

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département de génie civil et hydraulique

N° :/2022

MEMOIRE DE MASTER

DOMAINE: Sciences et Technologies

FILIERE: Hydraulique

SPECIALITE: Hydraulique urbaine

Thème

Étude de l'alimentation en eau potable de Ain El Djana

Commune Ouled Rabah

Wilaya de Jijel

Présenté Par : - LABED Sadek

Encadré Par : AINAS Belkacem

- BOULMIS Ala

Date de soutenance: 04 / 07 / 2022

Jury de Soutenance

Président : AMARA Lyes

Grade : MCA

Univ MSB jijel

Encadreur : AINAS Belkacem

Grade : MAA

Univ MSB jijel

Examineur: KESSILI Abdelhak

Grade : MCB

Univ MSB jijel

Promotion : 2021 /2022

Remerciements

Nous tenons, en premier lieu à remercier notre promoteur, monsieur, B.AINAS pour avoir proposé et dirigé ce travail.

Monsieur L.AMARA qu'il nous soit permis de le remercier d'avoir bien voulu présider le jury de ce mémoire.

Nos remerciements vont aussi à monsieur A.KESSILI pour nous avoir honorés en acceptant de juger notre travail.

Que monsieur I.ABDI trouve ici nos sincères remerciements pour son aide et ses conseils.

Nous tenons à remercier également le personnel de la DRE de Jijel pour leur aide.

Que tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire, soient assurés de notre profonde reconnaissance.

Merci

Dédicaces

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

- ❖ A ma défunte mère Zaara (que Dieu l'accueille dans son vaste paradis), et à ma mère Nora
- ❖ Ma chère sœur Lina pour son soutien indéfectible tout au long de mes années d'études
- ❖ A mon père Yazid
- ❖ A ma grand'mère (el hadja Jenett)
- ❖ A tout la famille DRIDI et LABED
- ❖ A tous mes amis
- ❖ A tous les étudiants de la promo 2022 Master II en Hydraulique sans exception.

Sadek

Dédicaces

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu :

- ❖ A ma famille surtout ma mère Fatima
- ❖ A tous mes collègues de la promotion 2022 Master II en Hydraulique
- ❖ A tous mes amis surtout Karim, Anis et Yahia

Ala

Introduction Générale.....	9
I) Présentation du site	
I-1) Introduction :.....	11
I-2) Présentation de la zone d'étude :.....	11
I.2.1 Situation Géographique:.....	11
I .2.2 Situation Climatologique:.....	11
I.2.2.1Précipitation:	11
I.2.2.2Température:	12
I.2.2.3 Le vent :.....	13
I.2.3 Topographie:.....	13
I.2.4 La situation hydrographique:.....	14
I.2.5 Caractéristiques géologiques:.....	14
I.2.6 Sismicité:	15
I.3 Conclusion :.....	16
II) Estimation des besoins en eau	
II-1) Introduction :.....	18
II-2) Répartition de la population:	18
II.2.1 Estimation de la population future:.....	18
II-3) Estimation des besoins en eau :	19
II.3.1 Consommation moyenne journalière:.....	19
II.3.2Choix de la norme unitaire de la consommation:	19
III.3.2Besoins en eau par catégorie:.....	20
III.3.2.1Besoins en eau domestiques:	20
II.3.2.2Besoins en eau d'équipements:.....	20
III.3.2.3Besoins en eau totales:.....	21
II-4) Etude des variations des débits:.....	21
II.4.1 Débit de fuites:.....	21
II.4.2 Coefficient d'irrégularité journalière maximale:	22
II.4.5 Détermination du débit maximum horaire:	22
II.4.4 Détermination du débit de point :.....	25
Remarque:.....	26
II-5) Conclusion:	27

III) Les réservoirs

III-1) Introduction :	29
III-2) Rôle des réservoirs:	29
III-3) L'emplacement du réservoir:	29
III-4) Choix du type de réservoir:	29
III-5) Les équipements des réservoirs:	30
III.4.1.Conduite d'adduction:	30
III.4.2.Conduite de distribution:.....	31
III.4.3.Conduite de trop-plein:	31
III.4.4.Conduite de vidange:	32
III.4.5.By-pass:	32
III.4.6.Réserve d'incendie:.....	33
III-5) Capacité des réservoirs:	33
III.5.3.Calcul méthode analytique:.....	34
Sous-zone Est:	34
Sous-zone Ouest:	35
III-7) Conclusion:	35

IV) Adduction

IV-1) Introduction:	37
IV-2) Choix du tracé :	37
IV.2.1.Conditions technique:	37
IV.2.1.Conditions Économiques:.....	37
IV.2.1.Choix du type de conduite.....	37
IV-3) Description du schéma d'adduction :	38
IV-4) Etude Technico- Économique des conduites de refoulement:	39
IV.4.1.Pertes de charge linéaires:	39
IV.4.2.Pertes de charge singulière:	40
IV.4.3.Hauteur manométrique totale:	40
IV.4.4.Puissance absorbée:	40
IV.4.5.Énergie consommée:	41
IV.4.6.Frais d'exploitation :	41
IV.4.7.Frais d'amortissement :	41
IV-5) Détermination du diamètre économique :	42
IV.5.1.Réservoir 6000 m ³ – SP1:.....	42

Sommaire

IV.5.2. SP1 – SP2 :	42
IV.5.3.SP2– Réservoir d’est :	42
Diamètre approximatif.....	42
IV.5.4.Station d’Ain El Djana – Réservoir d’ouest :	43
Diamètre approximatif:	44
IV-6) Conclusion :	45

V) Choix des Pompes

V-1) Introduction :.....	47
V-2) Choix des pompes :.....	47
V-3) Caractéristiques hydrauliques d’une pompe centrifuge:	47
V.3.1. Hauteur manométrique totale:	47
V.3.2. La vitesse de rotation:	47
V.3.3. Le débit:	48
V.3.4. La puissance absorbée:.....	48
V-4) Points de fonctionnement des pompes:.....	48
V-5) Courbes caractéristiques:.....	48
V.5.1. Courbe caractéristique des pompes:.....	48
V.5.2. Courbe caractéristique de la conduite:	48
V-6) Recherche du point de fonctionnement:.....	49
V.6.1. Réduction du temps de pompage:	49
V.6.2. vitesse de rotation:.....	49
V.6.3. Le vannage:.....	50
V.6.4. Rognage de la roue:.....	50
V-7) Etude de la cavitation:	50
V-8) Choix des pompes:.....	51
V.8.1. SP2 – Réservoir Est :	51
V.8.2. SP2 – Réservoir Ouest :	52
V-9) Conclusion:	53

VI) Distribution

VI-1) Introduction :.....	55
VI-2) Classification des réseaux :	55
VI.2.1 réseau ramifié:.....	55
VI.2.2réseau maillé:	55
VI.2.3réseau mixte:	55

Sommaire

VI-3) Choix du tracé :	56
VI-4) Choix des conduites de distribution:	56
VI-6) Les conditions sur les vitesses et les pressions:	57
VI.6.1 les vitesses:.....	57
VI.6.2 les pressions:.....	57
VI-7) Calcul hydraulique :	57
VI.7.1 les Débits de pointe:.....	57
VI.7.2 les Débits spécifique:.....	57
VI.7.3 les Débits de route:.....	58
VI.7.4 les Débits aux nœuds:.....	58
Figure VI.1.Schémas général de la distribution.....	59
VI-8) Résultats de la simulation du réseau avec EPANET	62
VI-9) Equipement du réseau de distribution:	65
VI-10) Conclusion:	66
VII) Coup de bélier	
VII-1) Introduction :	68
VII-2) Généralité :	68
VII.2.1 définition :.....	68
VII.2.2 Causes du coup de bélier :.....	68
VII.2.3 Risques du coup de bélier :.....	68
VII-3) Analyse physique du coup de bélier :	69
VII.3.1 Fermeture brusque de la vanne.....	69
VII.3.2 Arrêt brusque du pompe.....	71
VII-4) Profil des pressions :	72
VII.4.1 Arrêt lente d'une pompe:.....	72
VII.4.2 Arrêt brusque d'une pompe:.....	72
VII.4.3 Fermeture lente d'une vanne:.....	73
VII.4.4 Fermeture brusque d'une vanne:.....	73
VII-6) Protection des conduites :	73
VII-7) Calcul Hydraulique :	74
VII-8) Conclusion :	76
Conclusion générale	83
Bibliographie	85

Liste des Figures

Liste des Figures

Figure I.1. Localisation de la zone d'étude	11
Figure I.2. histogramme de la pluviométrie	12
Figure I.3. Répartition de la pluviométrie à travers la wilaya de Jijel.....	12
Figure I.4. graphique des températures annuelles.....	13
Figure I.5. Carte des pentes de la région de Jijel au 1/200 000.....	14
Figure I.6. Carte hydrographique de la région de Jijel au 1/200 000	14
Figure I.7. Carte géologique de la région d'Ouled Rabah (Extrait de la carte géologique de Sidi Maarouf au 1/50.000e, d'après Durand Delga, 1952).	15
Figure I.8. Carte sismiques du nord d'Algérie.....	16
Figure II.1. Evolution de la population des deux sous-zones	19
Figure II.2. Distribution de consommation horaire	26
Figure II.3. Cumul des consommations horaire	26
Figure III.1. Profil de réservoir Semi-enterré circulaire	30
Figure III.2. Adduction avec chute libre	31
Figure III.3. Départ de la distribution.....	31
Figure III.4. Trop-plein et vidange.....	32
Figure III.5. By-pass	32
Figure III.6. Fontaine d'équipement	33
Figure IV.1. Schéma général de l'adduction	38
Figure IV.2. Schéma de la partie projetée	38
Figure VI.1. Schémas général de la distribution	59
Figure VI.2. Résultats de la simulation vitesse	63
Figure VI.3. Résultats de la simulation pression.....	64
Figure VII.1. Risques des surpressions.....	68
Figure VII.2. Risques des Dépression	69
Figure VII.3. Cycle de variation de pression (fermeture de vanne).....	70
Figure VII.4. Cycle de variation de pression (arrêt de pompe).....	71
Figure VII.5. $T > 2 * L/a$	72
Figure VII.6. $T < 2 * L/a$	72
Figure VII.7. $T > 2 * L/a$	73
Figure VII.8. $T < 2 * L/a$	73
Figure VII.9. Profil en long du réseau d'adduction Est.....	75
Figure VII.10. Profil en long du réseau d'adduction Ouest.....	76
Figure VII.11. Développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite de refoulement Est.....	76
L'explication graphique est figurée sur la Courbe figure VI.12, montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.	77

Liste des Figures

Figure VII.12. variation de la pression absolue en fonction du temps pour le tronçon Est	77
L'épure de BERRGERON est obtenue à partir de la simulation fait par le programme Excel dans la figure VI.13:.....	77
Figure VII.13. Epure de BERGERON pour le tronçon Est.....	78
Figure VII.14. L'enveloppe des pressions du tronçon Est	78
Les résultants du calcul que nous avons trouvé à partir du programme Excel sont donnés dans la figure VII.15 ci-dessous :.....	78
Figure VII.15. Développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite de refoulement Ouest.....	79
Figure VII.16. Variation de la pression absolue en fonction du temps pour le tronçon Ouest	80
L'épure de BERRGERON est obtenue à partir de la simulation fait par le programme Excel dans la figure VII.17 :.....	80
Figure VII.17. Epure de BERGERON pour le tronçon Ouest.....	80
Figure VI.18. L'enveloppe des pressions du tronçon Ouest	81

Liste des Tableaux

Liste des Tableaux

Tableau I.1.Précipitation annuelle de la région	11
Tableau I.2.variation de la température annuelle	12
Tableau I.3.vitesse du vent	13
Tableau II.1.Evolution de la population	18
Tableau II.2.Détermination des besoins domestiques	20
Tableau II.3.distribution des équipements dans les sous-zones	20
Tableau II.4.Besoins en eau des équipements publics	21
Tableau II.5.Evolution des besoins en eau total	21
Tableau II.6.Détermination des besoins	21
Tableau II.7.Détermination des consommations maximales journalières	22
Tableau II.8.Variation du débit horaire pour la sous-zone est	23
Tableau II.9. Variation du débit horaire pour la sous-zone ouest	24
Tableau II.10.variation des coefficients β	25
Tableau II.11.Détermination des débits de points	25
Tableau III.1.Détermination de la capacité du réservoir par la méthode analytique	34
Tableau III.2.Volumes normalisés des réservoirs	35
Tableau IV.1.Calcul de la Hmt	42
Tableau IV.2.Calcul les frais d'exploitation	43
Tableau IV.3.Calcul des frais d'amortissement.....	43
Tableau IV.4.Calcul du bilan.....	43
Tableau IV.5.Calcul de la Hmt	44
Tableau IV.6.Calcul les frais d'exploitation	44
Tableau IV.7.Calcul les frais d'amortissement.....	44
Tableau IV.8.Calcul du bilan.....	45
Tableau V 1 Type des réseaux de distribution	55
Tableau V 2 Calcule des débits on nœuds pour Q_p	60
Tableau V 3 Calcule des débits on nœuds pour Q_p	61
Tableau V 4 Calcule des débits on nœuds pour Q_{min}	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V 5 Calcule des débits on nœuds pour Q_{min}	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V 6 Calcul les diamètres et les vitesses de la distribution	62
Tableau V 7 Résultats de la simulation pression	63
Tableau VII.1.Calcul de la valeur maximale du coup de bélier	75
Tableau VII.2.Calcul de la valeur maximale du coup de bélier	76

The background features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a gradient from dark blue to light blue. These circles are arranged in a vertical line on the right side of the page. Two thin, light blue lines intersect at a point on the right, forming a V-shape that frames the circles. The text 'Introduction générale' is positioned to the left of the circles, underlined and in a bold, italicized font.

Introduction générale

Introduction Générale

Vu que notre pays vit un stress hydrique qui dure depuis des années, l'optimisation et la rationalisation de l'eau devient une nécessité absolue.

Dans ce contexte notre étude bien qu'elle soit timide se veut une contribution à résoudre ce problème. Pour ce faire, notre mémoire de fin de cycle est intitulé : «Étude d'alimentation en eau potable Ain El Djana Commune Ouled Rabah Wilaya de Jijel».

Notre travail portera sur six chapitres :

Nous débuterons notre travail par une présentation globale du site qui fera l'objet du premier chapitre.

Le deuxième chapitre consistera essentiellement à l'estimation des besoins en eau et aux variations du débit pour la population future.

Le troisième chapitre sera consacré à la détermination de la capacité du réservoir de stockage projeté pour alimenter cette agglomération.

Dans le quatrième chapitre, nous passerons au réseau d'adduction reliant la station de pompage aux deux réservoirs projetés.

Par la suite, le cinquième chapitre s'intéressera au réseau de distribution. Le calcul du réseau a été effectué par le logiciel EPANET.

Le sixième chapitre reposera sur la protection des conduites contre le coup de bélier afin d'avoir un réseau résistant et durable.

Enfin, une conclusion générale qui achèvera notre travail.

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a lighter blue ring around its center. These circles are arranged in a vertical line on the right side of the page. Two thin, light blue lines originate from the top left and extend towards the circles, creating a sense of perspective. The background is white.

Chapitre I:
Présentation du site

I-1) Introduction :

Ce chapitre consiste à présenter les différentes caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet : Géographique, climatologique, topographique, sismicité, et la situation hydrographique.

I-2) Présentation de la zone d'étude :

I.2.1 Situation Géographique:

Notre zone d'étude AIN EL DJENNA est localisée au niveau de la commune d'OULED RABAH wilaya de JJEL qui se situe au Nord Est d'Algérie. Elle est limitrophe des communes de Sidi Maarouf, de Chigara, de Terrai Bainen et de Boucif Ouled Askeur.

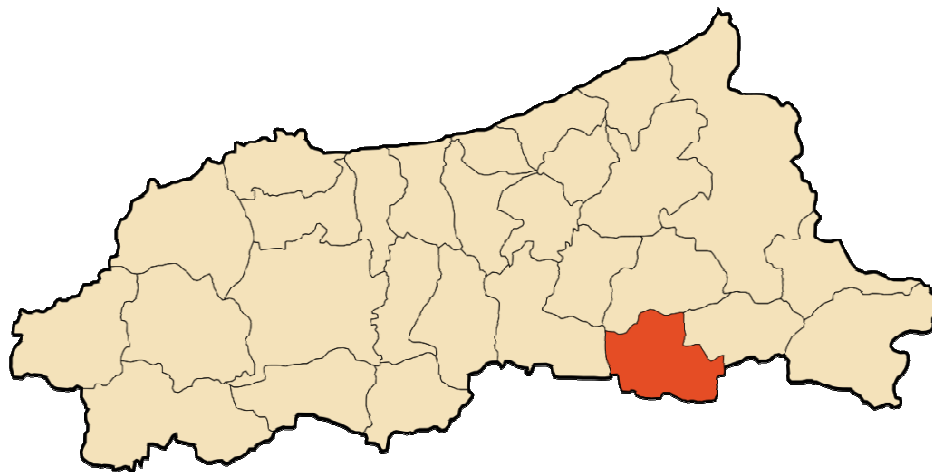


Figure I.1. Localisation de la zone d'étude

I.2.2 Situation Climatologique:

Ouled Rabah connaît un climat méditerranéen. Les étés sont chauds et secs et les hivers sont froids. La température moyenne annuelle pour Ouled Rabah est de 18°C et il y tombe 650 mm de pluie chaque année, avec un taux d'humidité estimé à 75% et un indice UV à 4.

Les données climatologiques de la commune d'Oulad Rabah sont puisées de le de service meteoblue l'Université de Bâle (voir annexe I.1).

I.2.2.1 Précipitation:

Tableau I.1. Précipitation annuelle de la région

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
P_{moy}(mm)	64	72	72	74	57	34
Mois	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
P_{moy}(mm)	22	25	55	67	76	77

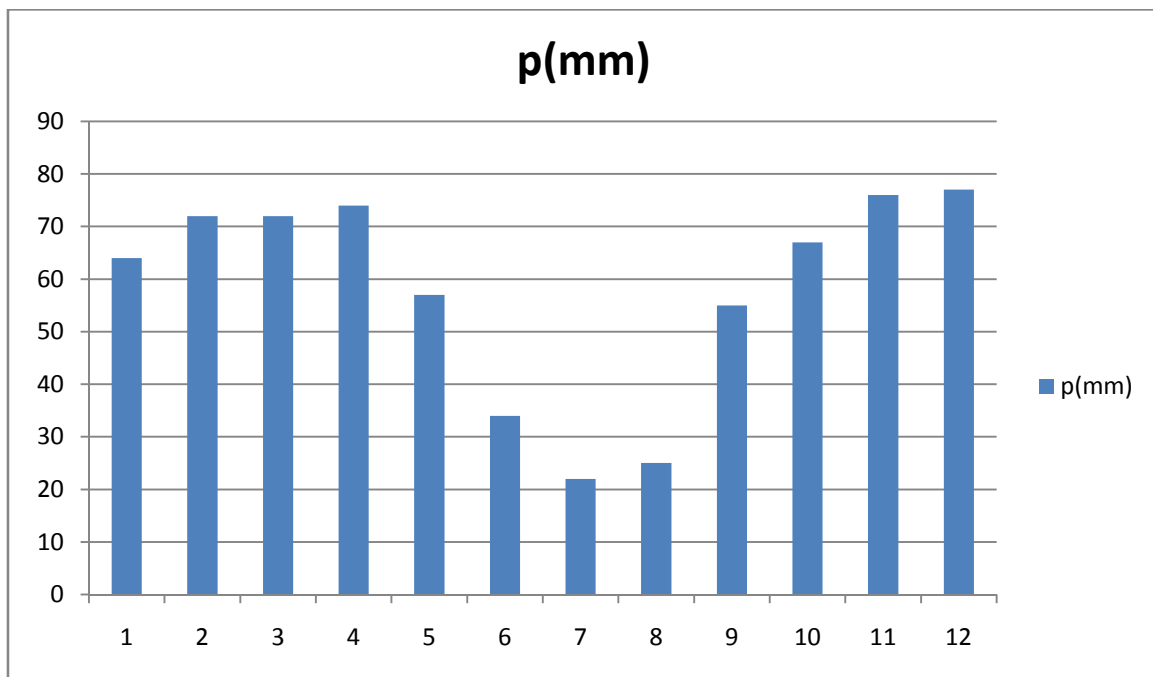


Figure I.2. histogramme de la pluviométrie

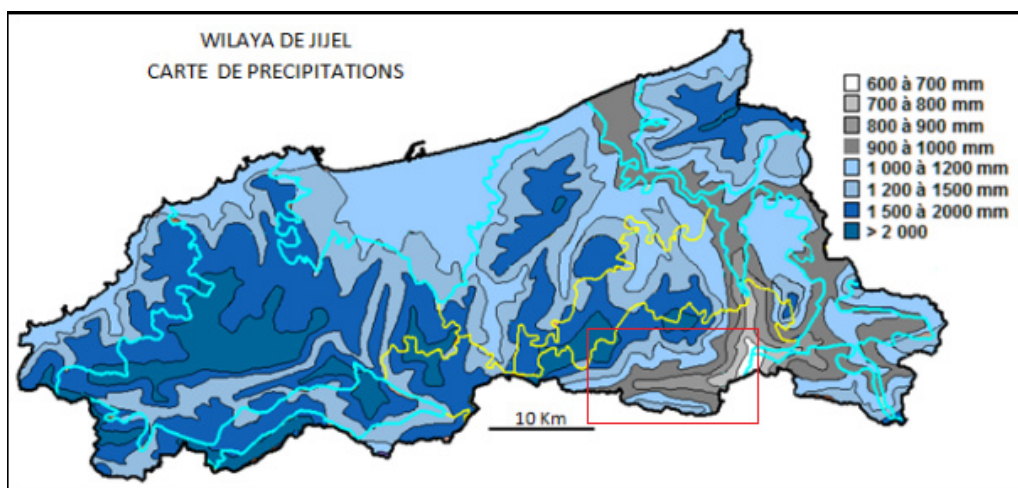


Figure I.3. Répartition de la pluviométrie à travers la wilaya de Jijel

I.2.2.2 Température:

La moyenne générale annuelle des températures est d'environ 18°C, avec un minimum de 7° enregistré au mois de janvier et un maximum de 30° au mois d'août.

Tableau I.2. variation de la température annuelle

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
T _{max}	16	16	18	19	22	27
T _{min}	7	7	8	10	13	17
Mois	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
T _{max}	30	30	28	25	20	17
T _{min}	19	20	18	15	11	8

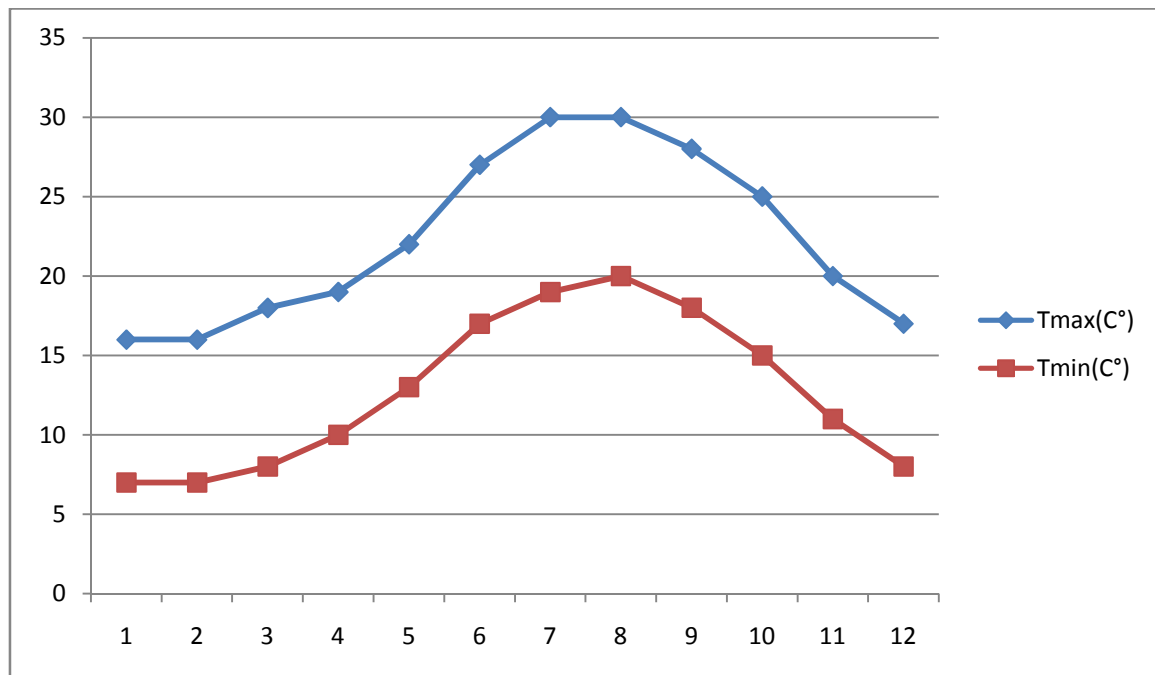


Figure I.4.graphique des températures annuelles

I.2.2.3 Le vent :

En hiver souffle un vent humide et froid dont la direction dominante Nord-Ouest et a un degré moindre du Nord Est, En été, souffle le sirocco, vent sec et chaud .En moyenne 19 jours /an.

Tableau I.3.vitesse du vent

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
Vitesse du vent(km/h)	12	12	11	11	9	9
Mois	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Vitesse du vent(km/h)	9	9	8	9	11	12

I.2.3 Topographie:

La commune d’Ouled Rabah est situé à une altitude de 760m, et d’après la figure ci- dessous on voit que la majorité de la région a une pente >=25%

Crétacé jusqu'à l'Oligocène. Cette dernière se trouve à la limite d'un contact anormal avec des terrains cristallophylliens du socle kabyle.

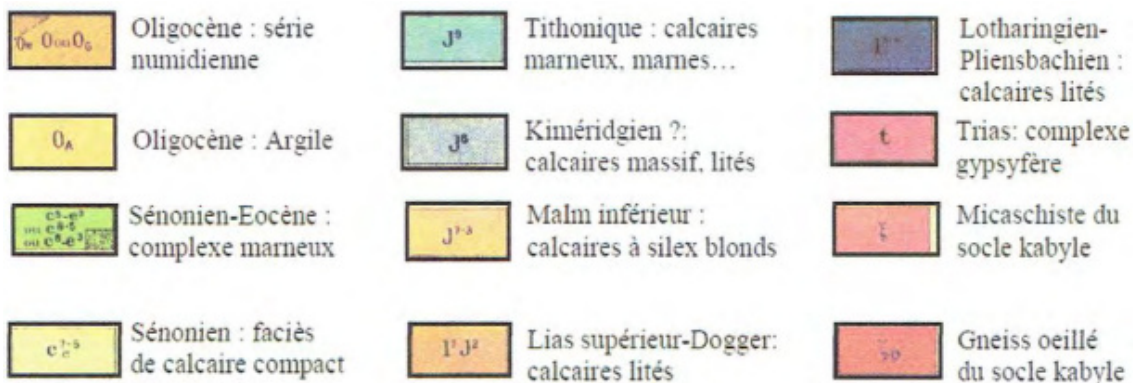
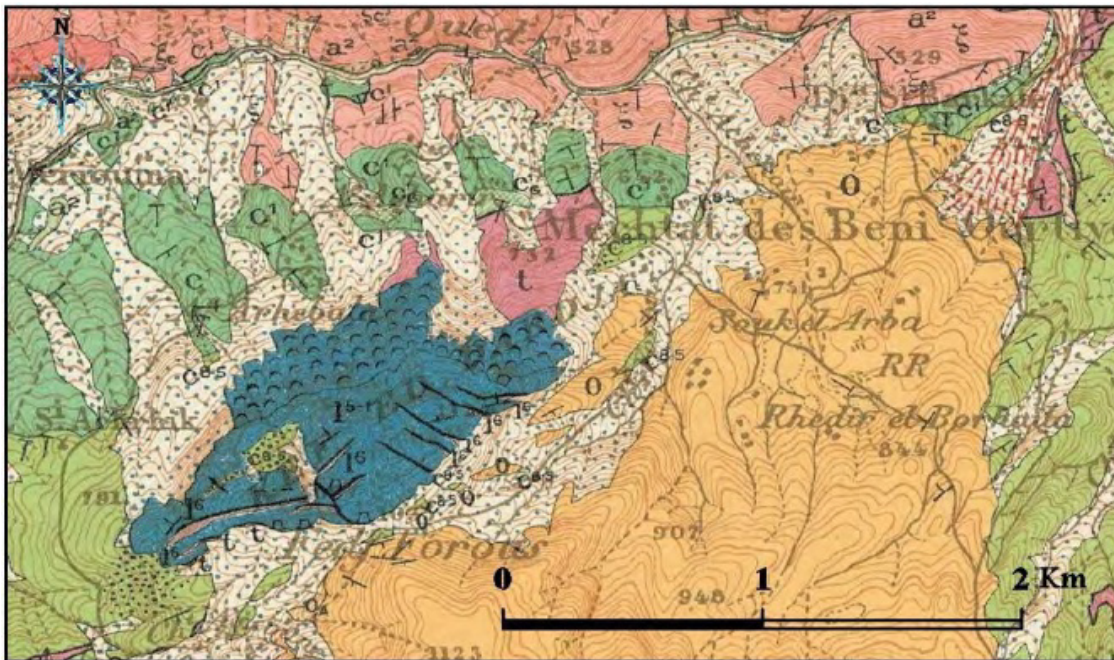


Figure I.7. Carte géologique de la région d'Ouled Rabah (Extrait de la carte géologique de Sidi Maarouf au 1/50.000e).

I.2.6 Sismicité:

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante définies sur la carte des zones sismiques

- Zone 0: sismicité Négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

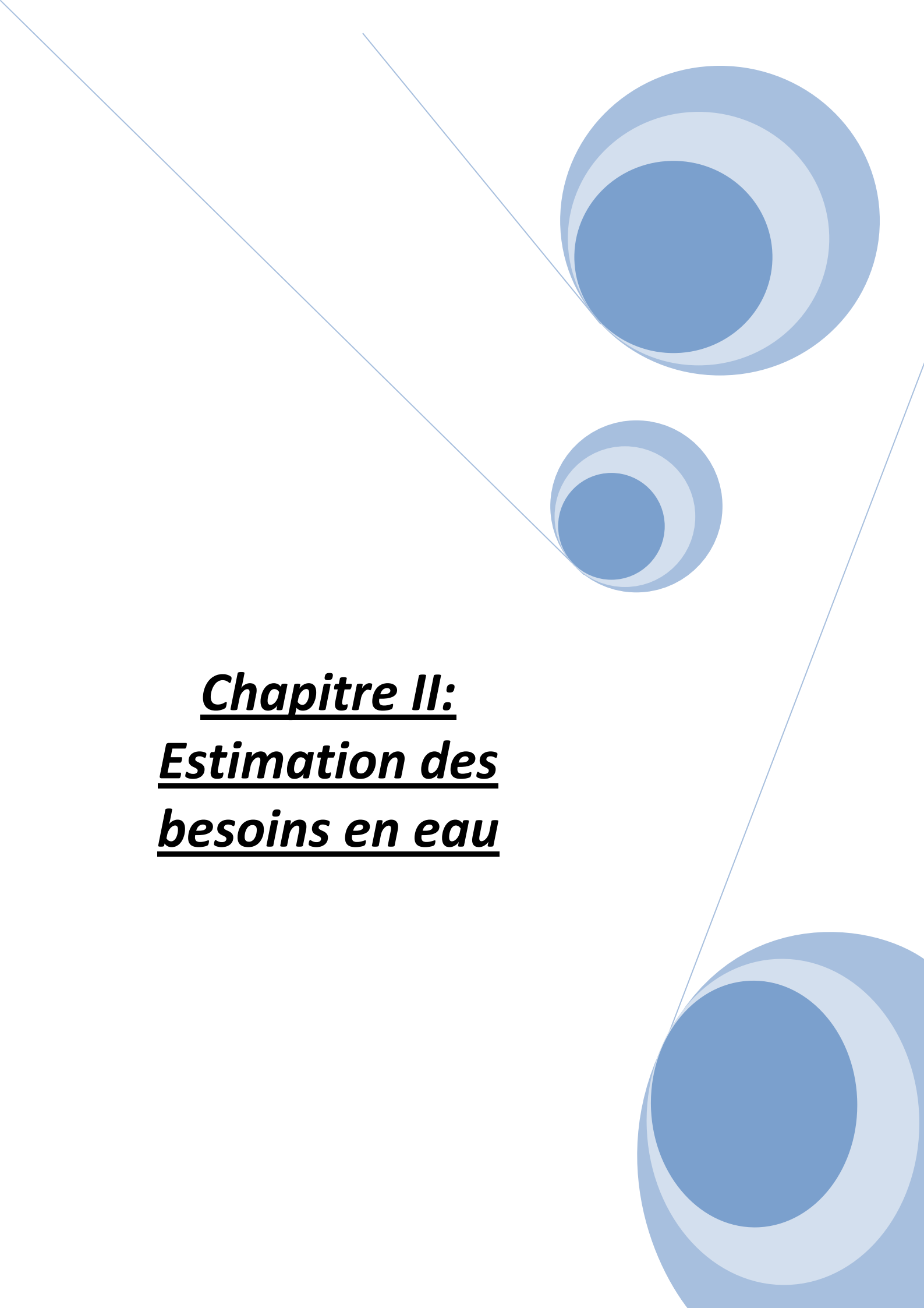
La commune d'Ouled Rabah qui appartient à la wilaya de Jijel est classée en zone II (sismicité moyenne) dans laquelle les règles parasismiques devront être appliquées lors de l'élaboration des projets de construction importants ou de grande envergure.



Figure I.8. Carte sismiques du nord d'Algérie (BENLAMARI 2015)

I.3 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de récolter les caractéristiques générales de notre zone d'étude qui nous a permis d'avoir une idée générale sur la zone et va nous servir pour l'élaboration du projet d'alimentation en eau potable dans les chapitres suivants.

The page features a decorative graphic consisting of three overlapping blue circles of varying sizes, each with a lighter blue ring around its center. These circles are positioned in the top right and bottom right corners. Two thin, light blue lines intersect at the top left and extend diagonally across the page, framing the central text.

Chapitre II:
Estimation des
besoins en eau

II-1) Introduction :

L'Objet de notre travail est de satisfaire les besoins en eau potable de l'agglomération d'Ain El Djana d'ici à l'horizon 2052.

L'objet de ce chapitre consiste à estimer les besoins en eau et les variations du débit qui sont nécessaires pour le dimensionnement d'un réseau d'eau potable.

II-2) Répartition de la population:

Au recensement de l'année **2021**, la localité d'Al mechta Ain El Djana compte une population de **1194** habitants avec un taux d'accroissement de **2.5 %** (D'après l'APC de OULED RABAH) .

Vu, la topographie des lieux on est obligé de diviser notre zone d'étude en deux sous zones Est et Ouest

II.2.1 Estimation de la population future:

L'estimation de la population se fait pour l'horizon 2052, est déterminée par la formule suivante :

$$P = P0 \times (1 + t)^n \quad (II.1)$$

Avec :

P : Population future à l'horizon 2052 (hab).

P0 : Population actuelle (hab).

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

t : Taux moyen annuel d'accroissement de la population qui dépend de plusieurs facteurs :

- Mode de vie.
- L'éducation (planning familiale) ;
- Le développement socioculturel ;

D'après l'A.P.C d'Ouled Rabah, le taux d'accroissement de la commune est de 2.5%.

L'évolution de la population se résume dans le tableau suivant :

Tableau II.1.Evolution de la population

Zone d'étude	Population actuelles	Population en 2032	Population en 2042	Population en 2052
Est	836	1070	1370	1753
Ouest	358	459	587	751

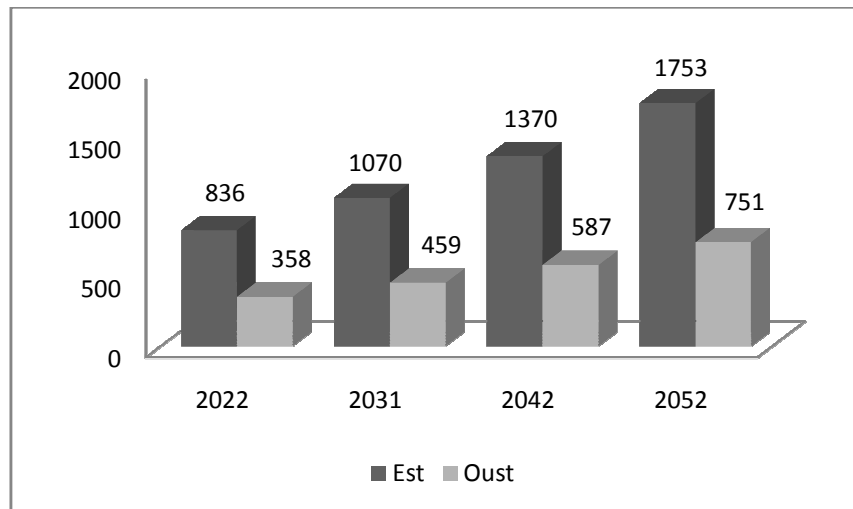


Figure II.1. Evolution de la population des deux sous-zones

II-3) Estimation des besoins en eau :

II.3.1 Consommation moyenne journalière:

La consommation moyenne journalière est désignée par Q_{moyj} et calculée par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{N \times \text{Dot}}{1000} \quad (II.2)$$

Avec :

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière en (m^3/j) ;

N : nombre d'habitants ;

Dot : dotation moyenne en (l/j/hab).

II.3.2 Choix de la norme unitaire de la consommation:

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par jour et (par habitant, par Carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.)

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Ressources existantes.

D'après les critères de notre zone d'étude :

- -Zone rurale ;
- -Population faible.

On prend une dotation de 250 l/hab/jour.

III.3.2 Besoins en eau par catégorie:

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement détaillé de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Généralement il y a deux catégories des besoins :

- Besoins domestiques
- Besoins des équipements

III.3.2.1 Besoins en eau domestiques:

Le débit moyen journalier au fil de l'année est donné par l'expression suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{N \times \text{Dot}}{1000} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière en (m³/j) ;

N : nombre d'habitants ;

Dot : dotation moyenne en (l/j/hab).

Dot = 250 (l/j/hab).

Tableau II.2. Détermination des besoins domestiques

Années \ Besoins	Besoins en eau domestiques Est (m ³ /j)	Besoins en eau domestiques Ouest (m ³ /j)
2022	150.44	64.48
2032	192.58	82.53
2042	246.52	105.651
2052	315.566	135.243

II.3.2.2 Besoins en eau d'équipements:

$$Q_{eq \text{ future}} = \frac{Q_{moy \text{ future}} \times Q_{eq \text{ 2022}}}{Q_{moy \text{ 2022}}} \quad (\text{II.4})$$

Tableau II.3. distribution des équipements dans les sous-zones

Sous-zone	Equipements	Dotation	Consommateur
Est	CEM	25 (l/élève)	200 élèves
	Mosquée	150 (l/fidèles)	150 fidèles
	Jardin	4 (l/m ²)	200 m ²
Ouest	Primaire	25 (l/élève)	200 élevés
	Salle de soin	300 (l /lit)	4 lits

Tableau II.4. Besoins en eau des équipements publics

Besoins Années	Besoins en eau des équipements Est (m ³ /j)	Besoins en eau des équipements Ouest (m ³ /j)
2022	35.8	19.5
2032	45.82	24.96
2042	58.66	31.95
2052	75.12	40.9

III.3.2.3 Besoins en eau totales:

Les besoins en eau sont définis comme la somme des différents besoins en eau d'équipements publics et les besoins domestiques.

Tableau II.5. Evolution des besoins en eau total

Besoins Années	Besoins totaux Est (m ³ /j)	Besoins totaux Ouest (m ³ /j)
2022	186.244	83.976
2032	238.408	107.496
2042	305.182	137.604
2052	390.659	176.145

II-4) Etude des variations des débits:

II.4.1 Débit de fuites:

Le taux de fuites est la différence entre le volume d'eau introduit dans le réseau de distribution et le volume d'eau consommé. En général ce taux varie de 15% à 20% du débit moyen journalier.

Pour notre étude on prend la valeur maximale 20%.

Tableau II.6. Détermination des besoins

Besoins Années	Besoins totaux avec fuites EST (m ³ /j)	Besoins totaux avec fuites Ouest (m ³ /j)
2022	223.493	100.771
2032	286.09	128.996
2042	366.219	165.125
2052	468.791	211.374

II.4.2 Coefficient d'irrégularité journalière maximale:

Il est défini comme le rapport entre la consommation maximale journalière (**Qmaxj**) et la consommation moyenne journalière avec fuites (**Qmoyj**) :

$$K_{max} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \quad (II.5)$$

Dans la pratique : **Kmaxj = de 1.1 à 1.3**

Donc on tire :

$$Q_{maxj} = K_{maxj} \times Q_{moyj} \quad (II.6)$$

Pour notre étude on prend :

$$K_{maxj} = 1.25$$

Tableau II.7. Détermination des consommations maximales journalières

Années \ Besoins	Besoins maximal Est (m3/j)	Besoins maximal Ouest (m3/j)
2022	279.366	125.964
2032	357.612	161.245
2042	457.774	206.407
2052	585.989	264.218

II.4.5 Détermination du débit maximum horaire:

Le débit horaire d'une agglomération est lié directement à la taille de l'agglomération et le mode de vie de ses habitants. On trouve dans le tableau suivant la répartition horaire du débit maximal journalier dans les heures de la journée voir (annexe II.1), en fonction de nombre des habitants :

$$Q_h = P \times \frac{Q_{maxj}}{100} \quad (II.7)$$

Avec :

Qh : débit horaire nécessaire.

P% : pourcentage horaire

Tableau II.8.Variation du débit horaire pour la sous-zone est

Heures	Qmaxj = 585.989 m ³ /j			
	Qmaxh		Cumulé	
H	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	0.75	4.39492	0.75	4.394918
1-2	0.75	4.39492	1.5	8.789837
2-3	1	5.85989	2.5	14.64973
3-4	1	5.85989	3.5	20.50962
4-5	3	17.5797	6.5	38.08929
5-6	5.5	32.2294	12	70.31869
6-7	5.5	32.2294	17.5	102.5481
7-8	5.5	32.2294	23	134.7775
8-9	3.5	20.5096	26.5	155.2871
9-10	3.5	20.5096	30	175.7967
10-11	6	35.1593	36	210.9561
11-12	8.5	49.8091	44.5	260.7651
12-13	8.5	49.8091	53	310.5742
13-14	6	35.1593	59	345.7336
14-15	5	29.2995	64	375.033
15-16	5	29.2995	69	404.3325
16-17	3.5	20.5096	72.5	424.8421
17-18	3.5	20.5096	76	445.3517
18-19	6	35.1593	82	480.5111
19-20	6	35.1593	88	515.6704
20-21	6	35.1593	94	550.8298
21-22	3	17.5797	97	568.4094
22-23	2	11.7198	99	580.1292
23-00	1	5.85989	100	585.989
Somme	100	585.989		

Tableau II.9. Variation du débit horaire pour la sous-zone ouest

Heures	Qmaxj = 264.218 m ³ /j			
	Qmaxh		Cumulé	
H	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	0.75	1.98164	0.75	1.98
1-2	0.75	1.98164	1.5	3.96
2-3	1	2.64218	2.5	6.60
3-4	1	2.64218	3.5	9.25
4-5	3	7.92654	6.5	17.17
5-6	5.5	14.532	12	31.70
6-7	5.5	14.532	17.5	46.24
7-8	5.5	14.532	23	60.77
8-9	3.5	9.24763	26.5	70.02
9-10	3.5	9.24763	30	79.26
10-11	6	15.8531	36	95.12
11-12	8.5	22.4585	44.5	117.57
12-13	8.5	22.4585	53	140.03
13-14	6	15.8531	59	155.88
14-15	5	13.2109	64	169.09
15-16	5	13.2109	69	182.30
16-17	3.5	9.24763	72.5	191.55
17-18	3.5	9.24763	76	200.8
18-19	6	15.8531	82	216.65
19-20	6	15.8531	88	232.50
20-21	6	15.8531	94	248.36
21-22	3	7.92654	97	256.28
22-23	2	5.28436	99	261.57
23-00	1	2.64218	100	264.218
Somme	100	264.218		

En se basant sur les résultats obtenus dans les deux tableaux on peut aisément déterminer le débit maximum horaire.

	Sou-zone Est	Sous-zone Ouest
Qmaxh(m ³ /h)	49.8091	22.4585
Qmaxh(l/s)	13.836	6.238

II.4.4 Détermination du débit de pointe :

La détermination du débit de pointe s’effectue en fonction du nombre d’habitants, du degré de développement des installations sanitaires et du régime de consommation. La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet d’AEP car il nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heure de pointes), afin de dimensionner le réseau de distributions à l’intérieur de l’agglomération. Pour déterminer ce débit nous devons aussi prendre en compte le coefficient d’irrégularité horaire.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_p = K_{maxh} \times Q_{maxj} \tag{II.8}$$

Ou:

Le coefficient K_{maxh} est donné par la relation suivante :

$$K_{maxh} = \beta_{max} \times \alpha_{max} \tag{II.9}$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui dépend du niveau des confort des conditions locales et du niveau de développement, donc :

α_{max} : de 1.2 à 1.3

β : coefficient qui dépend du nombre d’habitants ; ces valeurs sont données sur le tableau suivant :

Tableau II.10.variation des coefficients β

Nombre d’habitants	1000	1500	2000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1.8	1.5	1.3	1.2	1.1

Donc :

$$\beta_{max}(Est) = 1.65 \quad \beta_{max}(Ouest) = 2$$

Le tableau suivant représente les résultats des Calculs :

Tableau II.11.Détermination des débits de points

	Sous-zone Est	Sous-zone Ouest
α_{max}	1.3	1.3
β_{max}	1.65	2
K_{maxh}	2.145	2.6
$Q_p(l/s)$	14.548	7.951

Remarque:

Le débit maximum journalier **Qmaxj**; nous permet de dimensionner la conduite d'adduction ainsi que le réservoir de stockage.

Le débit de pointe **Qp**; nous permet de dimensionner le réseau de distribution.

Ces tableaux nous permettent de dessiner les graphs qui représentent la consommation horaire :

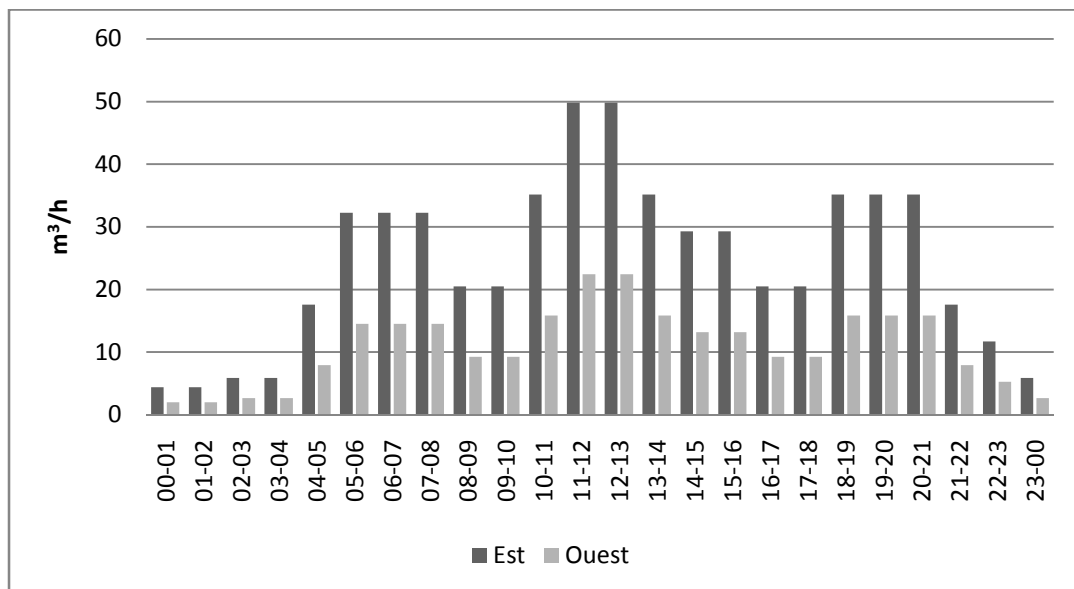


Figure II.2. Distribution de consommation horaire

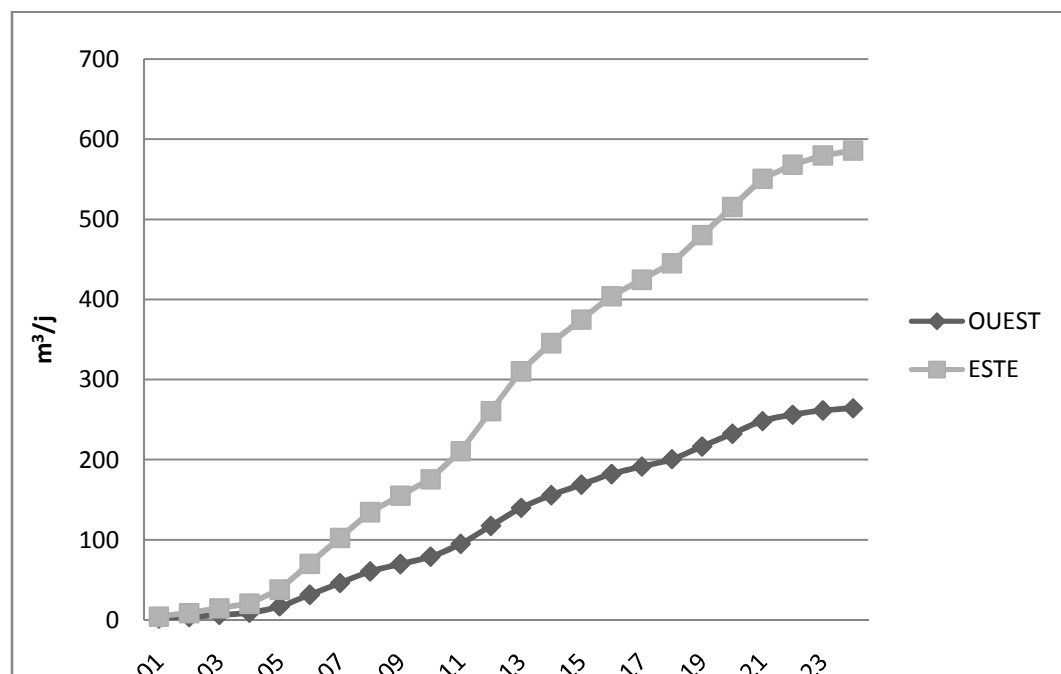


Figure II.3. Cumul des consommations horaires

II-5) Conclusion:

Ce chapitre nous a permis d'estimer les différents besoins des agglomérations (sous-zone est, sous-zone ouest). Cette estimation trouve sa justification du fait que nous ne connaissons pas les habitudes de la population vue qu'elle est semi-rurale. Ceci nous a amené à déduire les débits de pointe, ce qui nous permettra de dimensionner du réseau et des réservoirs.

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a gradient from dark blue to light blue. These circles are arranged vertically, with the largest at the top, a medium one in the middle, and a large one at the bottom. Two thin blue lines intersect at the top left and extend diagonally across the page, framing the circles.

Chapitre III:
Les réservoirs

III-1) Introduction :

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

Un réservoir est un ouvrage ponctuel du système d'alimentation en eau potable, il assure la sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle, ou en cas de rupture momentanée de l'adduction. Il a également une fonction économique en assurant un équilibre entre le régime de l'adduction et de la distribution.

III-2) Rôle des réservoirs:

Les principaux rôles d'un réservoir sont :

- assurer la régulation du débit entre la demande et l'apport du consommateur ;
- permettre le stockage de l'eau venant de l'adduction pour assurer un apport d'eau constant ;
- équilibrer les deux régimes d'adduction et de distribution : il permet pendant les heures de faible consommation le stockage de l'eau dû à la différence des débits entre adduction et distribution ;
- permet l'alimentation des consommateurs pendant une panne de courant et maintient une réserve d'eau pour l'incendie ;
- assurer aux heures de pointe les débits nécessaires aux abonnés ;
- Fournir aux abonnés une pression suffisante ;
- maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination et de pollution ;
- préserver l'eau contre les fortes variations de températures.

III-3) L'emplacement du réservoir:

Le choix du site du réservoir est dicté essentiellement par des considérations de pression aux points d'alimentation

D'autres critères influent aussi sur le choix de l'emplacement du réservoir à savoir :

- Fournir aux abonnés une pression suffisante au moment des pointes ;
- La cote du radier doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique exigée dans le réseau ;
- Eviter d'avoir des pressions trop importantes sur les points les plus bas du réseau.

III-4) Choix du type de réservoir:

Nous savons qu'il existe plusieurs types de réservoirs tels que :

- Réservoir enterré ;
- Réservoir semi enterré ;
- Réservoir surélevé nommé château d'eau.

Notre zone étudiée est très accidentée et d'après l'étude géotechnique effectuée par le berceau d'étude (Adjroud Daoud W.MILA), notre choix c'est porté sur les réservoirs circulaires, semi-enterrés qui offrent les avantages suivants :

- L'étude architecturale est simplifiée ;
- L'étanchéité est facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Les frais de terrassement sont moins onéreux.

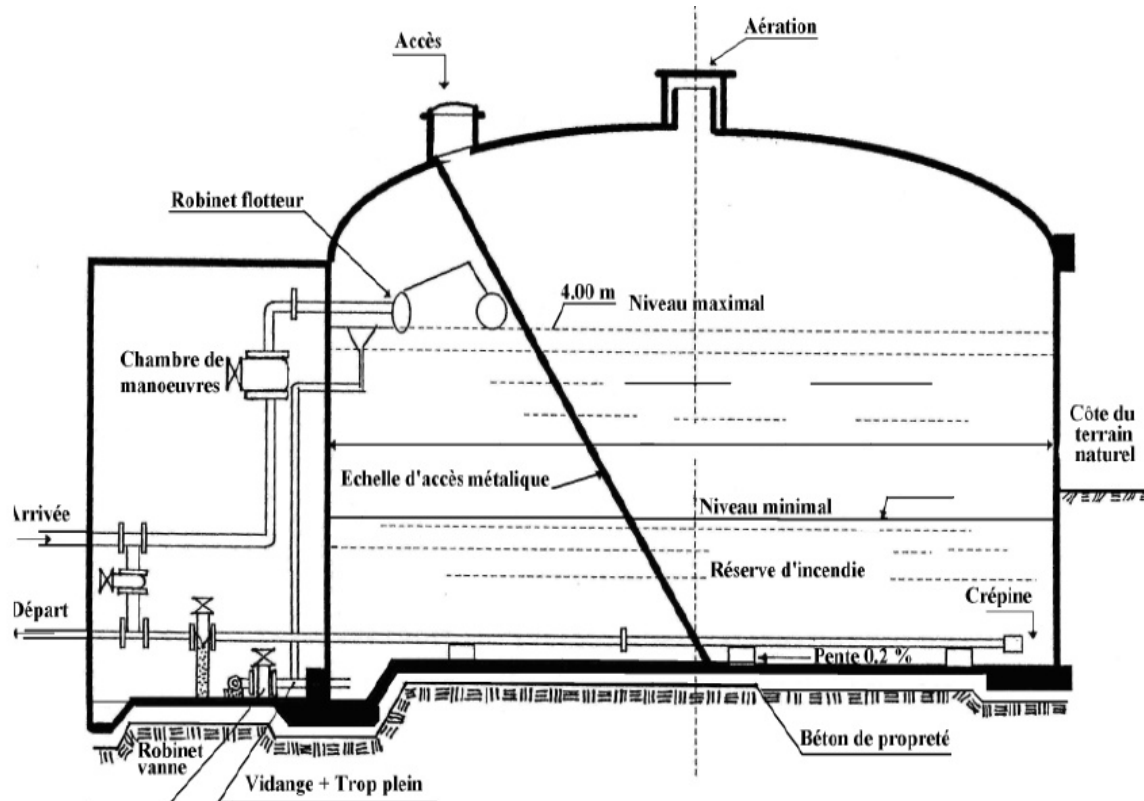


Figure III.1. Profile de réservoir Semi-enterré circulaire

III-5) Les équipements des réservoirs:

Les réservoirs doivent comporter les équipements suivants :

- une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- une conduite de départ ou de distribution ;
- une conduite de trop-plein ;
- une conduite de vidange ;
- une conduite by-pass ;
- D'un système de matérialisation d'incendie.

III.4.1. Conduite d'adduction:

L'adduction s'effectue par sur verse en chute libre, pour assurer l'oxygénation. Pour éviter une surveillance, pendant le remplissage, un robinet flotteur doit être prévu.

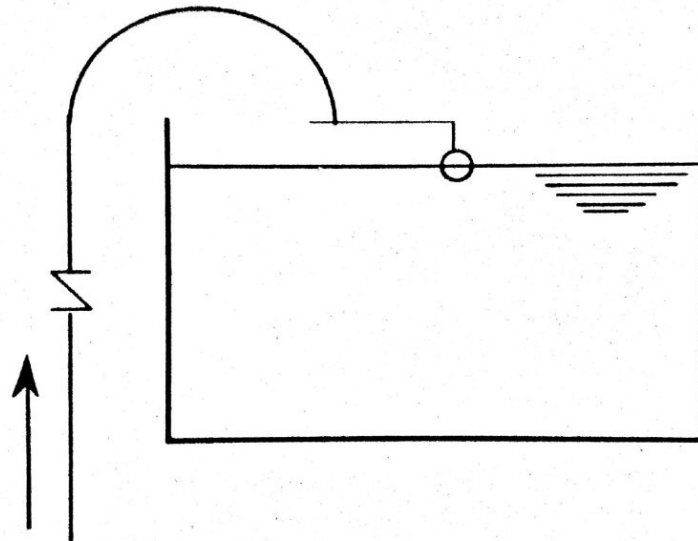


Figure III.2. Adduction avec chute libre

III.4.2. Conduite de distribution:

Le départ de la conduite de la distribution s'effectue à 0,15m au-dessus du radier en vue d'éviter l'introduction dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir.

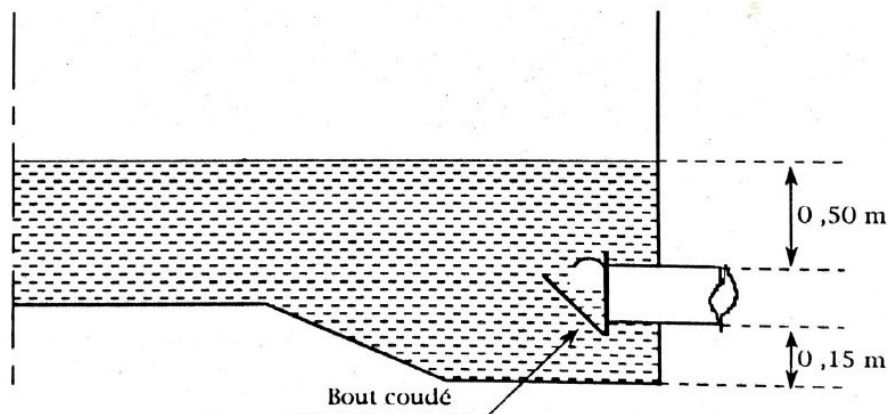


Figure III.3. Départ de la distribution

III.4.3. Conduite de trop-plein:

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser un niveau déterminé dans le réservoir. L'extrémité de cette conduit doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

III.4.4. Conduite de vidange:

Une conduite de vidange est prévue au point bas de réservoir et sera raccordée à la canalisation du trop-plein. Elle comporte un robinet vanne, qu'on ouvre lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir.

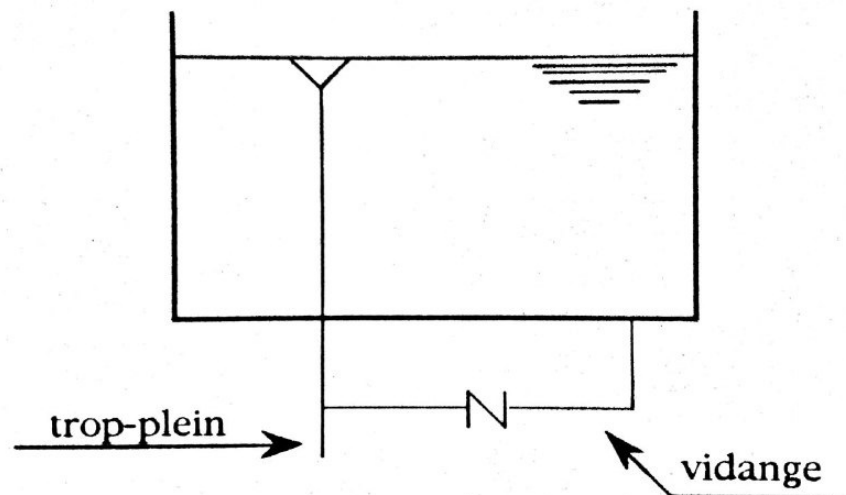


Figure III.4. Trop-plein et vidange

III.4.5. By-pass:

Le type de by-pass est un équipement reliant directement la conduite d'adduction à la conduite de distribution, et ceci dans le but de pouvoir assurer l'approvisionnement des abonnés en cas d'indisponibilité de réservoir.

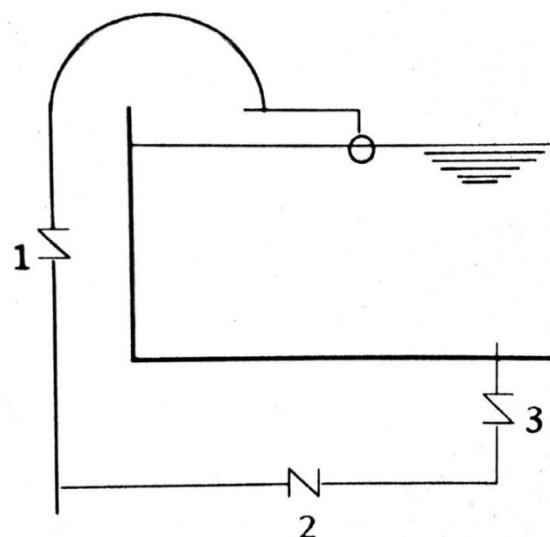


Figure III.5. By-pass

III.4.6. Réserve d'incendie:

Pour conserver la réserve d'eau permettant de lutter contre un éventuel incendie, on prévoit un dispositif constitué d'un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint; en service normal 1 est ouvert et 2 est fermé. Si le niveau dans la réserve doit descendre en Niv min, le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre, et la réserve ne sera pas entamée. En cas de sinistre on ouvre 2. On prévoit un troisième robinet-vanne 3 normalement ouvert permettant de réparer 1 ou 2 en cas de besoins.

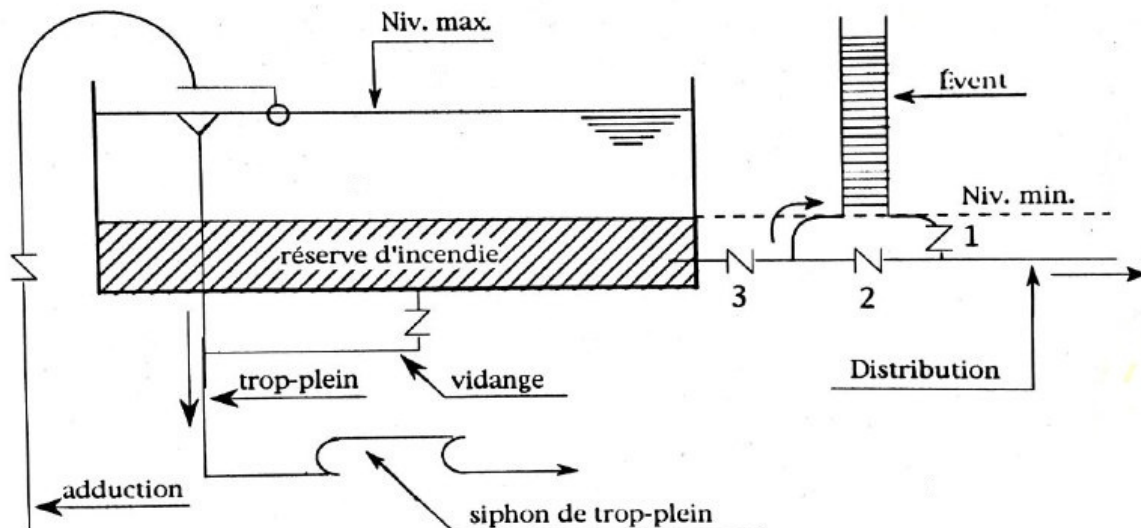


Figure III.6. Fontaine d'équipement

III-5) Capacité des réservoirs:

La capacité des réservoirs peut être déterminée par la méthode analytique.

Cette méthode consiste à déterminer le résidu max en % ($\rho\%$) de Q_{maxj} dans le réservoir, et cela, en analysant les apports horaires et les consommations horaires.

Le volume de régulation sera donc égal à :

$$Vr = \frac{\rho\% \times Q_{maxj}}{100} \quad (III.1)$$

- Vr : volume de régulation ;
- Q_{maxj} : consommation max journalière ;
- $\rho\%$: résidu max exprimé en % de la consommation max. journalière.

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie.

$$Vt = Vr + Vinc \quad (III.2)$$

$V_{inc} = 120 \text{ m}^3$: c'est le volume nécessaire pour éteindre un incendie qui peut durer deux (02) heures à raison de 17l/s

III.5.3.Calcul méthode analytique:

Tableau III.1.Détermination de la capacité du réservoir par la méthode analytique

Heurs	Apports %	Distribution %	Surplus	Déficit	Résidu
00-01	5.55556	0.75	4.805556		19.3333
01-02	5.55556	0.75	4.805556		-14.5278
02-03	5.55556	1	4.555556		-9.72222
03-04	5.55556	1	4.555556		-5.16667
04-05	5.55556	3	2.555556		-0.61111
05-06	5.55556	5.5	0.055556		1.944444
06-07	5.55556	5.5	0.055556		2
07-08	5.55556	5.5	0.055556		2.055556
08-09	5.55556	3.5	2.055556		2.111111
09-10	5.55556	3.5	2.055556		4.166667
10-11	5.55556	6		-0.44444	6.222222←
11-12	5.55556	8.5		-2.94444	5.777778
12-13	5.55556	8.5		-2.94444	2.833333
13-14	5.55556	6		-0.44444	-0.11111
14-15	5.55556	5	0.555556		-0.55556
15-16	5.55556	5	0.555556		0
16-17	5.55556	3.5	2.055556		0.555556
17-18	0	3.5		-3.5	2.611111
18-19	0	6		-6	-0.88889
19-20	0	6		-6	-6.88889
20-21	0	6		-6	-12.8889
21-22	0	3		-3	-18.8889
22-23	0	2		-2	-21.8889
23-00	5.55556	1	4.555556		-23.8889←
Totaux	100	100			

Sous-zone Est:

$$Vr = \frac{\rho\% \times Q_{maxj}}{100} \tag{III.3}$$

$$\rho = |-23.8889| + |6.222222|$$

$$\rho = 30.11111$$

$$Q_{maxj} = 585.99 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Vr = 176.45 \text{ m}^3$$

$Vt = 296.45 \text{ m}^3$

Sous-zone Ouest:

$$Q_{\max} = 264.22 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_r = 79.56 \text{ m}^3$$

$V_t = 199.56 \text{ m}^3$
--

Pour les volumes normalisés on prendre

Tableau III.2. Volumes normalisés des réservoirs

	Sou-zone Est	Sou-zone Ouest
Vn(m³)	300	200

III-7) Conclusion:

Dans ce chapitre, notre étude nous a amené à projeter deux réservoirs 300m³ et 200m³ pour le long terme.

Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, nous allons nous intéresser au dimensionnement de la conduite d'adduction qui véhicule l'eau de la station de pompage vers les réservoirs de notre étude.

The background features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a lighter blue ring around its center. These circles are arranged vertically and are connected by thin, light blue lines that extend from the top-left and bottom-right corners of the page towards the circles. The overall design is clean and modern.

Chapitre IV:
Adduction

IV-1) Introduction:

L'adduction est l'action de transporter des débits généralement importants, sur de longues distances, depuis le point de captage vers le réservoir de stockage. On distingue deux types d'adduction:

- Adduction gravitaire : le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération; l'écoulement s'effectue sous l'effet de l'apesanteur.
- Adduction par refoulement : le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir, l'écoulement fait appel à une source d'énergie.

IV-2) Choix du tracé :

IV.2.1. Conditions technique:

En vue de l'établissement de la conduite d'adduction, il y a lieu de tenir compte de certains impératifs d'ordre technique et économique que l'on s'efforcera, dans la mesure du possible de respecter :

- Tout d'abord, il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible avec rampe orientée vers le réservoir.
- Eviter les contre-pentes qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'airs plus ou moins difficiles à évacuer
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.
- Rechercher le tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.

IV.2.1. Conditions Économiques:

Du point de vue économique, les conduites de refoulement de la station de pompage sont liées :

En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à refouler, plus la perte de charge sera grande et plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc plus l'énergie fournie sera importante.

Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les frais d'amortissement qui croissent avec le diamètre, et celles d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente. par suite de la diminution des pertes de charge.

IV.2.1. Choix du type de conduite

Le choix de la conduite doit se faire en fonction :

- des pressions à supporter ;
- des conditions d'installation du revêtement ;
- leur disponibilité sur le marché ;
- du prix unitaire et du type du sol.

IV-3) Description du schéma d'adduction :

Notre agglomération sera alimentée à partir du Barrage Boussiaba.

L'eau sera refoulée sur une distance de 53 km jusqu'aux deux réservoirs de Ain El Djana, et cela se fera par l'intermédiaire des plusieurs pompes et réservoirs représentés sur la figure ci-dessous :

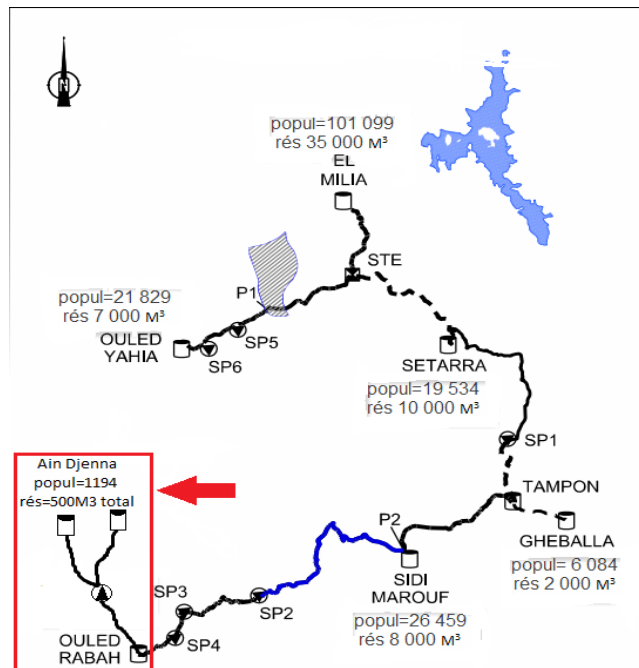


Figure IV.1. Schéma général de l'adduction

La partie que nous avons étudiée démarre du réservoir d'Ouled Rabah 6000 m³ jusqu'aux deux réservoirs d'Ain El Djana de 300 m³ et 200 m³.

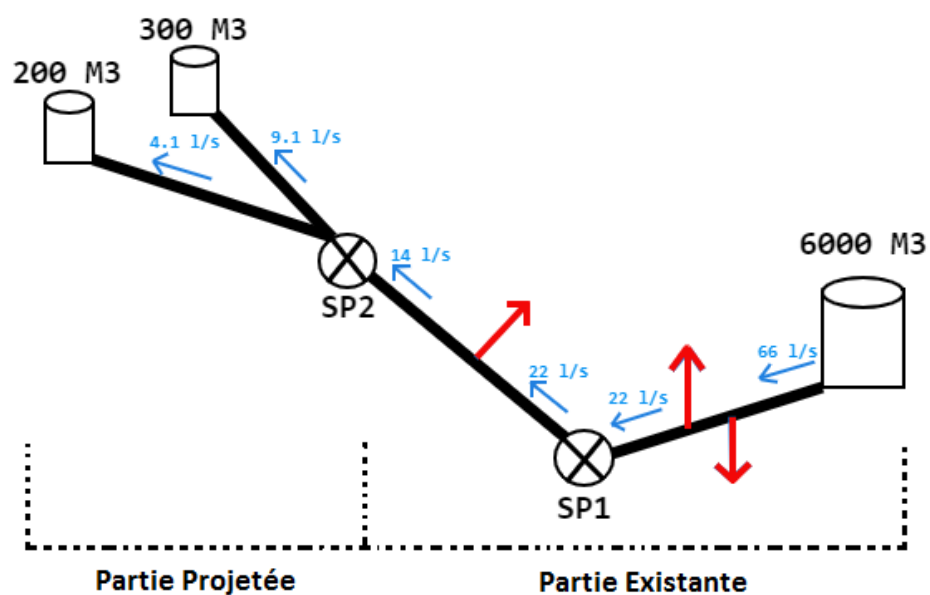


Figure IV.2. Schéma de la partie projetée

IV-4) Etude Technico- Économique des conduites de refoulement:

Pour le dimensionnement des diamètres des conduites d'adduction, on ales déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement entre V_{min} et V_{max} , ce choix et réaliser par l'étude de la vitesse $V \in [0.4 ; 2]$ telle que :

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{max}}} \quad (IV.1)$$

Et :

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{min}}} \quad (IV.2)$$

Avec :

- V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.4 m/s.
- V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s
- D_{max} : Le diamètre minimal de la conduite en m.
- D_{min} : Le diamètre minimal de la conduite en m
- Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite en m^3/s

Le diamètre économique est compris entre ces deux valeurs. Sa valeur exacte est celle qui donnera un cout minimal avec une vitesse comprise entre 0,5 et 2 m/s.

IV.4.1. Pertes de charge linéaires:

Les pertes de charge linéaires sont déterminées par la relation de DARCY-WEISBACH:

$$\Delta HL = \frac{\lambda \times L \times V^2}{D \times 2 \times g} \quad (IV.3)$$

- ΔHL : pertes de charge linéaires (m) ;
- L : longueur de la conduite(m) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- V : vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s) ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- λ : coefficient de perte de charge, dépendant de la nature d'écoulement qui lui-même, est fonction de la rugosité relative et du nombre de REYNOLDS. En régime turbulent rugueux, le coefficient de perte de charge est donné par la formule de NIKURADSE:

$$\lambda = \left[1.14 - 0.86 \times \frac{\ln(K)}{D} \right]^2 \quad (IV.4)$$

Et en régime de transition, il est donné par la formule de COLEBROOK:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log \left[\left(\frac{K}{3.71 \times D} \right) + \left(\frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right) \right] \quad (IV.5)$$

Avec :

- D: diamètre de la conduite (m) ;
- Re: nombre de REYNOLDS
- K: Rugosité absolue

$$\mathbf{Re = V \times \frac{D}{\nu}} \quad \mathbf{(IV.6)}$$

Avec :

- V: vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s) ;
- D: diamètre de la conduite(m) ;
- ν : viscosité cinématique de l'eau, elle est de l'ordre de 10^{-6} m²/s à une température de 20°C.

IV.4.2.Pertes de charge singulière:

Les pertes de charge singulières (coudes, vannes, clapets ...) sont exprimées par une longueur équivalente "Lev" occasionnant une perte lors du passage d' un débit Q de sorte que l'on peut écrire :

$$\mathbf{\Delta H_s = \lambda \times \left(\frac{Lev}{D}\right) \times \left(\frac{v^2}{2 \times g}\right)} \quad \mathbf{(IV.7)}$$

La longueur équivalente est estimée à 15% de la longueur total de la conduite.

Donc les pertes de charges totales représentent la somme des pertes de charges linéaire et des pertes de charge singulières :

$$\mathbf{\Delta H_t = 1.15 \times \lambda \times \left(\frac{L}{D}\right) \times \left(\frac{v^2}{2 \times g}\right)} \quad \mathbf{(IV.8)}$$

IV.4.3.Hauteur manométrique totale:

La hauteur manométrique est donnée comme étant la somme géométrique d'élévation et de pertes de charge totales.

REMARQUE : Les pertes de charge sur l'aspiration sont très faibles; généralement, elles seront négligées.

$$\mathbf{H_{mt} = H_g + \Delta H_T} \quad \mathbf{(IV.9)}$$

- H_{mt}: hauteur manométrique totale(m) ;
- H_g: hauteur géométrique d'élévation (m) ;
- ΔH_T : pertes de charge totales (m).

IV.4.4.Puissance absorbée:

La puissance absorbée par les pompes est donnée par la formule suivante :

$$P = 9.81 \left(Q \times \frac{H_{mt}}{\eta} \right) \quad (IV.10)$$

- P: puissance absorbée (KW) ;
- Q: débit à refouler (m³/s) ;
- η: rendement des pompes (75% en général).

IV.4.5.Énergie consommée:

Par formulation nous pouvons écrire :

$$E = 365 \times P \times T \quad (IV.11)$$

- E: énergie consommée (Kwh) ;
- P: puissance absorbée (Kw) ;
- T: nombre d'heures de pompage par jour Pour notre cas nous avons un refoulement de 18 h/ 24 h.

IV.4.6.Frais d'exploitation :

C'est l'ensemble des dépenses annuelles occasionnées pour relever l'eau à la hauteur manométrique désirée :

$$F_{exp} = e \times E \quad (IV.12)$$

- F_{exp} : frais d'exploitation (DA) ;
- e : tarif de l'énergie (2.575 DA/KWh) .

IV.4.7.Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = PML \times L \times A \quad (IV.13)$$

Avec :

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV.14)$$

Avec :

- i : Taux d'annuité (dans notre cas, 8%) ;
- n : Nombre d'année d'amortissement (dans notre cas, il est de 30 ans) ;
- A : l'amortissement annuel (Annuité).

D'où : A = 0.0888

IV-5) Détermination du diamètre économique :

IV.5.1. Réservoir 6000 m³ – SP1:

Cette infrastructure et déjà existante, elle englobe une adduction gravitaire avec une conduite de PEHD PN16 de 300 mm et un débit sortant de 66 l/s

IV.5.2. SP1 – SP2 :

Comme la partie précédente elle existe déjà, elle est constituée d'une adduction par refoulement de 22 l/s Sur une longueur de 940m, avec une conduite de PEHD PN16 de diamètre de 200 mm

IV.5.3.SP2– Réservoir d'est :

- Débit à refouler: $Q= 0.00904 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Temps de pompage : $T = 18\text{h}$;
- Longueur de conduite : $L = 1250 \text{ m}$;
- Cote de départ : $Z_1= 643 \text{ m}$;
- Cote d'arrivée : $Z_2= 743.11 \text{ m}$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 100.11 \text{ m}$.

Diamètre approximatif :

$$D_{\max} = 0.169 \text{ m}$$

$$D_{\min} = 0.0758 \text{ m}$$

Tableau IV.1.Calcul de la Hmt

D (m)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_T(\text{m})$	Hg(m)	Hmt(m)
0,090	1.421	127890	0.03973	65.3127	100.11	165.423
0,110	0.95125	104637	0.03732	22.4904		122.6
0,125	0.73665	92080.7	0.03595	11.4344		111.544
0,160	0.44961	71938	0.03366	3.11569		103.226

Tableau IV.2.Calcul les frais d'exploitation

D (m)	Hmt(m)	P(KW)	E (KWh/an)	e (DA/KWh)	F _{exp} (DA)	F _{exp30 ans} (DA)
0,090	165.423	19.4736	127941	2.575	534667	16040004
0,110	122.6	14.4325	94821.6		244128	7323832
0,125	111.544	13.131	86270.7		222113	6663379
0,160	103.226	12.1517	79836.9		205548	6166439

Tableau IV.3.Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	Prix (DA/m)	L (m)	F _{amort} (DA)
0,090	700	1250	77700
0,110	1500		166500
0,125	1950		216450
0,160	2900		321900

Tableau IV.4.Calcul du bilan

D (mm)	F _{exp30 ans} (DA)	F _{amort} (DA)	Total (DA)
0,090	16040004	77700	16117704
0,110	7323832	166500	7490332
0,125	6663379	216450	6879829
0,160	6166439	321900	6488339

D'après les résultats mentionné dans le tableau ci-dessus le diamètre de **160mm** est le plus économique.

IV.5.4.Station d'Ain El Djana – Réservoir d'ouest :

- Débit à refouler: $Q = 0.00407 \text{ m}^3/\text{s}$
- Temps de pompage : $T = 18 \text{ h}$
- Longueur de conduite : $L = 1450 \text{ m}$
- Cote de départ : $Z_1 = 643 \text{ m}$
- Cote d'arrivée : $Z_2 = 710$
- Hauteur géométrique : $H_g = 67$

Diamètre approximatif:

$$D_{\max} = 0.113 \text{ m}$$

$$D_{\min} = 0.0509 \text{ m}$$

Tableau IV.5.Calcul de la Hmt

D (m)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	Hg(m)	Hmt(m)
0,063	1.283184	80840.61	0.04513	100.246	67	167.246
0,075	0.922844	69213.3	0.04258	41.09305		108.093
0,090	0.640864	57677.75	0.040252	15.61128		82.61128
0,110	0.429008	47190.89	0.03803	5.407974		72.40797

Tableau IV.6.Calcul les frais d'exploitation

D (m)	Hmt(m)	P(KW)	E (Kwh/an)	e (DA/Kwh)	F _{exp} (DA)	F _{exp30ans} (DA)
0,063	167.246	8.750309	57489.53	2.575	148012.5	4440376
0,075	108.093	5.655428	37156.16		95662.26	2869868
0,090	82.61128	4.322222	28397		73110.91	2193327
0,110	72.40797	3.788385	24889.69		64081	1922430

Tableau IV.7.Calcul les frais d'amortissement

D (mm)	Prix (DA/m)	L (m)	F _{amort} (DA)
0,063	420	1450	54080
0,075	550		70818
0,090	700		90132
0,110	1500		193140

Tableau IV.8.Calcul du bilan

D (mm)	F _{exp} 30ans (DA)	F _{amort} (DA)	Total (DA)
0,063	4440376	54080	4494455
0,075	2869868	70818	2940686
0,090	2193327	90132	2283459
0,110	1922430	193140	2115570

D'après les résultats mentionné dans le tableau ci-dessus le diamètre de **110mm** est le plus économique.

IV-6) Conclusion :

Pour établir les diamètres des conduites de notre adduction, nous avons calculé les différents paramètres hydrauliques, tels que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitation et d'amortissement et les choix des pompes afin de trouver une solution idéale du point de vue technique et économique.

The page features a decorative design with three blue circles of varying sizes, each composed of concentric circles in different shades of blue. These circles are positioned in the top right and bottom right corners. Two thin, light blue lines intersect at the top left and extend diagonally across the page, framing the central text.

Chapitre V:
Choix des pompes

V-1) Introduction :

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique ; c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression. Ce procédé est dit « pompage ».

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

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

V-2) Choix des pompes :

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

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

V-3) Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge:

V.3.1. Hauteur manométrique totale:

C'est la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge

Donc :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_t \quad (V.1)$$

Avec :

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

V.3.2. La vitesse de rotation:

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

V.3.3. Le débit:

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

V.3.4. La puissance absorbée:

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

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

$$P = 9.81 \left(Q \times \frac{H_{mt}}{\eta} \right) \quad (V.2)$$

- P: puissance absorbée (KW) ;
- Q: débit à refouler (m^3/s) ;
- η : rendement des pompes

V-4) Points de fonctionnement des pompes:

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

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

V-5) Courbes caractéristiques:

V.5.1. Courbe caractéristique des pompes:

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

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

V.5.2. Courbe caractéristique de la conduite:

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

$$H_c = H_g + \Delta H_t \quad (V.3)$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique en (m) ;
- ΔH_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m).

V-6) Recherche du point de fonctionnement:

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

V.6.1. Réduction du temps de pompage:

Dans le cas où le débit correspondant au point de fonctionnement obtenu est supérieur au débit appelé (désiré), on opte pour la diminution du temps de pompage en conservant le même volume à pomper, ce temps se calcule comme suit :

$$T' = \frac{Q' \times T}{Q} \quad (V.4)$$

Avec :

- T' : Le nouveau temps de pompage (h) ;
- T : Le temps de pompage prévu (h), pour notre cas, il est de 18 h ;
- Q' : Débit désiré à refouler en m³/s ;
- Q : Débit de point de fonctionnement de la pompe pour 18h en m³/s.

V.6.2. vitesse de rotation:

Elle consiste à faire varier la vitesse de rotation, c'est de rechercher une vitesse N' qui fera passer la caractéristique $H=f(Q)$ par le point désiré P1 (Q_1, H_1), pour cela on trace la parabole $H= aQ^2$ passant par l'origine et par le point désiré P1 et coupera la caractéristique de la pompe En un point P2 (Q_2, H_2) et on aura :

$$N_1 = \frac{Q_1^2 \times N}{Q^2} \quad (V.5)$$

Avec :

- N_1 : Le nouveau nombre de rotation (tr/min) ;
- N : Le nombre de rotation prévu;
- Q_1 : Débit désiré à refouler en m³/s ;
- Q : Débit de point de fonctionnement de la pompe en m³/s.

V.6.3. Le vannage:

Elle se fait par l'association d'une vanne a la conduite de refoulement et procède à sa fermeture partielle afin de créer des pertes de charge (h) pour obtenir le débit désiré Q2. La puissance absorbée par la pompe est donc :

$$P_1 = 9.81 \times \left(\frac{H' \times Q'}{\eta} \right) \quad (\text{V.6})$$

Avec :

$$H' = H_{mt} + h \quad (\text{V.7})$$

- h : Pertes de charge engendrées par le vannage (m) ;
- Hmt: La hauteur manométrique totale correspondant au débit appelé en m ;
- η : Le rendement en (%)
- H' : La distance qui sépare le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe en m.

V.6.4. Rognage de la roue:

Pour faire passer la courbe $H = f(Q)$ de la pompe par le point désiré, la solution consiste à diminuer le diamètre de la roue pour la même vitesse de rotation. On aura alors :

$$m = \sqrt{\frac{Q}{Q_1}} = \sqrt{\frac{H}{H_1}} = \frac{D}{D_1} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage ;
- D : Diamètre de la roue avant rognage (m) ;
- D1 : Diamètre de la roue après rognage (m).

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = (1 - m) \times 100(\%) \quad (\text{V.10})$$

V-7) Etude de la 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.

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

NPSHd > NPSHr

- **NPSHd**: La charge nette d'aspiration disponible, est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.
- **NPSHr**: La charge d'aspiration requise par le constructeur, est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation.

V-8) Choix des pompes:

V.8.1. SP2 – Réservoir Est :

Caractéristique de la conduit

- Le débit refoulé : $Q = 0.00904 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La hauteur géométrique : $H_g = 100.11 \text{ m}$.
- Les pertes de charges : $\Delta H = 3.116 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 103.226 \text{ m}$.

On insèrent la Hmt choisi et le débit demandé dans l'application CaprariPumpTutor, il nous donne une variété de choix et c'est à nous de choisir la pompe qui répond à notre besoin. Et dans notre étude on a choisi la pompe **PM 80/ 8 A** après l'installation d'une vanne avec une perte de charge de 0.45675 m au bute d'avoir les point de fonctionnement désirer

Verification du cavitation:

- Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 643 \text{ m}$;
- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 643 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 0$.
- la pression à la côte d'aspiration : 9,422 m

On a :

$$\text{NPSHd} = \frac{P}{\rho \times g} + H_a - (\Delta H_a + \Delta H_t) \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- P : pression atmosphérique (Pa)
- H_a : Hauteur d'aspiration (m)
- ΔH_a : perte de charge en aspiration (généralement négliger)
- ΔH_t : perte de charge totale en refoulement (m)

Donc :

$$\text{NPSHd} = 9,422 + 0 - (0 + 3.116)$$

NPSHd = 6.306

NPSHd > NPSHr alors la pompe est hors domaine de la cavitation.

V.8.2. SP2 – Réservoir Ouest :

Caractéristique de la conduit

- Le débit refoulé : $Q = 0.00407 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La hauteur géométrique : $H_g = 67 \text{ m}$.
- Les pertes de charges : $\Delta H = 5.405 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 72.41 \text{ m}$.

On insèrent la Hmt choisi et le débit demandé dans l'application CaprariPumpTutor, il nous donne une variété de choix et c'est à nous de choisir la pompe qui répond à notre besoin. Et dans notre étude on a choisi la pompe **HMU50-1/ 8C** après l'installation d'une vanne avec une perte de charge de 1.246 m au bute d'avoir les point de fonctionnement désirer

Verification du cavitation:

- Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 643 \text{ m}$;
- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 643 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 0$.
- la pression à la côte d'aspiration : 9,422 m

On a :

$$\text{NPSHd} = \frac{P}{\rho \times g} + H_a - (\Delta H_a + \Delta H_t) \quad (\text{V.12})$$

Avec :

- P : pression atmosphérique (Pa)
- H_a : Hauteur d'aspiration (m)
- ΔH_a : perte de charge en aspiration (généralement négliger)
- ΔH_t : perte de charge totale en refoulement (m)

Donc :

$$\text{NPSHd} = 9,422 + 0 - (0 + 3.116)$$

NPSHd = 6.306

$NPSH_d > NPSH_r$ alors la pompe est hors domaine de la cavitation.

V-9) Conclusion:

Après avoir choisi les pompes du catalogue CAPRARI et après avoir vérifié les caractéristiques hydrauliques de ces dernières ainsi que le risque de cavitation pour chacune d'elles, nous pouvons conclure que nos choix sont bien appropriés

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a gradient from dark blue to light blue. These circles are arranged vertically, with the largest at the top and bottom, and a smaller one in the middle. Two thin blue lines intersect at the center, forming an 'X' shape that passes through the circles.

Chapitre VI:
Distribution

VI-1) Introduction :

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations afin connectées entre elle sur lesquelles des branchements seront piquées en vue de satisfaire le consommateur. Toutefois une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins domestique, industrie ou agricole.

VI-2) Classification des réseaux :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution dont :

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.
- Réseau mixte

VI.2.1 réseau ramifié:

Caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être Economique mais manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture, Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale, toute la population à l'aval sera privée d'eau.

VI.2.2réseau maillé:

Le réseau maillé est constitué d'un ensemble de conduite formant des boucles fermées (mailles). Contrairement au réseau ramifié, le réseau maillé permet une alimentation en retour ; une simple manœuvre de vanne isole le tronçon accidenté et l'alimentation des autres abonnés se poursuit. Le réseau maillé est certes coûteux mais il est très fiable et offre plus de sécurité.

VI.2.3réseau mixte:

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée.

Tableau VI.1.Type des réseaux de distribution

Aspect	Ramifié	Maillé
Pertes de charge	Elevés	Faibles
Écoulement	Risque de zones de stagnation aux extrémités	Satisfaisant
Réparation	Risque de mise hors service d'une zone importante suivant le point d'intervention	Risque plus faible de mise hors service d'une zone importante suivant le point d'intervention
Frais de pompage	Elevés	Faible
Frais de place	Faible	Elevés

VI-3) Choix du tracé :

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants :

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine,...etc.) ;
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes, ...etc.) ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

VI-4) Choix des conduites de distribution:

Pour choisir le type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants:

- Le diamètre ;
- La pression de service supportée;
- Les conditions de pose et de transport ;
- Le prix ;
- La durée de vie ;
- La disponibilité sur le marché.

Pour notre cas, on a choisi comme matériau pour les conduites du réseau de distribution, le PEHD, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facilité de pose (grande flexibilité).
- Fiable au niveau des branchements (réduction de risque de fuite).
- Résiste à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- Durée de vie prouvée par l'expérience.
- Le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques.
- Coefficient de la rugosité très faible.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Disponibilité sur le marché.
- Bonne résistance mécanique, et l'existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20, PN25.

VI-6) Les conditions sur les vitesses et les pressions:

Les calculs hydraulique des canalisations se font selon le débit de pointe (pendant l'heure de pointe : qui observe une demande élevée de l'eau).

VI.6.1 les vitesses:

La vitesse de l'eau dans les conduites de distribution sera l'ordre de 0.4 m/s à 2m/s.

Remarque :

Les petites vitesses (0.4m/s) favorisent le dépôt des grains solides dans la canalisation.

VI.6.2 les pressions:

Les réseaux doivent satisfaire les conditions de pression suivantes :

- une charge minimale de 6m doit être prévu sur les orifices de puisage les plus élevés ;
- en vue de la bonne tenue de la canalisation et des joints, il faut éviter des pressions supérieures à 40m qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés.

VI-7) Calcul hydraulique :

VI.7.1 les Débits de pointe:

Le débit de pointe Q_p correspond à la consommation maximale horaire, avec lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution.

VI.7.2 les Débits spécifique:

C'est le débit uniforme, il est défini comme étant le volume d'eau consommé par un mètre de canalisation pendant une seconde, il s'écrit comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (VI.1)$$

Avec :

- Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s.ml) ;
- Q_p : Débit de pointe en (l/s) de la zone ;
- $\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre ou il y a distribution

VI.7.3 les Débits de route:

Il se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau. Le débit de route est donné par la relation suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times L_i \quad (VI.2)$$

Avec :

- Q_{ri} : débit en route du tronçon considéré [l/s].

VI.7.4 les Débits aux nœuds:

Le débit de chaque nœud est donné par la formule suivante :

$$Q_n = 0.5 \times \Sigma Q_{ri} \quad (VI.3)$$

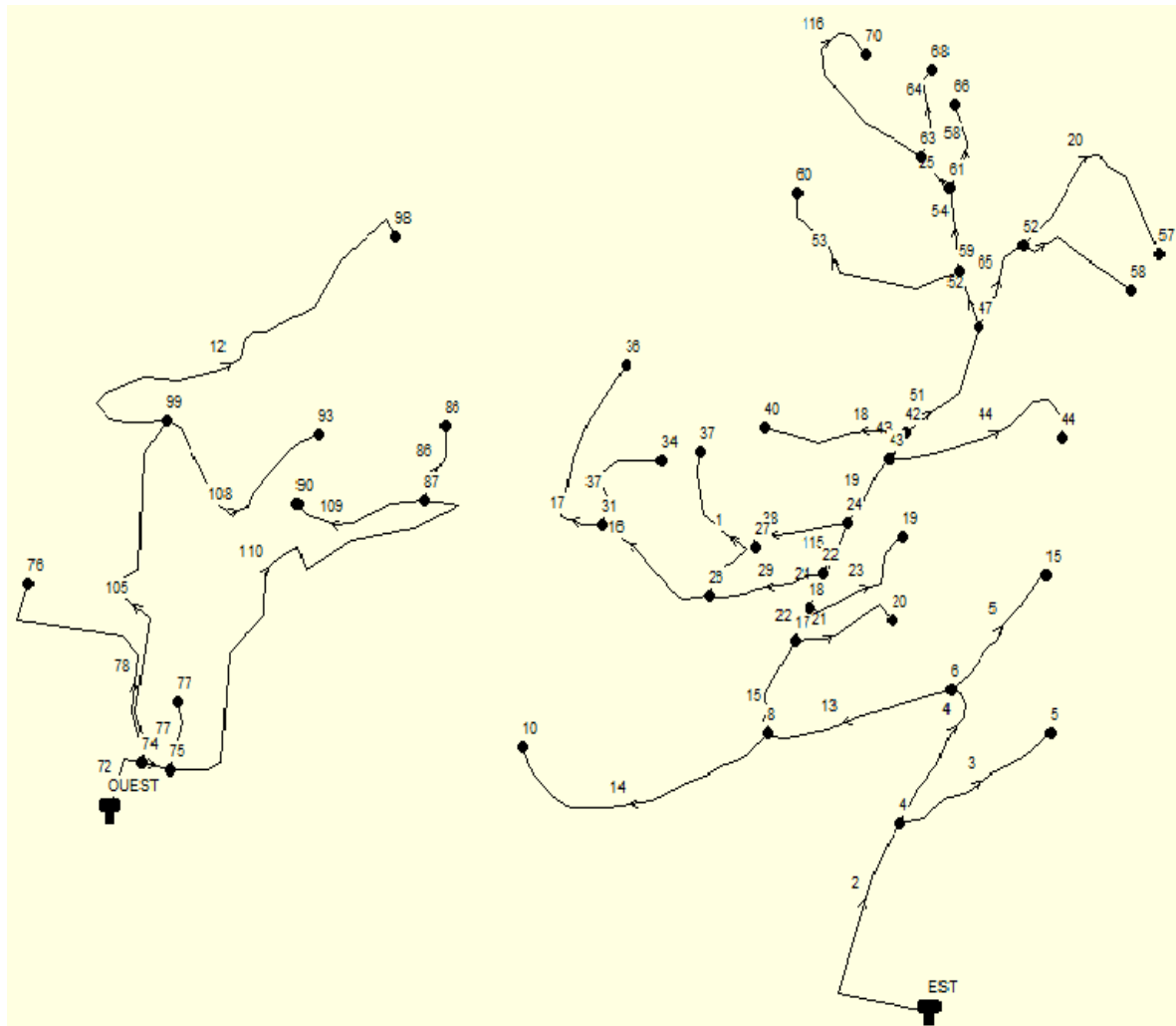


Figure VI.1.Schémas général de la distribution

Calcul pour Q_p :

Pour la zone Est $Q_P = 14.547 \text{ l/s}$

Nœuds	Tuyaux	Li(m)	Qr(l/s)	Qn(l/s)					
Noeud 4	Tuyau 2	265.95	0.839	1.360	Noeud 37	Tuyau 1	172.56	0.544	0.272
	Tuyau 3	178.03	0.562						
	Tuyau 4	152.66	0.482						
Noeud 5	Tuyau 3	178.03	0.561	0.280	Noeud 40	Tuyau 18	148.46	0.468	0.234
Noeud 6	Tuyau 4	152.66	0.481	0.779	Noeud 42	Tuyau 18	148.46	0.468	0.486
	Tuyau 5	146.17	0.461			Tuyau 43	30.54	0.096	
	Tuyau 13	195.05	0.615			Tuyau 51	129.2	0.408	
Noeud 8	Tuyau 13	195.05	0.615	0.926	Noeud 43	Tuyau 19	73.6	0.232	0.509
	Tuyau 14	297.5	0.938			Tuyau 43	30.54	0.096	
	Tuyau 15	94.8	0.299			Tuyau 44	218.9	0.691	
Noeud 10	Tuyau 14	297.5	0.938	0.469	Noeud 44	Tuyau 44	218.9	0.691	0.345
Noeud 15	Tuyau 5	146.17	0.461	0.230	Noeud 47	Tuyau 51	129.2	0.408	0.437
Noeud 17	Tuyau 15	94.8	0.299	0.387		Tuyau 52	56.55	0.178	
	Tuyau 21	115.67	0.731			Tuyau 65	91.82	0.290	
	Tuyau 22	35.05	0.364		Noeud 52	Tuyau 20	231.77	0.731	0.717
Noeud 18	Tuyau 22	35.05	0.110	Tuyau 65		91.82	0.290		
	Tuyau 23	130.87	0.412	Tuyau 66		131.18	0.414		
	Tuyau 24	36.17	0.114	0.318	Noeud 57	Tuyau 20	231.77	0.731	0.365
Noeud 19	Tuyau 23	130.87	0.412	0.206	Noeud 58	Tuyau 66	131.18	0.414	0.206
Noeud 20	Tuyau 21	115.67	0.364	0.182	Noeud 59	Tuyau 52	56.55	0.178	0.550
						Tuyau 53	215.71	0.681	
						Tuyau 54	76.55	0.242	
Noeud 22	Tuyau 24	36.17	0.114	0.330	Noeud 60	Tuyau 53	215.71	0.681	0.340
	Tuyau 29	120.38	0.379						
	Tuyau 115	52.93	0.167						
Noeud 24	Tuyau 19	73.6	0.232	0.371	Noeud 61	Tuyau 25	39.47	0.125	0.315
	Tuyau 38	109.18	0.344			Tuyau 54	76.55	0.242	
	Tuyau 115	52.93	0.167			Tuyau 58	83.8	0.264	
Noeud 26	Tuyau 16	138.9	0.438	0.681	Noeud 63	Tuyau 25	39.47	0.125	0.532
	Tuyau 29	120.38	0.380			Tuyau 64	88.22	0.278	
	Tuyau 1	172.56	0.544			Tuyau 116	210.05	0.663	
Noeud 27	Tuyau 38	109.18	0.344	0.172	Noeud 66	Tuyau 58	83.8	0.264	0.132
Noeud 31	Tuyau 16	138.9	0.438	0.721	Noeud 68	Tuyau 64	88.22	0.278	0.139
	Tuyau 17	198.6	0.627						
	Tuyau 37	120.08	0.379						
Noeud 34	Tuyau 37	120.08	0.379	0.189	Noeud 70	Tuyau 116	210.05	0.663	0.331
Noeud 36	Tuyau 17	198.6	0.627	0.313	Tableau V.2.Calcule des débits on nœuds pour Qp				

Pour la zone ouest $Q_P = 7.95 \text{ l/s}$

Tableau VI.3. Calcule des débits on nœuds pour Q_p

Nœuds	Tuyaux	Li(m)	Qr(l/s)	Qn(l/s)
Noeud 74	Tuyau 72	66.73	0.186	1.111
	Tuyau 73	28.21	0.079	
	Tuyau 78	271.31	0.758	
	Tuyau 105	361.81	1.011	
Noeud 75	Tuyau 73	66.73	0.186	0.862
	Tuyau 77	70.79	0.198	
	Tuyau 110	517.93	1.447	
Noeud 76	Tuyau 78	271.31	0.758	0.379
Noeud 77	Tuyau 77	70.79	0.198	0.099
Noeud 86	Tuyau 86	74.83	0.209	0.105
Noeud 87	Tuyau 86	74.83	0.209	1.023
	Tuyau 109	139.48	0.390	
	Tuyau 110	517.93	1.447	
Noeud 90	Tuyau 109	139.48	0.390	0.195
Noeud 93	Tuyau 108	234.86	0.656	0.328
Noeud 98	Tuyau 12	467	1.305	0.653
Noeud 99	Tuyau 12	467	1.305	1.486
	Tuyau 105	361.81	1.011	
	Tuyau 108	234.86	0.656	

VI-8) Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Tableau VI.4.Calcul les diamètres et les vitesses de la distribution

Tuyaux	L(m)	D (mm)	Vitesse (m/s)	Tuyau 72	66.73	75	1.67
Tuyau 2	265.95	110	1.7	Tuyau 73	28.21	63	0.86
Tuyau 3	178.03	50	0.17	Tuyau 77	65.4	50	0.06
Tuyau 4	152.66	110	1.49	Tuyau 78	271.31	50	0.23
Tuyau 5	146.17	50	0.14	Tuyau 86	74.83	50	0.06
Tuyau 21	115.67	50	0.11	Tuyau 105	361.81	50	0.2
Tuyau 22	35.05	90	1.68	Tuyau 108	234.86	50	0.12
Tuyau 23	130.87	50	0.12	Tuyau 109	139.48	50	1.65
Tuyau 24	36.17	90	1.59	Tuyau 115	52.93	75	0.2
Tuyau 29	120.38	63	0.78	Tuyau 116	210.05	50	0.5
Tuyau 37	120.08	50	0.11	Tuyau 110	517.93	63	0.16
Tuyau 38	106.38	50	0.1	Tuyau 1	172.56	50	0.39
Tuyau 43	30.54	63	1.81	Tuyau 12	466.53	50	1.37
Tuyau 44	218.9	50	0.21	Tuyau 13	195.05	110	0.28
Tuyau 51	129.2	63	1.54	Tuyau 14	297.47	50	1.79
Tuyau 52	56.55	63	0.89	Tuyau 15	94.8	90	0.42
Tuyau 53	215.71	50	0.2	Tuyau 16	138.9	63	0.19
Tuyau 54	76.55	63	0.55	Tuyau 17	198.61	50	0.14
Tuyau 58	83.8	50	0.08	Tuyau 18	148.36	50	1.5
Tuyau 64	88.22	50	0.08	Tuyau 19	73.63	75	0.22
Tuyau 65	91.82	63	0.49	Tuyau 20	231.77	50	0.38
Tuyau 66	131.18	50	0.13	Tuyau 25	39.47	63	0.94

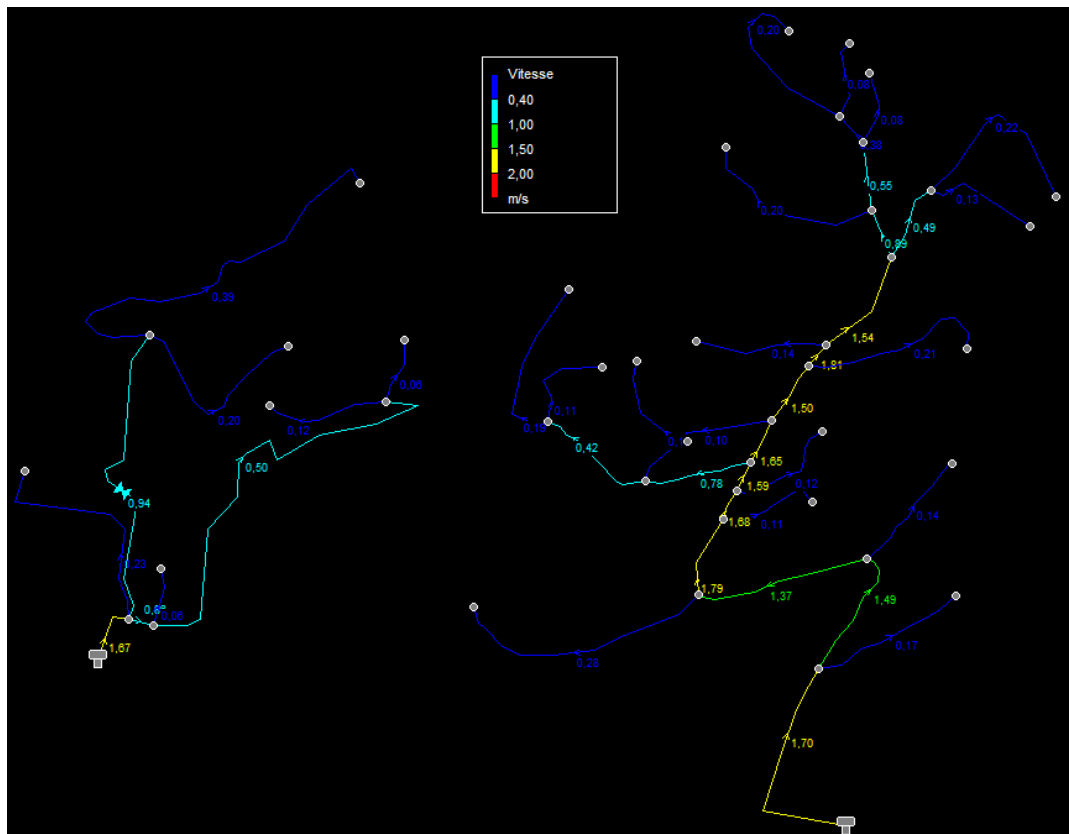


Figure VI.2. Résultats de la simulation vitesse

Tableau VI.5. Résultats de la simulation pression

Nœuds	Hg(m)	Pression (m.c.e)	Noeud 44	675.7	66.77
Noeud 4	725	17.58	Noeud 47	645.3	97.2
Noeud 5	732.04	10.5	Noeud 52	649	93.47
Noeud 6	702	40.57	Noeud 57	651	91.4
Noeud 8	684	58.56	Noeud 58	652	90.4
Noeud 10	688.85	53.66	Noeud 59	644.2	98.3
Noeud 15	696.07	46.47	Noeud 60	651.5	90.94
Noeud 17	677.87	64.68	Noeud 61	642.3	100.16
Noeud 18	676	66.55	Noeud 63	641.5	100.95
Noeud 19	672.5	69.98	Noeud 66	639.2	103.23
Noeud 20	680	62.5	Noeud 68	638.3	104.12
Noeud 22	671.3	71.24	Noeud 70	634.9	107.49
Noeud 24	664.4	78.14	Noeud 74	700	9.49
Noeud 26	665.26	77.27	Noeud 75	700.25	9.24
Noeud 27	661.4	81.09	Noeud 76	690.1	19.31
Noeud 31	669	73.52	Noeud 77	692	17.46
Noeud 34	670.7	71.77	Noeud 86	657.5	51.71
Noeud 36	663.1	79.37	Noeud 87	667	42.26
Noeud 37	667	75.49	Noeud 90	657	52.19
Noeud 40	654.8	87.7	Noeud 93	645.1	64.3
Noeud 42	655	87.53	Noeud 98	608.7	100.43
Noeud 43	657	85.53	Noeud 99	640.4	69.07

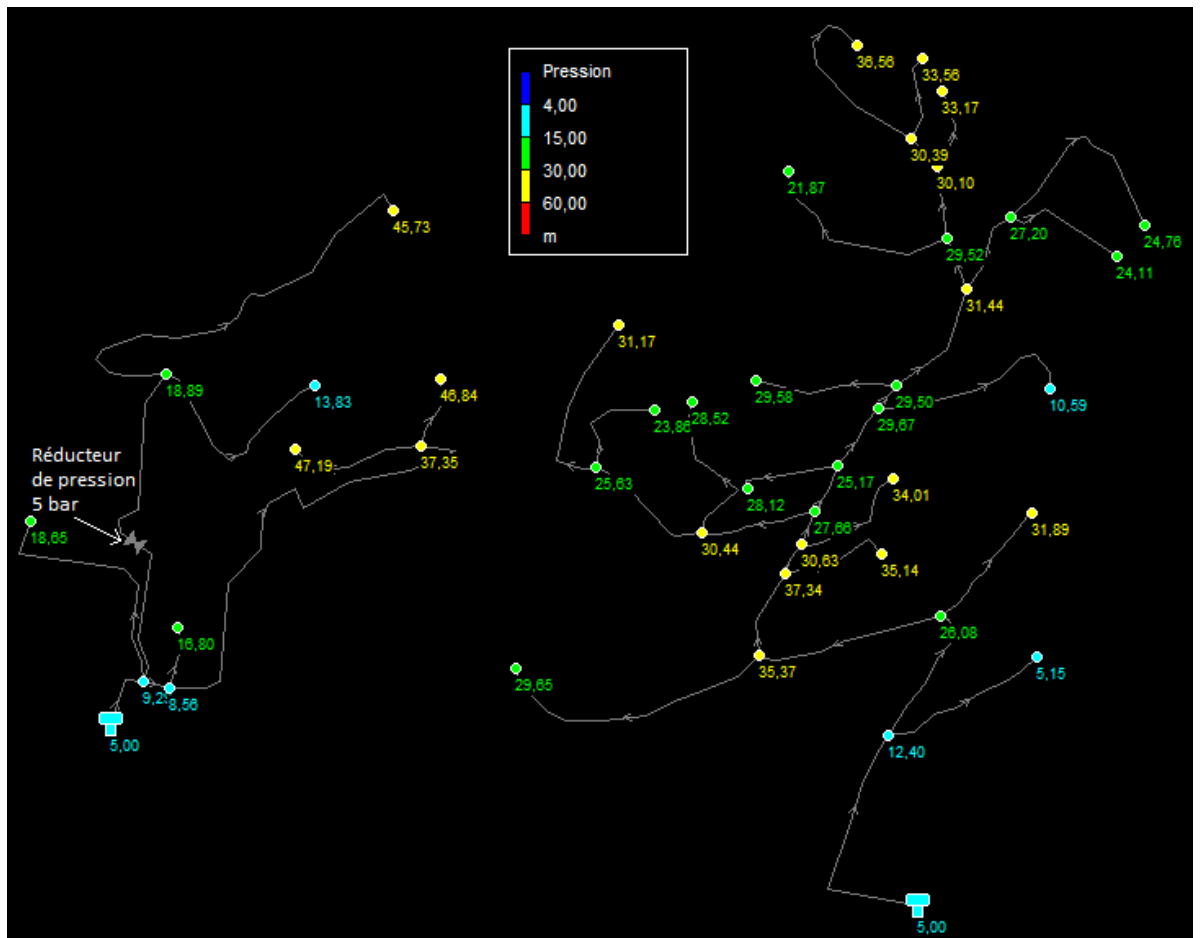


Figure VI.3. Résultats de la simulation pression

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque arc (conduite), nous avons aussi introduit des vannes avec une perte de charge singulière de 50 m dans l'objectif de réduire la pression dans les nœuds, c'est-à-dire une pression inférieure à 60m. On lance la simulation du réseau. Suite à plusieurs essais, dans l'objectif d'avoir des pressions admissibles, nous avons finalement opté pour un réducteur de pression de 50 m pour la sous-zone Ouest.



Figure VI.4. Pressions nominales des conduites

Pour le choix des pressions nominales des conduites, nous avons choisi le cas le plus défavorable c'est-à-dire le réseau ne dessert aucun consommateur et ce dernier est soumis aux pressions hydrostatiques

VI-9) Equipement du réseau de distribution:

Le réseau de distribution est doté des accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement de celui-ci. On en cite :

- Les canalisations : Les réseaux de distribution sont constitués de :
 - Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
 - Conduites secondaire qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.
- Robinets vannes : Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille », Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).
- Régulateurs de pression : Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.
- Robinets de vidange (décharge) : Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange ; et seront posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

- Pièces spéciales de raccord : Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet :
 - Les Tés : On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.
 - Les coudes : Utilisés en cas de changement de direction.66
 - Les cônes de réduction : Ce sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres différents.

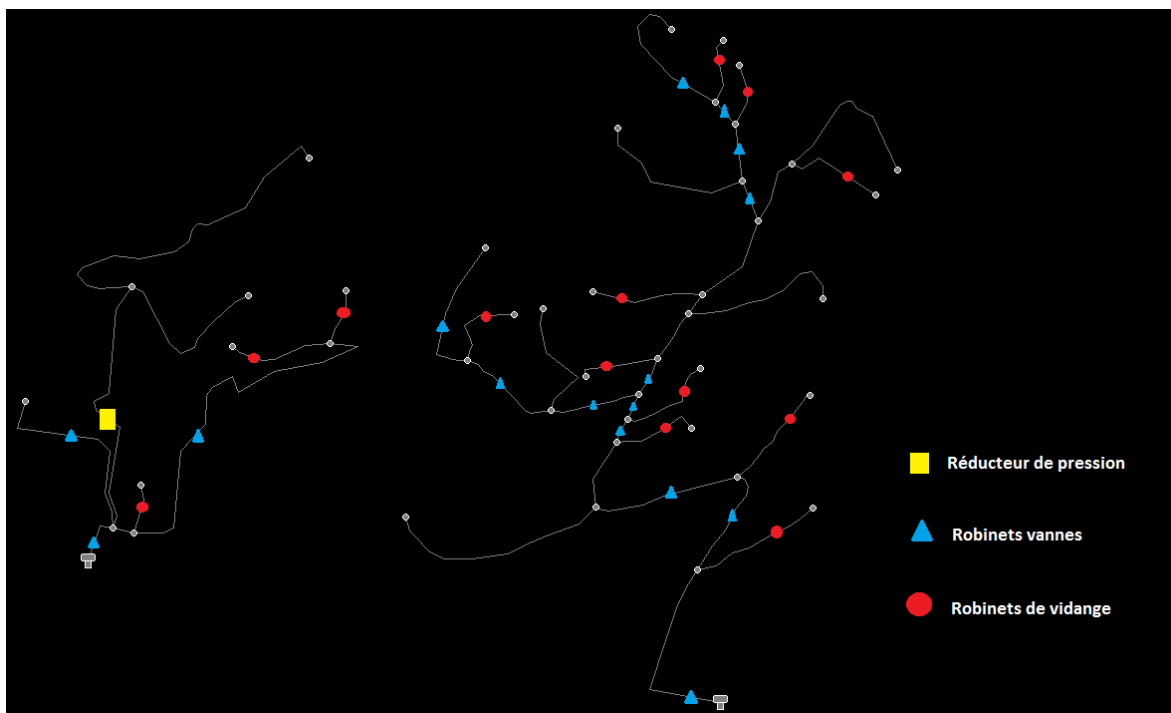


Figure VI.5. Emplacement des équipements

VI-10) Conclusion:

Dans ce chapitre on a déterminé les diamètres des différents tronçons et d'après les résultats de la simulation on peut dire que nos réseaux de distribution fonctionnent 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.

The page features three decorative blue circles of varying sizes, each composed of concentric circles with a gradient from dark blue to light blue. Two thin blue lines intersect at the top left, forming a large 'V' shape that frames the circles. The text is centered in the lower-left quadrant.

Chapitre VI:
Coup de bélier

VII-1) Introduction :

Il est très important d'étudier les moyens de protection de la conduite pour limiter les effets des flexions longitudinales, des efforts d'ovalisations, l'agressivité des sols et les surpressions et dépressions puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux. On doit donc tenir compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose de la conduite.

VII-2) Généralité :

VII.2.1 définition :

En hydraulique, le coup de bélier désigne une variation brusque de la pression (surpression ou dépression) dans une conduite à cause d'un changement rapide des conditions de l'écoulement.

VII.2.2 Causes du coup de bélier :

Les causes les plus fréquentes de création du phénomène sont :

- l'ouverture ou la fermeture instantané d'une vannes dans les conduite gravitaire en charge ;
- la mise en marche ou l'arrêt brusque des pompes sur les 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 urbain.

VII.2.3 Risques du coup de bélier :

Les risques causés par le coup de bélier sont de plusieurs ordres :

- Cas de surpression :
 - Ruptures de tuyaux
 - Dommages causés aux supports de tuyaux
 - Dommages causés aux pompes, aux fondations, aux pièces internes de tuyauterie et aux appareils de robinetterie



Figure VII.1. Risques des surpressions

- Cas de dépression :
 - Écaillage du revêtement intérieur en mortier de ciment des tuyauteries
 - Aspiration d'air ou d'eau souillée sur les liaisons par bride, les liaisons par manchon où les fuites
 - Rupture de la colonne d'eau suivie d'augmentations importantes de la pression lors du choc des colonnes liquides



Figure VII.2. Risques des Dépression

- Risque de fatigue :

Comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue. En régime transitoire, les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoque la fatigue pour le matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VII-3) Analyse physique du coup de bélier :

VII.3.1 Fermeture brusque de la vanne

Dans ce qui suit on va illustrer le processus de variation de la pression et la vitesse suite au phénomène du coup de bélier :

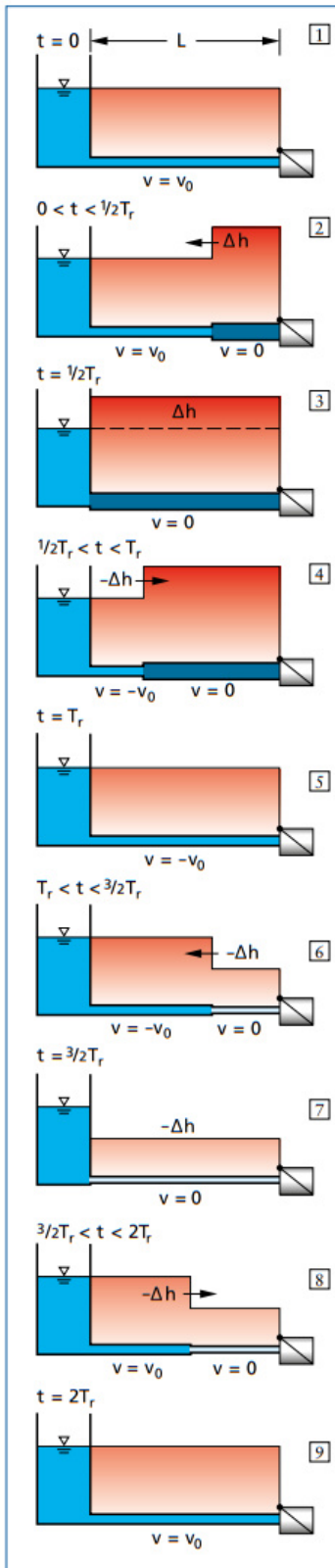


Figure VII.3. Cycle de variation de pression (fermeture de vanne)

1) Pour $t=0$, le profil de pression est stationnaire, avec une courbe de hauteur manométrique horizontale en raison de l'absence de pertes de charge par frottement. La vitesse d'écoulement est stationnaire : v_0 .

2) La fermeture soudaine du robinet à opercule à l'extrémité de la tuyauterie entraîne une augmentation subite de la pression Δh , l'évasement de la tuyauterie qui l'accompagne étant indiqué ici. L'onde de surpression générée se déplace à la vitesse de propagation des ondes dans le sens contraire de l'écoulement stationnaire et s'accompagne de l'arrêt de la vitesse d'écoulement qui passe à $v=0$ dans la zone de surpression. Ce processus intervient dans le laps de temps $0 < t < \frac{1}{2}T_r$, T_r étant le laps de temps dont a besoin l'onde pour parcourir le tuyau sur toute sa longueur dans les deux sens. La grandeur significative T_r s'appelle temps de réflexion de l'onde. Sa valeur est de $2L/a$.

3) Quand $t = \frac{1}{2}T_r$, l'onde de surpression est arrivée au réservoir. Là, du fait du niveau constant, aucune augmentation de pression ne peut arriver. L'onde de

pression est réfléchiée par changement de signe. En l'occurrence, c'est la vitesse d'écoulement qui change de signe, elle se dirige maintenant vers le réservoir.

4) Une onde de dépression $-\Delta h$ se dirige vers le robinet à opercule et atteint celui-ci au temps $t = T_r$. Elle est accompagnée d'une modification de la vitesse qui passe à la valeur $-v_0$.

5) Au droit du robinet à opercule fermé, la vitesse se modifie et passe de la valeur $-v_0$ à la valeur $v = 0$. Il en résulte un saut de pression négatif de $-\Delta h$.

6) L'onde de dépression $-\Delta h$ se déplace dans l'intervalle $T_r < t < \frac{3}{2}T_r$ de nouveau vers le réservoir, tandis que, parallèlement à cette onde, la valeur v devient égale à 0.

7) Au temps $t = \frac{3}{2}T_r$, l'onde atteint le réservoir et la pression repasse à la hauteur manométrique du réservoir.

8) Dans l'intervalle $\frac{3}{2}T_r < t < 2T_r$, l'onde de surpression provenant du réservoir se déplace de nouveau vers le robinet à opercule, tandis que, parallèlement à cette onde, v redevient v_0 .

9) Quand $t = 2T_r$, l'état initial à $t = 0$ est de nouveau atteint et le processus peut se dérouler une nouvelle fois

VI.3.2 Arrêt brusque du pompe

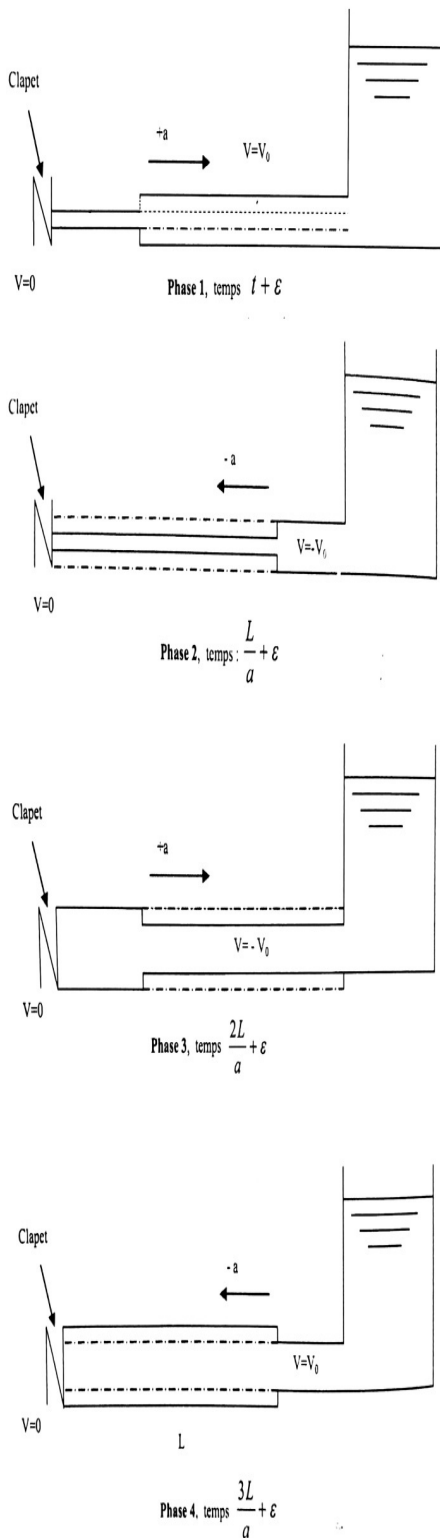


Figure VII.4. Cycle de variation de pression (arrêt de pompe)

1) Au temps $t = 0$, le débit à travers la pompe est brusquement interrompu. La vanne clapet située à l'amont du système est fermée, immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau a tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile. Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression, ce qui prend un temps égal au rapport de la longueur 'L' sur la célérité de l'onde de déformation 'C'.

2) Lorsque que l'onde de dépression atteint le réservoir, celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. À ce moment précis, plus rien ne retient la mise en compression de la conduite et elle commence à reprendre sa forme à proximité du réservoir. L'augmentation de volume ainsi créée, entraîne le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initiale du fluide puisque la déformation initiale de la conduite est directement liée à cette dernière. Ce phénomène a la même durée

que celle de l'étape précédente.

3) Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant la vanne fermée. Encore une fois, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle par contre, cette fois, l'énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau tend à comprimer la partie immobile de la colonne d'eau. Cette surpression met en tension la conduite qui se dilate. La vitesse de l'onde de déformation 'C' étant constante, la durée de cette étape est identique à celle des précédentes.

4) Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir à une vitesse U_0 de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initial

VII-4) Profil des pressions :

VII.4.1 Arrêt lent d'une pompe:

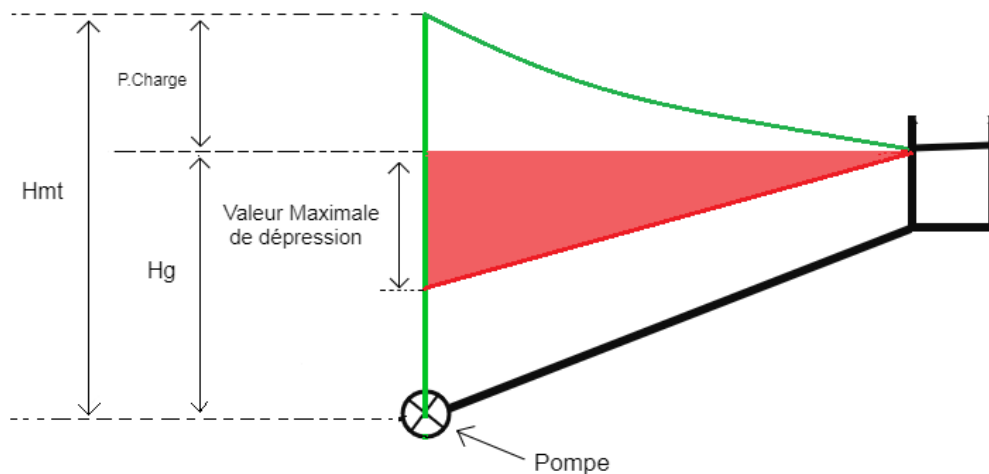


Figure VII.5. $T > 2 \cdot L/a$

Pour un arrêt lent d'une pompe, une onde de dépression se déplace au cours de la conduite de refoulement avec une répartition linéaire des pressions.

VII.4.2 Arrêt brusque d'une pompe:

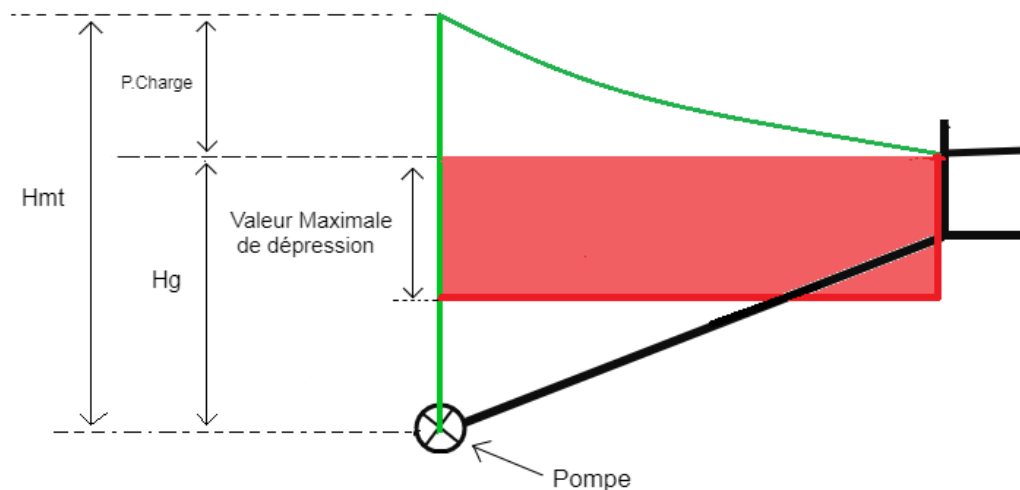


Figure VII.6. $T < 2 \cdot L/a$

Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, la répartition des pressions n'est plus linéaire mais par contre possède une tranche rectangulaire représente la valeur maximale du coup de bélier.

VII.4.3 Fermeture lente d'une vanne:

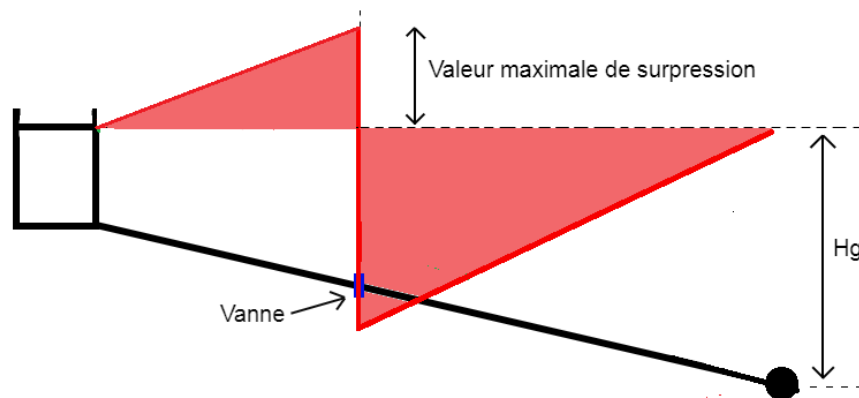


Figure VII.7. $T > 2 * L / a$

Pour le cas d'une fermeture lente, la répartition de la pression est linéaire soit en aval (surpression) ou bien en amont (dépression).

VII.4.4 Fermeture brusque d'une vanne:

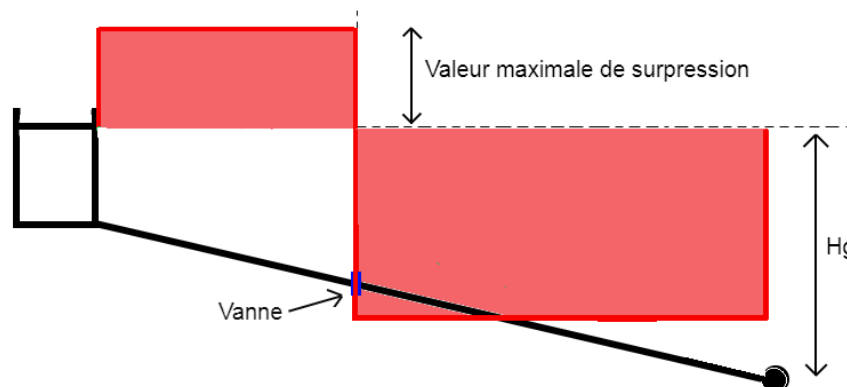


Figure VII.8. $T < 2 * L / a$

Dans une fermeture instantanée, la répartition de la pression n'est plus linéaire mais par contre possède une tranche rectangulaire. Ce cas représente la valeur maximale du coup de bélier (en surpression ou dépressions)

VII-6) Protection des conduites :

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

VII.6.1 Volant d'inertie :

Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

VII.5.2 Soupape de décharge :

Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

VII.5.3 Réservoirs d'air :

Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

VII.5.4 Cheminée d'équilibre:

Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut être installée du point de vue économique que si la hauteur géométrique est petite à cause de son encombrement.

VII-7) Calcul Hydraulique :

Dans ce calcul nous considérons que la valeur maximale du coup de bélier qu'elle existe seulement dans le cas de la fermeture brusque.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$\mathbf{B = \frac{a \cdot V}{g}} \quad \mathbf{(VII.1)}$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m) ;
- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- V: Vitesse de l'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de l'onde (m/s²).

$$\mathbf{a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{C \times D}{E}}}} \quad \mathbf{(VII.2)}$$

- C : Coefficient dépendant de la nature de la conduite (83 pour le Pehd) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- E : épaisseur de la conduite (m) (voir annexe V.1)

Et :

la Valeur maximale de la surpression :

$$H_s = H_g + B \tag{VII.3}$$

Valeur maximale de la dépression :

$$H_d = H_g - B \tag{VII.1}$$

VII.7.1 Cas d'adduction:

***Arrêt brusque de la pompe :**

Sous-zone Est:

- $Q = 0.0094 \text{ m}^3/\text{s}$
- $V = 0.6697 \text{ m/s}$
- $H_g = 100,11 \text{ m}$
- $D = 0.160 \text{ m}$
- $E = 0.0146 \text{ m}$

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

a(m/s)	B(m)	Hs(m)	Hd(m)
319.873	14.66045	114.7704	85.44955

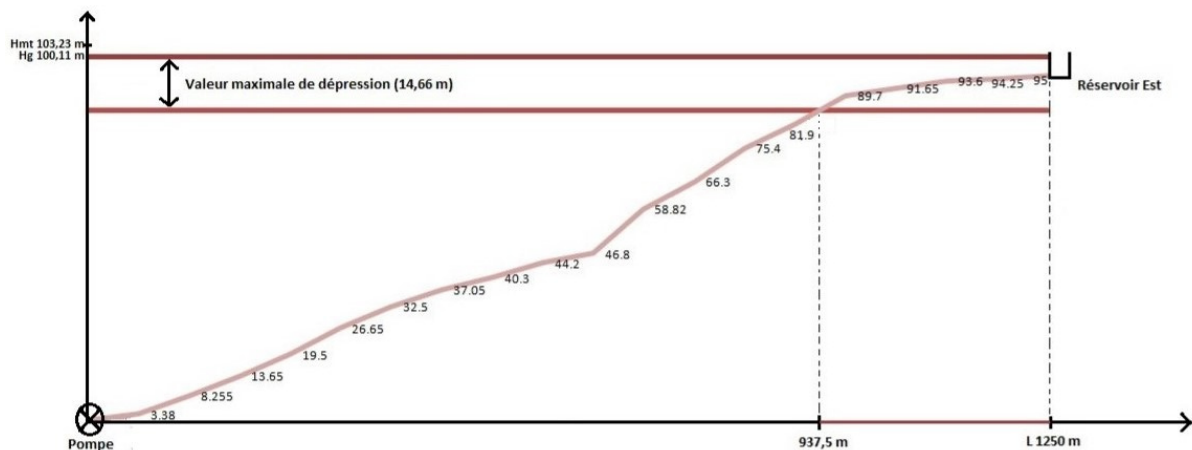


Figure VII.9. Profile en long du réseau d'adduction Est

Sous-zone Ouest :

- $Q = 0.00407 \text{ m}^3/\text{s}$
- $V = 0.6287 \text{ m/s}$
- $H_g = 67 \text{ m}$
- $D = 0.110 \text{ m}$
- $E = 0.01 \text{ m}$

Tableau VII.2. Calcul de la valeur maximale du coup de béliér

a(m/s)	B(m)	Hs(m)	Hd(m)
319.305	13.96375	80.96375	53.03625

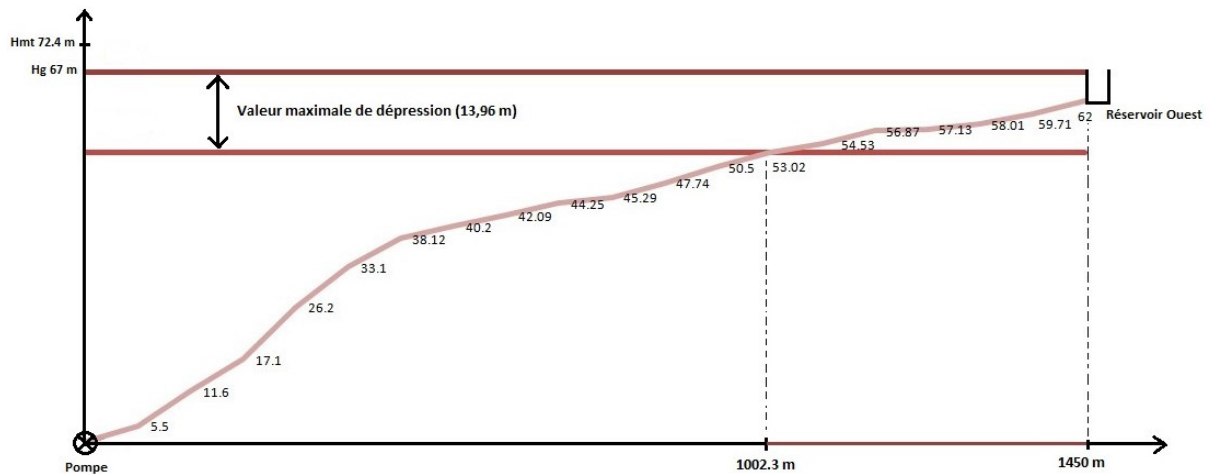


Figure VII.10. Profile en long du réseau d'adduction Ouest

VII-8) Dimensionnement des réservoirs d'air:

Sous-zone Est:

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour la sous-zone Est à partir du programme Excel Sont donnés dans la figure VII.11 ci-dessous (Amara, 2010).

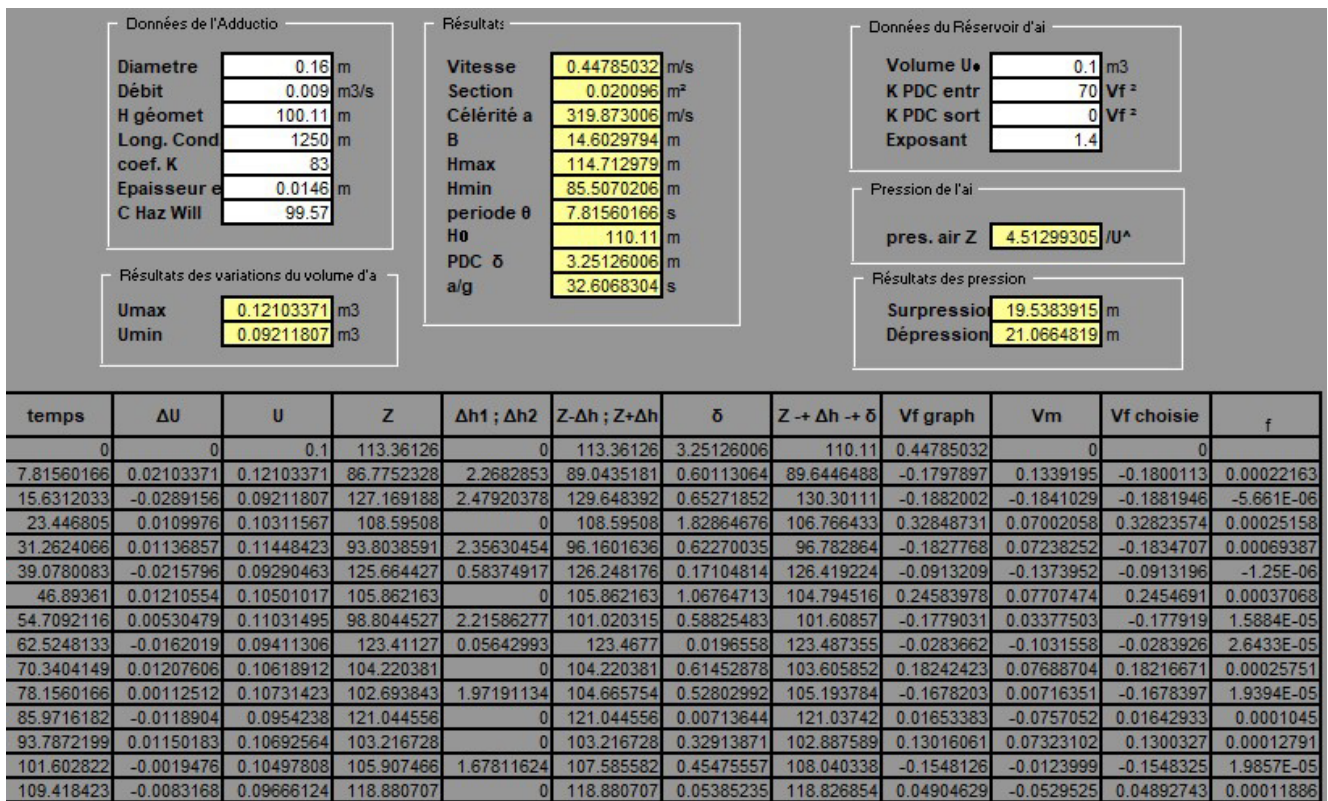


Figure VII.11. Développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite de refoulement Est

A partir du tableau on a :

- La surpression maximale = 19.53 m.
- La dépression maximale = 21.06 m.
- Le volume total du réservoir d'air qui sera majoré d'environ 20% pour assurer une sécurité vis-à-vis de la vidange, ainsi le volume du réservoir d'air sera :

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

$$Ut = 0.145 \text{ m}^3$$

Par conséquent, on optera pour un réservoir de **0.2 m³ (200 l)**

L'explication graphique est figurée sur la Courbe figure VI.12, montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

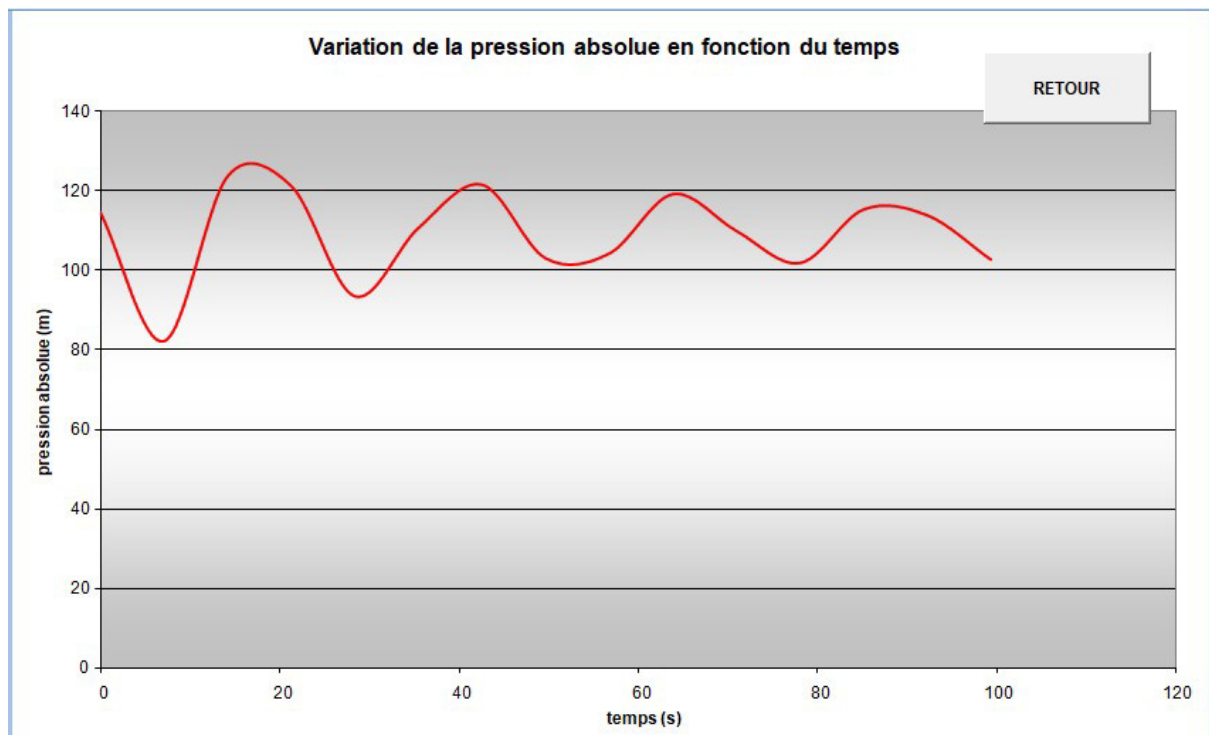


Figure VII.13. variation de la pression absolue en fonction du temps pour le tronçon Est

L'épure de BERRGERON est obtenue à partir de la simulation fait par le programme Excel dans la figure VI.14:

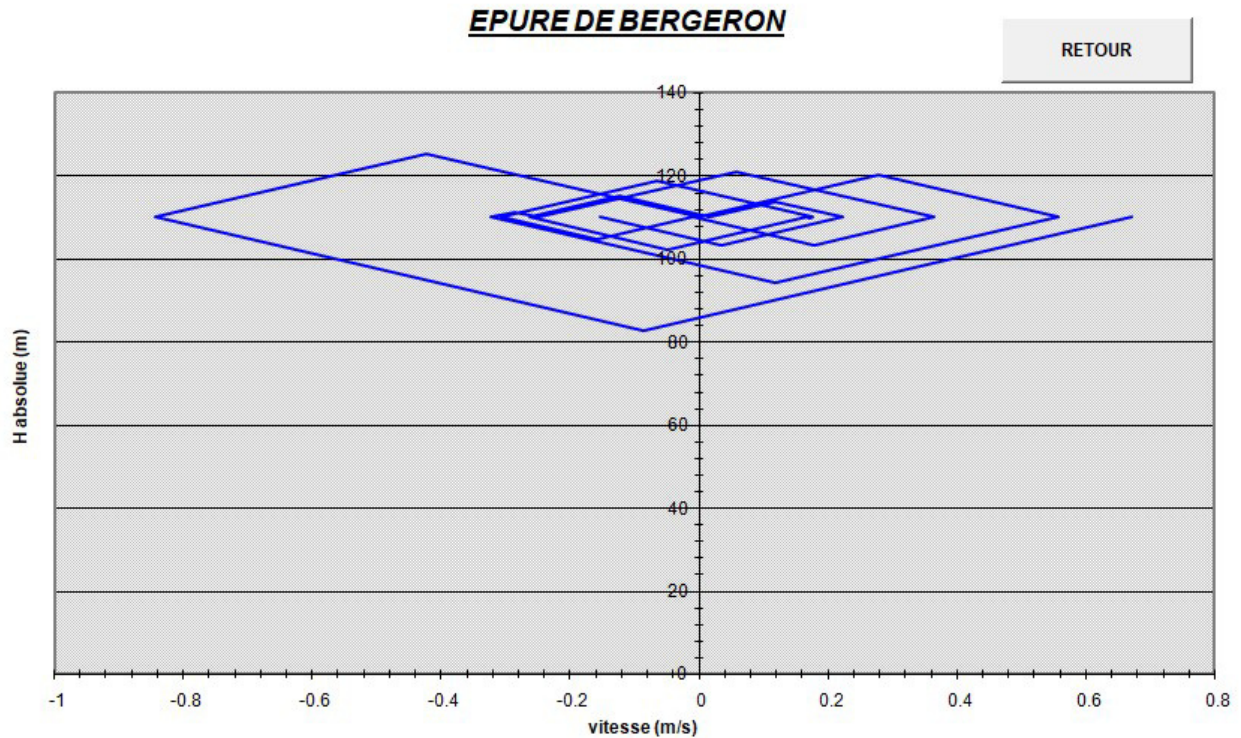


Figure VII.15. Epure de BERGERON pour le tronçon Est

Les pressions minimales et maximales sont représentées dans l'enveloppe des pressions illustrées dans la figure ci-après :

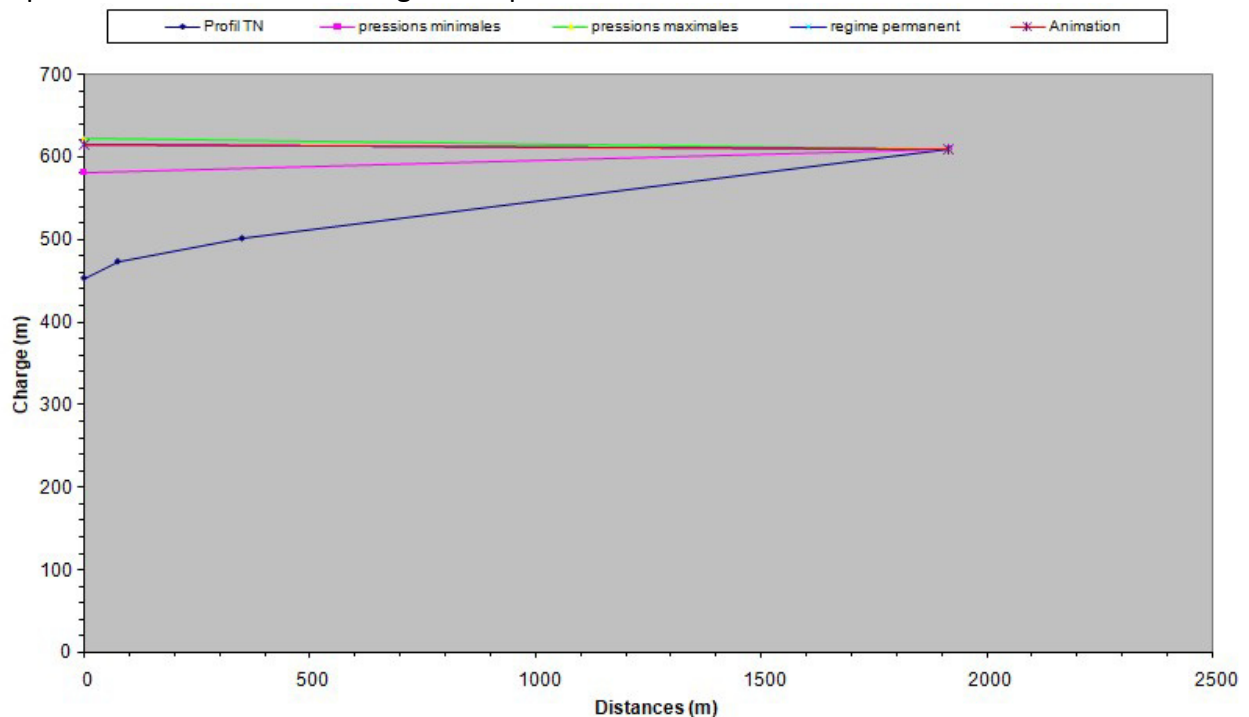


Figure VII.16. L'enveloppe des pressions du tronçon Est

Sous-zone Ouest:

Les résultants du calcul que nous avons trouvé à partir du programme Excel sont donnés dans la figure VII.17 ci-dessous :

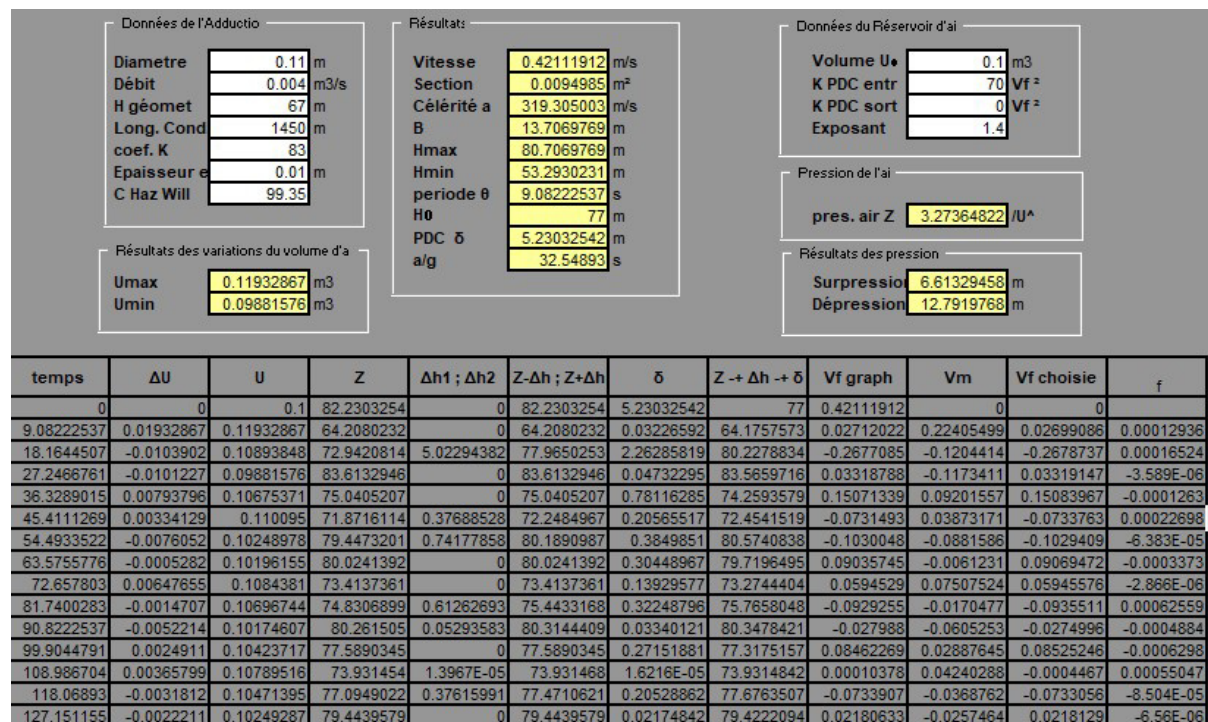


Figure VII.18. Développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite de refoulement Ouest

A partir du tableau on a :

- La surpression maximale = 6.61 m.
- La dépression maximale = 12.79 m.
- Le volume total du réservoir d'air qui sera majoré d'environ 20% pour assurer une sécurité vis-à-vis de la vidange, ainsi le volume du réservoir d'air sera :

$$Ut = Umax \times 1.2$$

$$Ut = 0.143 \text{ m}^3$$

Par conséquent, on optera pour un réservoir de **0.2 m³ (200 l)**

L'explication graphique est figurée sur la Coubre figure VII.16, montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

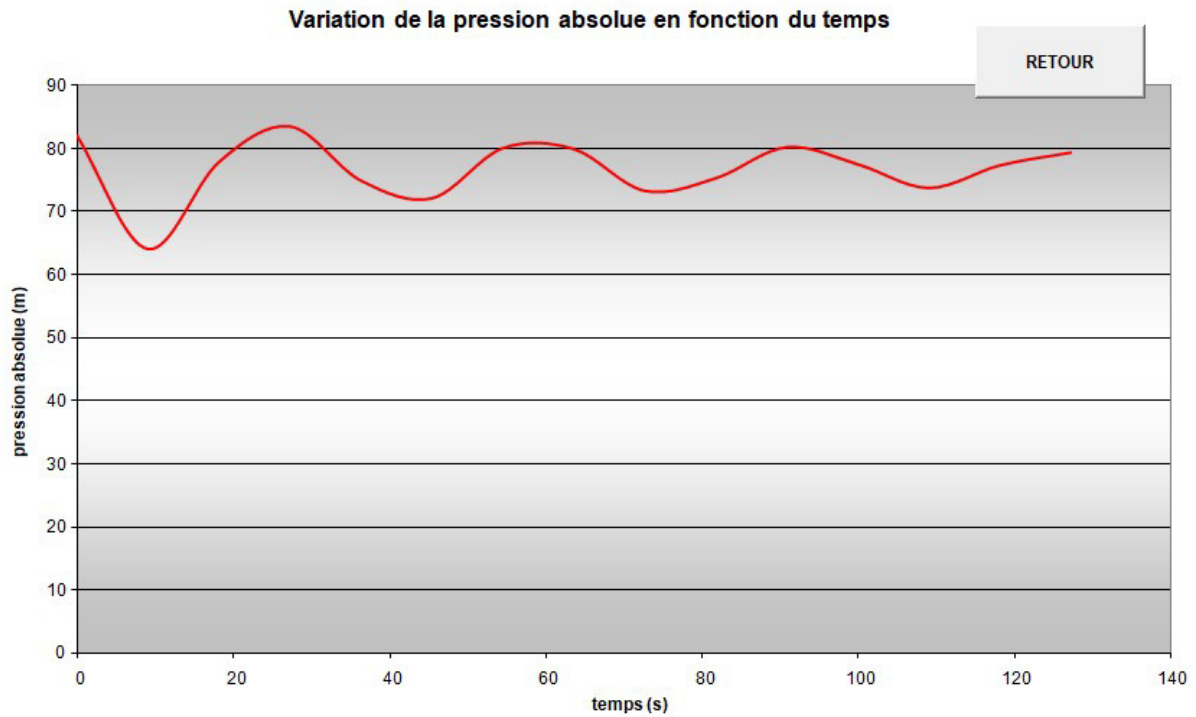


Figure VII.19. Variation de la pression absolue en fonction du temps pour le tronçon Ouest

L'épure de BERGERON est obtenue à partir de la simulation fait par le programme Excel dans la figure VII.20 :

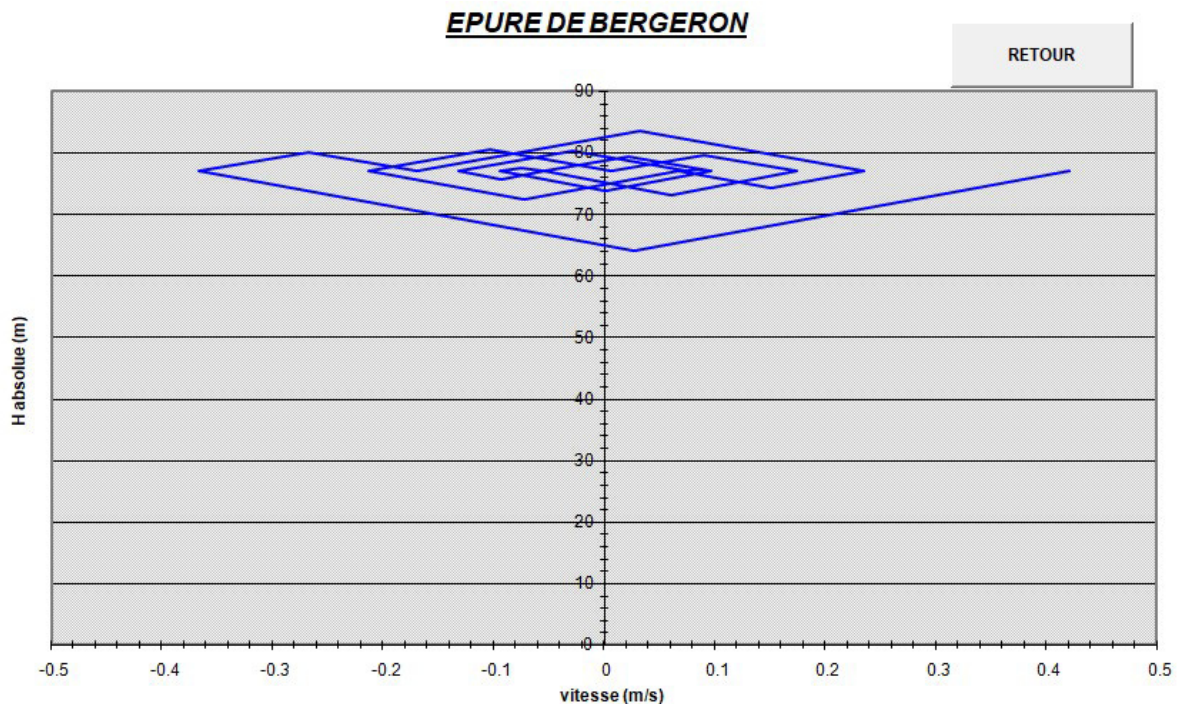


Figure VII.21. Epure de BERGERON pour le tronçon Ouest

Les pressions minimales et maximales sont représentées dans l'enveloppe des pressions illustrées dans la figure ci-après :

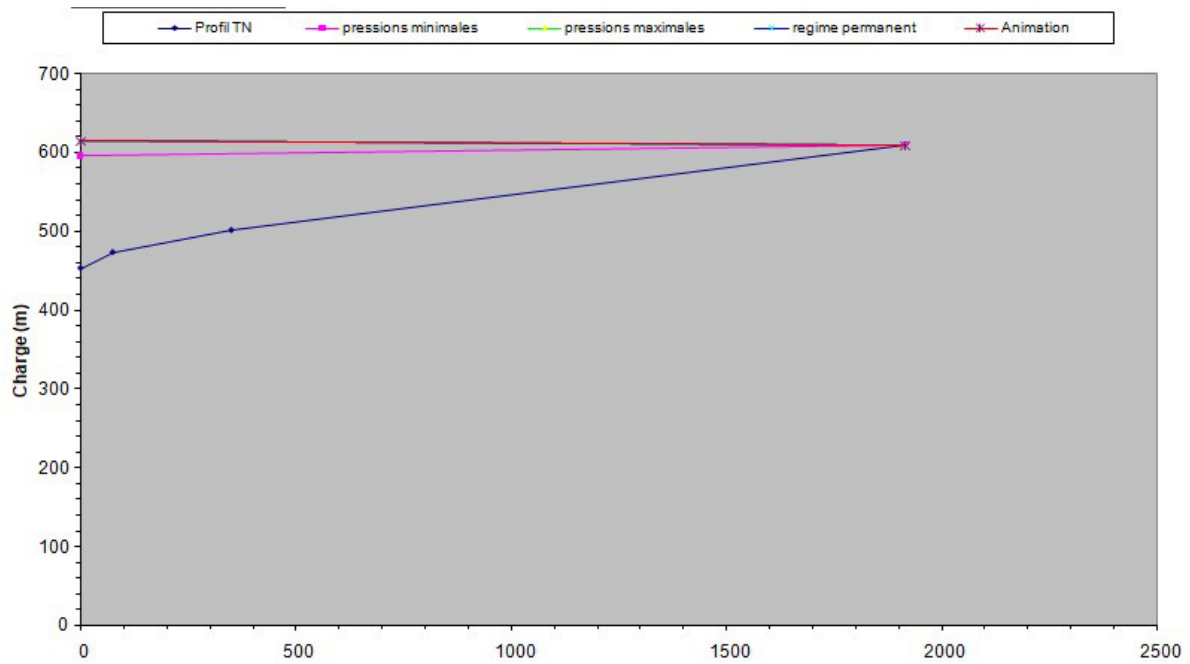


Figure VI.22. L'enveloppe des pressions du tronçon Ouest

VII-8) Conclusion :

D'après l'étude effectuée dans ce chapitre, et dans le but de protéger notre canalisation contre le coup de bélier, nous avons placé deux réservoirs d'air pour les tronçons de refoulement.

The page features a decorative design with three blue circles of varying sizes, each composed of concentric rings of different shades of blue. Two thin, light blue lines intersect at the top left, forming a large 'V' shape that frames the circles. The text 'Conclusion générale' is centered in the lower half of the page.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Notre étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Pour cela, nous avons regroupé toutes les informations relatives aux sous-zones d'étude pour déterminer les besoins en eau à l'horizon 2052, qui va atteindre 1753 habitants pour la sous-zone est et 751 habitants pour la sous-zone ouest et estimé les différents besoins en eau des deux sous-zones.

Vu le nombre de la population, la consommation moyenne journalière est :

- Sous-zone Est $Q_{moyj} = 390.66 \text{ m}^3 /j$ Soit 4.521 l/s
- Sous-zone Ouest $Q_{moyj} = 176.14 \text{ m}^3 /j$ Soit 2.04 l/s

La consommation maximale journalière :

- Sous-zone Est $Q_{maxj} = 585.99 \text{ m}^3 /j$ Soit 6.78 l/s
- Sous-zone Ouest $Q_{maxj} = 264.22 \text{ m}^3 /j$ Soit 3.058 l/s

La consommation du pointe :

- Sous-zone Est $Q_p = 52.37 \text{ m}^3 /h$ Soit 14.547 l/s
- Sous-zone Ouest $Q_p = 28.62 \text{ m}^3 /h$ Soit 7.95 l/s

Le calcul nous a conduits à projeter deux réservoirs semi-enterré de 300 m³ pour la sous-zone Est, et 200 m³ pour la sous zone Ouest.

Concernant le dimensionnement des deux conduites d'adduction, on a choisi les diamètres les plus économiques avec une vitesse acceptable. , D= 160 mm pour la sous-zone est et D= 110 pour la sous-zone ouest.

La nature de la conduite est en PEHD PN16.

Le choix des pompes adéquates a été fait à l'aide du logiciel CAPRARI PUMPTUROR.

Lors de l'étude du réseau de distribution, le réseau ramifié est pris comme mode de distribution avec des conduites en PEHD PN6, PN10 et PN16. Il a été simulé à l'aide du logiciel EPANET.

Dans le but de la protection des conduites du phénomène du coup de bélier, on a effectué une vérification à ce propos,

Enfin, nous souhaitons que notre modeste travail atteigne son importance dans le domaine de l'AEP et servira de référence pour les futurs étudiants.

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a darker blue center and a lighter blue outer ring. These circles are arranged in a vertical line, with the largest at the top and bottom, and a smaller one in the middle. Two thin, light blue lines extend from the top-left and top-right corners towards the center, framing the circles. The word "Bibliographie" is centered on the page, underlined, and written in a bold, italicized black font.

Bibliographie

Bibliographie

Bibliographie

BENLAMARIA : «Etude géologique et gîtologique de la minéralisation ferrifère et cupro-barytique des massifs carbonates de Kef Sidi Marouf, Kef Derdja et Kef Boulehmane, commune de Sidi Marouf » thèse de doctorat, université de Constantine 2015

BOUREBOUNE.L ,Cherrad,S : «La gestion des risques et les fondements de bonne gouvernance dans la wilaya de Jijel.» thèse de doctorat, université de Constantine 2018

BOUDJEDJOU.L : «Etude de la flore adventice des cultures de la région de Jijel.» thèse de doctorat, université de Constantine 2018

Dossier Technique : Aliaxis «expert mondial en transfert de fluides» page 23.

AMARA.L ,BERREKSI.A ,MIRECHE.M : «Simulation numérique de phénomène transitoire du coup de bélier», Editions universitaires européennes 2016.

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a gradient from dark blue in the center to light blue on the outside. These circles are arranged in a vertical line, with the largest at the top and bottom, and a smaller one in the middle. Two thin, light blue lines intersect at a point between the top and middle circles, forming a V-shape that points downwards. The word "Annexes" is centered on the page, underlined, and written in a bold, italicized black font.

Annexes

Annexe I.1 : meteoblue Sidi Marouf

https://www.meteoblue.com/en/weather/historyclimate/climatemodelled/kef-sidi-marouf_algeria_2480231

Annexe II.1 la variation des débits horaires d'une journée en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants					
Heures	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	Agg. de type rural
00--1	1	1,5	3	3,35	0,75
1--2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2--3	1	1,5	2,5	3,3	1
3--4	1	1,5	2,6	3,2	1
4--5	2	2,5	3,5	3,25	3
5--6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6--7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7--8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8--9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9--10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10--11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11--12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12--13	7	5	4,4	4,6	8,5
13--14	7	5	4,1	4,55	6
14--15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15--16	4,5	6	4,4	4,7	5
16--17	5	6	4,3	4,65	3,5
17--18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18--19	6,5	5	4,5	4,4	6
19--20	5	4,5	4,5	4,3	6
20--21	4,5	4	4,5	4,3	6
21--22	3	3	4,8	4,2	3
22--23	2	2	4,6	3,75	2
23--00	1	1,5	3,3	3,7	1
total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe V.1 Catalogue de Caprari les caractéristiques de la pompe PM 80 /8 A

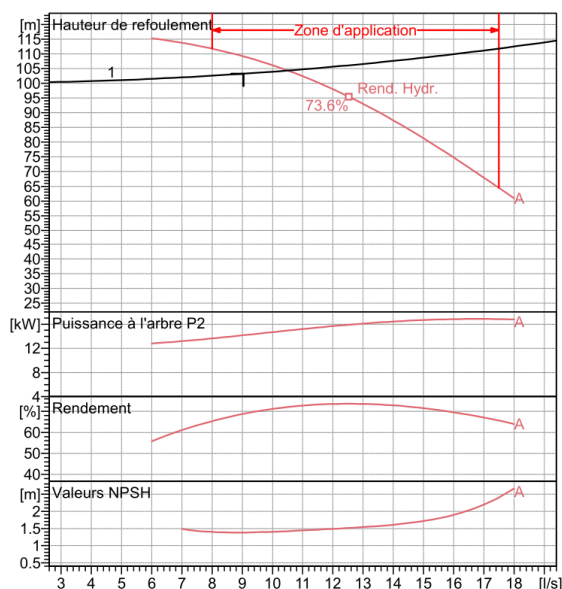


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 80 / 8 A	
Caractéristiques requises	
Débit	9.04 l/s
Hauteur de refoulement	103 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	10.5 l/s
Hauteur de refoulement	104 m
Puissance absorbée	14.9 kW
Rendement	72.1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	123 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	18.5 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	485 kg

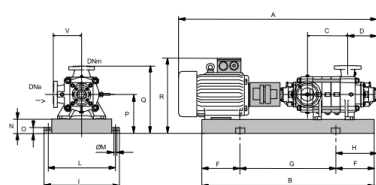
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



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

Dimensions mm

- A = 1833
- B = 1585
- C = 590
- D = 274
- DNa = 100
- DNm = 80
- E = 195
- F = 250
- G = 1085
- H = 445
- I = 600
- L = 550
- M = 20
- N = 100
- O = 42
- P = 300
- Q = 545
- R = 553
- V = 245



Notes:

Date 11.09.2022	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

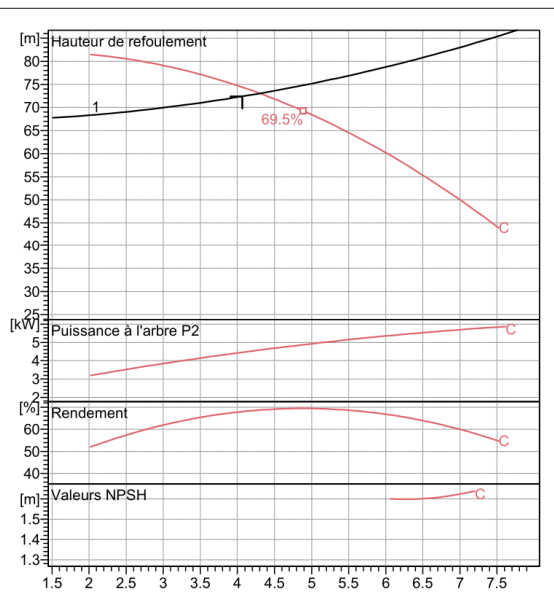
Annexe V.2 Catalogue de Caprari les caractéristiques de la pompe HMU50-1 /8C



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

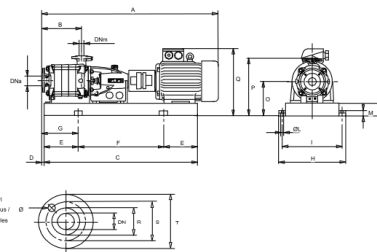
HMU50-1/ 8C	
Caractéristiques requises	
Débit	4.07 l/s
Hauteur de refoulement	72.4 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	4.3 l/s
Hauteur de refoulement	73.1 m
Puissance absorbée	4.59 kW
Rendement	68.7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	80.5 m
Orif. de refoulement	50 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	7.5 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	286 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



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

Dimensions mm

- A = 1575
- B = 574
- C = 1470
- D = 16
- E = 250
- F = 970
- G = 266
- H = 400
- I = 350
- L = 20
- M = 42
- N = 100
- O = 300
- P = 500
- Q = 500



Notes:

Date 11.09.2022	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

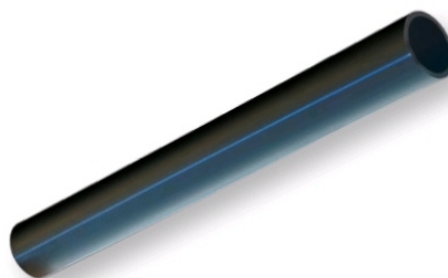
Annexe IV.1 Tube PEHD eau potable PN16

PIPES FOR LIFE

TUBE PEHD - EAU POTABLE PN16

Tube PE100

- Couleur : noir à bandes bleues
- Application : Adduction et Distribution d'eau potable uniquement.
- Pression Nominale : 16 Bars
- Référence norme : NF EN 12201-2
- Attestation de conformité sanitaire (ACS)
- Produit certifié à la marque  114 - Groupe 2.

Barres PE100 PN16 

Diamètre extérieur (mm)	S.D.R	PE	Epaisseur mini. (mm)	Longueur de la barre (m)	nombre de barres par palette	Code Article	Disponibilité
32	11	100	3,0	6	vrac	1496141134	SUR CONSULTATION
40	11	100	3,7	6	vrac	1496141135	SUR CONSULTATION
50	11	100	4,6	6	vrac	1496141136	EN STOCK
63	11	100	5,8	6	35	1496141137	EN STOCK
				12	35	1496141139	EN STOCK
75	11	100	6,8	6	29	1496141138	EN STOCK
				12	29	1496141140	EN STOCK
90	11	100	8,2	6	23	1496141022	EN STOCK
				12	23	1496141025	EN STOCK
110	11	100	10,0	6	19	1496141028	EN STOCK
				12	19	1496141031	EN STOCK
125	11	100	11,4	6	17	1496141034	EN STOCK
				12	17	1496141037	EN STOCK
140	11	100	12,7	6	15	1496141040	SUR CONSULTATION
				12	15	1496141043	EN STOCK
160	11	100	14,6	6	13	1496141046	EN STOCK
				12	13	1496141049	EN STOCK
180	11	100	16,4	6	6	1496141052	EN STOCK
				12	6	1496141055	EN STOCK
200	11	100	18,2	6	5	1496141058	EN STOCK
				12	5	1496141061	EN STOCK

Résumé

Le présent travail consiste à l'étude de l'alimentation en eau potable de Ain El Djana commune Ouled Rabah, afin de subvenir en qualité et en quantité aux besoins croissants des consommateurs et ce jusqu'à l'horizon 2052. L'étude est divisée en plusieurs parties dont : l'estimation des besoins à l'horizon d'étude, les réservoirs, l'adduction, les pompes, la protection des conduites contre le coup de bélier et le dimensionnement du réseau de distribution.

Mots clés : Adduction, Alimentation en eau potable, Coup de bélier, Distribution, Réservoir.

Abstract

This work concerns the study of the drinking water supply for Ain El Djana commune Ouled Rabah in order to meet in quality and quantity the growing needs of consumers until 2052. It is divided into several parts, including: estimation of requirements for the study horizon, storage tank, supply, pumps, pipe protection against water hammer phenomenon and the design of the distribution network.

Key words: Storage, water tank, water hammer, distribution network, pumps.

ملخص

هذا العمل يتعلق بدراسة إمدادات مياه الشرب لبلدية عين الجنة أولاد رباح من أجل تلبية الاحتياجات المتزايدة للمستهلكين من حيث الجودة والكمية حتى عام 2052. وينقسم إلى عدة أجزاء، بما في ذلك: تقدير متطلبات المياه حسب افق الدراسة، الخزانات، الإمداد، المضخات، وحماية الأنابيب من ظاهرة مطرقة المياه، وتصميم شبكة التوزيع. الكلمات الرئيسية: خزان، مطرقة مياه، شبكة توزيع، مضخات