

**Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Mohamed Boudiaf – M'sila**



**Faculté de technologie
Département d'Hydraulique
Filière : Hydraulique
Option : hydraulique urbaine**

Thème :

**Etude d'alimentation en eau potable de la
commune d'Ouled Slimane**

**Présenté par :
Makhlouf Selim**

**Dirigé par :
Mr. Dr. GHODBANE MESSAOUD**

Promotion : 2021/2022

Remerciements

Avant tout, je remercie le bon dieu de m'avoir accordé la volanté, le courage et la patience pour l'achèvement de ce travail.

Je remercie mon promoteur Mr.GHODBANE MESSAOUD de m'avoir encadré, guidé et accompagné dans ce travail ainsi que sa compréhension et ses précieux conseils qui m'ont aidée dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.

Comme je remercie tous les enseignants du département de d'Hydraulique qui ont participé à ma formation.

Je remercie aussi les membres de jury de m'avoir fait l'honneur examiner mon travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

Ma mère

Mon fils "Ayhem"

Ma femme qui m'a soutenu dans mon cursus

Toutes ma famille

Tous les étudiants de la promotion 2022 Master II en Hydraulique sans
exception.

Tous, ceux qui m'ont aidée de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

ملخص

تشكل عملية التزويد بمياه الشرب في مدننا مشكلة كبيرة مع الزيادة في التعداد السكاني وكذا النمو العمراني. وهذا ما يتطلب إنشاء شبكات جديدة بالإضافة إلى تجديد وتوسيع الشبكات الموجودة. وتحقيقا لهذه الغاية، تم التخطيط لدراسة تقنية اقتصادية تتضمن المراحل التالية:

عرض شامل لمنطقة الدراسة (بلدية أولاد سليمان)، تقدير التعداد السكاني واحتياجات مياه الشرب لبلدية أولاد سليمان، دراسة شبكة توزيع مياه الشرب ومحاكاتها رقميا بواسطة برنامج EPANET، بالإضافة إلى تحديد أنابيب الإمداد عن طريق حساب الأقطار الاقتصادية اللازمة التي تضمن الفعالية والعمل الصحيح بأقل التكاليف، بعدها يتم اختيار المضخات ذات الأداء المطلوب والمردود الجيد بأقل استهلاك للطاقة، لتتطرق في الأخير إلى حساب سعة الخزان المناسبة.

Abstract

The drinking water supply of our cities poses a great problem with the increase in population and urban development. This requires the projection of new networks, renovation and extension of networks. To this end, a technical-economic study has been planned which includes the following stages:

Presentation of the study area, estimation of the population and drinking water needs of the municipality of Ouled Slimane, study of the drinking water distribution network and simulation by the EPANET software, the sizing of the supply pipes by calculating the economic diameters necessary with minimum costs, then choosing the pumps with the best performance and minimum energy consumption, as well as calculating the tank capacity.

Résumé

L'alimentation en eau potable de nos villes, pose un grand problème avec l'accroissement de la population et le développement urbain. Ce qui nécessite la projection des nouveaux réseaux, rénovation et extension des réseaux. A cet effet on a projeté une étude technico-économique qui comporte les étapes suivantes :

Présentation de la zone d'étude, estimation de la population et des besoins en eau potable de la commune d'Ouled Slimane, étude du réseau de distribution d'eau potable et la simulation par le logiciel EPANET, le dimensionnement des conduites d'adduction par le calcul des diamètres économiques nécessaires avec des frais minimales, puis le choix des pompes avec le meilleur rendement et une consommation minimale d'énergie, ainsi que le calcul de la capacité de reservoir.

SOMMAIRE

Chapitre I Présentation de la zone d'étude

Introduction générale.....	01
I.1. Introduction	02
I.2. Situation administrative et géographique	02
I.3. Situation Climatologique	02
I.3.1. Pluviométrie	02
I.3.2. Température	03
I.3.3. Le vent	03
I.3.4. La neige	03
I.4. La géologie et le relief du site	03
I.5. Les ressources en eau potable	03
I.6. Conclusion	03

Chapitre II Estimations des besoins

II.1. Introduction	04
II.2.1. Population	04
II.2.2. Estimation de la population future	04
II.3. Estimation des besoins en eau	05
II.3.1. Consommation moyenne journalière	05
II.3.2. Consommation moyenne journalière domestique	05
II.3.3. Besoins en eau par catégorie	05
II.3.3.1. Besoins domestique	05
II.3.3.2. Besoins scolaires	05
II.3.3.3. Besoins socioculturels	06
II.3.3.4. Besoin commerciaux	06
II.3.3.5. Besoins sanitaires	06
II.3.3.6. Besoins publics	07
II.3.3.7. Besoins d'arrosage	07
II.3.4. Majoration des besoins	07
II.3.5. Récapitulation des besoins en eau du village	08
II.4. Variation des débits de consommation dans le temps	08
II.4.1. Variation journalière	08
II.4.2. Variation horaire	09
II.4.3. Détermination des débits journaliers.....	10

II.4.3.1. Consommation maximale journalière	10
II.4.3.2. Consommation minimale journalière	10
II.4.4. Détermination des débits horaires	11
II.4.4.1. Débit moyen horaire	11
II.4.4.2. débit maximum horaire	11
II.5. Calcul du débit de pointe	11
II.6. Conclusion	12

Chapitre III Dimensionnement du réseau

III.1. Introduction	13
III.2. Choix de type de réseau de distribution à l'horizon 2042	13
III.2.1. Type des réseaux:	13
III.2.1.1. Le réseau ramifié	13
III.2.2. Le réseau maillé	13
III.2.3. Le réseau étagé	13
III.2.4. Le réseau combiné	13
III.2.5. Principe du tracé du réseau ramifier	13
III.3. Choix du matériau des conduites du réseau	14
III.4. Dimensionnement du réseau	15
III.4.1. Le débit spécifique	15
III.4.2. Le débit en route	15
III. 5. Vérification de la pression au niveau du point le plus défavorable.....	15
III. 6. Les pertes de charge	16
III.7. Le calcul du réseau (diamètres)	22
III.8. Calcul du réseau par le logiciel EPANET	18
III.8.1. Introduction	20
III.8.2. Définition	20
III.8.3. Objectif de l'EPANET	21
III.9. Résultat de la simulation du réseau avec EPANET	21
III.9.1. Etat des arcs du réseau après la simulation	22

III.9.2. Etat du réseau après la simulation	24
III.10. Conclusion	26

Chapitre IV Etude de l'adduction

IV.1. Introduction	27
IV.2. Différent types adductions	27
IV.2.1. Adduction sans charge	27
IV.2.2. Adduction gravitaire	27
IV.2.3. Adduction par refoulement	27
IV.2.4. Adduction mixte	28
IV.3. Choix tracé	29
IV.3. Choix du type de conduites	29
IV.4. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction	30
IV.4.1. Point bas	30
IV.4.1.1. Vanne de sectionnement	30
IV.4.1.2. Vidange	31
IV.4.2. Points hauts	31
IV.4.2.1. Ventouse	31
IV.4.2.2 Clapet anti retour :	32
IV.4.2.3 Crépine:	32
IV.5. Etude technico-économique des diamètres - Adduction par refoulement	33
IV.5.1. Choix de la gamme des diamètres	33
IV.5.2. Evaluation des frais d'amortissement (F_{am})	33

IV.5.3. Evaluation des frais d'exploitation	34
IV.5.3.1. Calcul de la vitesse de l'écoulement	34
IV.5.3.2. Calcul des pertes de charge	34
IV.5.3.3. Calcul de la hauteur manométrique total HMT	37
IV.5.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe P	38
IV.5.3.5. Energie consommé par la pompe	38
IV.5.4. Le bilan des frais Ft	38
IV.6. Etude du projet	39
IV.6.1 Calcul hydraulique du système d'approvisionnement	39
IV.7. Récapitulatif du projet	42
IV.8. Conclusion	42

Chapitre V Etude et choix des pompes

V.1. Introduction	43
V.2. Généralités sur les pompes.....	43
V.2.1. Définition d'une pompe.....	43
V.2.2. Les différents types de pompes et leurs caractéristiques.....	43
V.2.2.1. Les turbopompes.....	43
V.2.2.2. Les pompes volumétriques	44
V.3. Choix du type de pompe.....	45
V.4. Choix du nombre de pompe.....	45
V.5. Les modes de couplages de pompe.....	45
V.5.1. Couplage en série.....	45

V.5.2. Couplage en parallèle.....	45
V.6. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges.....	46
V.6.1. Le débit (Q).....	46
V.6.2. Hauteur manométrique totale (HMT).....	46
V.6.3. Les puissances.....	46
V.6.4. La puissance absorbée par la pompe (Pa).....	46
V.6.5. La puissance utile (Pu).....	46
V.6.6. Le rendement (η %)	46
V.7. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	46
V.7.1. Courbe débit-hauteur [$H=f(Q)$].....	46
V.7.2. Courbe de rendement [$\eta=f(Q)$].....	47
V.7.3. Courbe de puissance [$P_a=f(Q)$].....	47
V.8. Courbe caractéristique de la conduite.....	47
V.9. Le point de fonctionnement d'une pompe.....	47
V.10. Les caractéristiques des pompes choisies	50
V.11. Etude de la resistances des conduites d'adduction au coup de belier	51
V.11.1. Définition du coup de belier	51
V.11.1.1. Causes du coup de belier	51
V.11.1.2. Risques dus aux coups de belier	51
V.11.1.2.1. Cas de la surpression	51
V.11.1.2.2. Cas de depression	52
V.11.2. Calcul de la surpression et la depression	52

V.11.3. Dimensionnement des réservoirs d'air	53
V.11.4. Calcul de la charge statique absolue Z_0 (m)	54
12. Conclusion	55

Chapitre VI Reservoir

VI.1. Introduction.....	56
VI.2. Rôles du réservoir.....	56
VI.5. Equipements du réservoir.....	56
VI.5.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	57
VI.5.2. Conduite de départ ou de distribution.....	58
VI.5.3. Conduite de trop-plein.....	58
VI.5.4. Conduite de décharge ou de vidange.....	58
VI.5.5. Conduite by-pass.....	58
VI.6. Implantation des réservoirs	58
III.9. Vérification de la capacité du réservoir à l'horizon futur	59
III.10. Caractéristiques du réservoir.....	62
Conclusion	62
Conclusion générale	63
Références Bibliographique	64
Annexe	65

Listes des tableaux

Tableau N° I.1 : Pluie moyenne mensuelle	03
Tableau N° I.2 : Température	03
Tableau N° II.1 : Estimation de la population future	04
Tableau N° II.2 : Besoins domestiques	05
Tableau N° II.3 : évaluation des besoins scolaires	05
Tableau N° II.4 : évaluation des besoins socioculturels	06
Tableau N° II.5 : Besoin commerciaux	06
Tableau N° II.6 : Besoins sanitaires	06
Tableau N° II.7 : Besoins publics	07
Tableau N° II.8 : Besoins d'arrosage	07
Tableau N° II.9 : Récapitulation des besoins en eau	08
Tableau N° II.10 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants	09
Tableau N° II.11 : Calcul de K_{maxh}	09
Tableau N° II.12 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	10
Tableau N° II.13 : Calcul du débit maximal et minimal journalière.....	10
Tableau N° II.14 : évaluation des débits moyen et maximum horaire	11
Tableau N° III.1 : Caractéristique des différents types de matériau.....	14
Tableau N° III.2 : Détermination des débit de nœud.....	19
Tableau N° III.3 : Les résultats de la simulation (Détermination des diamètres)	22
Tableau N° III.4: Vérification la pression du réseau	23
Tableau N° IV.1 : Tronçon forage 1 - station de reprise.....	39
Tableau N° IV.2 : Tronçon forage 2 - station de reprise.....	40
Tableau N° IV.3 : Tronçon forage 3 - station de reprise.....	40
Tableau N° IV.4 : Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant le station de reprise, au les réservoirs.	41
Tableau N° IV.5 : Récapitulation du projet.....	42
Tableau N° V.1 : Les Les caractéristiques des pompes choisies.....	50
Tableau N° V.2: Les résultats des calculs des surpressions et des depressions.....	53
Tableau N° V.3: Les résultats des calculs des volumes d'air pour les anti-beliers.....	54
Tableau N° VI.1 : Quantité d'eau qui coule des puits.....	60
Tableau N° VI.2 : Répartition de la consommation horaire.....	60
Tableau N° VI-3 : calcul de la capacité des réservoirs par la method graphique.....	62

Listes des figures et des graphes:

Figure (I.1): Carte géographique de la commune d' Ouled Slimane, wilaya de M'sila....	02
Figure (III.1) : Schéma représente la ligne de charge dans un écoulement gravitaire.....	16
Figure (III.2) : Le tracé du réseau de distribution	18
Figure (III.3) : Le tracé du réseau de distribution après la simulation.....	25
Figure (III.4) : Le tracé du réseau de distribution après la simulation.....	25
Figure (IV.1): Adduction par gravitaire.....	27
Figure (IV.2): Adduction par refoulement.....	28
Figure (IV.3): Adduction mixte.....	28
Figure (IV.4): Schéma d'adduction.....	29
Figure (IV.5): Vanne de sectionnement.....	31
Figure (IV.6): Ventouse.....	32
Figure (IV.7): Clapet anti retour.....	32
Figure (IV.8): Crépine.....	32
Figure (IV.9): Schéma explicatif de la hauteur manométrique totale.....	37
Figure (IV.10): Schéma du système d'alimentation en eau potable.....	39
Figure (V.1) : Types des pompes.....	44
Figure (V.2): point de fonctionnement d'une pompe.....	48
Figure (V.3): Courbe caractéristique de la pompe de Tronçon F1 – SR.....	48
Figure (V.4): Courbe caractéristique de la pompe de Tronçon F2 – SR.....	49
Figure (V.5): Courbe caractéristique de la pompe de Tronçon F3 – SR.....	49
Figure (V.6): Courbe caractéristique de la pompe de Tronçon SR-R1 et R2.....	50
Figure (V.7): Réservoir d'air.	53
Figure (V.8): Le modèle de reservoir d'air (anti –bélier).....	55
Figure (VI.1) : Schéma général d'un réservoir d'eau.....	57
Figure (VI.2) : Adduction avec chute libre	57
Figure (VI.3): Départ de la conduite de distribution.....	57
Figure (VI.4) : Adduction avec chute libre.....	59
Figure (VI.5): courbe de la variation des débits horaires.....	61

Liste des symbols:

- A : amortissement annuel.
- a : célérité de l'onde (m/s).
- B : La valeur du coup de bélier (m).
- CR : côte radier (m)
- CTN : côte terrain naturel (m)
- D : diamètre de la conduite (m)
- DBONNIN , DBRESS : diamètre de la conduite (m).
- De : Le diamètre extérieur des tuyaux en PEHD (m).
- Di : Le diamètre intérieur des tuyaux en PEHD (m).
- e : épaisseur de la conduite (mm)
- F : énergie consommée par la pompe (kwh)
- Fam : frais d'amortissement (Da).
- Fexp : frais d'exploitation (Da).
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2).
- h : la perte de charge créer par le vannage (m).
- HMT : hauteur manométrique total (m).
- Hg : hauteur géométrique (m).
- Hinc : hauteur d'incendie.
- Hl : perte de charge linéaire (m)
- Hp : la courbe caractéristique de la pompe.
- Hs : perte de charge singulière (m).
- Hsur : la surpression maximale (m).
- HT : les pertes de charge totale (m).
- i : taux d'intérêt annuel (annuité).
- J : perte de charge en mètre par mètre de conduite.
- L : longueur de la conduite (m)
- Ni: Nombre de consommateurs.
- n : nombre d'année d'amortissement.
- Qc : débit concentré dans la conduite (l/s)
- Qn : débit au noeud (l/s)

$Q_{\max.j}$: Débit de consommation maximale du jour le plus chargé de l'année (m^3 /j).

$Q_{\min.j}$: Débit de consommation minimale du jour le moins chargé de l'année (m^3 /j).

$Q_{\text{moy.h}}$: consommation moyenne horaire (m^3 /j).

$Q_{\text{moy.j}}$: Débit de consommation moyenne journalière (m^3 /j).

Q_p : Le débit de pointe (m^3 /j).

Q_r : débit de route (l/s)

Q_s : débit spécifique (l/s)

p : prix d'un Kwh (Da).

Q_i : Dotation moyenne journalière en l/j.habitant.

α : Taux d'accroissement.

V : vitesse d'écoulement (m/s).

V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie (m^3).

V_R : volume total du réservoir (m^3)

α_{\max} : coefficient qui dépendu niveau de vie de la population et du confort des bâtiments.

β_{\max} : coefficient qui dépend de nombre d'habitants.

η : rendement de la pompe (%).

θ : angle d'inclinaison du papillon

λ : le coefficient de perte de charge.

ε : rugosité

ρ : masse volumique de l'eau.

ν : viscosité cinématique de l'eau.

Introduction générale

Introduction générale:

L'eau est une source naturelle indispensable à la vie. Cela est prouvé par les activités de tous les jours qui nous montrent que sans eau, la vie est pratiquement impossible.

Il faut donc la protéger et la traiter que se soit pour produire une eau propre à la boisson ou à des usages spécifiques industriels ou autres.

De ce fait, nous intéressons spécifiquement à l'alimentation en eau potable dont les besoins de la population s'accroissent quantitativement et qualitativement d'un jour à l'autre suite au développement socio-économique de la vie.

Mon travail se portera sur 6 chapitres :

- Le travail est débuté par une présentation globale du site qui fera l'objectif du premier chapitre.
- Le deuxième chapitre consistera essentiellement à l'estimation des besoins en eau et aux variations du débit pour la population future (à long terme).
- LE troisième chapitre s'intéressera au réseau de distribution. Le calcul s'effectuera à l'aide du logiciel EPANET.
- Dans le quatrième chapitre, consiste à l'étude du système d'approvisionnement en eau potable (Adduction et pompage des eaux).
- Le cinquième chapitre portera sur le choix des pompes.
- Le dernier chapitre est consacré à la détermination de la capacité du réservoir de stockage projetée pour alimenter cette commune.

Enfin, une conclusion générale qui conclue mon travail.

Chapitre I

Présentation

I.1. Introduction :

la commune d'Ouled Slimane daïra de Ben Srour, Wilaya de M'sila, reconnaît actuellement un problème majeur dans le domaine d'alimentation en eau potable, vu l'accroissement démographique, et le développement incessant des équipements sanitaires. Dans ce contexte, l'actuel chapitre portera sur l'étude de toutes les caractéristiques du lieu, et les facteurs qui influent sur l'étude du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, la connaissance de la géologie et le relief du site, qui nous permettra de bien mener notre travail.

I.2. Situation administrative et géographique :

Sur le plan géographique, le Territoire de la commune d'Ouled Slimane est limité comme suit [01].

- Au Nord : Ben Srour et Zarzour
- Au Sud : Wilaya de Biskra
- A L'Est : Wilaya de Biskra
- A L'Ouest : Ben Srour et Ain El Melh

Une localisation de la région d'étude à partir de Google Earth est illustrée dans la figure (I.1) ci-dessous :



Figure (I.1): Carte géographique de la commune d' Ouled Slimane, wilaya de M'sila

I.3. Situation Climatologique :

La commune d'Ouled Slimane appartient à une zone climatique continentale, caractérisée par un été chaud et un hiver très froid. La saison chaude est sèche ; elle s'étale du mois d'Avril au mois de Septembre, suivie d'une saison froide de novembre à mars.

I.3.1. Pluviométrie :

Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Décembre, Janvier et Février), elles varient entre 250 à 300 mm/an, tableau N°I-1. [02]

Tableau N° I.1 : Pluie moyenne mensuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluviométrie (mm)	34	85	95	119	109	75	71	55	49	18	1	6

I.3.2. Température :

Le climat est assez doux néanmoins, il présente des températures assez élevées durant la saison estivale, notamment pendant le mois d'Aout pouvant atteindre 45°C, celle-ci peut se rabattre jusqu'à 0°C durant le mois de Janvier. [02]

Tableau N° I.2 : Température

Mois	D	N	O	S	A	J	J	MAI	A	M	F	J
T _{max} (°C)	10.1	18.1	27.3	3.1	39.4	40	38.1	30.7	22	17.2	14.3	12.3
T _{min} (°C)	7.8	9.7	8.5	12.1	16.10	18.2	11.8	10	10.52	8.2	7.4	4.6

I.3.3. Le vent :

En hiver, les vents sont violents, ils soufflent souvent de Nord-ouest vers l'Est ; en été, on signale la présence des vents chauds (Sirocco) durant une dizaine de jours, surtout durant les mois de Juillet et Aout. [02]

I.3.4. La neige :

La neige dans cette localité est rare.[02]

I.4. La géologie et le relief du site :

Notre zone d'étude est caractérisée par un reliefs plus au moins ondulé. Et la géologie la commune d'Ouled Slimane est située dans le cadre des formations géologiques homogènes récentes dans les rochers sédimentaires.

La formation géologique existante est: Alluvions récentes des fonds des vallées.

I.5. Les ressources en eau potable :

La zone est alimentée par trois forage, qui fournissent la quantité d'eau, est estimée à 7, 7, et 5 litres par seconde.[03]

I.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons essayé de représenter la zone d'étude (Commune d'Ouled Slimane), de connaître sa géologie et son relief, ainsi sa situation climatologique et les ressources en eau potable de l'agglomération.

Ces différentes informations représentent les premières données de base, pour l'élaboration de notre travail qui est l'étude d'alimentation en eau potable, afin de résoudre tous ce problème pour cette agglomération.

Chapitre II

Calcul les besoin

II.1. Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération exige de donner une dotation pour chaque catégorie de consommateur. Cette dotation représente une norme unitaire, définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau se diffère d'une agglomération à une autre et d'une période à autre. Conditionnée de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...).

II.2.1. Population:

La population d'Ouled Slimane s'élève à 2206 habitants, d'après le recensement de 2018, ces chiffres ont été donnés par l'APC d'Ouled Slimane et d'après RGPH 2018.

II.2.2. Estimation de la population future :

L'estimation de la population se fait pour l'horizon 2042, le calcul est établi à l'aide de la formule suivante :

$$P = P_0 (1+\tau)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

P : Population à l'horizon d'étude (habitant).

P₀ : Population de base 2018 (habitant).

n : nombre d'années séparant les horizons considérée.

τ : taux moyen annuel d'accroissement de la population en (%) qui dépend de plusieurs facteurs :

- mode de vie.
- L'éducation (planning familial) ;
- Le développement socioculturel ;

D'après l'A.P.C, le taux d'accroissement de la commune d'Ouled Slimane est de = 3% (d'après RGPH 2018).

L'évolution de la population se résume dans le tableau suivant : Par l'application de la formule (II.1), Les résultats sont indiqués dans le tableau (II.1) ci-après :

Tableau N° II.1 : Estimation de la population future

Agglomération	Population 2018	Population 2022 (actuel)	Population 2032 (moyenne terme)	Population 2042 (long terme)	τ (%)
Ouled Slimane	2206	2483	3337	4484	3

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 :

$$Q_{moyj} = (N \cdot D)/1000 \quad (m^3/j)$$

Avec :

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

N : nombre de consommateurs ;

D : dotation moyenneneen l/j/cons.

II.3.2. Consommation moyenne journalière domestique

Notre agglomération est considérée moyenne, qu'on peut juger d'une dotation de 150 litres/jour/habitant, qui sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population, les résultats sont représentés dans le tableau (II-2) ci après :

Tableau N°II.2 : Besoins domestiques

Agglomération	Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	Q_{moyj} (m ³ /j)
OULED SLIMANE	2022	2483	150	372.45
	2032	3337	150	500.55
	2042	4484	150	672.6

II.3.3. Besoins en eau par catégorie :

II.3.3.1. Besoins domestique :

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour le calcul des besoins domestiques futur, les services de l'hydraulique préconisent les dotations (150 l/j/ha), tableau (II.2).

II.3.3.2. Besoins scolaires :

Tableau N° II.3 : évaluation des besoins scolaires

Besoins	Equipement	unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q_{moyj} (m ³ /j)
Actuels 2022	1 école primaire	élève	300	15	4.5
	1 C,E,M	élève	350	15	5.25
Futurs 2042	1 école primaire	élève	150	15	2.250
	1 lycée	élève	350	15	5.25
				Totale	17.25

II.3.3.3. Besoins socioculturels :

Tableau N° II.4 : évaluation des besoins socioculturels

Besoins	Equipement	unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Actuels 2022	Mosquée	fidèle	400	20	8
	Cimetière	(m2)	1246.3	2	2.4
	Maison de jeunes	(m2)	2191	4	0.86
	Stade de football	(m2)	14996	4	5.9
	Centre culturel	(m2)	1542	4	0.6
Futurs 2042	Mosquée	fidèle	400	20	8
	Stade de football	(m2)	7113	4	2.8
	Centre culturel	(m2)	1542	4	0.6
				Totale	29,16

II.3.3.4. Besoin commerciaux :

Tableau N° II.5 : Besoin commerciaux

Besoins	Type de besoins	Nombre d'unité	Dotation L/j/unité	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Actuels 2022	Abattoir	1	2500 l/j	2.5
Futurs 2042	Abattoir	1	2500 l/j	2.5

II.3.3.5. Besoins sanitaires :

Tableau N° II.6 : Besoins sanitaires

Besoins	Nature de l'établissement	Surface [m2]	Dotation [l/j/m ²]	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Actuels 2022	Centre de santé	1957	5	9.78
Futurs 2042	Centre de santé	1801	5	9.05
			somme	18.83

II.3.3.6. Besoins publics :**Tableau N° II.7 : Besoins publics**

Besoins	Nature de l'établissement	Surface [m ²]	Dotation [l/j/m ²]	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Actuels 2022	gendarmerie	2103	5	10.6
	A.P.C	1873	5	9.3
Futurs 2042	gendarmerie	2103	5	10.6
	A.P.C	1873	5	9.3
			somme	19.9

II.3.3.7. Besoins d'arrosage :**Tableau N° II.8 : Besoins d'arrosage**

Besoins	Equipement	unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Actuels 2022	Jardin public	(m ²)	4724	5	18.2
Futurs 2042	Jardin public	(m ²)	4724	5	18.2

II.3.4. Majoration des besoins :

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes, elles se produisent en grande partie sur les branchements particuliers. Pour un réseau ancien elles peuvent atteindre jusqu'à 30% environ de débit total, ces fuites dépendent de l'état du réseau. Elles sont évaluées principalement par une mesure nocturne du débit.

Dans notre projet, on suppose que les fuites sont égales à 30% de la consommation moyenne.

II.3.5. Récapitulation des besoins en eau du village :

Les besoins totaux en eau (Ouled Slimane Centre) sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau N°II.9 : Récapitulation des besoins en eau

Horizon	Catégorie des besoins	Q _{moyj} (m ³ /j)
2022	Domestiques	372.45
	Les équipements	77.89
	Majoration des besoins (30%)	129.5
	Total	579.84
2032	Domestiques	500.55
	Les équipements	77.89
	Majoration des besoins (30%)	168
	Total	745.89
2042	Domestiques	672.6
	Les équipements	105.84
	Majoration des besoins (30%)	219.684
	Total	998.124

II.4. Variation des débits de consommation dans le temps :

Le débit demandé par les différentes catégories est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps. Ces dernières sont annuelles, saisonnières, journalières ou horaires.

II.4.1. Variation journalière :

La variation journalière se définit comme le rapport de la consommation maximale de la journée sur la consommation minimale de la journée de l'année.

Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

- **coefficient minimal d'irrégularité journalière :**

$$K_{\min j} = Q_{\min j} / Q_{\text{moyj}}$$

Avec $K_{\min j}$ variant entre 0,7 et 0,9

- **coefficient maximal d'irrégularité journalière :**

$$K_{\max j} = Q_{\max j} / Q_{\text{moyj}}$$

Avec $K_{\max j}$ variant entre 1,1 et 1,3.

$$K_j = 1.1 \div 1.3 \quad [\text{besoins domestiques}]$$

$$K_j = 1.0 \quad [\text{autres besoins}]$$

Ce coefficient a pour but la majoration du débit moyen Q_{moyj} de 10 à 30% ; On prend $K_{\max j} = 1,3$.

II.4.2. Variation horaire :

Au sein de la journée la plus chargée de l'année, il existe des variations importantes de la consommation d'une heure à une autre, d'où :

Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

- **Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$) :**

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie :

$$K_{\max,h} = Q_{\max,h} / Q_{\text{moyh}}$$

D'une manière générale, Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

α_{\max} et β_{\max} tel que :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max}$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, varie entre **1,2 à 1,4** Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.
- β_{\max} : c'est un coefficient qui est fonction du nombre d'habitant suivant le tableau ci-dessous [04] :

Tableau N°II.10 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Tableau N°II.11 : Calcul de $K_{\max,h}$

Horizon	Population	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max,h}$
2022	2483	1.3	1.60	2.08
2032	3337	1.3	1.52	1.98
2042	4484	1.3	1.48	1.92

- **Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$) :**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation : [04]

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min}$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, varie entre **0,4 à 0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau N°II.12 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

II.4.3. Détermination des débits journalières :**II.4.3.1. Consommation maximale journalière :**

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est maximale. Il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution, l'adduction, le réservoir de stockage et la station de pompage.

Ce débit est donné par la formule :

$$Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j} \times K_{\max,j} .$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière .

II.4.3.2. Consommation minimale journalière :

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale. Il est donné par la formule :

$$Q_{\min,j} = Q_{\text{moy},j} \times K_{\min,j}$$

On prend $K_{\min,j} = 0,8$.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°II.13 : Calcul du débit maximal et minimal journalière

Horizon	$Q_{\text{moy},j} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j} (\text{m}^3/\text{j})$
2022	579.84	1,3	753.79	0.8	463.87
2032	745.89	1,3	969.65	0.8	596.71
2042	998.124	1,3	1297.56	0.8	798.49

II.4.4. Détermination des débits horaires :**II.4.4.1. Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24} \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.h}}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- $Q_{\text{max.j}}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

II.4.4.2. débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max.h}} = K_{\text{max.h}} \cdot Q_{\text{moy.h}}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.h}}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

Tableau N°II.14 : évaluation des débits moyen et maximum horaire

Horizon	$Q_{\text{max.j}} (\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{moy.h}} (\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\text{max.h}}$	$Q_{\text{max.h}} (\text{m}^3/\text{h})$
2022	753.79	31.4	2.08	65.31
2032	969.65	40.4	1.98	79.99
2042	1297.56	54.06	1.92	103.8

II.5. Calcul du débit de pointe :

En raison des variations journalière et horaire, il y a lieu d'appliquer au débit moyen un coefficient de majoration afin d'obtenir le plus fort débit instantané que l'on peut avoir dans une conduite.

Donc le coefficient de pointe sera égal au produit des deux coefficients journalier et horaire.

$$K_p = K_j K_h$$

Avec

- K_p : Coefficient de pointe.
- K_j : Coefficient d'irrégularité journalière maximale
- K_h : Coefficient d'irrégularité horaire maximale.

On a

$$Q_p = Q_{\text{moy.j}} K_p$$

Avec

- Q_p : Débit de pointe.
- $Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen journalier

Donc

horizon	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	$K_{\text{max},j}$	$K_{\text{max},h}$	K_p	Q_p (m ³ /j)	Q_p (l/s)
2022	579.84	1,30	2.08	2.70	1565.56	18.12
2032	745.89	1,30	1.98	2.57	1916.93	22.18
2042	998.124	1,30	1.92	2.50	2495.31	28.8

II.6. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons procédé d'une façon estimative et approchée les différentes catégories de consommateurs rencontrés dans notre agglomération, ainsi que, les besoins en eau potables qui leurs correspondent. Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps, qui vont nous servir comme base de données pour le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau potable, appelé à garantir les besoins en eau potable de l'agglomération en question.

Chapitre III

Réseau de distribution

III.1. Introduction:

Dans ce chapitre nous allons projeter un nouveau réseau de distribution de l'eau potable de la commune Ouled Slimane à l'horizon 2042 en respectant les exigences de l'agglomération de point de vue débit, vitesse et pression.

III.2. Choix de type de réseau de distribution à l'horizon 2042:

III.2.1. Type des réseaux:

III.2.1.1. Le réseau ramifié:

Ils sont utilisés dans les petites agglomérations et rurales. Leur inconvénient; c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible. Ce type de réseau présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité en cas de d'endommagement d'une conduite principale, tous les consommateurs situés à l'aval seront privés d'eau [05].

III.2.2. Le réseau maillé:

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires) qui permettent une alimentation de retour. Ainsi chaque point du réseau peut être alimenté en eau par deux ou plusieurs cotés. et en cas d'endommagement d'une conduite, il suffit de l'isoler [06].

III.2.3. Le réseau étagé:

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus [05].

III.2.4. Le réseau combiné:

Ce type de réseau est caractérisé par des mailles englobe des ramifications qui assure une distribution a des consommateurs qui sont éloignés de la ville.

Remarque:

Pour le choix du type du réseau de distribution d'eau potable, nous devons tenir compte de l'emplacement des quartiers et des consommateurs. Dans notre cas nous optons pour un réseau ramifié.

III.2.5. Principe du tracé du réseau ramifier:

- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- Déterminer le sens principal de la distribution d'eau potable.
- Tracer les conduites principales en parallèle.
- Relier les conduites principales par des conduites secondaires.
- Ajouter des ramifications à partir d'un nœud de manière à assurer l'alimentation des consommateurs éloignés. [07]

III.3. Choix du matériau des conduites du réseau :

Le choix du type de matériaux des conduites parmi les parties importants de construction du réseau, leur choix doit répondre à certaines exigences, à savoir

- Pression interne supportée par la canalisation.
- La résistance au de l'agressivité du sol.
- la jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes...etc.)
- Facilité de la mise en œuvre.
- Facilité d'entretien et d'exploitation.
- Disponibilité du produit sur le marché national.
- Du prix unitaire.
- Durée de vie.

Tableau N° III.1: Caractéristique des différents types de matériau

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
Fonte	<ul style="list-style-type: none"> -bonne résistance aux forces internes. -très rigides et solides. - longueur des conduites variant de 6 à 16 m, donc nous obtenons une réduction des joints. - facilité de pose. 	<ul style="list-style-type: none"> -les tuyaux en fonte sont très lourds très chers. -risque de déformation des conduites pendant leur transport. -cout très élevé pendant la pose et mauvaise résistance au cisaillement.
PVC (polychlorure de vinyle)	<ul style="list-style-type: none"> -bonne résistance à la corrosion. -disponible sur le marché. -une pose de canalisation facile. 	<ul style="list-style-type: none"> - risque de rupture.
PEHD (polyéthylène haute densité)	<ul style="list-style-type: none"> -bonne résistance à la corrosion. -disponibilité sur le marché -résistance aux conditions climatiques. -souplesse à l'utilisation. -légèreté et facilite d'utilisation. -facilité du transport et du stockage. -possibilité de raccordement. -un bon rapport qualité prix. -bonne durée de vie élevée 	<ul style="list-style-type: none"> -nécessite une grande technicité pour la jonction.

Remarque:

Notre choix est porté sur des conduites en PEHD PN10.

III.4. Dimensionnement du réseau:

Le dimensionnement se fait par la détermination du débit maximum qui peut passer à travers le tronçon dans les quatre cas de fonctionnement. Et pour cette raison on a déterminé le débit maximum pour chaque tronçon pour déterminer les diamètres économiques.

Dans le cas d'un écoulement gravitaire le diamètre est déduit de l'équation :

$$Q = V S$$

En respectant la gamme de la vitesse (0.5/1.5 m/s).

III.4.1. Le débit spécifique:

Le débit spécifique est calculé par la formule suivante :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i}$$

Avec :

Q_{SP} : débit spécifique [l/s/m].

Q_p : débit de pointe.

$\sum L_i$: somme des longueurs de tous les tronçons du réseau.

Donc:

$$Q_{sp} = \frac{28.8}{8386} = 0.0034345 \text{ l/s}$$

III.4.2. Le débit en route:

Le débit en route c'est le débit uniformément reparti sur le parcours du réseau. Le débit en route de chaque tronçon se calcule comme étant le produit du débit spécifique par la longueur du tronçon considéré.

Soit :

$$Q_{ri} = Q_{SP} \times L_i$$

Avec :

Q_{SP} : débit spécifique [l/s/m].

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

L_i : longueur du tronçon considéré [m].

III. 5. Vérification de la pression au niveau du point le plus défavorable:

Méthode de calcul :

Quatre paramètres interviennent pour le calcul d'une conduite gravitaire :

- Le Débit.....Q ;
- Le DiamètreD ;
- La Vitesse.....V ;
- Les Pertes de charge..... ΔH ;(charge disponible).

III. 6. Les pertes de charge:

Elles se présentent sous deux formes:

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières

Les pertes de charge linéaires:

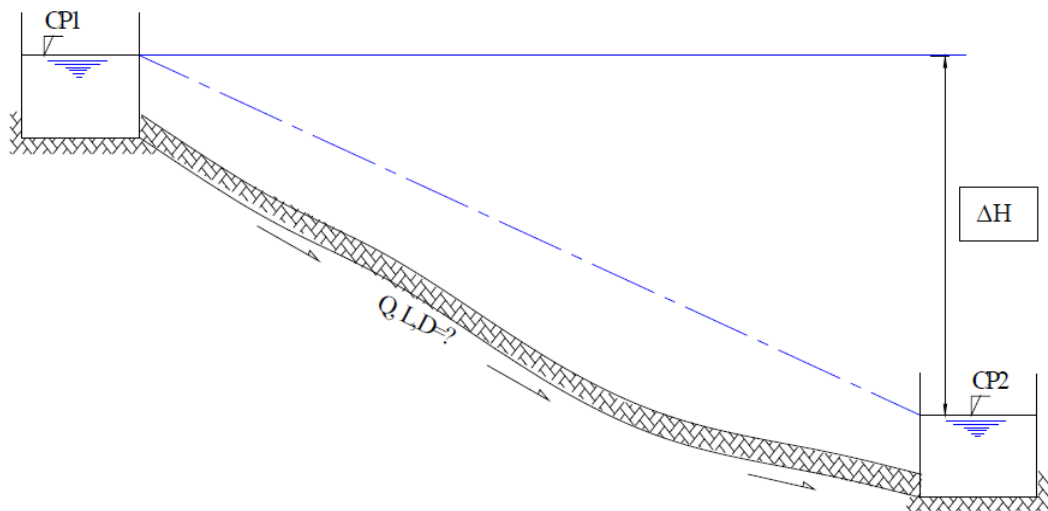


Figure (III.1): Schéma représentant la ligne de charge dans un écoulement gravitaire

$\Delta H = (Cp1 - Cp2) =$ Charge Disponible.

ΔH désigne également la perte de charge dissipée le long de la conduite de longueur «L ».

La perte de charge totale est donnée par la formule de Darcy :

$$\Delta H_L = \frac{L\lambda V^2}{2gD} \quad [m]$$

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

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

L : longueur de la conduite (81km)

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge), donné par la formule de **COLBROOK**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0,86 \text{Ln} \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right)$$

Re : nombre de **REYNOLDS**

ε : rugosité absolue (mm) des conduites, pour PE on prend $\varepsilon = 0,0066 \text{ mm}$ à $0,0083 \text{ mm}$

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu}$$

V : vitesse d'écoulement (m/s).

ν : Viscosité cinématique de l'eau, à 20°C $\nu = 1,01 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$

Les pertes de charge singulières :

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

On prend $\Delta H_s = 15\% \Delta H_L$

Pertes de charge totale :

La perte de charge totale est la somme des pertes de charge linéaires et singulières

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s = 1,15 \Delta H_L \text{ [m]}$$

Calcul du coefficient de frottement linéaire :

Le calcul du coefficient de frottement linéaire se fait comme suit :

En première approximation la valeur de λ est déterminée par formule de **NIKURADZE**

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \text{Ln} \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2}$$

Puis on calcul la valeur approchée du coefficient de frottement par la formule de

COLBROOK

Diamètre économique :

Une première à déterminer approximativement le diamètre de la conduite à l'aide des formules donnant le diamètre économique ;

Parmi ses formules, nous prenons celle de **BOUNIN** qui a permis d'éviter les dépôts dans la conduite avec des vitesses entre 0.5 et 1.50m/s.

Ainsi on aura :

$$D_{éc} = \sqrt{Q_b}$$

Où :

Déc : diamètre économique en m (on prend les diamètres existants de chaque agglomération)

Q_b : débit transitant dans la conduite en m³/s.

Les tableaux suivants résumés toutes les paramètres

III.7. Le calcul du réseau (diamètres):

Le réseau de distribution est composé de 35 tronçons ramifiés.

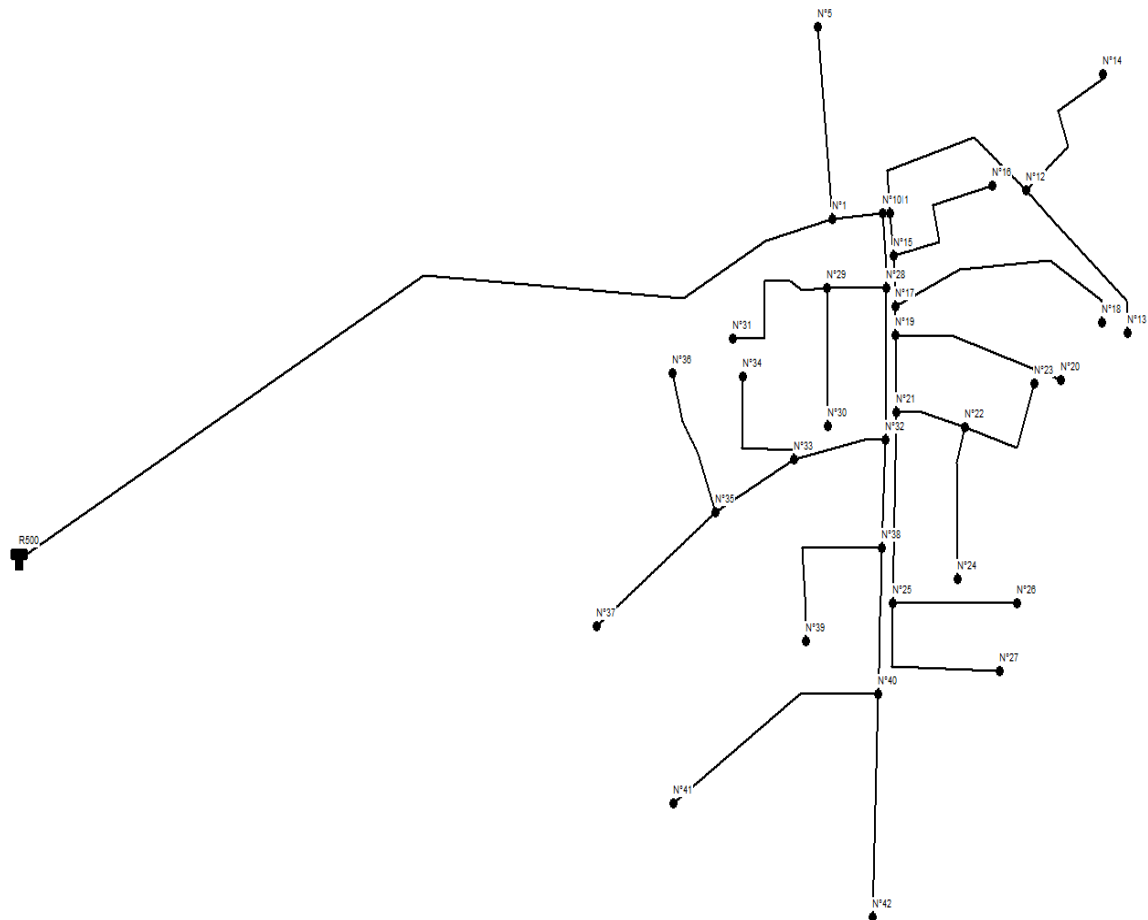


Figure (III.2) : Le tracé du réseau de distribution

Tableau N° III.2: Détermination des débit de nœud

<i>noeud</i>	<i>Troncon</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q route (l/s)</i>	<i>Q noeud (l/s)</i>
1	<i>R500-N1</i>	3500	0.000	0.83
	<i>N1-N5</i>	432	1.481	
	<i>N1-N10</i>	105	0.360	
5	<i>N1-N5</i>	432	1.481	0.81
10	<i>N1-N10</i>	105	0.360	0.41
	<i>N10-N11</i>	17	0.058	
	<i>N10-N28</i>	120	0.412	
11	<i>N10-N11</i>	17	0.058	0.77
	<i>N11-N12</i>	410	1.406	
	<i>N11-N15</i>	65	0.223	
12	<i>N11-N12</i>	410	1.406	1.73
	<i>N12-N13</i>	329	1.128	
	<i>N12-N14</i>	292	1.001	
13	<i>N12-N13</i>	329	1.128	0.62
14	<i>N12-N14</i>	292	1.001	0.55
15	<i>N11-N15</i>	65	0.223	0.68
	<i>N15-N16</i>	269	0.921	
	<i>N15-N17</i>	91	0.312	
16	<i>N15-N16</i>	269	0.921	0.51
17	<i>N15-N17</i>	91	0.312	1.04
	<i>N17-N18</i>	519	1.780	
	<i>N17-N19</i>	45	0.154	
18	<i>N17-N18</i>	519	1.780	0.98
19	<i>N17-N19</i>	45	0.154	0.78
	<i>N19-N20</i>	324	1.111	
	<i>N19-N21</i>	126	0.432	
20	<i>N19-N20</i>	324	1.111	0.61
21	<i>N19-N21</i>	126	0.432	0.96
	<i>N21-N22</i>	151	0.518	
	<i>N21-N25</i>	318	1.090	
22	<i>N21-N22</i>	151	0.518	1.02
	<i>N22-N23</i>	229	0.784	
	<i>N22-N24</i>	251	0.860	
23	<i>N22-N23</i>	229	0.784	0.43
24	<i>N22-N24</i>	251	0.860	0.47
25	<i>N21-N25</i>	318	1.090	1.40
	<i>N25-N26</i>	258	0.885	
	<i>N25-N27</i>	258	0.885	
26	<i>N25-N26</i>	258	0.885	0.49
27	<i>N25-N27</i>	325	1.114	0.61

28	<i>N10-N28</i>	<i>120</i>	<i>0.412</i>	0.85
	<i>N28-N29</i>	<i>150</i>	<i>0.514</i>	
	<i>N28-N32</i>	<i>251</i>	<i>0.861</i>	
29	<i>N28-N29</i>	<i>150</i>	<i>0.514</i>	1.00
	<i>N29-N30</i>	<i>200</i>	<i>0.686</i>	
	<i>N29-N31</i>	<i>266</i>	<i>0.912</i>	
30	<i>N29-N30</i>	<i>200</i>	<i>0.686</i>	0.38
31	<i>N29-N31</i>	<i>266</i>	<i>0.912</i>	0.50
32	<i>N28-N32</i>	<i>251</i>	<i>0.861</i>	1.04
	<i>N32-N33</i>	<i>192</i>	<i>0.658</i>	
	<i>N32-N38</i>	<i>178</i>	<i>0.610</i>	
33	<i>N32-N33</i>	<i>192</i>	<i>0.658</i>	1.02
	<i>N33-N34</i>	<i>245</i>	<i>0.840</i>	
	<i>N33-N35</i>	<i>182</i>	<i>0.624</i>	
34	<i>N33-N34</i>	<i>245</i>	<i>0.840</i>	0.46
35	<i>N33-N35</i>	<i>182</i>	<i>0.624</i>	1.23
	<i>N35-N36</i>	<i>249</i>	<i>0.854</i>	
	<i>N35-N37</i>	<i>326</i>	<i>1.118</i>	
36	<i>N35-N36</i>	<i>249</i>	<i>0.854</i>	0.47
37	<i>N35-N37</i>	<i>326</i>	<i>1.118</i>	0.61
38	<i>N32-N38</i>	<i>178</i>	<i>0.610</i>	1.29
	<i>N38-N39</i>	<i>379</i>	<i>1.298</i>	
	<i>N38-N40</i>	<i>241</i>	<i>0.826</i>	
39	<i>N38-N39</i>	<i>379</i>	<i>1.298</i>	0.71
40	<i>N38-N40</i>	<i>241</i>	<i>0.826</i>	1.77
	<i>N40-N41</i>	<i>486</i>	<i>1.669</i>	
	<i>N40-N42</i>	<i>366</i>	<i>1.258</i>	
41	<i>N40-N41</i>	<i>486</i>	<i>1.667</i>	0.92
42	<i>N40-N42</i>	<i>366</i>	<i>1.258</i>	0.69

III.8. Calcul du réseau par le logiciel EPANET:

III.8.1. Introduction :

Le logiciel détermine les tâches qui peuvent être effectuées par l'ordinateur, ordonne son fonctionnement et lui procure ainsi son utilité fonctionnelle, l'Epanet en est un, parmi d'autres.

III.8.2. Définition :

EPANET est un logiciel développé par l'agence en charge de l'environnement aux Etats Unis (U.S ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY-EPA).

C'est un logiciel de la simulation du comportement qualitatif et hydraulique de l'eau dans les réseaux sous pression. EPANET est distribué gratuitement par l'E.P.A depuis le mois de septembre 1993. Depuis, il est largement utilisé dans le monde entier.

Un réseau est un ensemble de tuyaux, noeuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque noeud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

III.8.2. Objectif de l'EPANET :

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution.

Disponible sous Windows, EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

Ayant au préalable les données de base de notre réseau (longueur de chaque tronçon, diamètre, les altitudes et le débit de chaque nœud)

On se propose d'utiliser le logiciel EPANET pour simuler le comportement du réseau principal de la ville d'Ouled Slimane.

III.9. Résultat de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres pour chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau.

Suite à plusieurs tâtonnements des diamètres des conduites, dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle $[0,5 - 1,5 \text{ m/s}]$, vu que les pressions aux nœuds ne dépassent pas 60 m.c.e (6 bars) alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN10.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN10 voir l'annexe (5).

III.9.1. Etat des arcs du réseau après la simulation:

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau N° III.3: Les résultats de la simulation (Détermination des diamètres)

Tronçon	Longueur (m)	Q route (l/s)	Q avale (l/s)	0.55 Q route	Q tronçon (l/s)	Diamètre Calculé (m)	Diamètre Calculé (mm)	Diamètre extérieur de la conduite existante (mm)	Diamètre intérieur de la conduite existante (mm)	V (m/s)	remarque
R500-N1	3500	0.000	28.80	0.000	28.800	0.255	254.558	250	220	0.755	vérifié
N1-N5	432	1.484	0.00	0.816	0.816	0.043	42.850	63	54	0.362	vérifié
N1-N10	105	0.361	26.96	0.198	27.154	0.247	247.177	250	220	0.712	vérifié
N10-N11	17	0.058	13.74	0.032	13.772	0.176	176.030	200	176	0.565	vérifié
N11-N12	410	1.408	2.13	0.774	2.906	0.081	80.865	90	79	0.590	vérifié
N12-N13	329	1.130	0.00	0.621	0.621	0.037	37.388	40	34	0.685	vérifié
N12-N14	292	1.002	0.00	0.551	0.551	0.035	35.217	40	34	0.607	vérifié
N11-N15	65	0.223	9.98	0.123	10.099	0.151	150.743	160	141	0.647	vérifié
N15-N16	269	0.922	0.00	0.507	0.507	0.034	33.781	40	34	0.559	vérifié
N15-N17	91	0.313	8.74	0.172	8.914	0.142	141.619	160	141	0.571	vérifié
N17-N18	519	1.783	0.00	0.981	0.981	0.047	46.971	63	54	0.435	vérifié
N17-N19	45	0.155	6.80	0.085	6.889	0.125	124.504	125	110	0.723	vérifié
N19-N20	324	1.113	0.00	0.612	0.612	0.037	37.109	40	34	0.674	vérifié
N19-N21	126	0.433	5.26	0.238	5.497	0.111	111.212	125	110	0.577	vérifié
N21-N22	151	0.519	1.65	0.285	1.931	0.066	65.916	63	54	0.856	vérifié
N22-N23	229	0.785	0.00	0.432	0.432	0.031	31.164	40	34	0.476	vérifié
N22-N24	251	0.861	0.00	0.474	0.474	0.033	32.642	40	34	0.522	vérifié
N21-N25	318	1.092	2.00	0.601	2.603	0.077	76.530	90	79	0.529	vérifié
N25-N26	258	0.886	0.00	0.487	0.487	0.033	33.114	40	34	0.537	vérifié
N25-N27	325	1.116	0.00	0.614	0.614	0.037	37.166	40	34	0.677	vérifié
N10-N28	120	0.412	12.75	0.227	12.972	0.171	170.843	160	141	0.831	vérifié
N28-N29	150	0.515	1.60	0.283	1.884	0.065	65.105	63	54	0.835	vérifié
N29-N30	200	0.687	0.00	0.378	0.378	0.029	29.155	40	34	0.416	vérifié
N29-N31	266	0.914	0.00	0.502	0.502	0.034	33.624	40	34	0.554	vérifié

N28-N32	251	0.862	9.77	0.474	10.242	0.152	151.803	160	141	0.656	vérifié
N32-N33	192	0.659	3.44	0.363	3.804	0.093	92.515	110	86	0.652	vérifié
N33-N34	245	0.841	0.00	0.463	0.463	0.032	32.269	40	34	0.510	vérifié
N33-N35	182	0.625	1.97	0.344	2.319	0.072	72.228	90	79	0.471	vérifié
N35-N36	249	0.855	0.00	0.470	0.470	0.033	32.531	40	34	0.518	vérifié
N35-N37	326	1.120	0.00	0.616	0.616	0.037	37.223	40	34	0.679	vérifié
N32-N38	178	0.611	5.06	0.336	5.392	0.110	110.144	125	110	0.566	vérifié
N38-N39	379	1.300	0.00	0.715	0.715	0.040	40.114	40	34	0.788	vérifié
N38-N40	241	0.828	2.93	0.455	3.383	0.087	87.243	110	86	0.580	vérifié
N40-N41	486	1.669	0.00	0.918	0.918	0.045	45.449	63	54	0.407	vérifié
N40-N42	366	1.258	0.00	0.692	0.692	0.039	39.462	40	34	0.763	vérifié
somme	8386	28.80									

Tableau N° III.4: Vérification la pression du réseau

Tronçon	Longueur (m)	Q tronçon (l/s)	Diametre	J0(m/m)	Jtot(m)	COTE AU FIL D'EAU (m)		COTE PIEZOMETRE(m)		PRESSION (m)
						AMANT	AVAL	AMANT	AVAL	
R500-N1	3500	28.80	250	0.00117	4.9196	661.53	619.43	661.53	656.61	37.18
N1-N5	432	0.816	63	0.00156	0.8105	619.43	618.19	656.61	655.80	37.61
N1-N10	105	27.154	250	0.00106	0.1331	619.43	619.23	655.80	655.66	36.43
N10-N11	17	13.772	200	0.00092	0.0189	619.23	619.29	655.80	655.78	36.49
N11-N12	410	2.906	90	0.00268	1.3170	619.29	612.33	655.78	654.46	42.13
N12-N13	329	0.621	40	0.00841	3.3187	612.33	610.08	655.78	652.46	42.38
N12-N14	292	0.551	40	0.00681	2.3851	612.33	611.22	652.46	650.08	38.86
N11-N15	65	10.099	160	0.00155	0.1209	619.29	619.77	652.46	652.34	32.57
N15-N16	269	0.507	40	0.00588	1.8957	619.77	619.77	652.46	650.56	30.79
N15-N17	91	8.914	160	0.00124	0.1358	619.77	620.20	655.80	655.66	35.46
N17-N18	519	0.981	63	0.00216	1.3456	620.20	617.17	655.66	654.32	37.15
N17-N19	45	6.889	125	0.00256	0.1382	620.20	620.21	655.66	655.52	35.31
N19-N20	324	0.612	40	0.00819	3.1841	620.21	617.24	655.52	652.34	35.10
N19-N21	126	5.497	125	0.00172	0.2601	620.21	619.89	652.34	652.08	32.19
N21-N22	151	1.931	63	0.00712	1.2901	619.89	618.34	655.52	654.23	35.89
N22-N23	229	0.432	40	0.00443	1.2145	618.34	619.92	654.23	653.02	33.10
N22-N24	251	0.474	40	0.00521	1.5687	618.34	618.63	654.23	652.66	34.03
N21-N25	318	2.603	90	0.00220	0.8414	619.89	616.73	656.61	655.77	39.04
N25-N26	258	0.487	40	0.00548	1.6980	616.73	619.73	655.77	654.07	34.34
N25-N27	325	0.614	40	0.00823	3.2113	616.73	619.35	655.77	652.56	33.21

N10-N28	120	12.972	160	0.00241	0.3467	619.23	619.85	652.56	652.21	32.36
N28-N29	150	1.884	63	0.00682	1.2269	619.85	620.23	652.56	651.33	31.10
N29-N30	200	0.378	40	0.00350	0.8409	620.23	619.23	651.33	650.49	31.26
N29-N31	266	0.502	40	0.00579	1.8474	620.23	620.46	651.33	649.48	29.02
N28-N32	251	10.242	160	0.00159	0.4785	619.85	620.04	649.48	649.00	28.96
N32-N33	192	3.804	110	0.00165	0.3811	620.04	621.26	649.00	648.62	27.36
N33-N34	245	0.463	40	0.00501	1.4722	621.26	621.44	648.62	647.15	25.71
N33-N35	182	2.319	90	0.00180	0.3928	621.26	622.47	647.15	646.76	24.29
N35-N36	249	0.470	40	0.00515	1.5395	622.47	621.26	646.76	645.22	23.96
N35-N37	326	0.616	40	0.00828	3.2386	622.47	622.47	647.15	643.91	21.44
N32-N38	178	5.392	125	0.00166	0.3552	620.04	620.04	648.62	648.27	28.23
N38-N39	379	0.715	40	0.01077	4.8939	620.04	620.04	649.00	644.11	24.07
N38-N40	241	3.383	110	0.00135	0.3891	620.04	620.09	644.11	643.72	23.63
N40-N41	486	0.918	63	0.00192	1.1219	620.09	620.09	643.72	642.60	22.51
N40-N42	366	0.692	40	0.01017	4.4709	620.09	619.23	642.60	638.13	18.90

III.9.2. Etat du réseau après la simulation :

Après la saisie des formations du réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape, grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requise et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesses, débits pressions, charge).

La Figure (III.3) ci-dessus représente de la simulation

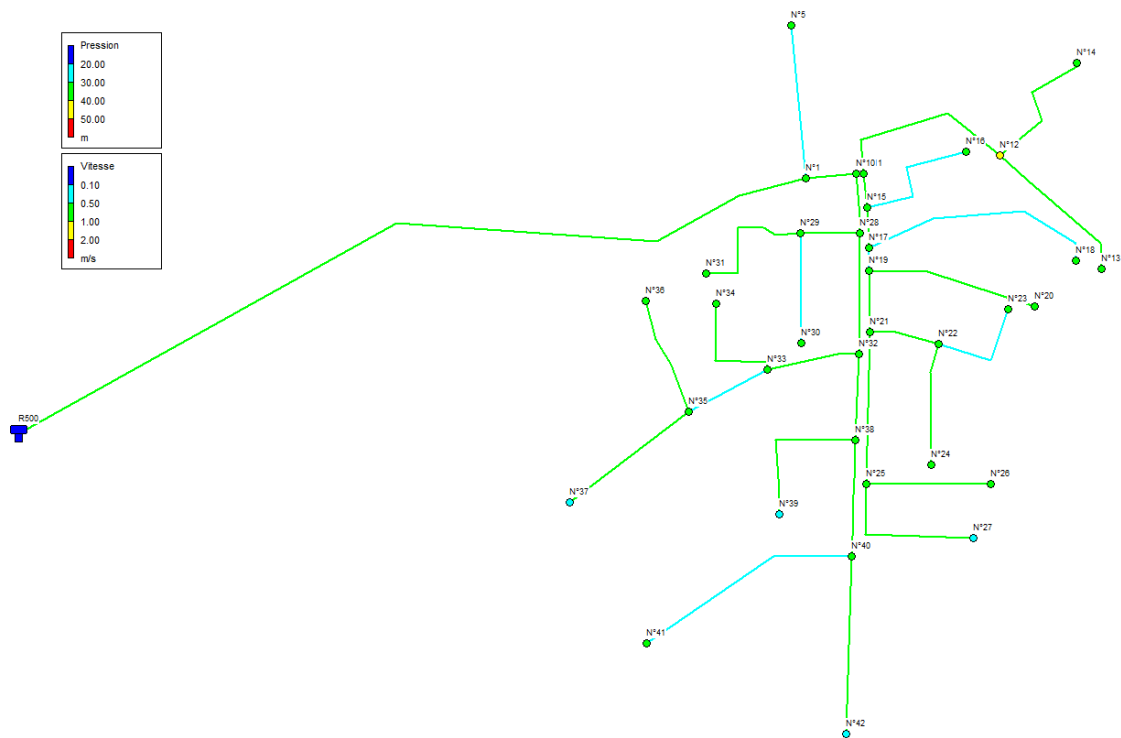


Figure (III.3) : Le tracé du réseau de distribution après la simulation

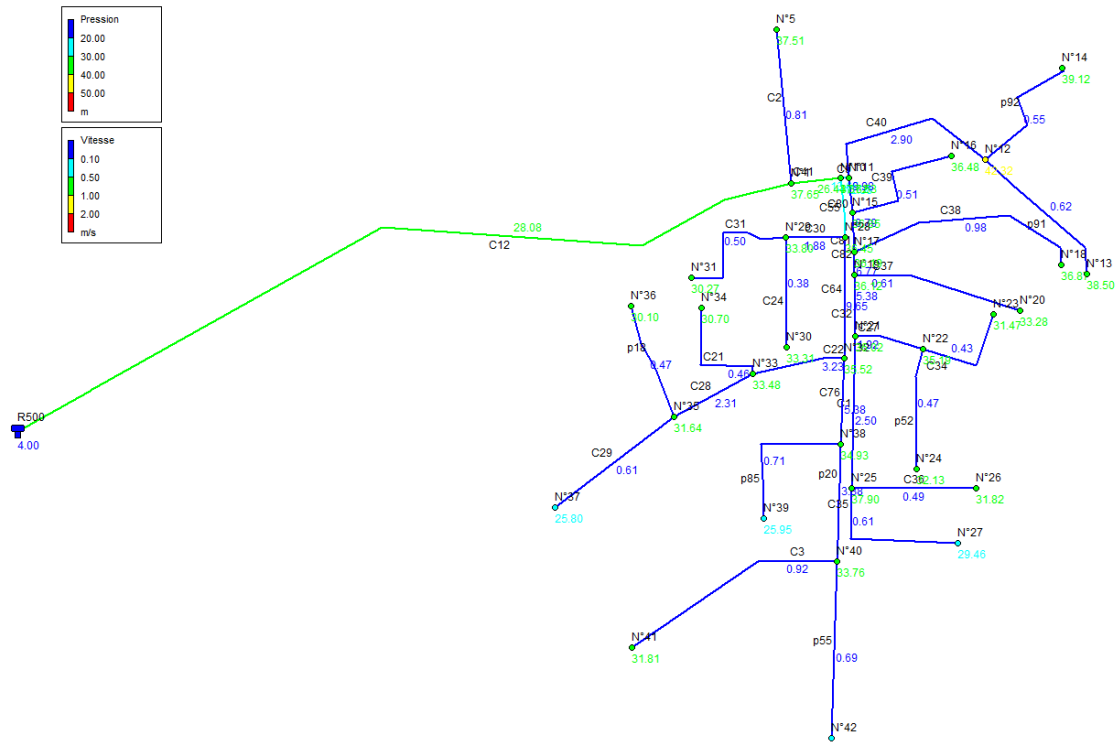


Figure (III.4) : Le tracé du réseau de distribution après la simulation

Les vitesses et les pressions obtenues dans les tous les tronçons du réseau sont adéquates.

III.10- Conclusion :

La simulation par le logiciel Epanet et les calculs ont donné des vitesses et des pressions aux nœuds appropriées et dans le même ordre de grandeur que celles calculées manuellement.

Chapitre IV

Etude de l'adduction

IV.1. Introduction:

L'adduction étant définie, comme le transport des eaux de zone de captage aux zones d'utilisation.

Le but de cette étude est de parvenir ; à la mise en place d'un système d'adduction qui a deux aspects dépendant l'un de l'autre ; l'un technique et l'autre économique.

IV.2. Différent types adductions:

IV.2.1. Adduction sans charge:

C'est la méthode de transport à pression atmosphérique, son choix est déterminé selon:
 Une topographie permettant un écoulement gravitaire.
 Une hauteur de chute hydraulique suffisamment faible,
 pour permettre de garder l'écoulement fluvial.

IV.2.2. Adduction gravitaire:

Un écoulement gravitaire est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force extérieure qui lui sera appliquées (condition par la pente, pesanteur). Dans le cas d'une canalisation gravitaire ; la source d'eau doit ce situé à une cote supérieur à celle du réservoir d'accueil. [08]

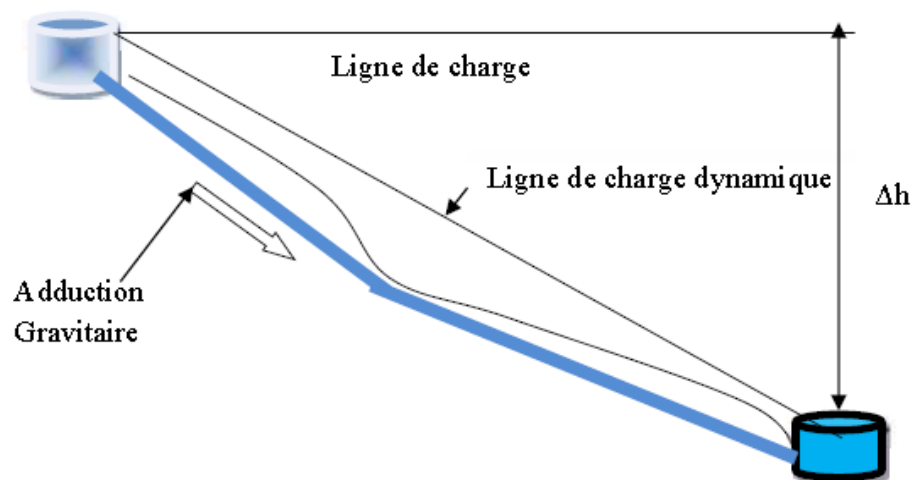


Figure (IV.1): Adduction par gravitaire.

IV.2.3. Adduction par refoulement:

Adduction par refoulement est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force mécanique qui lui sera appliquées (condition par la pompe), ce cas la source d'eau doit ce situé à une cote inférieur à celle du réservoir d'accueil.[08]

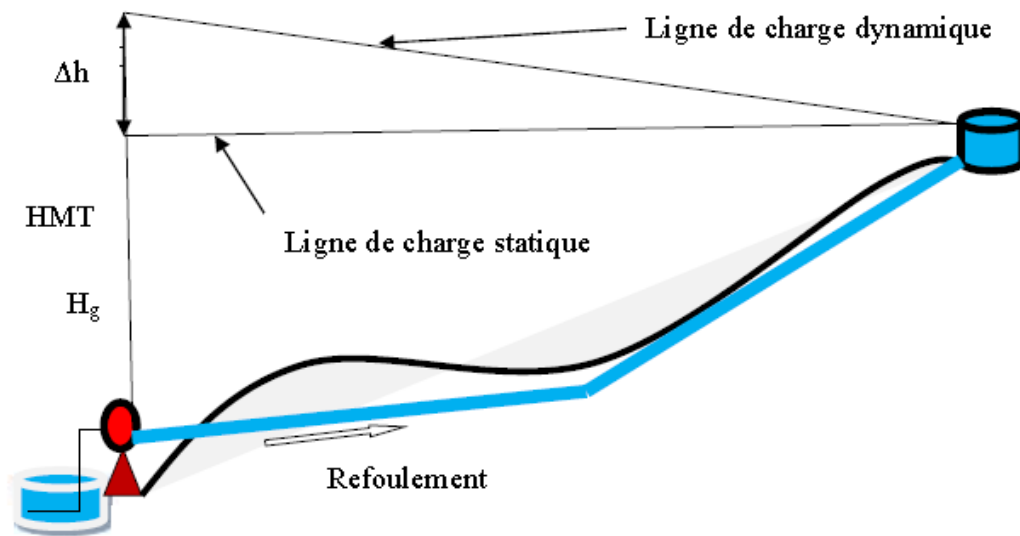


Figure (IV.2): Adduction par refoulement.

IV.2.4. Adduction mixte:

Comme son nom l'indique, ce mode d'adduction est une combinaison entre l'adduction gravitaire et l'adduction par refoulement, où la conduite de roucoulement se transforme en conduite gravitaire et vice versa par l'intermédiaire d'un raccordement entre ces deux dernières qu'on appelle : réservoir tampon.[08]

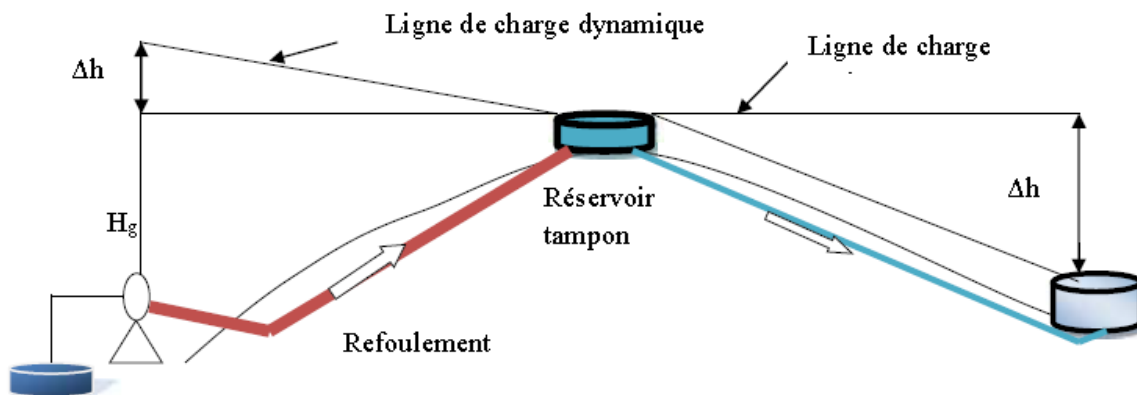


Figure (IV.3): Adduction mixte.

Dans notre étude, nous avons le cas : **adduction par refoulement**



Figure (IV.4): Schéma d'adduction

IV.3. Choix tracé:

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulière que possible, pour éliminer les contres pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter les traversées d'oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importantes. [08]

Dans notre cas le tracé des adductions a été étudié.

IV.3. Choix du type de conduites:

Les différentes conduites utilisées dans le domaine d'alimentation en eau potable sont les conduites en fonte, en acier, en amiante ciment, en matière thermoplastique et les conduites en béton (Bonvin, 2005). Le choix du type de conduites est établi en tenant compte de plusieurs critères d'ordre technique, à savoir : le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix des équipements et leur disponibilité sur le marché national.

Pour notre projet le choix des matériaux s'est porté sur le PEHD, en raison de ses avantages suivants :

- un faible coût pour des diamètres inférieurs ou égale à 350mm, Ce qui est notre cas.
- facile à poser ;
- l'élasticité et la flexibilité le rendent résistant aux mouvements de terrain ;
- bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) l'absence d'entartrage.
- montage facile : ces tubes sont facile à manipulé et à transporter ;
- répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Les tubes ont des longueurs de 6m à 12m, pour les diamètres allant de 160mm à 400mm déjà deux fois supérieures aux tubes (fonte, acier..) ;
- Le montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats. [09]

IV.4. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction:

Les équipements classiques prévus sur notre réseau d'adduction se résument comme suit :

IV.4.1. Point bas:

Vidange, vanne de sectionnement.

IV.4.1.1. Vanne de sectionnement:

Afin de permettre la possibilité d'isolement de certain tronçon du réseau, des vannes sont prévues à chaque départ à partir d'ouvrages et à chaque bifurcation sur la conduite principale. Des vannes intermédiaires sont également prévues afin de pouvoir isoler et vider des tronçons, en cas d'intervention pour une réparation, sans avoir à vider l'ensemble de la branche d'adduction correspondante. Le nombre et l'implantation des vannes de sectionnement sont choisis selon le profil en long, la longueur maximale du tronçon de conduite à vidanger soit de l'ordre de 1 à 2 km. [09]



Figure (IV.5): Vanne de sectionnement

IV.4.1.2. Vidange:

Ce sont des ouvrages installés au niveau des points les bas du tronçon de conduite.

Chaque ouvrage de point bas abrite un système de vidange de la conduite.

Ce système est composé d'une vanne fermée pendant le fonctionnement normal de la conduite monté directement sur la conduite principale. [09]

IV.4.2. Points hauts:

Aux points hauts : dispositifs de dégazage, entrée/sortie d'air (ventouse).

IV.4.2.1. Ventouse:

Il s'agit d'ouvrages abritant une ventouse pour le dégazage de la conduite et l'entrée/sortie de l'air. Les ouvrages seront installés aux points hauts des tronçons de la conduite.

Pour des raisons de sécurité, les ventouses doivent assurer les trois fonctions suivantes:

- évacuation de l'air qui, en fonctionnement normal de la conduite, a tendance à s'accumuler aux points hauts ;
- évacuation de l'air dans la conduite au moment de son remplissage ;
- admission de l'air lors des vidanges provoquées ou accidentelles de la conduite.

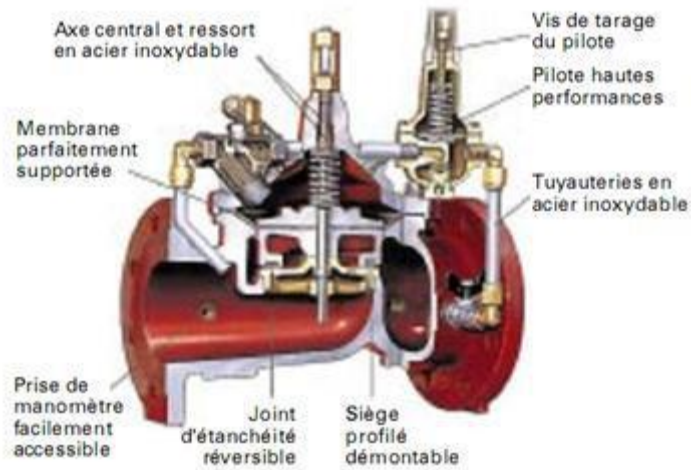


Figure (IV.6):: ventouse

IV.4.2.2 Clapet anti retour:

Le clapet anti retour est destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé. Il trouve son utilisation à la station de pompage ou il doit obligatoirement équiper la canalisation de refoulement à la sortie de la pompe. [09]



Figure (IV.7): Clapet anti retour

IV.4.2.3 Crépine:

La crépine est constituée par un cylindre perforé qui refuse l'accès des corps solide dans la pompe. Il est noté qu'une crépine doit toujours être immergée pour éviter l'entrée d'air.



Figure (IV.8) : Crépine

IV.5. Etude technico-économique des diamètres - Adduction par refoulement:

Le choix du diamètre de la conduite est lié à des impératifs d'ordre économique. En effet, pour un même débit à relever, plus la perte de charge est grande (petits diamètres) plus la dépense d'énergie est importante. La perte de charge varie en sens inverse du diamètre des canalisations. Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de la station de reprise qui diminue lorsque le diamètre de la conduite augmente.

IV.5.1. Choix de la gamme des diamètres

Plusieurs relations sont utilisées pour la détermination du diamètre économique de la conduite (D_{ec}), en tenant compte du débit Q (m³/s) véhiculé par la conduite, telles que :

Formule de Bonnin : $D_{ec} = \sqrt{Q}$

Formule de Bresse : $D_{ec} = 1,5 \sqrt{Q}$

Formule de Pavlovski : $D_{ec} = 1,38Q^{0,48}$

Formule classique : $D_{ec} = 1,24\sqrt{Q}$ (en prenant la vitesse v égale 1 m/s)

Avec :

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit max à élever (m³/s).

On choisit une gamme de diamètres en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché. Le diamètre économique à adopter correspondra alors à la somme minimale des frais d'exploitation et d'amortissement calculés.

IV.5.2. Evaluation des frais d'amortissement (Fam):

Les frais d'amortissement (F_a) sont égaux au prix de revient total de la conduite multiplié par l'annuité d'amortissement A .

$$F_{am} = P_{uc} L A$$

P_{uc} : prix unitaire d'un mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pause, fourniture et terrassements, L : longueur de la conduite, A : annuité d'amortissement donnée par la formule:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i$$

Où :

i : taux d'annuité $\approx 8\%$

n : nombre d'années d'amortissement ($n=50$ ans)

ce qui donne : **$A = 0,08174$**

IV.5.3. Evaluation des frais d'exploitation:

Les Frais d'exploitation représentent le cout de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau du forage au réservoir. Ces frais d'exploitation croissent quand le diamètre diminue et par suite de l'augmentation des pertes de charges. Pour estimer ces frais, nous devons évaluer par conséquent les pertes de charges, la hauteur géométrique, la hauteur manométrique totale, la puissance absorbée par la pompe et enfin l'énergie consommée par cette dernière.

IV.5.3.1. Calcul de la vitesse de l'écoulement:

Dans les différents problèmes relatifs de l'écoulement dans les canalisations, il faut toujours calculer la vitesse moyenne dans la conduite par la relation de continuité (4.1), de manière à s'assurer qu'elle soit acceptable :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (4.1)$$

En effet, si la vitesse est trop grande, il peut en résulter certains inconvénients d'ordre pratique (risque de coup de bélier trop violent en cas de changement brusque du régime d'écoulement, difficultés d'alimenter correctement les branchements) et risque de dépôts solide pour de faibles vitesses entraînant ainsi l'obturation de la conduite. Dans la pratique des adductions d'eau, nous veillerons toujours à ce que la vitesse d'écoulement de l'eau dans chaque tronçon soit comprise entre 0,50 m/s et 1,50 m/s, en fonction du diamètre adopté.

IV.5.3.2. Calcul des pertes de charge :

Pertes de charge linéaire:

Les pertes de charge linéaires sont celles dues aux frottements qui se produisent le long des conduites. Ces frottements sont dus au fait que la viscosité du liquide n'est jamais nulle et que la paroi de la conduite n'est jamais lisse. Nous enregistrons une dissipation et une diminution de la charge totale le long de la conduite.

La perte de charge unitaire est donnée par la formule universelle de Darcy, appelée aussi par certain pays formule de Darcy-Weisbach, notée :

$$j = \lambda \frac{V^2}{2gD}$$

j : perte de charge unitaire [m/ml].

D : diamètre de la conduite [m].

V : vitesse de l'écoulement [m/s].

λ : coefficient de perte de charge.

Il existe une grande variété de formules plus ou moins empiriques pour la détermination du coefficient de pertes de charges λ . Nous citons :

- **En régime turbulent rugueux** : λ est donné par la formule de **NIKURADZI**

$$\frac{1}{\lambda} = [1.14 - 2 \log \frac{\varepsilon}{D}]$$

ou bien :

$$\frac{1}{\lambda} = [1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D}]^{-2}$$

avec :

ε : Coefficient de rugosité absolue du tuyau en (mm) .

$\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative

- **Régime de transition**: λ est donné par la formule de **COLEBROOK WHITE**

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left(\frac{k}{3.71D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Où :

K : est la rugosité absolue en mm.

Re : nombre de Reynolds, sans dimension, caractérisant la nature de l'écoulement de l'eau dans la conduite. Il est donné par la relation suivante :

$$Re = \frac{Vd}{\nu}$$

ν : la viscosité cinématique du liquide = 10^{-6} m²/s à 20 °C.

En fonction de la valeur de nombre de Re , nous avons la classification suivante :

$Re < 2100$: Régime laminaire.

$2100 < Re < 4000$: Régime transitoire.

$Re > 4000$: Régime turbulent rugueux.

- **Régime laminaire**

λ est indépendant de la rugosité relative. Il n'est fonction que de nombre de Reynolds et il est donné par l'expression de **Poiseuille**

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

Peut être déterminé par le diagramme de Moody en fonction de nombre de Re et la rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D} \lambda = f(Re)$

- **Etude de la rugosité**

La rugosité est liée à la fois à la nature des parois, à leur évolution dans le temps et à la nature de l'eau véhiculée.

Elle se calcul comme suit :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha T$$

avec :

ε : rugosité recherchée.

ε_0 : rugosité à l'état neuf .

α : coefficient de vieillissement des conduite ($\alpha = 3 \cdot 10^{-5}$ m/ ans).

T : durée d'utilisation de la conduite (T = 30 ans).

La rugosité relative est le rapport de la rugosité absolue ε au diamètre de la conduite D.

Dans la pratique, ε est pris égale :

- 10^{-3} m pour l'acier .

- Pour la fonte ductile $\varepsilon = 0.85$ mm.

- Pour le PEHD :

si $D < 200\text{mm}$ on a $\varepsilon = 0.01$ mm.

si $D > 200\text{mm}$ on a $\varepsilon = 0.02$ mm.

D'autres formules utilisées pour le calcul de λ :

- **Blasius** $\lambda = \frac{0.316}{Re^{-0.25}}$ régime turbulent lisse

- **Karman- Prandel** : $\frac{1}{\lambda} = -2 \log\left(\frac{k}{3.71D}\right)$ régime turbulent rugueux

Cependant les ordinateurs et même certaines calepines programmables permettent très facilement d'utiliser directement la relation de Colebrook (trois itérations suffisent largement pour déterminer λ avec une précision suffisante). Il existe également de nombreux abaques et aussi des logiciels de calcul.

Dans notre cas, nous utilisons la formule de Hazen-Williams permettant le calcul de la perte de charge unitaire, comme suit :

$$j = 10,68 \left(\frac{Q}{C_{HW}} \right)^{1,852} \times D^{-4,871}$$

D : diamètre intérieur de la conduite [mm].

Q : débit de l'eau à véhiculer [l/s].

C_{hw} : coefficient de Hazen-Williams, qui dépend de la nature de la paroi interne de la conduite.

Pour une conduite neuve $C_{hw} = 136$, et pour une conduite vétuste $C_{hw} = 95$

Dans ce cas, la perte de charge linéaire J [m] est obtenue en fonction de la perte de charge unitaire comme suit :

$$J = j \cdot L$$

L : étant la longueur du tronçon de la conduite [m].

Pertes de charge singulières:

Elles sont dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation tels que les coudes, les élargissements et rétrécissements brusques ou progressifs,

les branchements, les dérivations et les robinets-vannes. Ces pertes de charges notées " J' ", représente 15 % des pertes de charges linéaires. Soit :

$$J' = 0,15.J \text{ (m)}$$

Pertes de charges totales:

Les pertes de charges totales ΔH représentent la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières.

$$\Delta H = J + J' \text{ (m)}$$

Il s'ensuit que :

$$\Delta H = 1.15jL$$

IV.5.3.3. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt:

La hauteur manométrique totale Hmt représente la somme de la hauteur géométrique Hg et la perte de charge totale ΔH

$$Hmt = Hg + \Delta H \text{ (m)}$$

la hauteur géométrique Hg:

La hauteur géométrique de refoulement Hg est égale à la différence entre la cote du trop-plein C_{TP} du réservoir d'arrivé et celle du forage ou du terrain naturel

$$Hg = C_{TP} - C_r \text{ (m)}$$

C_{tp} : Cote trop-plein du réservoir d'arrivé en (m).

C_r : cote forage ou la station de reprise de départ en (m).

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un vertical connecté sur l'adduction.

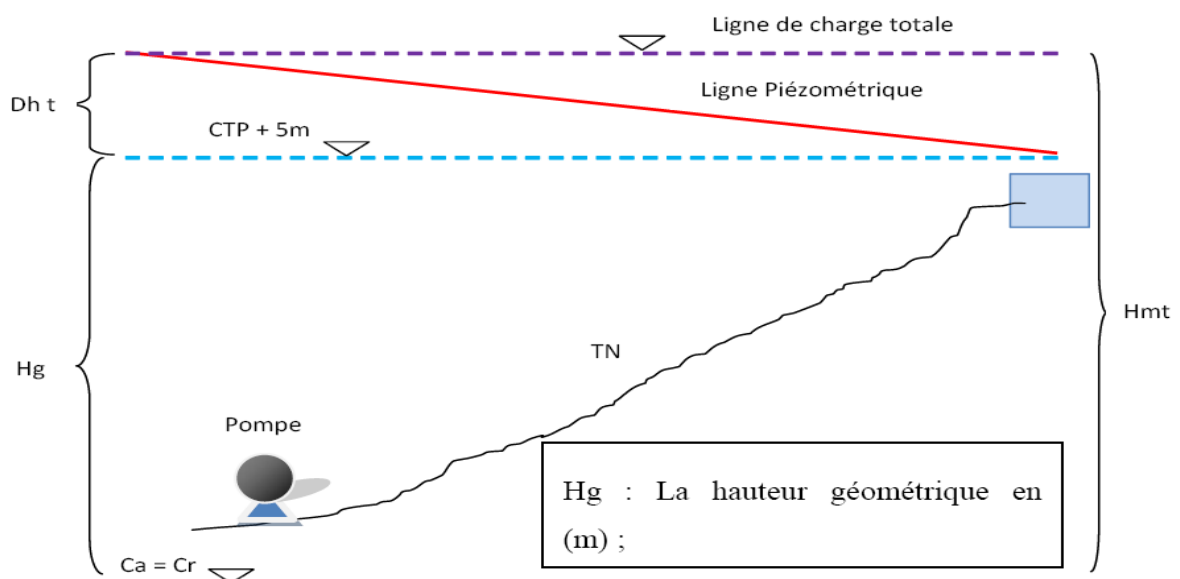


Figure (IV.9): Schéma explicatif de la hauteur manométrique totale.

IV.5.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe P:

Elle est définie comme étant le travail effectué pendant une unité de temps pour relever un débit Q à la hauteur manométrique totale. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho g HMT Q}{\eta}$$

Avec :

HMT : la Hauteur manométrique totale en (m) égale à la hauteur géométrique (Hg) augmentée des pertes de charges totales (ΔH).

Q : le débit du dimensionnement (l/s).

η : le rendement moyen des pompes ($0,7 \leq \eta \leq 0,8$).

g : l'accélération de la pesanteur (pour la région $g \approx 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$).

ρ : Masse volumique de l'eau ($1000 \text{ kg}/\text{m}^3$).

IV.5.3.5. Energie consommé par la pompe:

C'est l'énergie électrique consommée par la pompe durant une année, pour relever un débit Q à une hauteur Hmt. Elle est notée E et se calcul comme suit:

$$E = 365 P t \text{ (kw /an)}$$

E : énergie consommée par la pompe en (Kwh/an).

P : la puissance absorbée par la pompe en (Kw).

t : nombre d'heure de pompage.

Dans notre cas, t est pris égal à 16 heures.

On détermine finalement les Frais d'exploitation qui représentent les frais d'énergie.

Ils sont déduits par la formule suivante :

$$F_{ex} = E p_{ue}$$

p_{ue} : tarif de l'énergie égale à **4.578 DA/ kwh** (d'après les services de la Sonelgaz).

IV.5.4. Le bilan des frais totaux (F_t):

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre les frais d'amortissement et les frais d'exploitation. Le choix du diamètre est alors porté sur le diamètre ayant le bilan des frais est minimale.

$$F_t = F_{am} + F_{ex}$$

IV.6. Etude du projet:

Notre projet sera alimenté à partir de trois forages reliés à une station de reprise, situés à des côtes du terrain naturel successives suivantes :

$CTN_{F1} = 650 \text{ m}$, $CTN_{F2} = 636.33\text{m}$, $CTN_{F3} = 637.55 \text{ m}$, et $CTN_{SR} = 651.68 \text{ m}$. L'eau sera refoulée vers les réservoirs R1 (500m^3) et R2 (1000m^3), (Figure IV.10).

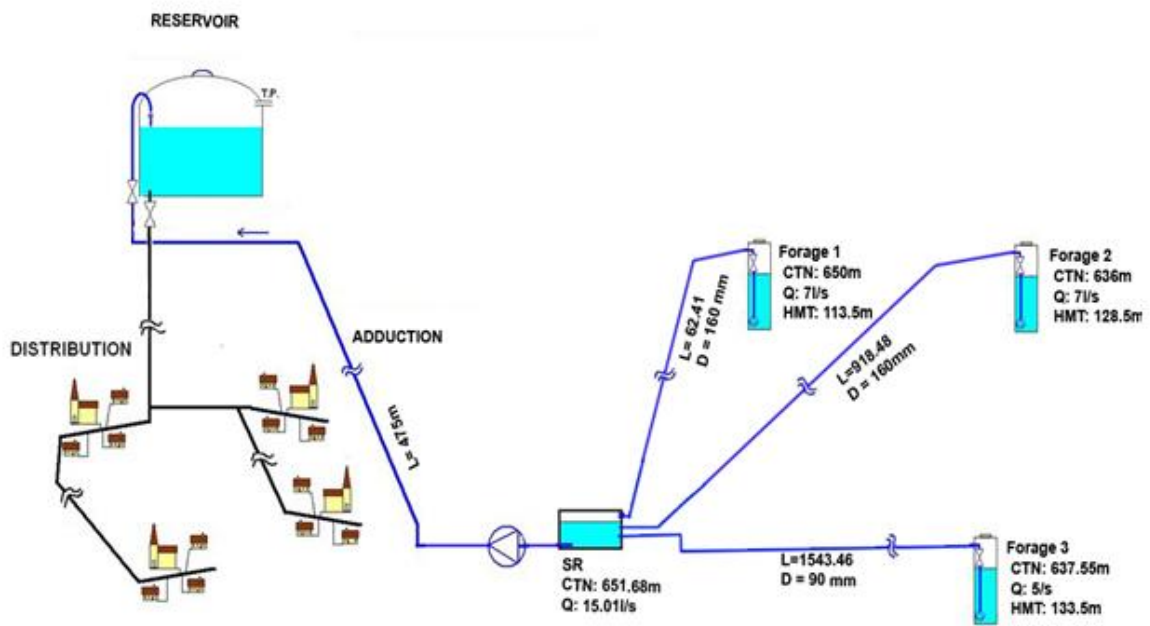


Figure (IV.10): Schéma du Système d'Alimentation en Eau Potable

IV.6.1 Calcul hydraulique du système d'approvisionnement de l'eau potable:

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Tableau N° IV.1. Tronçon forage 1 - station de reprise :

N°	Désignation de la variable	Valeur	Unit
01	Cote de départ Cd	650.00	m
02	Cote d'arrivée Ca	651.68	m
03	Débit Q	7	l/sec
04	Longueur de la conduite L	62.41	m
05	Hauteur géométrique Hg	1.68	m
06	Diamètre	160	mm
07	Temps de pompage	16	heures
09	Epaisseur des conduites	19	mm
16	Perte de charge unitaire j	0,00178	m/ml
17	Pertes de charge linéaires J	0.11	m
18	Pertes de charge singulières J'	0.016	m
19	Pertes de charge totales Δh	0.126	m
20	Hauteur manométrique totale Hmt	113.5	m

Tableau N° IV.2. Tronçon forage 2 - station de reprise:

N°	Désignation de la variable	Valeur	Unit
01	Cote de départ Cd	636.33	m
02	Cote d'arrivée Ca	651.68	m
03	Débit Q	7	l/sec
04	Longueur de la conduite L	918.48	m
05	Hauteur géométrique Hg	15.35	m
06	Diamètre	160	mm
07	Temps de pompage	16	heures
09	Epaisseur des conduites	19	mm
16	Perte de charge unitaire j	0,00178	m/ml
17	Pertes de charge linéaires J	1.634	m
18	Pertes de charge singulières J'	0.245	m
19	Pertes de charge totales Δh	1.87	m
20	Hauteur manométrique totale Hmt	128.5	m

Tableau N° IV.3. Tronçon forage 3 - station de reprise :

N°	Désignation de la variable	Valeur	Unit
01	Cote de départ Cd	637.55	m
02	Cote d'arrivée Ca	651.68	m
03	Débit Q	5	l/sec
04	Longueur de la conduite L	1543.46	m
05	Hauteur géométrique Hg	14.13	m
06	Diamètre	90	mm
07	Temps de pompage	16	heures
09	Epaisseur des conduites	19	mm
16	Perte de charge unitaire j	0.0157	m/ml
17	Pertes de charge linéaires J	24.36	m
18	Pertes de charge singulières J'	3.65	m
19	Pertes de charge totales Δh	28.01	m
20	Hauteur manométrique totale Hmt	133.5	m

**Tableau N° IV.4. Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement
reliant la station de reprise au réservoir.**

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unit
DONNEES DU PROBLEME					
01	Cote de départ Cd	651.68			m
02	Cote d'arrivée Ca	671.53			m
03	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	15.01			l/sec
04	Longueur de la conduite L	475			m
PHASE DE CALCUL					
05	Hauteur géométrique Hg	19.65			m
06	Calcul du diamètre économique D _{ec}	122.47			mm
07	Temps de pompage	16			heures
08	Pris du kilo watt-heure	4.578			DA
09	Choix des diamètres	110.00	125.00	160.00	mm
10	Epaisseur des conduites	13.2	14.8	19	mm
11	Prix du mètre linéaire de la conduite	635,62	809,75	1326,39	DA
13	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.57	1.22	0.74	m/s
13	TEST DE LA VITESSE	Augmentez le diamètre	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	
14	Introduire l'annuité A	0,081			mm
15	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136			
16	Perte de charge unitaire j	0,023404	0,0125564	0,003772	m/ml
17	Pertes de charge linéaires J	11.11	5.96	1.79	m
18	Pertes de charge singulières J'	1.66	0.89	0.26	m
19	Pertes de charge totales Δh	12.77	6.85	2.05	m
20	Hauteur manométrique totale Hmt	32.42	26.5	21.7	m
23	Puissance absorbée par la pompe	6.36	5.20	4.26	kw
24	Energie consommée par la pompe	37142.4	30368	24878.4	
25	frais d'exploitation annuels	170038	139024.70	113893.31	DA
26	frais d'amortissement annuels	24455,47	31155,13	51029	DA
27	Dépenses totales annuelles	194493,47	170179,83	164922,31	DA

IV.7. Récapitulatif du projet:**Tableau N° IV.5. Récapitulation du projet**

Tronçon	Type d'adduction	Type de conduite	D (mm)	V(m/s)	Hmt (m)	Frais (DA)
SR-R	Refoulement	PEHD	125.00	1.22	26.5	170179,83

IV.8. Conclusion:

Le dimensionnement de la conduite d'adduction a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population ; celle-ci nous permet de calculer le diamètre économique nécessaire avec des frais minimales. Les Dépenses totales annuelles de notre réseau s'élèvent à **Cent soixante-dix mille, cent soixante-dix-neuf et 83 cts.**

Le matériau utilisé est le PEHD vu les avantages qu'ils présentent : la résistance à la corrosion, élasticité, durée de vie assez longue...etc.

Chapitre V

Etude et choix des pompes

V.1. Introduction:

Ce chapitre a pour but l'étude et le choix des pompes adaptées et permettant d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale exigée au niveau de station de pompage projetée au départ de l'adduction par refoulement.[10]

V.2. Généralités sur les pompes:**V.2.1. Définition d'une pompe:**

Les pompes sont des appareils hydrauliques qui servent à transformer l'énergie électrique en énergie mécanique d'un fluide à l'aide d'un mouvement de rotation continue. C'est un dispositif utilisé pour aspirer, pour déplacer ou pour comprimer des liquides et des gaz. Dans toutes les pompes, il faut éviter la cavitation (formation de cavités gazeuses), ce qui réduirait le débit et endommagerait le corps de la pompe. Les pompes utilisées pour les gaz et pour les vapeurs sont appelées compresseurs, ventilateurs, trompes (KASSIANOV,1982).[10]

V.2.2. Les différents types de pompes et leurs caractéristiques:

Les pompes sont classées suivant le mode de déplacement des liquides à l'intérieur des pompes. En effet, nous distinguons deux grandes catégories :

1. les turbopompes,
2. les pompes volumétriques.

V.2.2.1. Les turbo pompes:

Dans les turbopompes, une roue munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur (KASSIANOV, 1982).

Ce sont les plus employées, spécifiquement les pompes centrifuges utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes (plusieurs dizaines de mètres) ainsi que les pompes hélices qui élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles (quelques mètres), et cela du à certains avantages tels que (TROSKOLANSKI, 1977):

- Ces appareils sont relatifs et ne comportent aucune liaison articulée.
- L'encombrement des turbopompes est environ huit fois moindre que celui des pompes volumétriques.
- Les frais d'entretien d'une turbopompe sont peu élevés.
- Leur entraînement par un moteur électrique. [10]

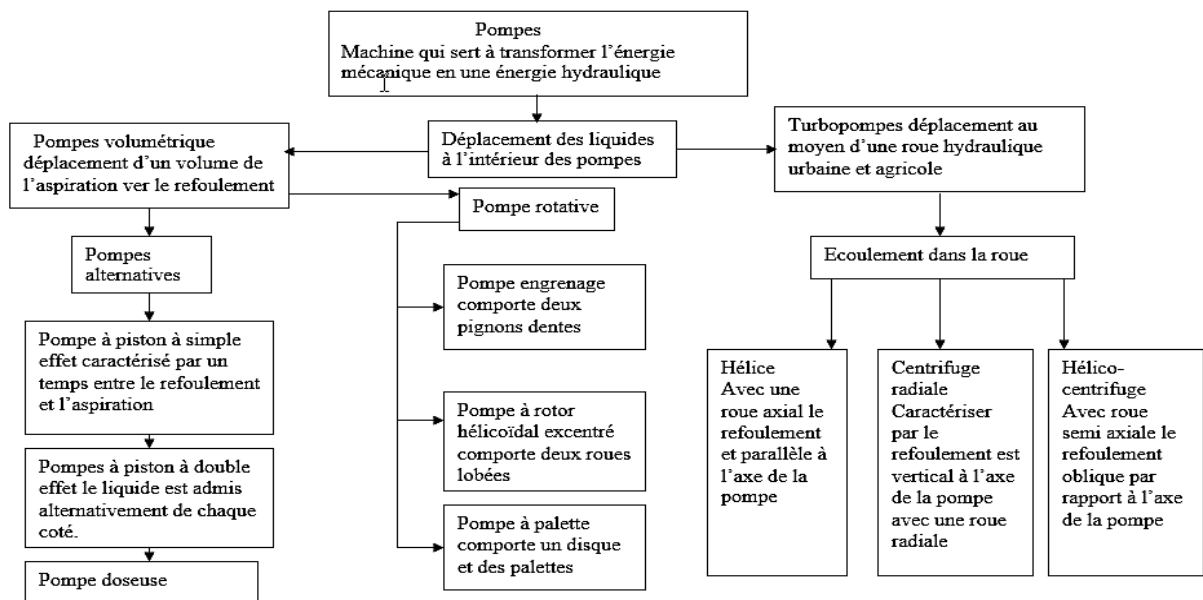


Figure (V.1) : Types des pompes

On distingue :

- Les pompes centrifuges (à basse et haute pression),
- Les pompes hélices,
- Les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi radiales, axiales).

V.2.2.2. Les pompes volumétriques:

Les pompes volumétriques se composent d'un élément mobile se déplaçant dans un corps fixe parfaitement ajusté.

Le fluide est déplacé par un mouvement entre l'orifice d'aspiration et l'orifice de refoulement dû à la diminution de la pression en amont.

Caractéristiques principales :

- pour un faible débit
- bons rendements
- auto-amorçantes

On distingue généralement :

- Les pompes volumétriques alternatives : la pièce mobile est animée d'un mouvement alternatif.
- Les pompes volumétriques rotatives à 1 arbre : ces pompes sont constituées par une pièce mobile animée d'un mouvement de rotation autour d'un axe, qui tourne dans le corps de pompe et crée le mouvement du liquide pompé par déplacement d'un volume depuis l'aspiration jusqu'au refoulement.
- Les pompes volumétriques rotatives à 2 arbres : appelées double rotor.[10]

V.3. Choix du type de pompe:

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale.
- Avoir un bon rendement et une puissance absorbée minimale.
- Avoir la vitesse de rotation la plus élevée.
- Réduire l'encombrement de façon à répondre à la construction économique.
- Vérifier la condition de non cavitation.

Dans notre étude on a opté pour des pompes centrifuges à axe horizontal pour les avantages qu'elles présentent, à savoir :

- Elles constituent des groupes légers peu encombrants.
- Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables.
- Elles sont capables de travailler dans des conditions de rendement très élevées. [11]

V.4. Choix du nombre de pompe:

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Le cout et la disponibilité sur marché. [11]

V.5. Les modes de couplages de pompe:

V.5.1. Couplage en série:

Dans ce cas, le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent (DUPONT, 1979).

Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

V.5.2. Couplage en parallèle:

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun dont le débit du ce collecteur sera composé de la somme des débits de chaque pompe (DUPONT, 1979).

Ce type de couplage est utilisé pour un débit variable à une hauteur constante.

V.6. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges:

V.6.1. Le débit(Q):

Le débit fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en (l/s).

V.6.2. Hauteur manométrique totale (HMT):

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (Hg) et les pertes de charge de refoulement et se détermine par la formule suivante :

$$HMT = H_g + \Delta H_T$$

V.6.3. Les puissances:

V.6.4. La puissance absorbée par la pompe(Pa):

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Sa loi est déjà définie dans le chapitre précédant.

V.6.5. La puissance utile(Pu):

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est donnée par :

$$P_u = \rho g Q H_{mt}$$

Avec :

Pu : puissance utile par la pompe (KW).

Q: Débit refoulé (m³/s).

HMT : hauteur manométrique totale (m.c.e).

g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²).

V.6.6. Le rendement (η %) :

C'est le rapport entre la puissance utile Pu et la puissance absorbée par la pompe Pa, noté η

$$\eta = \frac{P_u}{P_a}$$

V.7. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge:

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont pour une vitesse de rotation donnée (mis à part la NPSH) au nombre de trois. Elles sont établies par le constructeur :

- Courbe débit-hauteur,
- Courbe de rendement,
- Courbe de puissance.

V.7.1. Courbe débit-hauteur (H=f (Q)):

Elle présente les variations de la hauteur manométrique totale d'élévation susceptible d'être fournie par la pompe en fonction du débit Q.

V.7.2. Courbe de rendement ($\eta=f(Q)$):

Elle présente pour chaque type de pompe un maximum au voisinage duquel il faudra utiliser la pompe. Le rendement tient compte des pertes d'énergie dans les pompes : Pertes hydrauliques, volumétriques et mécaniques.

V.7.3. Courbe de puissance ($P_a=f(Q)$):

Elle représente la variation de la puissance absorbée par la pompe en fonction du débit.

La puissance est égale au travail effectué pendant l'unité de temps pour élever le débit correspondant à une hauteur égale à la hauteur manométrique totale d'élévation.

V.8. Courbe caractéristique de la conduite:

La courbe caractéristique de la conduite est la représentation graphique de la variation des pertes de charge totales engendrées en fonction du débit véhiculé, c'est une parabole dont la fonction est la suivante :

$$H_c = R \times Q^2 + H_g$$

Avec :

H_c : perte de charge totale (m) ;

H_g : Hauteur géométrique (m)

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;

R : Résistance de la conduite déterminée par la formule suivante :

$$R = 1.5 \times \frac{8\lambda L}{\pi^2 D^5 g}$$

Avec :

D : Le diamètre de la conduite (m) ;

L : La longueur de la conduite (m) ;

g : L'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}$) ;

λ : Le coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

V.9. Le point de fonctionnement d'une pompe:

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe (C_{cp}) installée et en fonctionnement [$H-Q$] et la courbe caractéristique de la conduite (C_{cc}) refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.[11]

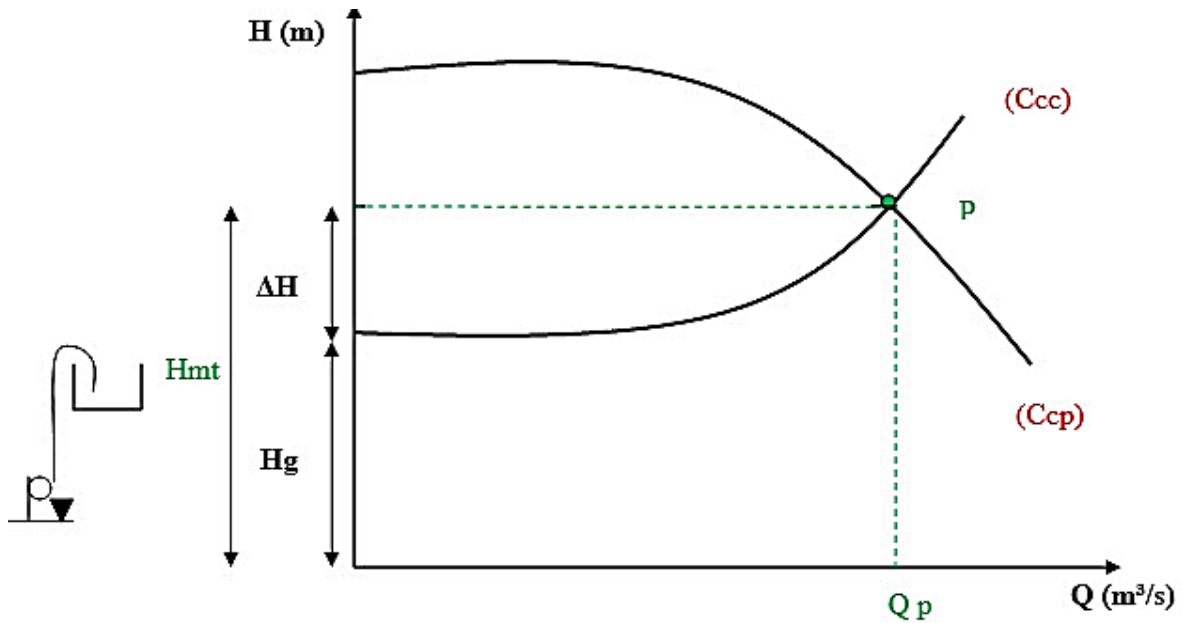


Figure (V.2): point de fonctionnement d'une pompe.

La pompe fonctionnera dans des bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit qui lui correspondant est dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal et la pompe retenue sera celle qui donne les meilleures caractéristiques.

Pour notre cas, d'après les données; $P = (Q, HMT)$ et les courbes Caractéristiques des conduites d'adduction appliquées sur les catalogues des pompes (Série Caprari-annexe N° 9) on détermine les point de fonctionnement des pompes (Figure N° V.3, N° V.4, N° V.5 et N° V.6).

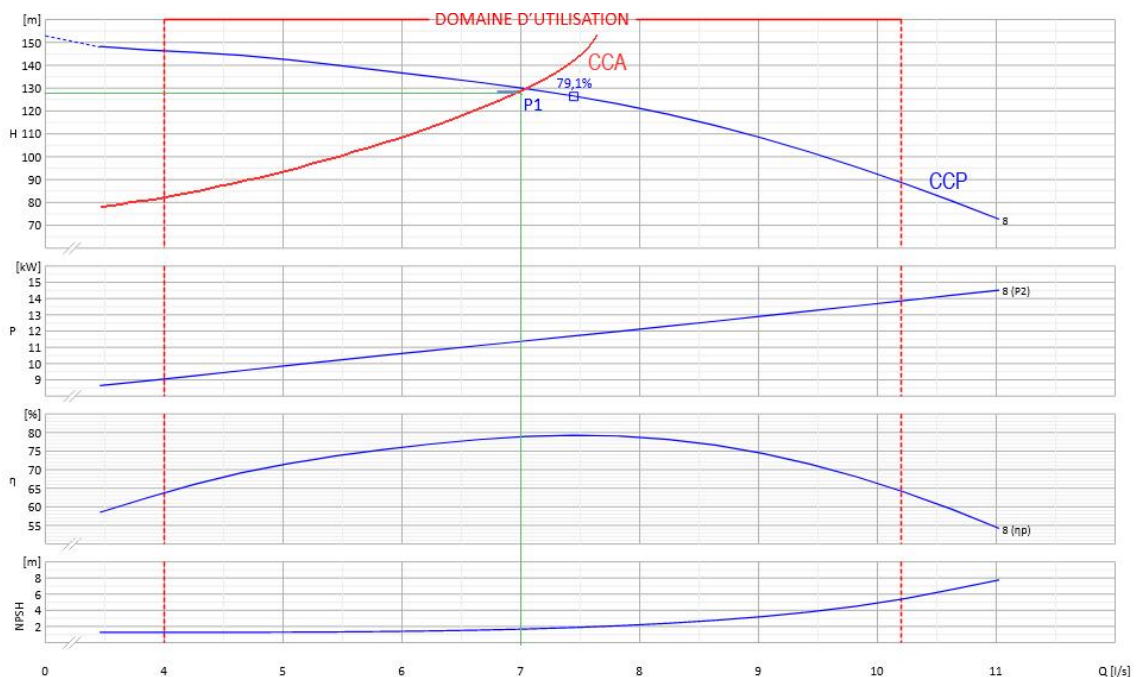


Figure (V.3): Courbe caractéristique de la pompe de Tronçon F1 – SR

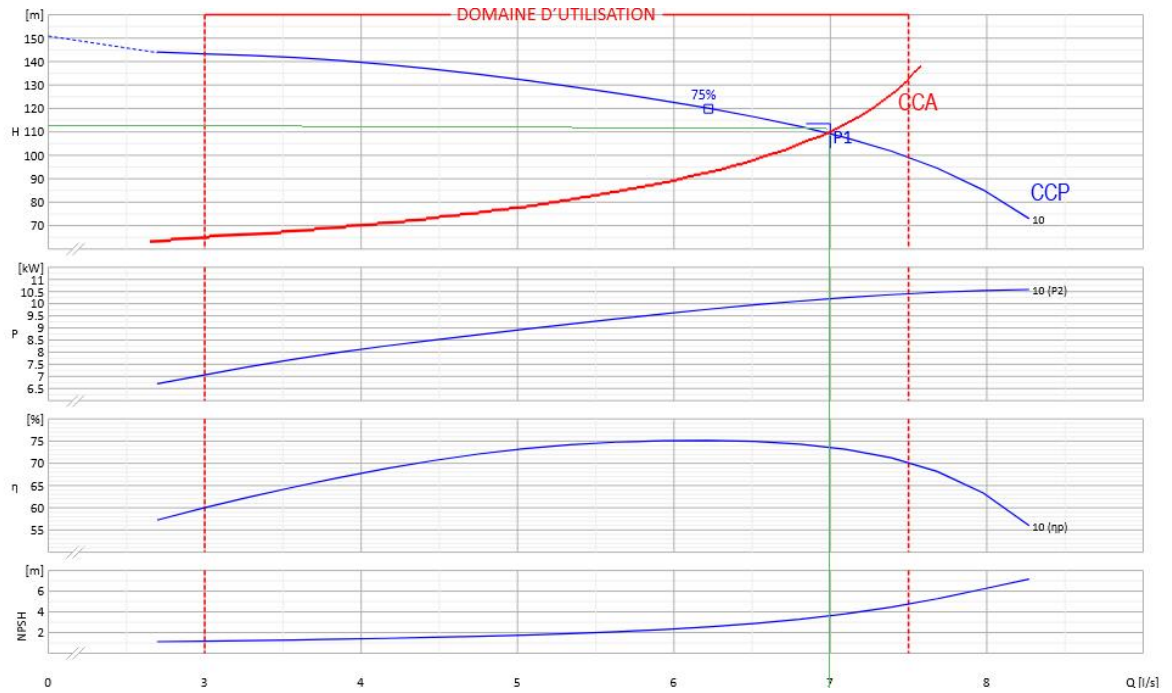


Figure (V.4): Courbe caractéristique de la pompe de Tronçon F2 – SR

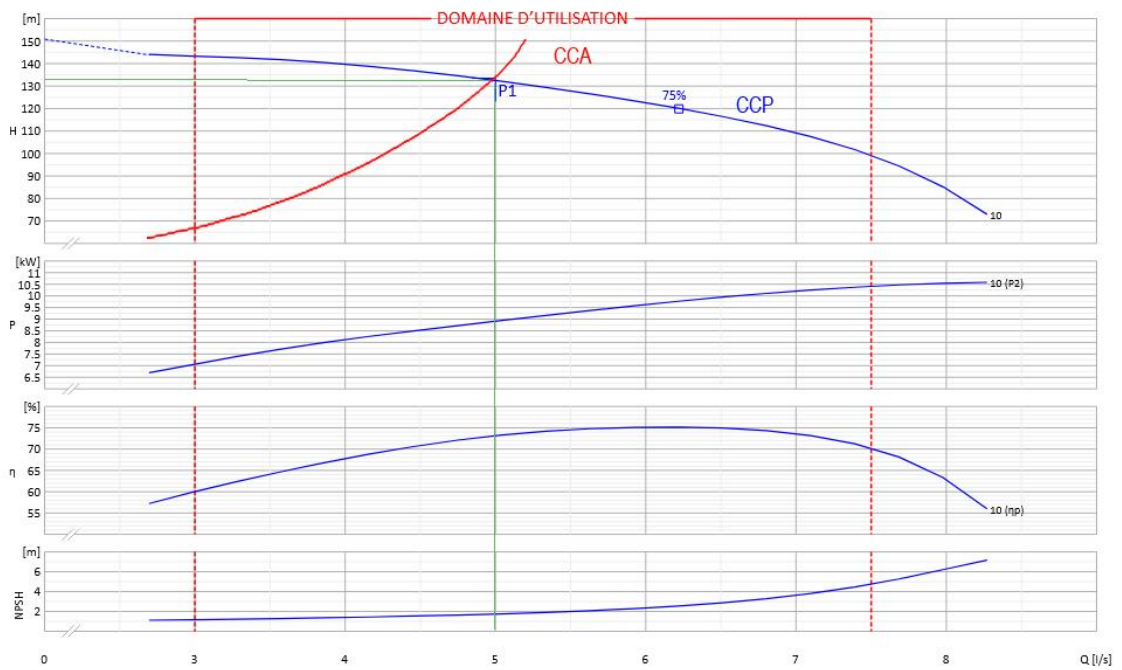


Figure (V.5): Courbe caractéristique de la pompe de Tronçon F3 – SR

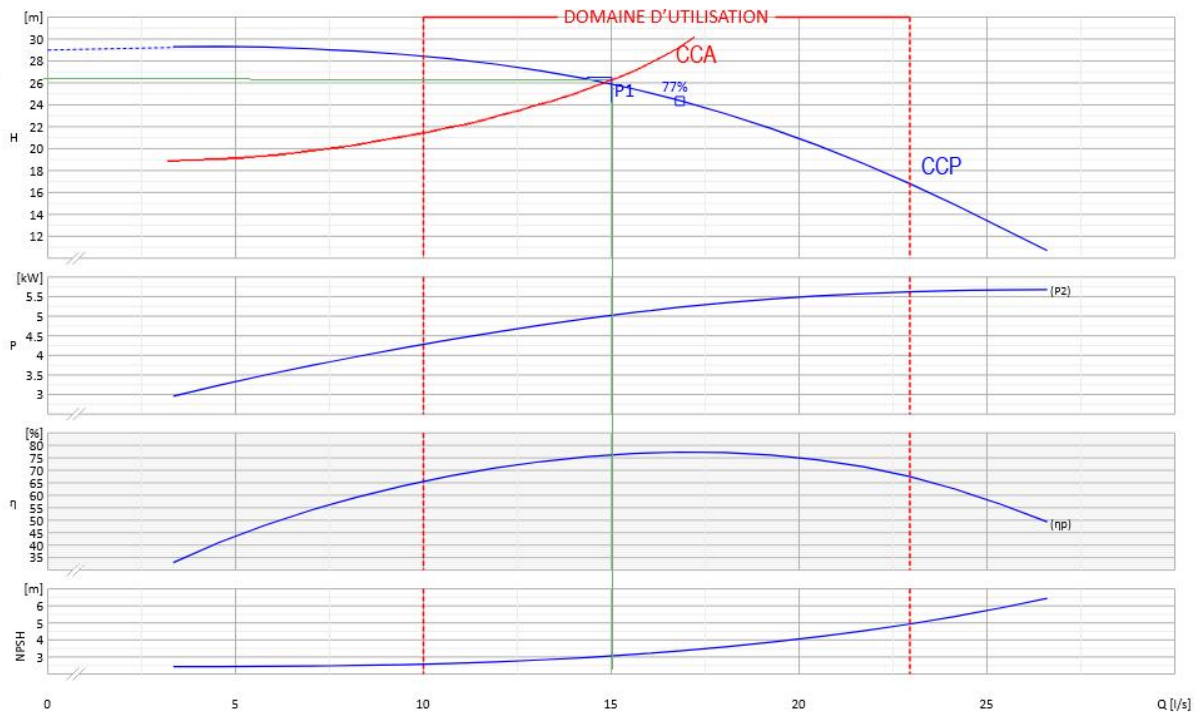


Figure (V.6): Courbe caractéristique de la pompe de Tronçon SR-R1 et R2

V.10. Les caractéristiques des pompes choisies:

Les données et les résultats sont enregistrés dans le tableau N° V.1:

Tableau N° V.1 : Les caractéristiques des pompes choisies

Tronçon d'adduction	Caractéristique des pompes choisies					
	Q l/s	HMT (m)	Ph (KW)	Pabsorbée (KW)	η %	N (tr/min)
F1 - SR	7	128.5	7.8	11.35	78.74	2940
	Electropompe monobloc à axe horizontal de type (CVX321/8+E1500T222-V)					
F2 - SR	7	113.5	8.8	10.13	73.8	2940
	Electropompe monobloc à axe horizontal de type (CVX201/10+E1100T222-V)					
F3 - SR	5	133.5	6.5	8.78	72.29	2940
	Electropompe monobloc à axe horizontal de type (CVX201/10+E1100T222-V)					
SR - R	15.01	26.5	4	4.99	75.71	2935
	Pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type (MD65+M300552211-V). N.B: Prévoir une pompe reserve en cas de pane.					

V.11. Etude de la résistances des conduites d'adduction au coup de belier:

V.11.1. Définition du coup de belier:

Le coup de bélier est un cas particulier du régime transitoire, présentant un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites suite à des modifications rapides dans le régime d'écoulement (DUPONT, 1979).

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement (DUPONT, 1979). [08]

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau est stoppé dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau (DUPONT, 1979).

V.11.1.1. Causes du coup de belier:

Les causes les plus fréquentes sont:

- L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire,
 - la mise en marche ou l'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement,
 - la disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier,
- la mauvaise utilisation des appareils de protection. [08]

V.11.1.2. Risques dus aux coups de belier:

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manoeuvres brusques. [08]

V.11.1.2.1. Cas de la surpression:

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces

derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés) (DUPONT, 1979). [08]

V.11.1.2.2. Cas de depression:

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10m.c.e, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau(DUPONT, 1979). [08]

V.11.2. Calcul de la surpression et la dépression:

Les surpressions et des depressions sont calculées par les relations suivantes:

- **La surpression:** $P_{\max} = Hg + B$
- **La dépression:** $P_{\min} = Hg - B$

B: valeur maximale du bélier est égale à : $B = \frac{aV}{g}$ (m)

Hg: la hauteur géométrique (m)

v : vitesse de l'eau (m/s).

g : l'accélération (m/s^2).

a: célérité de propagation de l'onde: $a = \sqrt{\frac{1}{\rho(\frac{1}{k} + \frac{D}{Ee})}}$ (m/s)

- ρ : Masse volumique de l'eau= 103 Kg/m³.
- k : compressibilité volumique de l'eau.
- D : diamètre de la conduite.
- E : module de Joung de la paroi.
- e : épaisseur de la conduite [m].

Allievi a donné une valeur pratique pour la célérité des ondes a (en m/s) :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k\frac{D}{e}}} \text{ (m/s)}$$

- K : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite:
- 0,50 pour une conduite en acier.
- 1,00 pour une conduite en fonte.
- 4,40 pour une conduite en amiante ciment.
- 33,00 pour une conduite en PVC.
- 83,00 pour une conduite en PEHD.

Les résultats des calculs des surpressions et des dépressions sont enregistrés dans tableau N° V.2:

Tableau N° V.2: Les résultats des calculs des surpressions et des dépressions

Tronçon d'adduction	Hg (m)	$B = \frac{aV}{g}$ (m)	La charge statique absolue Z0	La surpression (m)	La dépression (m)
F1 - SR	1.68	9.02	11.68	10.7	-7.34
F2 - SR	15.35	9.02	19.02	24.37	6.33
F3 - SR	14.13	21.28	24.13	35.41	-7.15
SR-(R1, R2)	19.65	45	29.65	64.65	-25.35

D'après les résultats la protection contre la surpression est assuréé par la pression nominale de la conduite (PN10). peut Par contre pour la dépression nécessite l'installation d'un volant d'énergie pour luter contre la dépression, dans notre cas on opte pour la projection des réservoirs d'air dans le but de minimiser la consommation électrique car ce dernier assure le double role (la surpression et la dépression).

V.11.3. Dimensionnement des réservoirs d'air:

Comme étranglement à la base de la cloche, on a choisi tuyère qui fonctionnant au retour de l'eau comme un ajustage rentrant de BORDA permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre (12) fois plus grande au retour qu'a l'aller.

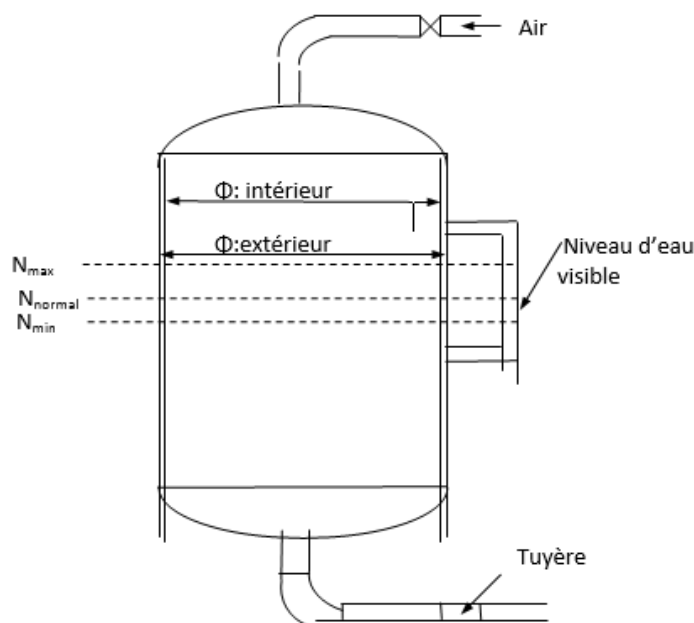


Figure (V.7): Réservoir d'air.

On calcul le volume du reservoir d'air (anti-bélier) de la conduite de refoulement par la méthode de VIBERT (voire annexe N° 06), C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.

- Abstraction des pertes de charges dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

Pour tenir compte de l'effet du sol sur la conduite, on applique la relation suivante, donnant la célérité d'onde du coup de bélier.

V.11.4. Calcul de la charge statique absolue Z_0 (m):

- $Z_0 = H_g + 10$
- $h_0 = \frac{v^2}{2g}$
- On peut tirer la valeur de ($U_0/L.S$) de l'abaque de VIBERT après le calcul des valeurs de (h_0/Z_0) et (Z_{max}/Z_0).

La valeur de U_{max} est déterminée par la relation: $U_{max} = U_0 \cdot Z_0/Z_{min}$.

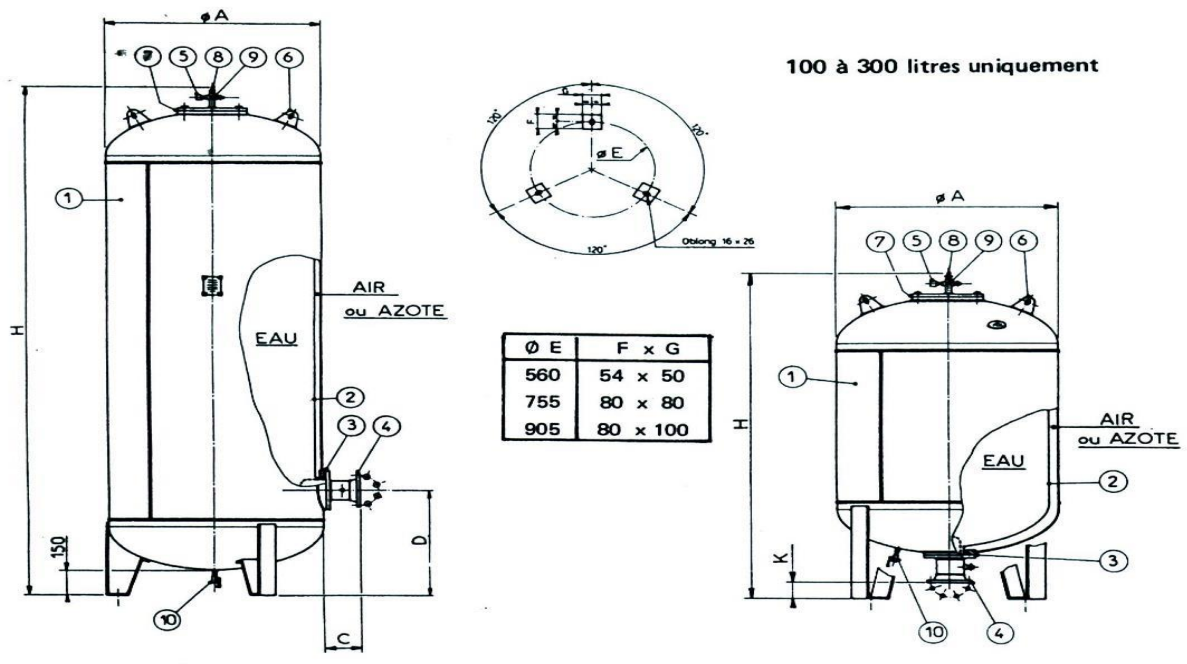
Les résultats des calculs des volumes d'air pour les anti-beliers (reservoirs d'air) sont enregistrés dans tableau N° V.3:

Tableau N° V.3: Les résultats des calculs des volumes d'air pour les anti-beliers

Tronçon d'adduction	H_g (m)	B (m)	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$ (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$ (m)	$U_0/L.S$ (Abaque)	U_0 (litre)	U_{max} (litre)	Volume du reservoir
F1 - SR	1.68	9.02	11.68	10.7	0.0005	0.91	0.003	37	61.42	100
F2 - SR	15.35	9.02	19.02	24.37	0.0002	0.96	0.001	24	40	100
F3 - SR	14.13	21.28	24.13	35.41	0.0012	1.46	0.006	58.8	97.6	100
SR- (R1, R2)	19.65	45	29.65	64.65	0.0023	2.18	0.014	81.56	133	200

Remarque:

Les volumes des reservoirs d'air (anti-béliers) sont choisis du modèle Figure (V.8).



1. Réservoir en tôle d'acier soudée. Protection peinture intérieure et extérieure.
2. Vessie en butyl alimentaire interchangeable.
3. Ensemble bride et contre-bride de serrage de vessie.
4. Sortie d'eau standard DN 50 ou 80 à bride PN 10. Option . DN 100, 125, 150.
5. Valve de gonflage protégée fileté mâle 1/2" gaz.
6. Pattes d'élingage.
7. Orifice de visite avec couvercle. Etanchéité par joint spécial.
8. Piquage mano 1/2" gaz.
9. Croix de liaison femelle 1/2" gaz sur air ou azote.
10. Purge 3/8" gaz sur Air ou Azote.

Capacité	Référence	Ø A	D	Ø E	H	Poids (kg)
100 litres	20300	630		560	810	62,5
200 litres	20301	630		560	1100	85
300 litres	20302	630		560	1460	100
500 litres	20303	630	550	560	2015	140
750 litres	20304	850	600	755	1765	220
1000 litres	20305	850	600	755	2215	265
1500 litres	20306	1000	630	905	2410	410
2000 litres	20307	1000	630	905	3070	490

Sortie	Référence	C	K	Poids (kg)
DN 50	22222 50 SIB	182	63	10,3
DN 80	22222 80 SIB	177	68	11,4
DN 100	22222 100 SIB	172	73	11,5
DN 125	22222 125 SIB	172	73	13
DN 150	22222 150 SIB	165	80	13,6

Figure (V.8): Le modèle de reservoir d'air (anti -béliér)

V.12. Conclusion

Le choix des pompes a été effectué à l'aide du logiciel en ligne (Catalogue -Série Caprari). Les conduites d'adduction sont protégées contre le coup de bélier par des réservoirs d'air qui jouent le double rôle de protection à la surpression et la dépression.

Chapitre VI

Réservoirs

VI.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons vérifier la capacité de nos réservoirs existants à l'horizon 2042. La connaissance de cette capacité de stockage nous informe sur l'implantation d'autres réservoirs de stockage ou non.

VI.2. Rôles du réservoir :

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

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

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

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

VI.3. Classification des réservoirs :

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons :

VI.3.1. Classification selon le matériau de construction :

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoirs métalliques,
- Réservoirs en maçonnerie,
- Réservoirs en béton armé ou précontraint.

VI.3.2. Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes par rapport à la surface du sol :

- enterrés,
- semi-enterrés,
- surélevé ou sur tour (château d'eau).

VI.3.3. Classification selon l'usage :

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage,

- Réservoir d'équilibre (tampon),
- Réservoir de traitement.

VI.3.4. Classification selon la forme géométrique :

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- **Rectangulaire ou carrée:** Ils sont utilisés surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

- **Cylindrique:** elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaires. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Comme il existe des réservoirs à forme quelconque (sphérique, conique...).

VI.4. Choix du type de réservoir :

Le choix du type de réservoir dépend surtout du facteur économique (BET Groupement)

Les réservoirs enterrés et semi-enterrés présenteront par rapport au réservoir sur tour, les avantages suivants :

- Économie sur les frais de construction,
- Étude architecturale très simplifiée et moins sujette à critique,
- Étanchéité plus facile à réaliser,
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

VI.5. Equipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation
- d'une conduite de départ ou de distribution
- d'une conduite de vidange
- d'une conduite de trop-plein
- du système de matérialisation d'incendie
- d'une conduite by-pass

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides [09].

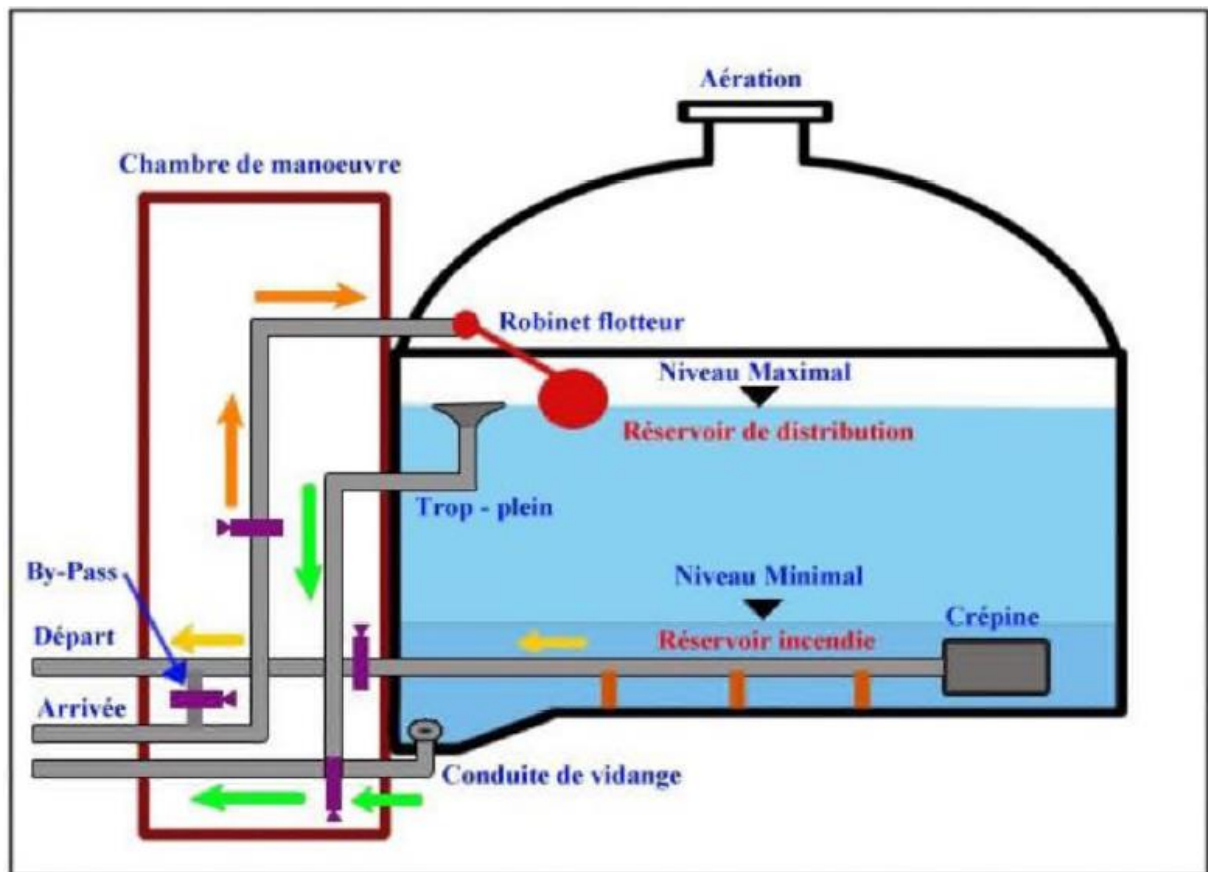


Figure (VI.1) : Schéma général d'un réservoir d'eau

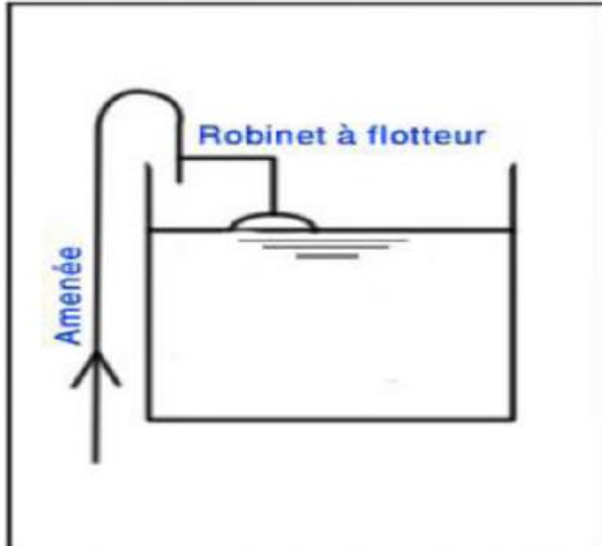


Figure (VI.2) : Adduction avec chute libre

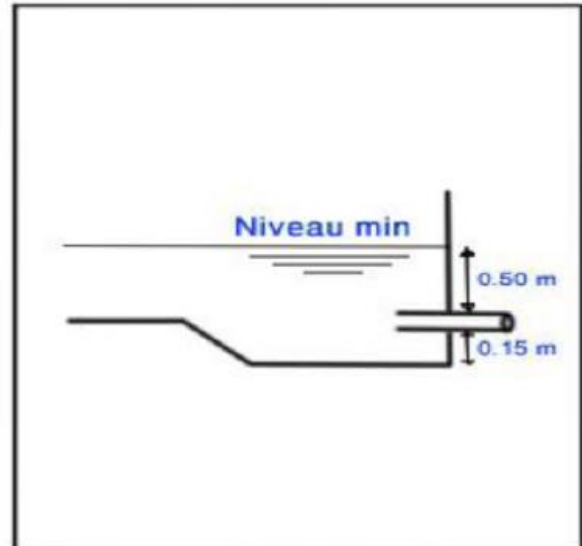


Figure (VI.3) : Départ de la conduite de distribution

VI.5.1. Conduite d'arrivé ou d'alimentation :

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée de l'eau permet le renouvellement d'eau par

mélange en créant interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

VI.5.2. Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

VI.5.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger.

VI.5.4. Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

VI.5.5. Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

VI.6. Implantation des réservoirs:

Le choix de site d'implantation d'un réservoir est généralement effectuée sur la base des considérations techniques et économiques. En effet, l'objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela on est amené à respecter les conditions suivantes :

- En plaine, ils doivent généralement être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la côte de radier soit supérieure à la côte piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution afin d'assurer une alimentation directe par simple gravité ;
- Pour des raisons économiques il est préférable que ce remplissage se fait par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- Afin de réduire les charges, on est amené à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère.

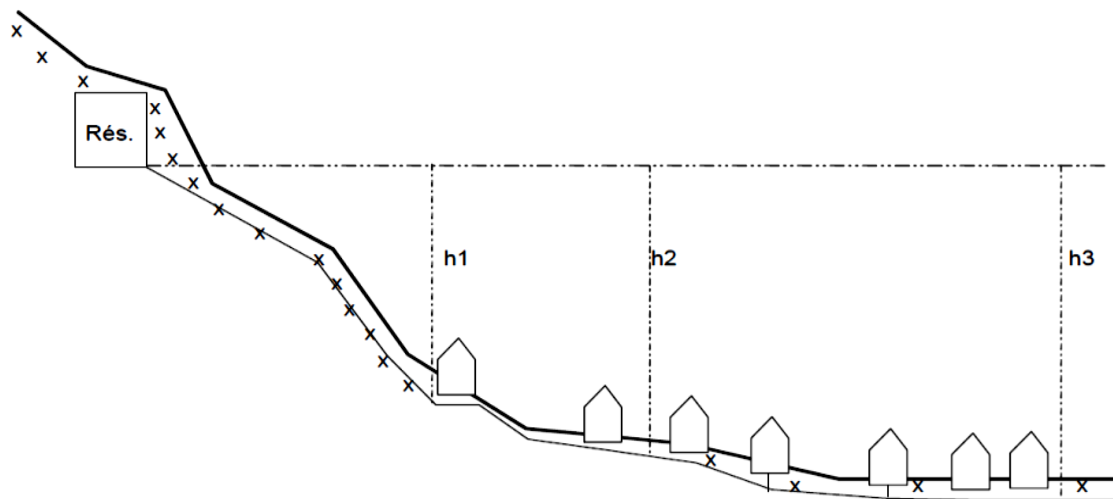


Figure (VI.4) : Adduction avec chute libre

VI.7. Entretien des réservoirs :

Les structures des réservoirs doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toute les fissures éventuelles que le phénomène de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Élimination des dépôts sur les parois,
- Examen des parois et réparations éventuelles,
- Désinfection à l'aide des produits chlorés,
- Remise en service.

VI.8. Hygiène et sécurité :

Dans le but de garder la qualité de l'eau, un réservoir d'eau potable doit être parfaitement étanche, aéré, pourvu d'une couverture protégeant l'eau contre les variations de la température et l'introduction de corps étrangers, il doit être également muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.

VI.9. Vérification de la capacité du réservoir à l'horizon futur :

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire comme suit :

- La capacité du réservoir est déterminée à partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.
- La répartition des débits d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire,

et sur 18 heures dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation des pannes éventuelles et d'entretien au niveau de la station de pompage.

- Le volume résiduel et le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation sont

Déterminés par les formules suivantes :

$$V_u = \frac{Q_{\max j} \times P\%}{100} \text{ Et } V_{\max} = V_u + V_{\text{inc}}$$

Avec :

V_u : Volume résiduel dans le réservoir de stockage (m³) (Cas de distribution);

V_{max} : Volume maximal de stockage (m³) (Cas d'adduction);

V_{inc} : Réserve d'incendie ;

Q_{max.j} : Consommation maximale journalière (m³/j);

P% : Résidu maximal dans le réservoir (%);

P% (Égale à la somme de la valeur maximale absolue de déficit et de surplus).

Pour les réservoirs de distribution on ajoute la réserve d'incendie pour leur capacité totale (volume de construction génie civile), cette réserve est égale à 120 m³.

Tableau N° VI.1. Répartition de la consommation horaire

Heures	Model cons %	cons m ³ /h	consom cumul (m ³ /h)	Apport %	Apport (m ³)	Apport cumul	différence
(0-1)	1	12.98	12.98	5.55556	72.08667	72.08667	59.11107
(1-2)	1	12.98	25.95	5.55556	72.08667	144.17333	118.22213
(2-3)	1	12.98	38.93	5.55556	72.08667	216.26000	177.33320
(3-4)	1	12.98	51.90	0.00	0.00	216.26000	164.35760
(4-5)	2	25.95	77.85	0.00	0.00	216.26000	138.40640
(5-6)	3	38.93	116.78	0.00	0.00	216.26000	99.47960
(6-7)	5	64.88	181.66	5.55556	72.08667	288.34667	106.68827
(7-8)	6.5	84.34	266.00	5.55556	72.08667	360.43333	94.43353
(8-9)	6.5	84.34	350.34	5.55556	72.08667	432.52000	82.17880
(9-10)	5.5	71.37	421.71	5.55556	72.08667	504.60667	82.89967
(10-11)	4.5	58.39	480.10	5.55556	72.08667	576.69333	96.59613
(11-12)	5.5	71.37	551.46	5.55556	72.08667	648.78000	97.31700
(12-13)	7	90.83	642.29	5.55556	72.08667	720.86667	78.57447
(13-14)	7	90.83	733.12	5.55556	72.08667	792.95333	59.83193
(14-15)	5.5	71.37	804.49	5.55556	72.08667	865.04000	60.55280
(15-16)	4.5	58.39	862.88	5.55556	72.08667	937.12667	74.24927
(16-17)	5	64.88	927.76	5.55556	72.08667	1009.21333	81.45793

(17-18)	6.5	84.34	1012.10	5.55556	72.08667	1081.30000	69.20320
(18-19)	6.5	84.34	1096.44	0.00	0.00	1081.30000	-15.13820
(19-20)	5	64.88	1161.32	0.00	0.00	1081.30000	-80.01620
(20-21)	4.5	58.39	1219.71	0.00	0.00	1081.30000	-138.40640
(21-22)	3	38.93	1258.63	5.55556	72.08667	1153.38667	-105.24653
(22-23)	2	25.95	1284.58	5.55556	72.08667	1225.47333	-59.11107
(23-24)	1	12.98	1297.56	5.55556	5.55556	1231.02889	-66.53111
Total	100	1297.56					

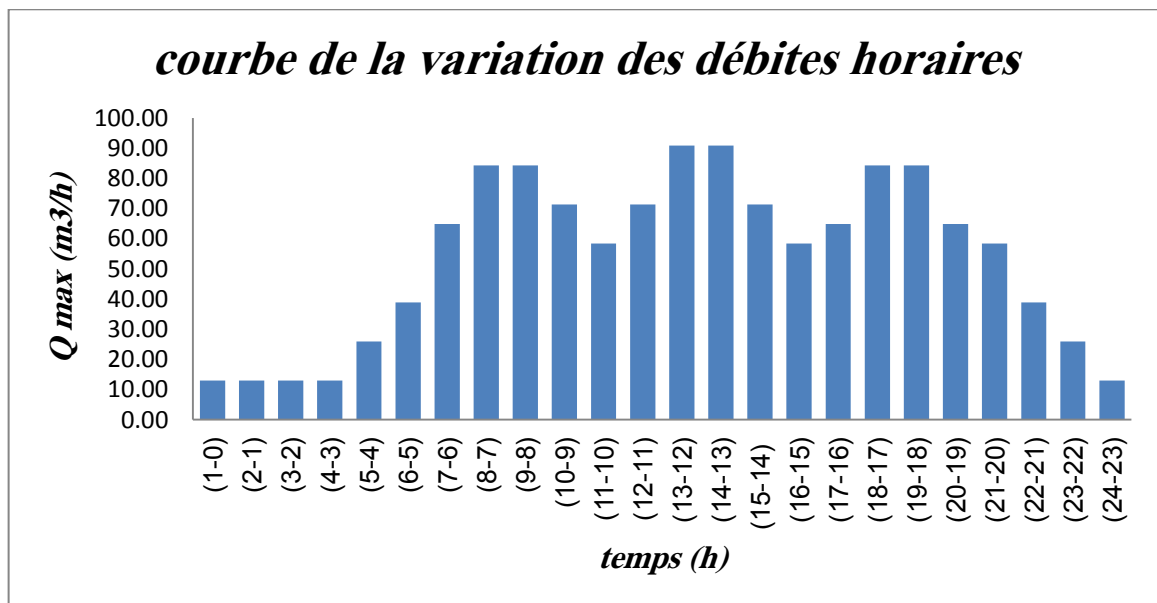


Figure (VI.5) : courbe de la variation des débits horaires

D'après le tableau (VI.2) on a déduire :

$$V_R = |\Delta V_{max}^+| + |\Delta V_{max}^-| + V_{inc}$$

$$V_u = 177.33320 + 138.40640 = 315.73 \text{ m}^3$$

$$V_T = 315 + 120 = 435 \text{ m}^3$$

Nous constatons que le volume du réservoir d'eau existant est de 500 m³ qui est supérieur au volume calculé, donc il suffit largement aux besoins de l'agglomération.

Tableau N° VI.2. Débit des forages

horizon	Débit disponible (l/s)	Débit consommé (l/s)	Différence (l/s)
Actuel 2022	19	8,72	10,28
moyen terme 2032	19	11,22	7,78
long terme 2042	19	15,01	3,99

VI.10. Caractéristiques du reservoir existant :

- Capacité : 500 m³.
- Type: de section circulaire, en béton armé et posé sur le sol.
- S= 133 m².
- H = 4 m.

VI.11. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons effectué le calcul de vérification de capacité de stockage du réservoir existant à la commune d'Ouled Slimane, Où on a déduit que sa capacité est largement suffisante aux besoins de l'agglomération pour l'horizon d'étude (2042).

Conclusion générale

Conclusion générale:

L'alimentation en eau potable pour une agglomération en générale, repose sur une étude détaillée de la demande totale des besoins en eau, permettant le choix de toutes les composantes du réseau et le bon dimensionnement des ouvrages.

L'étude de l'AEP de la commune d'Ouled Slimane daïra de Ben Srour, Wilaya de M'sila, a été réalisée pour assurer les besoins de la population de l'agglomération à l'horizon 2042.

Le réseau de distribution est de type ramifier avec des conduites en PEHD, simulé à l'aide du logiciel EPANET .

la capacité de stockage du réservoir existant à la commune d'Ouled Slimane est de 500 m³, suffira largement les besoins de l'agglomération pour l'horizon d'étude.

Concernant le dimensionnement des conduites d'adduction, on a choisi la conduit de matière PEHD, de diamètre économique, avec la vitesse et la pression acceptables,.

Le choix des pompes a été effectué à l'aide du logiciel en ligne (Catalogue -Série Caprari). Les conduites d'adduction sont protégées contre le coup de bélier par des réservoirs d'air qui jouent le double role de protection à la surpression et la dépression.

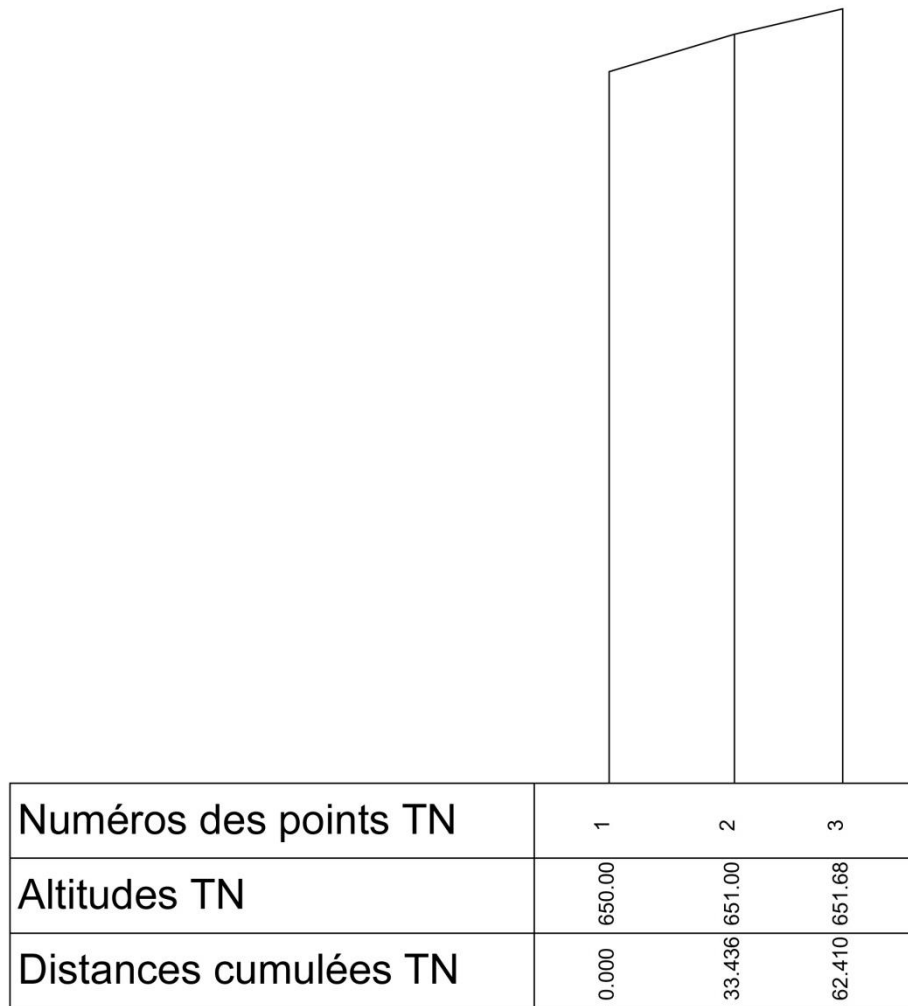
Référence

Bibliographique

Référence Bibliographique:

- [01] : Données recueillies auprès du service: APC de Ouled Slimane, subdivision hydraulique de la daïra de Ben Srou.
- [02] : Données recueillies auprès ANRH.
- [03] : Données recueillies auprès DRE de M'sila.
- [04] : **Duppont. A**, hydraulique urbaine, tome II, ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux, *Edition Eyrolles*, Paris 484 page, 1979.
- [05] : **Hammou. S**, alimentation en eau potable du village M'liha, commune Chelata, daïra Akbou, Université de Tizi Ouzou. mémoire fin du cycle diplôme d'ingénieur.
- [06] : **A. Dupont** « 1974 »: hydraulique urbaine
- [07] : **Emberger. L**, la végétation de la région méditerranéenne essai d'une classification des groupements végétaux, 1930.
- [08] : **Goudjil sarah** et **Sadelli Hayette**, « 2017 », mémoire de fin d'étude alimentation en eau potable des localités M'nairi, Heddada, Dhamnet El fhel, Ain Belkacem et Koudiet El assa (w. Souk Ahras)
- [09] : **Sadoune. A** et **Hamdi. D**, etude du raccordement de la station de dessalement d'eau de la mère d'Oued Sebt daïra de Chercell (w) Tipaza. projet de fin d'étude, DEUA, Université A-mira Bejaia, 83 page, 2008.
- [10] : **Kherouf mazouz** « 1998-1999 », cours d'adduction et distribution des eaux dispersé aux étudiants de 3eme année ingénieur option sciences et technologie de l'ingénieur Université d'Annaba
- [11] : **Djebrine issa barka** « 2006 », mémoire de fin d'étude « alimentation en eau potable de la ville de Bouchegouf à partir des forages d'Oued-El maiz (Guelma) »
- [12] : **M Escand. L** " hydraulique générale", Tome II Edition, Paris 1971.

Annexe

Annexe N° 1. Les profile en long (Tronçon F1 – SR)

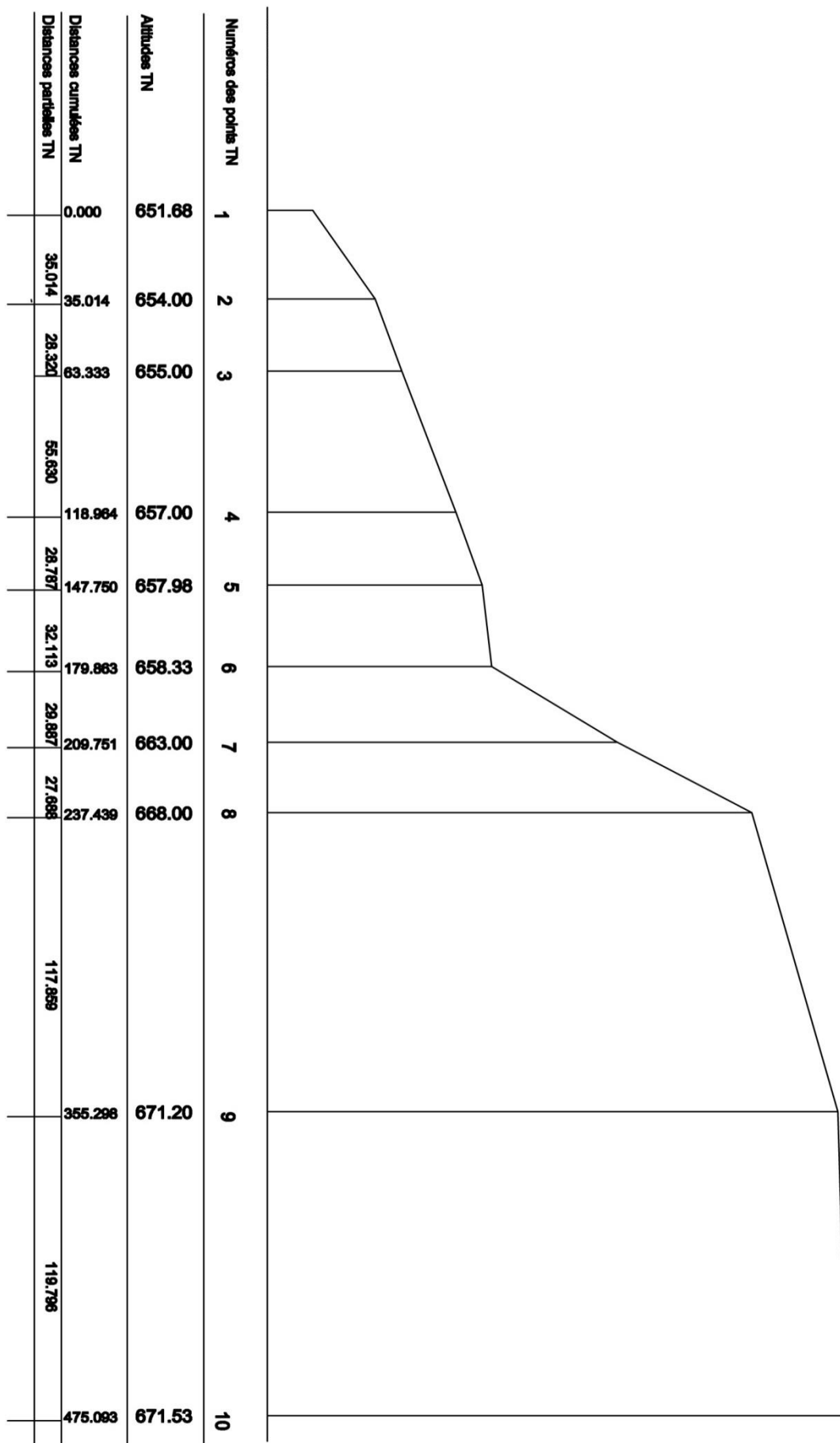
Annexe N° 02. Les profile en long (Tronçon F2 – SR)



Annexe N° 03. Les profile en long (Tronçon F3 – SR)

Distances partielles TN	Distances cumulées TN	Altitudes TN	Numeros des points TN
	0.000	637.55	1
309.522	309.522	634.00	2
298.367	607.889	637.00	3
123.085	730.974	637.00	4
234.495	965.468	640.32	5
294.360	1259.848	642.37	6
283.613	1543.462	651.68	7

Annexe N° 04. Les profile en long (Tronçon SR – R1 et R2)



Annexe N° 05. Les diamètres normalisés des conduites en PEHD

Prix et pression nominal des conduites en PEHD

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	29.23	34,19
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	36.89	43.16
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	57.33	67.07
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	89.74	104.9
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	137.09	160.39
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	216.86	253.72
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	306.59	358.71
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	364.65	426.64
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	543.27	635.62
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	692.1	809.75
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1133.67	1326.39
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	1735.13	2030.10
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	2723.63	3183.24
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	4080.59	4774.29
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	6738.83	7884.43
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	10368.73	12131.41
11 003 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	15951.04	18662.71

Annexe N° 06. l'abaque de VIBERT
DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

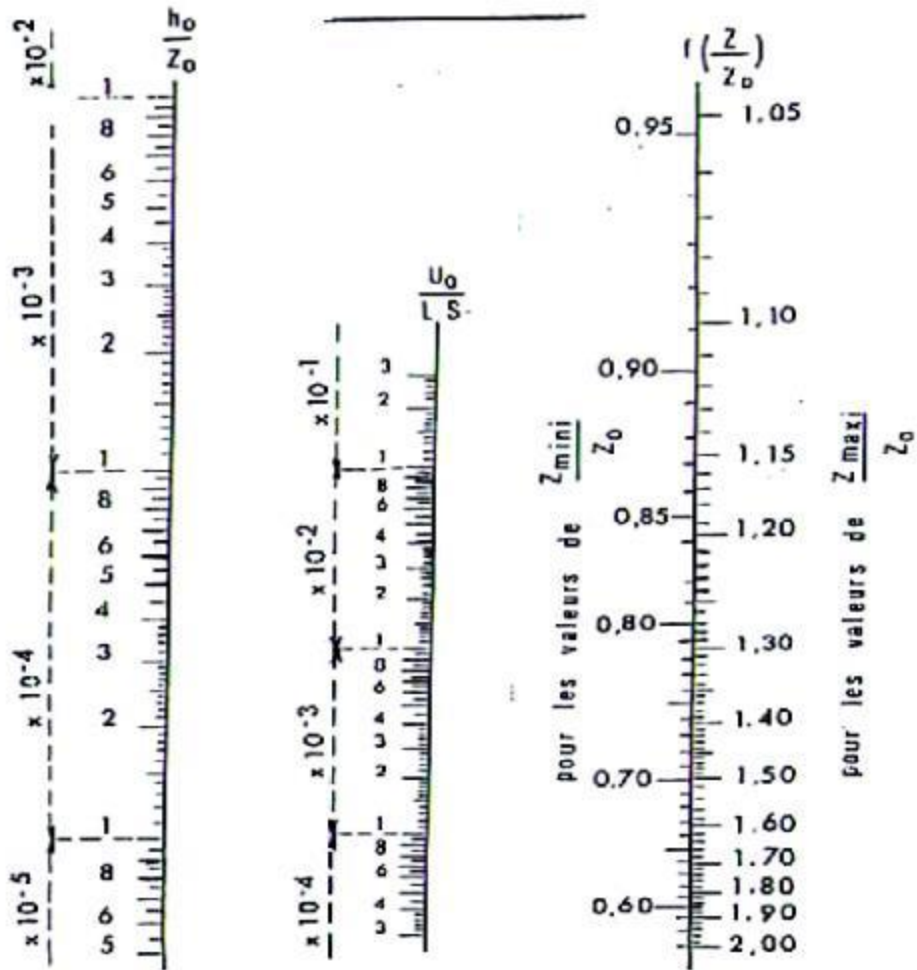


PLANCHE XXVII

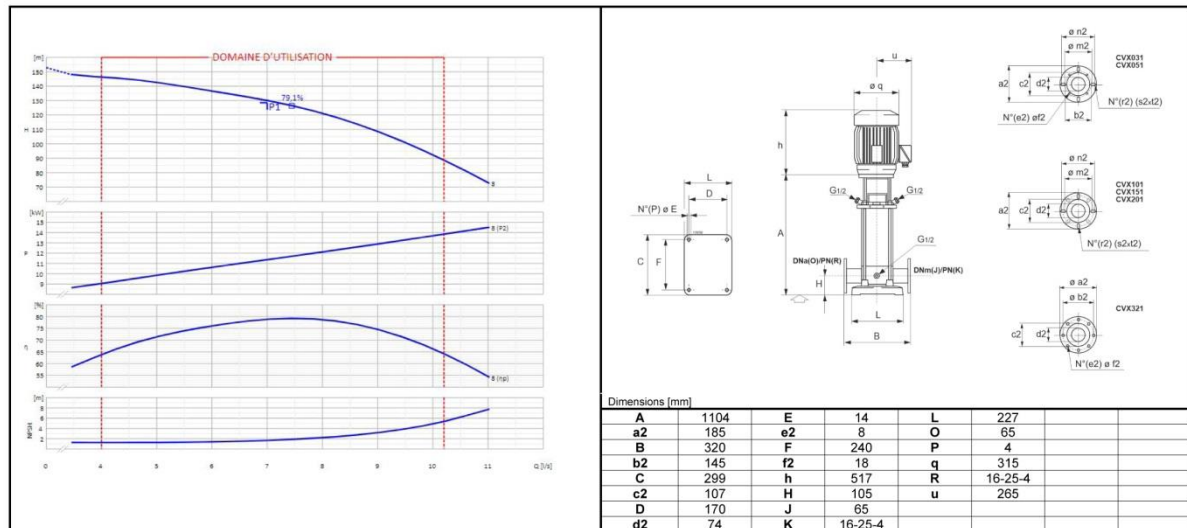
Annexe N° 07. Les caractéristiques de la pompe choisie (Tronçon F1 – SR)

caprari

FICHE TECHNIQUE

PumpTutor^{NG}

Client:		Réf.:	
Item	Quantité	Débit demandé	7 l/s
Type	ELECTROPOMPE MULTICELLULAIRE VERTICALE	Hauteur	128,5 m
		Modèle	CVX321/8+E1500T22Z-V



CARACTÉRISTIQUES DE FONCTIONNEMENT - ISO 9906:2012 3B					CARACTÉRISTIQUES DE CONSTRUCTION	
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	η [%]	NPSH [m]		
					Diamètre refoulement	65
					Poids	215,4 Kg
					Nombre d'étages	8
					Étanchéité	Mécanique
					Type d'installation	Verticale

LIMITES DE FONCTIONNEMENT			CARACTERISTIQUES DE FONCTIONNEMENT		
liquide pompé	Eau		Débit de service	7,03	l/s
Temp. max liquide pompé	90	°C	Hauteur manométrique de service	129,65	m
Densité maximum	1	kg/dm ³	Qmin	4	l/s
Viscosité maximum	1	mm ² /s	H (Q=0)	152,86	m
Teneur maxi de matières solides	n.d.		Hmax (Qmin)	146,09	m
Nbre maxi démarrages/heure	n.d.		Puissance absorbée point de travail	11,35	kW
			Puissance max. absorbée	13,81	kW
			Rendement pompe	78,74	%
			Rend. groupe	72,4	%
			Sens de rotation (*)	Antihoraire	
			Nombre de pompes installées	En marche	Stand-by
				1	0

MATERIAUX POMPE		CARACTERISTIQUES MOTEUR ÉLECTRIQUE	
Lanterne-support	Fonte grise	Marque	
Tête de pompe	Acier inox	Modèle	400
Corps d'Etage	Acier inox	Puissance nominale	15 kW
Arbre	Acier inox	Fréquence Nominale	50 Hz
Garniture mécanique	Carbure de silicium/carbure de	Tension nominale	400 V
Diffuseur	Acier inox	Courant nominal	27,1 A
Roue	Acier inox	Nbre	2
Bague d'usure	PTFE	Vitesse de rotation	2940 1/min
Roulement intermédiaire	Bronze	Rendement 4/4 - 3/4	91,9 %
Roulement inférieur	Carbure de tungstène/Carbure	Facteur de puissance 4/4 - 3/4	0,87
Brides d'aspiration et refoulement	Fonte grise	Type de moteur	3 ~
Corps de pomp	Acier inox	Is/In	8,1
Plaque de base	Fonte grise	Ts/Tn	2
Bague d'étanchéité	Caoutchouc EPDM	Degré de protection	IP55
		Classe d'isolement	F
		Protection Thermique	PTC
		Classe de rendement	IE3

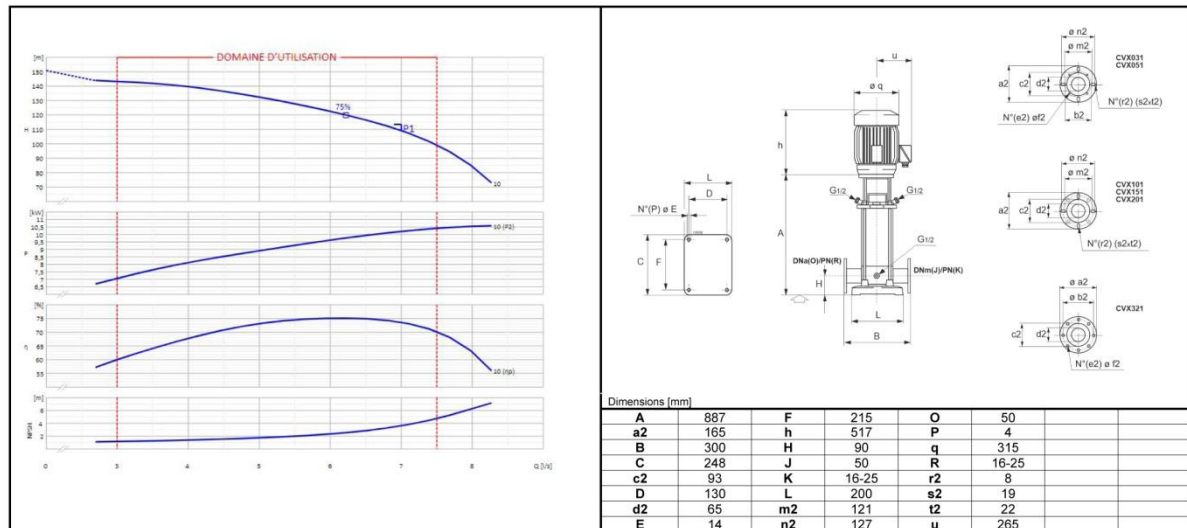
Remarques:	(*) Vue côté moteur électrique		
OFFRE No.	Pos.	Date	
		13/06/2022	

Copyright © 2016-2022 Caprari S.p.A. - All Rights Reserved.

Annexe N° 08. Les caractéristiques de la pompe choisie (Tronçon F2 – SR)

FICHE TECHNIQUE

Client:		Réf.:	
Item	Quantité	Débit demandé	7 l/s
Type	ELECTROPOMPE MULTICELLULAIRE VERTICALE	Hauteur	113,5 m
		Modèle	CVX201/10+E1100T222-V



CARACTÉRISTIQUES DE FONCTIONNEMENT - ISO 9906:2012 3B					CARACTÉRISTIQUES DE CONSTRUCTION	
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	η [%]	NPSH [m]		
					Diamètre refoulement	50
					Poids	183,9 Kg
					Nombre d'étages	10
					Étanchéité	Mécanique
					Type d'installation	Verticale

LIMITES DE FONCTIONNEMENT				CARACTERISTIQUES DE FONCTIONNEMENT		
liquide pompé	Eau			Débit de service	6,91	l/s
Temp. max liquide pompé	90	°C		Hauteur manométrique de service	110,57	m
Densité maximum	1	kg/dm³		Qmin	3	l/s
Viscosité maximum	1	mm²/s		H (Q=0)	150,87	m
Teneur maxi de matières solides	n.d.			Hmax (Qmin)	143,04	m
Nbre maxi démarrages/heure	n.d.			Puissance absorbée point de travail	10,13	kW
				Puissance max. absorbée	10,38	kW
				Rendement pompe	73,8	%
				Rend. groupe	67,3	%
				Sens de rotation (*)	Antihoraire	
				Nombre de pompes installées	En marche	Stand-by
					1	0

MATERIAUX POMPE		CARACTERISTIQUES MOTEUR ÉLECTRIQUE		
Lanterne-support	Fonte grise	Marque		
Tête de pompe	Acier inox	Modèle	400	
Corps d'Etage	Acier inox	Puissance nominale	11	kW
Arbre	Acier inox	Fréquence Nominale	50	Hz
Garniture mécanique	Carbure de silicium/carbure de	Tension nominale	400	V
Diffuseur	Acier inox	Courant nominal	20	A
Roue	Acier inox	Nbre	2	Vitesse de rotation
Bague d'usure	PTFE		2940	1/min
Brides d'aspiration et refoulement	Fonte grise	Rendement 4/4 - 3/4	91,2 %	
Corps de pomp	Acier inox	Facteur de puissance 4/4 - 3/4	0,87	
Plaque de base	Fonte grise	Type de moteur	3 ~	
Bague d'étanchéité	Caoutchouc EPDM	Is/In	8,1	Ts/Tn
			2	
		Degré de protection	IP55	
		Classe d'isolement	F	
		Protection Thermique	PTC	
		Classe de rendement	IE3	

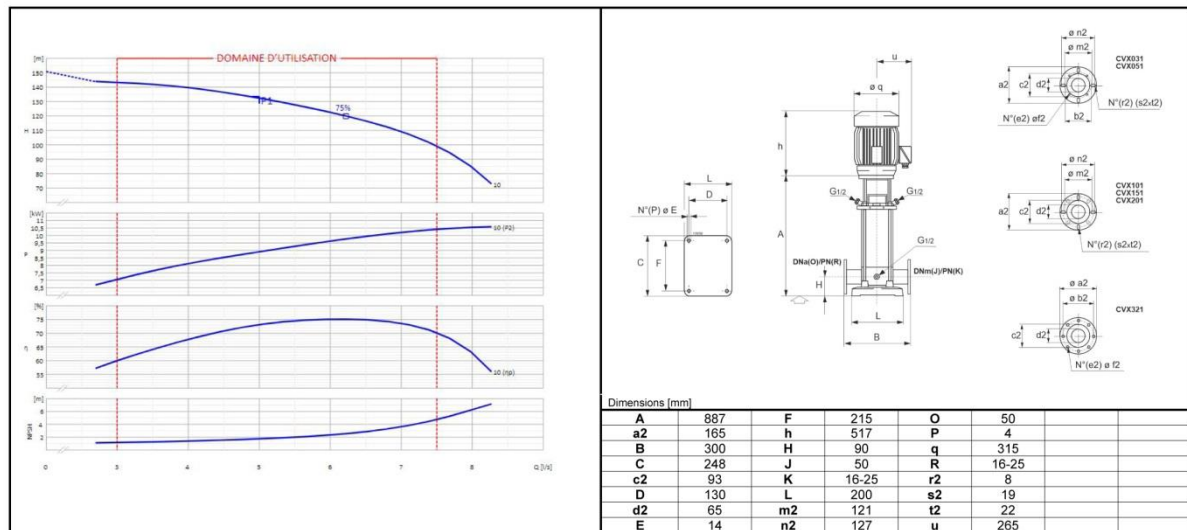
Remarques:	(*) Vue côté moteur électrique		
OFFRE No.	Pos.	Date	
		13/06/2022	

Copyright © 2016-2022 Caprari S.p.A. - All Rights Reserved.

Annexe N° 09. Les caractéristiques de la pompe choisie (Tronçon F3 – SR)

FICHE TECHNIQUE

Client:		Réf.:	
Item	Quantité	Débit demandé	5 l/s
Type	ELECTROPOMPE MULTICELLULAIRE VERTICALE	Hauteur	133,5 m
		Modèle	CVX201/10+E1100T222-V



CARACTÉRISTIQUES DE FONCTIONNEMENT - ISO 9906:2012 3B					CARACTÉRISTIQUES DE CONSTRUCTION	
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	η [%]	NPSH [m]		
					Diamètre refoulement	50
					Poids	183,9 Kg
					Nombre d'étages	10
					Etanchéité	Mécanique
					Type d'installation	Verticale

LIMITES DE FONCTIONNEMENT				CARACTERISTIQUES DE FONCTIONNEMENT		
liquide pompé	Eau			Débit de service	4,98	l/s
Temp. max liquide pompé	90	°C		Hauteur manométrique de service	132,42	m
Densité maximum	1	kg/dm ³		Qmin	3	l/s
Viscosité maximum	1	mm ² /s		Qmax	7,5	l/s
Teneur maxi de matières solides	n.d.			H (Q=0)	150,87	m
Nbre maxi démarrages/heure	n.d.			Hmax (Qmin)	143,04	m
				Puissance absorbée point de travail	8,87	kW
				Puissance max. absorbée	10,38	kW
				Rendement pompe	72,89	%
				Rend. groupe	66,5	%
				Sens de rotation (*)	Antihoraire	
				Nombre de pompes installées	En marche	Stand-by
					1	0

MATERIAUX POMPE			CARACTERISTIQUES MOTEUR ÉLECTRIQUE		
Lanterne-support	Fonte grise		Marque		
Tête de pompe	Acier inox		Modèle	400	
Corps d'Etage	Acier inox		Puissance nominale	11	kW
Arbre	Acier inox		Fréquence Nominale	50	Hz
Garniture mécanique	Carbure de silicium/carbure de		Tension nominale	400	V
Diffuseur	Acier inox		Courant nominal	20	A
Roue	Acier inox		Nbre	2	Vitesse de rotation
Bague d'usure	PTFE			2940	1/min
Brides d'aspiration et refoulement	Fonte grise		Rendement 4/4 - 3/4	91,2 %	
Corps de pomp	Acier inox		Facteur de puissance 4/4 - 3/4	0,87	
Plaque de base	Fonte grise		Type de moteur	3 ~	
Bague d'étanchéité	Caoutchouc EPDM		Is/In	8,1	Ts/Tn
				2	
			Degré de protection	IP55	
			Classe d'isolement	F	
			Protection Thermique	PTC	
			Classe de rendement	IE3	

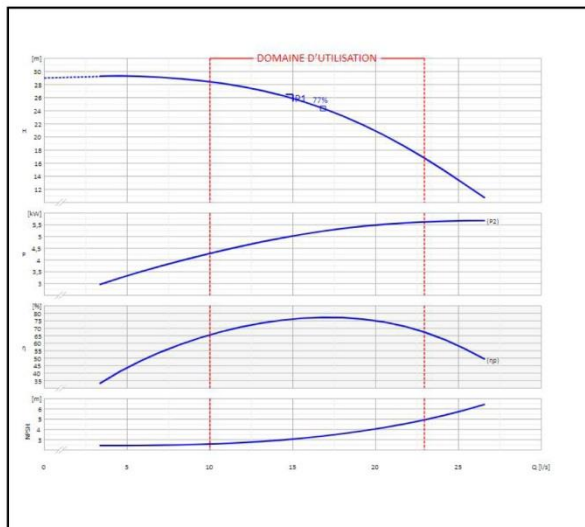
Remarques:	(*) Vue côté moteur électrique		
OFFRE No.	Pos.	Date	
		13/06/2022	

- Copyright © 2016-2022 Caprari S.p.A. - All Rights Reserved.

Annexe N° 10. Les caractéristiques de la pompe choisie (Tronçon SR-R)

FICHE TECHNIQUE

Client:		Réf.:	
Item	Quantité	Débit demandé	15,01 l/s
Type	ELECTROPOMPE MONOBLOC A AXE HORIZONTALE	Hauteur	26,5 m
		Modèle	MD65+M300552211-V



Dimensions (mm)							
B	325,5	J	65	R	80		
C	155	K	16	S	16		
D	190	L	5	T	58		
E	22,5	M	315	U	263		
F	109	N	290	V	328		
G	200	O	11,5				
H	112	P	120				
I	370	Q	160				

CARACTÉRISTIQUES DE FONCTIONNEMENT - ISO 9906:2012 3B					CARACTÉRISTIQUES DE CONSTRUCTION	
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	η [%]	NPSH [m]		
					Diamètre refoulement	65
					Poids	70 Kg
					Nombre d'étages	1
					Étanchéité	Garniture à tresse
					Type d'installation	Horizontal

LIMITES DE FONCTIONNEMENT			CARACTERISTIQUES DE FONCTIONNEMENT		
Liquide pompé	Eau		Débit de service	14,85	l/s
Temp. max liquide pompé	n.d.		Hauteur manométrique de service	25,95	m
Densité maximum	1	kg/dm ³	Qmin	10	l/s
Viscosité maximum	1	mm ² /s	Qmax	22,95	l/s
Teneur maxi de matières solides	20	g/m ³	H (Q=0)	29	m
Nbre maxi démarrages/heure	10		Hmax (Qmin)	28,37	m
			Puissance absorbée point de travail	4,99	kW
			Puissance max. absorbée	5,61	kW
			Rendement pompe	75,71	%
			Rend. groupe	67,2	%
			Sens de rotation (*)	Horaire	
			Nombre de pompes installées	En marche	Stand-by
				1	0

MATERIAUX POMPE		CARACTERISTIQUES MOTEUR ÉLECTRIQUE	
Corps de refoulement	Fonte grise	Marque	
Palier aspiration	Fonte grise	Modèle	M300552T21B341121
Roue	Fonte grise	Puissance nominale	5,5 kW
Presse-étoupe	Fonte grise	Fréquence Nominale	50 Hz
Lanterne-support	Fonte grise	Tension nominale	400 V
Garniture à tresse	HT Composite	Courant nominal	10,2 A
Joint de la pièce d'aspiration	Mat. plastique imprégnée	Nbre pôles	2
Bague d'usure	Fonte grise	Vitesse de rotation	2935 1/min
Pied de soutien	Acier	Rendement 4/4 - 3/4	89,2 - 88,3 %
Arbre	Acier	Facteur de puissance 4/4 - 3/4	0,87
Entretoise arbre	Acier	Type de moteur	3 ~
Écrous blocage roue	Acier	Is/In	11,2
Écrous presse-étoupe	Acier inox	Ts/Tn	4,2
Goujon fileté presse-étoupe	Acier inox	Degré de protection	IP55
		Classe d'isolement	F
		Protection Thermique	
		Classe de rendement	IE3

Remarques:	(*) Vue côté moteur électrique		
OFFRE No.	Pos.	Date	
		13/06/2022	

- Copyright © 2016-2022 Caprari S.p.A. - All Rights Reserved.