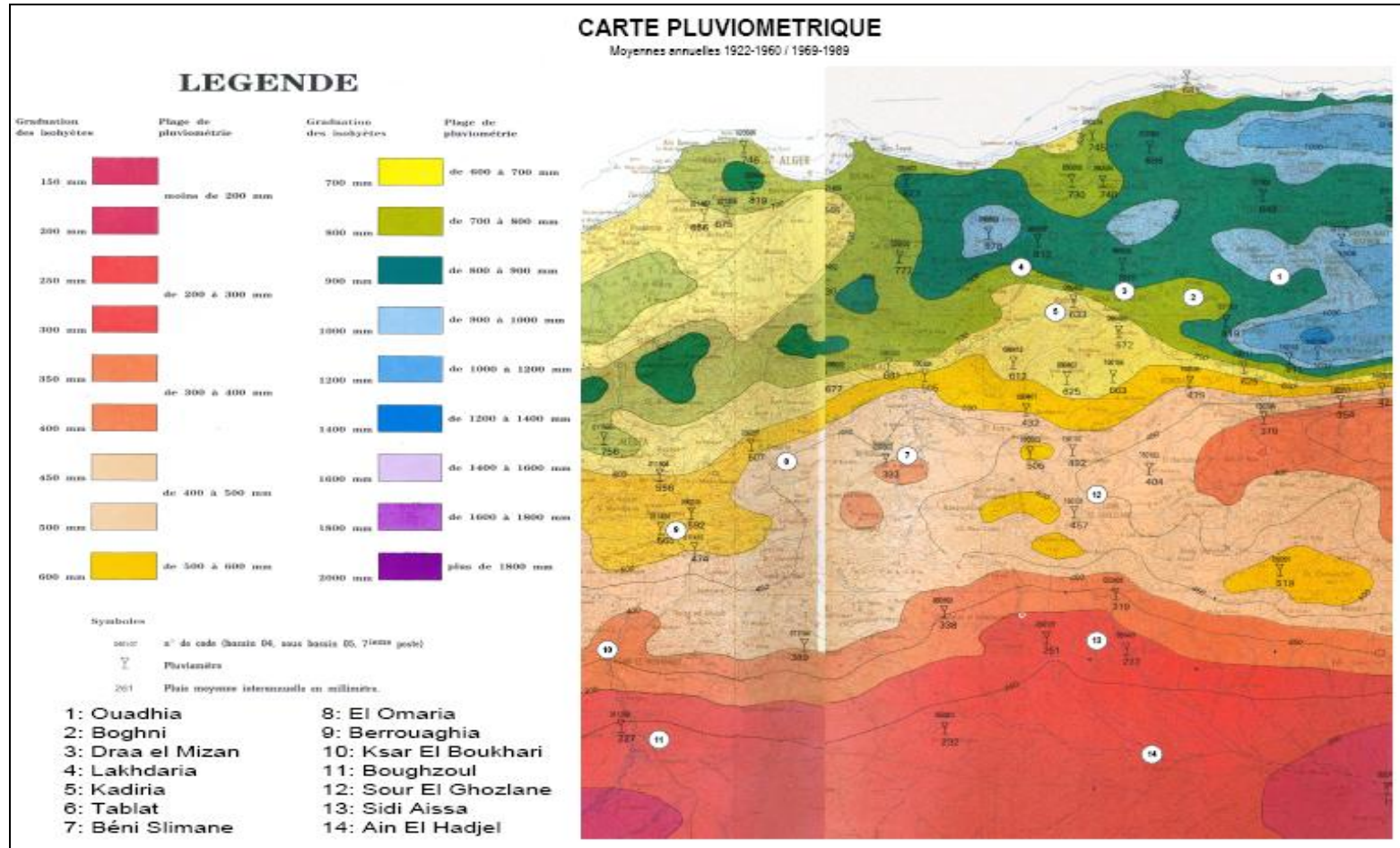
## La Bibliographie :

- [1] : Données recueillies auprès des services : APC de la commune Bounouh, Subdivision Hydraulique de la daïra d'Boughni, Direction de ressource en eau (Tizi-ouzou)
- [2] : [fr.wikipedia.org/wiki/tizi-ouzou](http://fr.wikipedia.org/wiki/tizi-ouzou).
- [3] : Données recueillies auprès météorologique de Tizi Ouzou.
- [4] : **Emberger,L.**, La Végétation de la région méditerranéenne essai d'une classification des groupements végétaux, 1930.
- [5] : **Dupont, A.**, Hydraulique Urbaine, Tome II, Ouvrage de transport, Elévation et distribution des eaux, *Edition Eyrolles*, Paris, 484 page, 1979.
- [6] : **Bourrier.R ,Selmi.B.**, Techniques de la gestion et de la distribution de l'eau, *Edition le moniteur* ,Paris, 829 page, 2011.
- [7] : **Sadoune, A. et Hamdi, D.**, Etude du raccordement de la station de dessalement d'eau de mer de oued sebt daïra de Cherchell (w) Tipaza .*Projet de Fin d'Etude, DEUA*, Université A-Mira Bejaia, 83 page, 2008.
- [8] : **TIGUENITINE,S.**, Renforcement de réseau d'aep de souk el tenine centre et environ (irmanen-boukraz-louasta), Wilaya de Béjaia, *Mémoire de Fin d'Etude, Master* ; Université A-Mira Béjaia. 86 pages, 2014.
- [9] : **BONNIN, J.**, Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, *Edition Eyrolles*, 1977.
- [10] : **Carlier,M.**, hydraulique générale et appliquée, *Edition Eyrolles*, Paris, 534 pages, 1980.
- [11] : **CARLIER, M.** : <<Hydraulique Générale et Appliquée >>. **Edition EYROLLES. 1980.**
- [12] : **A.HEBBACHE et M. SEMAOUNE**, alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune d'Ait smail, *Projet de Fin d'Etude, Ingéniorat*, Université A-MIRA Bejaia, 136 pages, 1999.
- [13] : **Pernès.P.**, hydraulique unidimensionnelle ; partie 2, coup de bélier et phénomène d'oscillation en masse, pompes centrifuge, *edition Cemagref*, Massy 2004.
- [14] : **Amara. L** , Etude numérique du phénomène transitoire du coup de bélier par la méthode des caractéristique – Application à des cas pratique-, *Projet de Fin d'Etude, Ingéniorat*, Université A-Mira Bejaia, 214 page, 2010.
- [15] : **Bennis, S.**, Hydraulique et hydrologie, édition presse de l'université de Québec, canada, 451 pages, 2009.
- [16] : **Lencastre, A.**, Hydraulique générale, *Edition Eyrolles*, Paris, 633 pages, 2005.
- [17] : **Nonclercq, P.**, Hydraulique urbaine appliqué, 1er partie principe fondamentaux et complément d'hydraulique, *Edition Cebedoc*, Liège, 215 page, 1982.

# **ANNEXES**

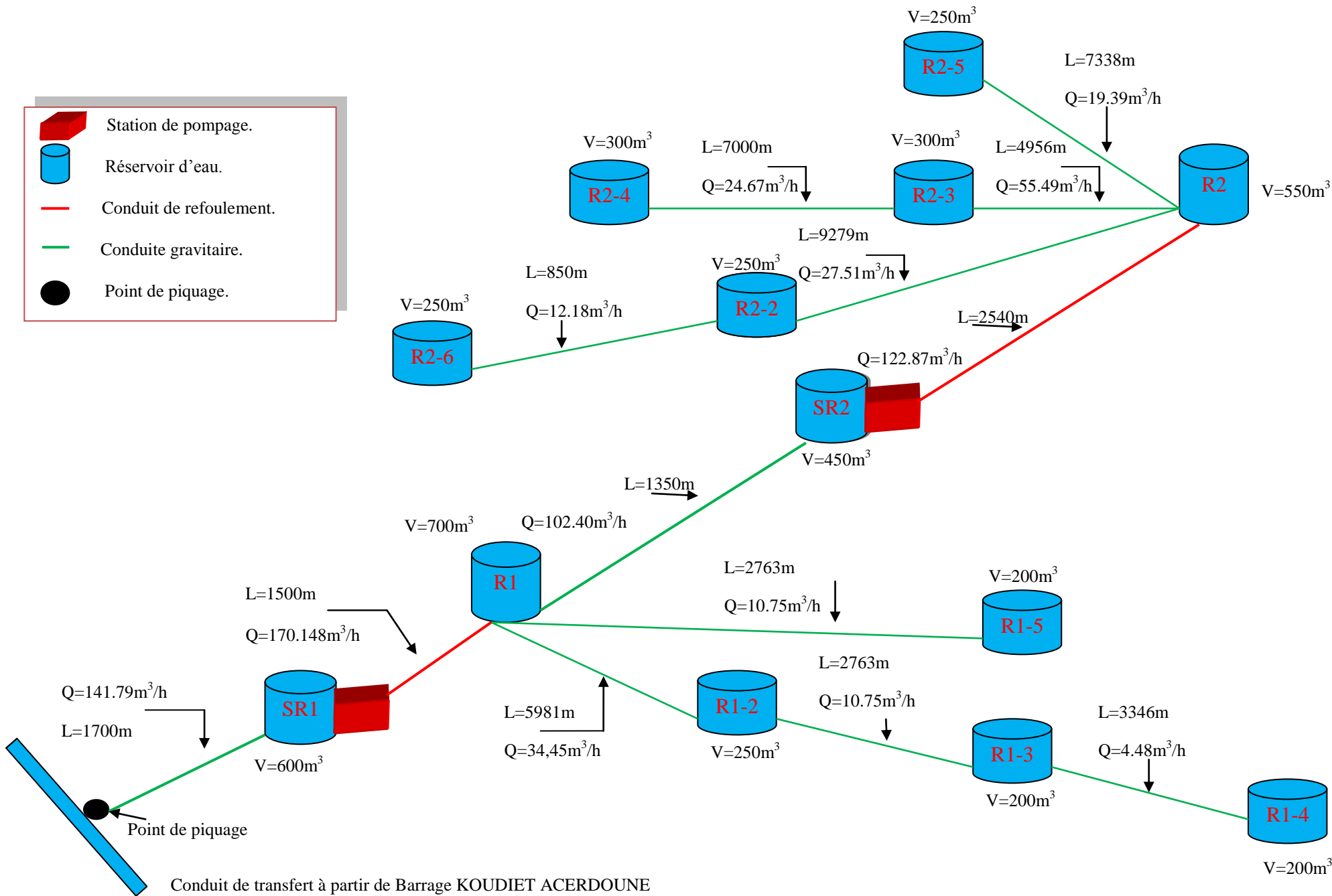
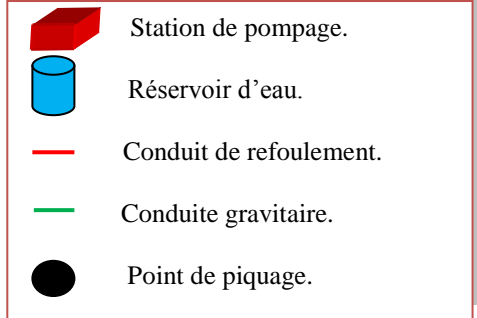


ANNEXE( I.2) : Carte pluviométrique.



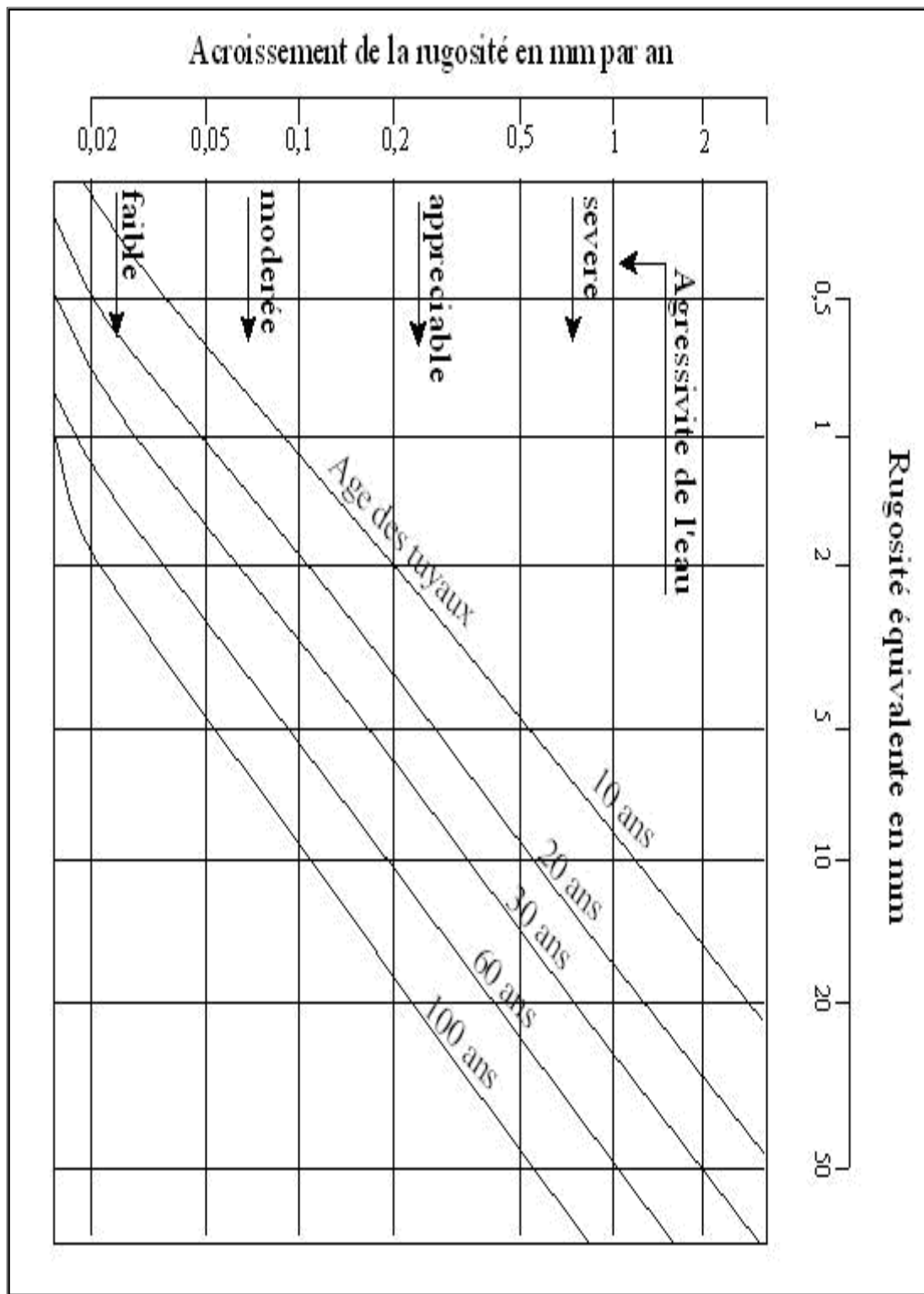
Annexe I-1: Carte pluviométrique de la zone d'étude.

# Schéma synoptique de l'adduction



Conduit de transfert à partir de Barrage KOUDIET ACERDOUNE

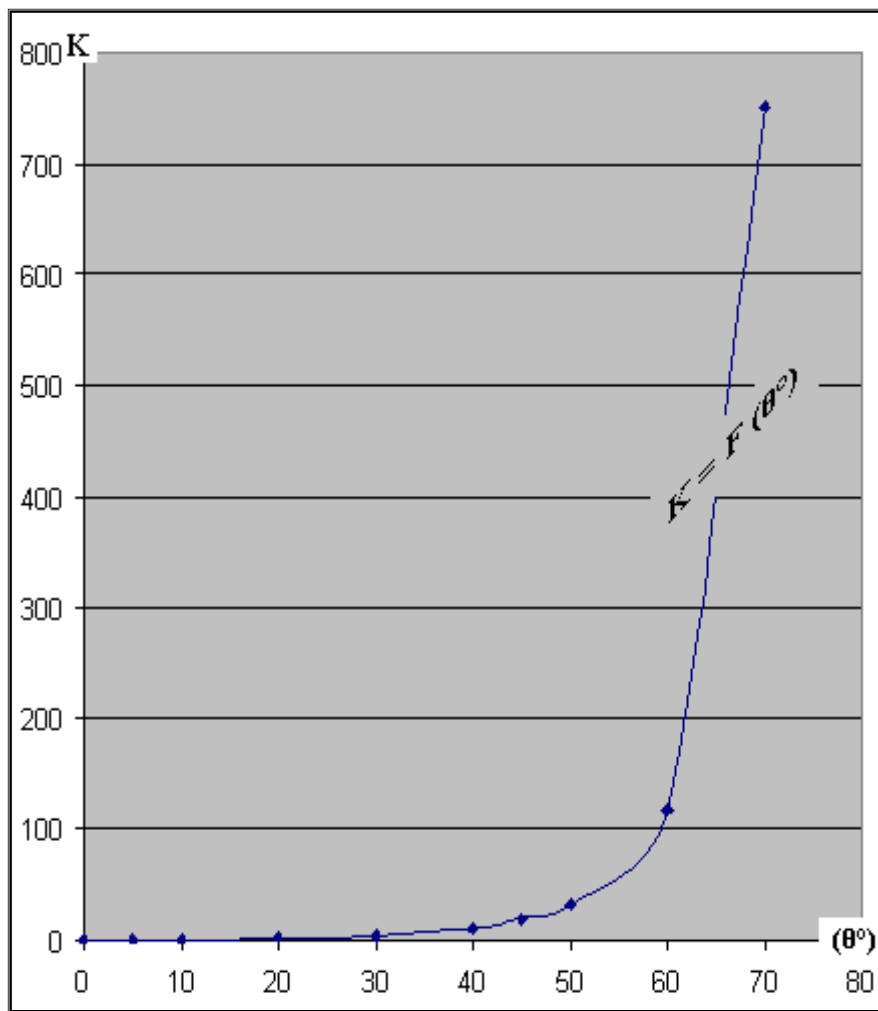
ANNEXE III-1 : Abaque de PETER LAMON





*ANNEXE III.2 : Evolution du coefficient de singularité K d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture*

Angle d'inclinaison du papillon (θ°)	0 - 5	10	20	30	40	45	50	60	70
<b>K</b>	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751



*Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité K d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.*

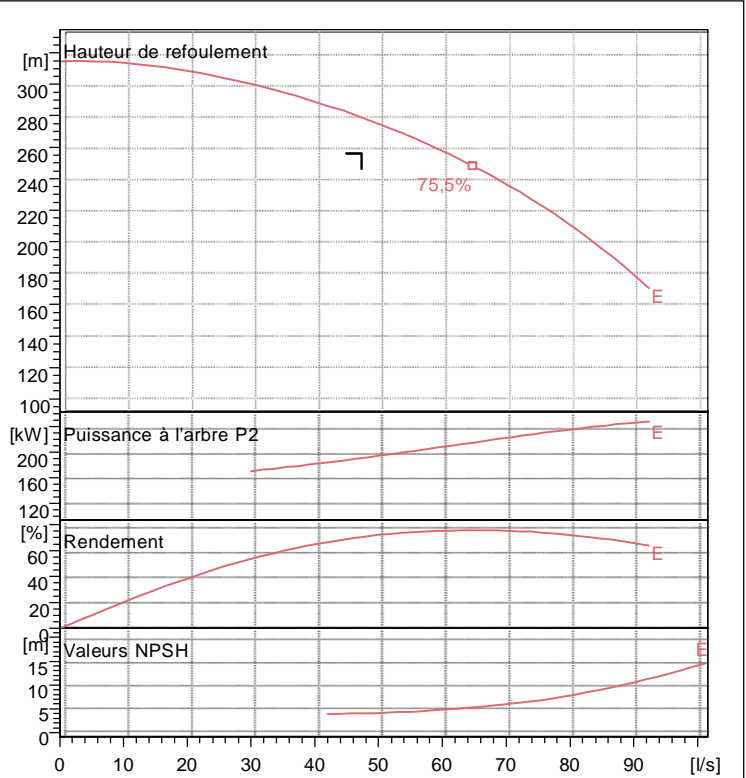


# ANNEXE III.3



<b>PM 125/ 4 E</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	47,3 l/s
Hauteur de refoulement	256 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	58,2 l/s
Hauteur de refoulement	261 m
Puissance absorbée	206 kW
Rendement	74,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	315 m
Orif. de refoulement	125 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	250 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	0,998 kg/dm <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	2120 kg

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

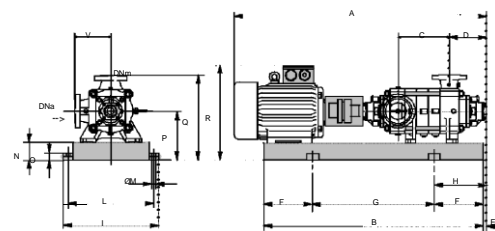


**Caractéristiques de fonctionnement** UNI/ISO 2548/C

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

**Dimensions mm**

- A = 2712
- B = 2180
- C = 445
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 181
- F = 350
- G = 1480
- H = 531
- I = 870
- L = 820
- M = 22
- N = 180
- O = 50
- P = 535
- Q = 855
- R = 1080
- V = 320

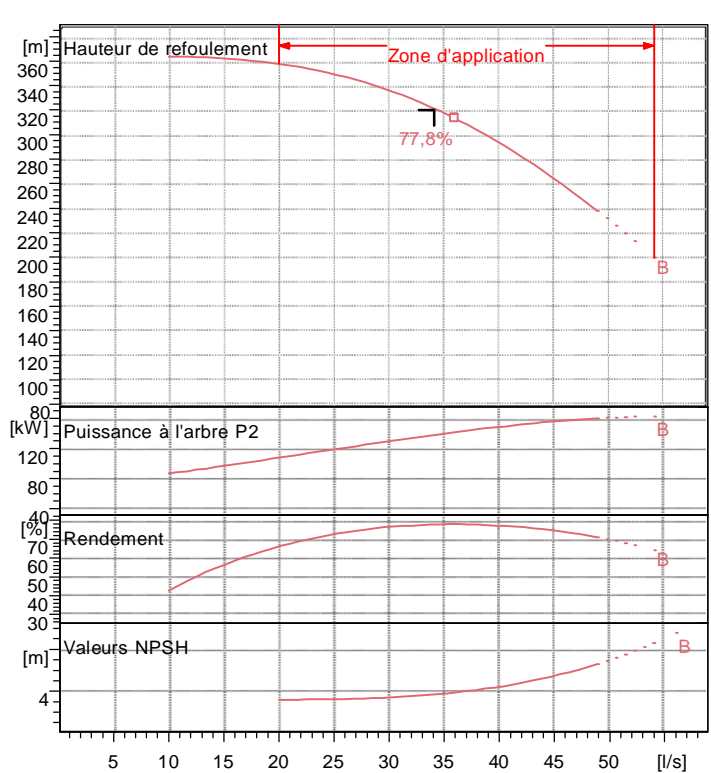


Notes:			
Date <b>30.05.2016</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°

Modena - Italy



<b>PM 100/ 5 B</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	34,1 l/s
Hauteur de refoulement	320 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	34,1 l/s
Hauteur de refoulement	320 m
Puissance absorbée	138 kW
Rendement	77,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	366 m
Orif. de refoulement	100 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	160 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	0,998 kg/dm <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	1300 kg
<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox Acier inox
Douille arbre	Caoutchouc au nitrile
Anneau d'étanchéité	Acier
Roulements a billes	Fonte
Presse-Etoupe	Tresse graphitée
Etoupe	

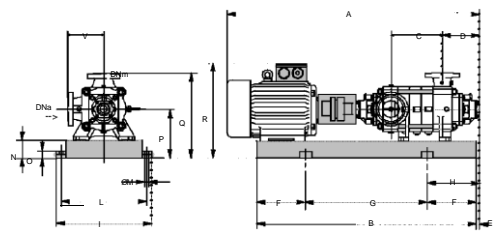


**Caractéristiques de fonctionnement** UNI/ISO 2548/C

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

**Dimensions mm**

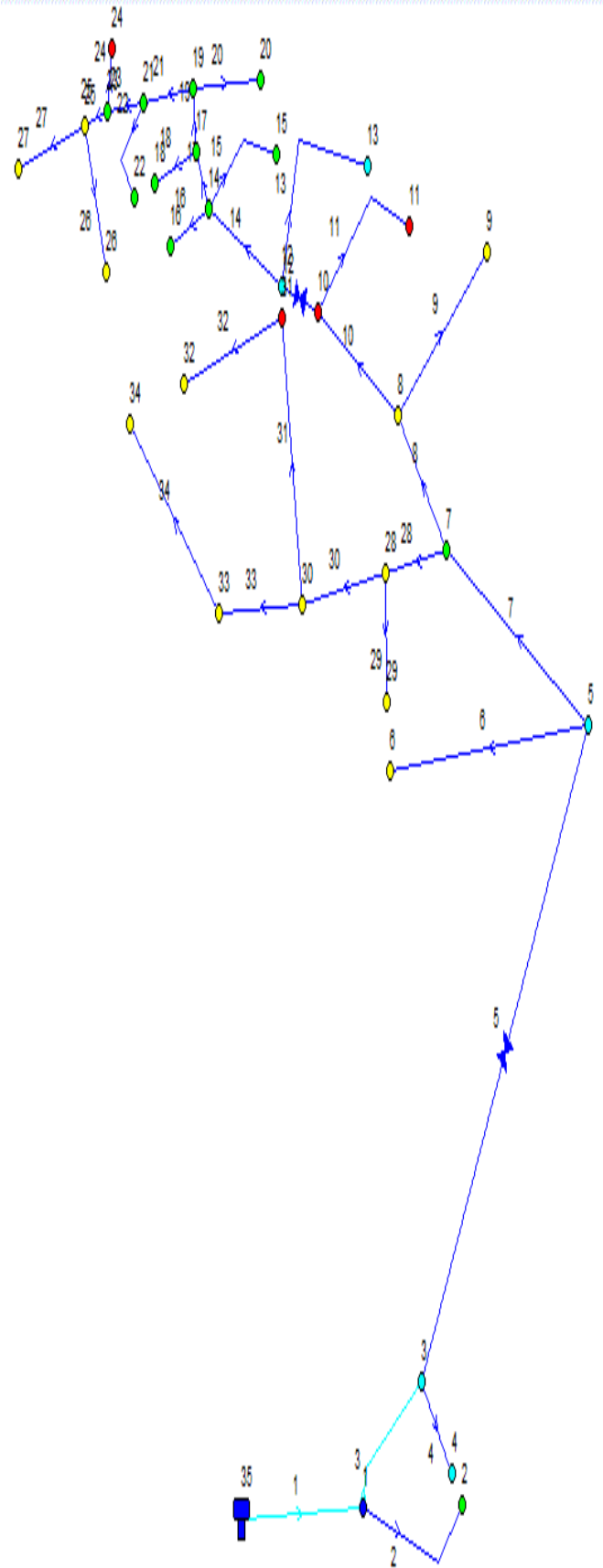
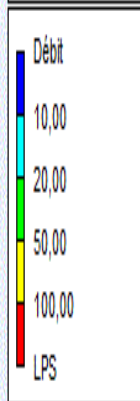
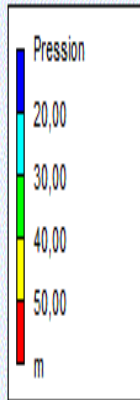
- A = 2400
- B = 1794
- C = 395
- D = 293
- DNa = 125
- DNm = 100
- E = 190
- F = 300
- G = 1194
- H = 490
- I = 760
- L = 710
- M = 22
- N = 160
- O = 50
- P = 475
- Q = 745
- R = 982
- V = 270

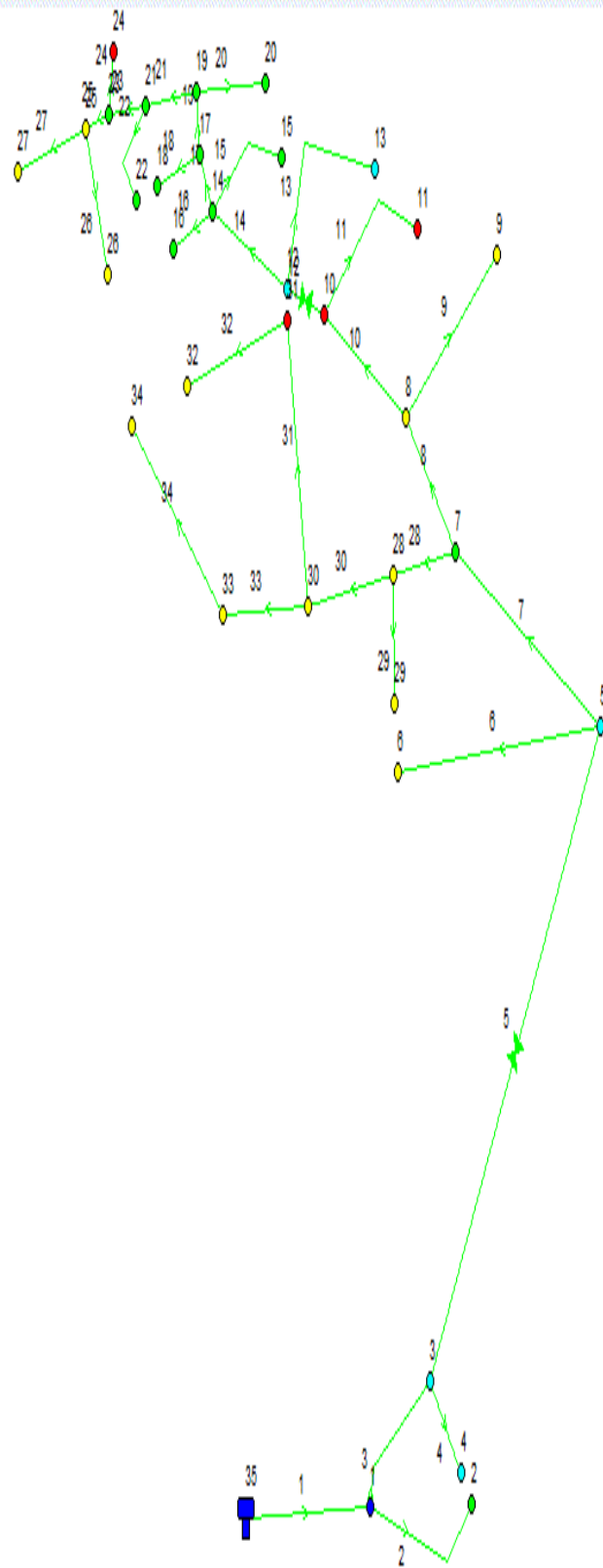
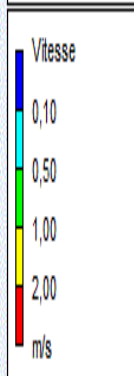
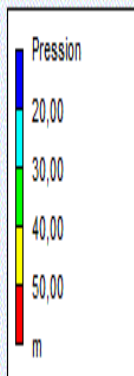


Notes:			
Date <b>30.05.2016</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°

**ANNEXE V-1 : Diamètre intérieur et extérieur des conduites en PEHD PN10**

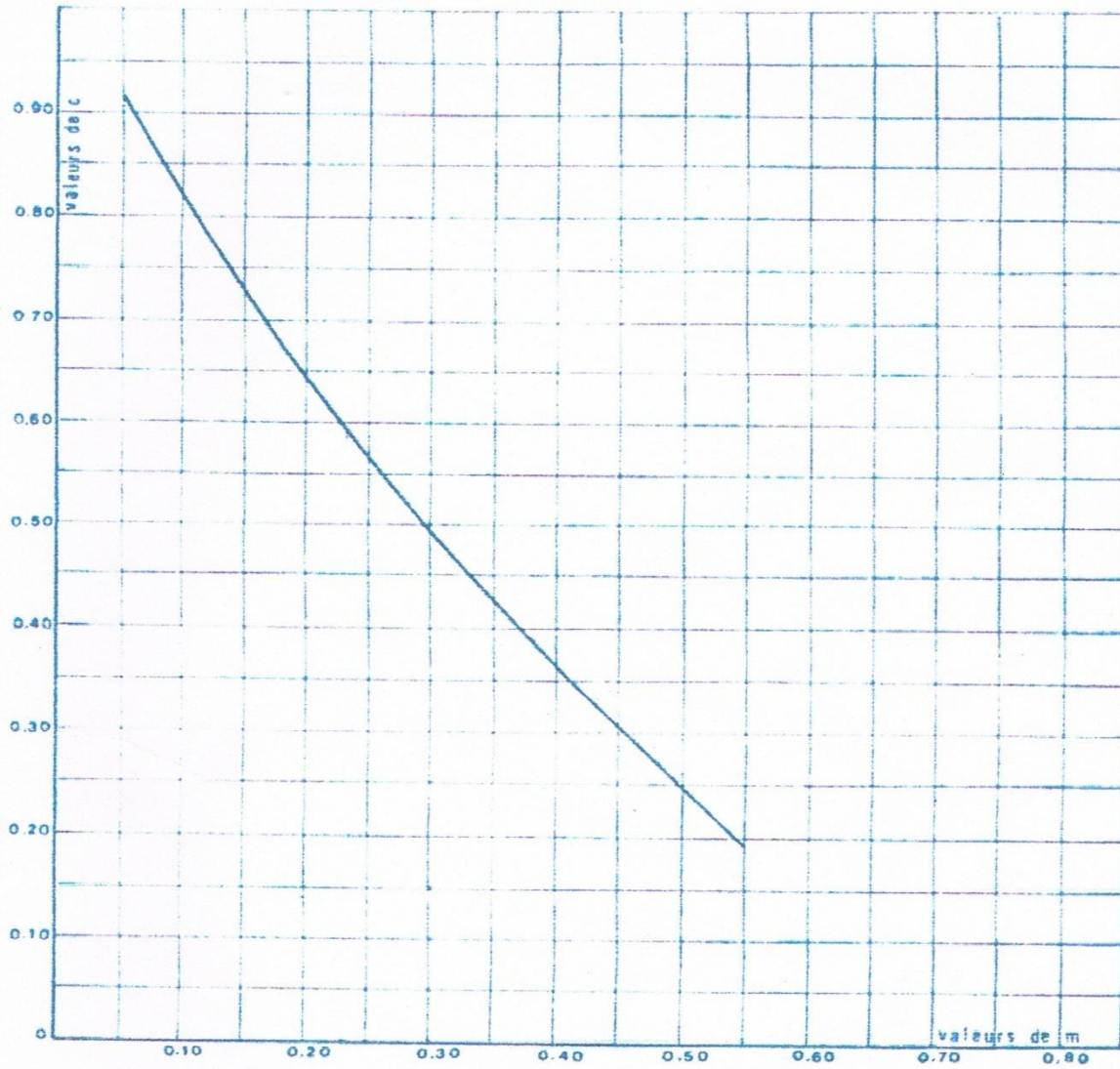
<b>Dex(mm)</b>	<b>Din(mm)</b>	<b>e (mm)</b>
200	176,2	23,8
160	141	19
125	110,2	14,8
110	96,2	13,8
90	79	11
75	63,8	11,2
63	53,6	9,4
50	42,6	7,4
40	34,6	5,4
32	27,2	4,8
25	21	4
20	16	4







ANNEXES VI.1 : Coefficient de perte de charge « c » dans la tuyère.



## Résumé

Bounouh est située au Sud-ouest de Tizi Ouzou, Elle présente un relief très accidenté et un climat de type méditerranéen.

Notre mémoire de fin d'étude consiste à englober tous les points qui touchent à l'étude du réseau d'A.E.P de la commune de Bounouh afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de sa population.

## Abstract

Bounouh situate on South-west of Tizi Ouzou. Represented an uneven relief. And the weather is Mediterranean.

The memory of our last studies consists to join all points. Which touch the plan of the D.W.S of Bounouh in order to answer qualitatively and quantitatively to the growing needs of the population.

## ملخص

تقع بونوح بجنوب غرب ولاية تيزي وزو، وتمتاز بمناخ البحر الأبيض المتوسط. ذاكرة نهائية دراستنا تشمل جميع المسائل التي تمس تصميم الدراسة لشبكة إمدادات المياه في إطار تلبي احتياجات بلدية بونوح نوعيا وكميا مع تزايد عدد السكان الملحوظ.