

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



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire de recherche en hydraulique appliquée et environnement

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

RAHMOUNI ALA EDDINE

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

Etude de réseau d A.E.P des villages (Oued el katen, Arsa moussa, Arsa bousselem) (commune Djemaa beni Hbib) (Daira El Ancer wilaya de Jijel)

Soutenu devant le jury composé de :

- Président : **Belhocine Mohamed**
- Promoteur (s) : **Yakoubi Mohamed**
- Examineur (s) : **Amirouche**

Année Universitaire : **2020/2021**

Remerciements

Avant tout nous remercions dieu qui nous a donné la force, le courage et la détermination pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail en particulier :

Notre promoteur Mr « YAKOUBI.M » pour son suivi et ses orientations précieuses.

Tous les professeurs qui ont donné de leur savoir.

Nous tenons aussi à remercier tous nos amis qui ont contribué à l'élaboration de ce modeste travail.

Nous tenons à remercier profondément les membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mon Père sans qui je ne serai pas où je suis maintenant,

A ma très chère Mère qui m'a tout donné.

A mes frères

A mon ami smail qui m'a apporté tant de soutien.

A ma famille.

A mes amis : Haroun, jugo, marzouk et en particulier Si saber sifour.

A tous mes amis de la promotion.

A tous ceux que j'estime beaucoup.

A tous les étudiants qui luttent pour atteindre leur objectif

Sommaire

Introduction général.....	1
Chapitre I: Présentation du site	
I.1.Introduction.....	3
I.2.présentation du site.....	3
I. 3.La situation topographique	4
I.4.Climatologie.....	4
I.4.1. Précipitation	5
I.4. 2.Température	5
I.5. Relief.....	6
Conclusion.....	6
Chapitre II: Estimation des besoins en eau	
II-1 Introduction	7
II-2 Estimation des besoins en eau	7
II-2-1-usage domestiques.....	7
II-2-2-Usage public	7
II-3- Estimation de la population future	7
II-3-1 Consommation moyenne journalière	9
II-3-2 Consommation domestique	9
II-4- Consommation par équipements.....	10
II-5- Variation du débit	11
II-5-1- débit moyen horaire	12
II-5-2- débit maximal horaire	12
Conclusion.....	14
Chapitre III: Réservoir	
III-1 introduction.....	15
III-2 Rôle des réservoirs	15

III-3 Classification des réservoirs	16
III-3-1 Classification selon le material de construction.....	16
III-3-2 Classification selon la situation des lieux	16
III-3-3 Classification selon la forme géométrique.....	17
III-3-4 Classification selon l'utilisation	17
III- 4 L'emplacement des reservoirs.....	17
III-5 Verifcation de la capacité du réservoir existant à l'horizon.....	17
III-5-1 Méthode analytique.....	18
III-5-2 Méthode graphique	19
III-6 Détermination de la capacité des réservoirs.....	20
III-6-1 Dimensionnement de la station la bache a eau	20
III-6-2 Dimensionnement du réservoir principal.....	21
III-6-2-1 Méthode analytique	21
III-6-2-2 Méthode graphique:	22
III-7 Equipements des réservoirs	23
III-7-1 Equipements hydrauliques des reservoirs.....	23
III-7-1-1 Conduite d'adduction ou d'arrivée.....	23
III-7-1-2 Conduite de distribution ou de départ	24
III-7-1-3 Conduite de trop-plein.....	25
III-7-1-4 Conduite de vidange	25
III-7-1-5 Conduite by-pass	25
III-7-1-6 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	26
III-7-2 Equipement de nettoyage	27
III-8 Entretien des réservoirs	27
III-9 Hygiène et sécurité	28
III-10 Dimensionnement du réservoir	29
III-10-1 détermination du diamètre du réservoir	29
III-10-2 détermination de la hauteur d'incendie.....	29
III-11-Conclusion	29

Chapitre IV : Adduction

IV-1- Généralités	30
IV-2-Choix du tracé.....	30
IV-3 Schéma d'adduction.....	31
IV-4-Choix du type des conduites.....	32
IV-5- Les équipements du système d'adduction	33
IV-6-Etude technico-économique.....	34
IV-6-1-Calculdu diamètre économique.....	34
IV-6-2-Calculde la vitesse.....	35
IV-6-3-Calculdes pertes de charge.....	35
IV-6-3-1-Pertes de charge linéaires	35
IV-6-3-2-Pertes de charge singulières.....	38
IV-6-3-3-Pertes de charge totales	38
IV-6-4-Déterminationde la puissance absorbée par la pompe.....	39
IV-6-5-Détermination de la hauteur manométrique.....	39
IV-6-6-Energie consommée par la pompe.....	40
IV-6-7-Détermination des Frais d'exploitation.....	40
IV-6-8-Détermination des frais d'amortissement.....	40
IV-6-9 Bilan des frais.....	41
IV 7-calculs hydrauliques.....	41
IV -7-1Calcul de la conduite par refoulement.....	41
IV -8 Conclusion.....	42

Chapitre V: choix de pompage

V-1- Définition de la pompe.....	43
V.2. Classification des pompes	43
V.3. Caractéristique hydraulique d'une pompe	45

V.3.1. Vitesse de rotation	45
V.3.2. Débit « Q » d'une pompe	46
V.3.3 Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt	46
V.3.4 Puissance (utile et absorbée)	46
V.4. Choix des pompes.....	47
5. Les courbes caractéristiques	47
V.5.1 Courbes caractéristiques des pompes centrifuges	47
V.5.2. Courbes caractéristiques de la conduite.....	48
V.6. Couplage d'une pompe.....	49
V.6.1 Couplage en parallèle	49
V.6.2 Couplage en série.....	50
V.7. Le point de fonctionnement de la pompe	51
V.7.1. Recherche du point de fonctionnement.....	51
V.7.2. Réalisations du point de fonctionnement désire	51
V.8 Etude de la cavitation	55
V.9 Choix des pompes	58
V-10-Conclusion	61

Chapitre VI: Distribution

VI -1 introduction.....	62
VI -2 Classification des réseaux de distribution	62
VI -3 Conception d'un réseau de distribution.....	64
VI -3-1 Choix du trace	64
VI -4 Choix des conduits de distribution.....	65
VI -5 Equipement du réseau de distribution (Appareils et accessories).....	66
VI-6 Calcul hydraulique du réseau de distribution	67
VI-6-1 Débit de pointe	67
VI-1-2 Débit spécifique	68

VI-6-3 Débit de route	68
VI-6-4 Débit au nœud	69
VI-7 Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds.....	69
VI-7-1 Modélisation du réseau par logiciel Epanet.....	72
VI-7-2 Les étapes d'utilisation d'Epanet.....	72
VI-7-3 Modélisation du réseau.....	72
VI-7-4 Résultats après la simulation par logiciel Epanet.....	73
VI-7 Conclusion.....	79

Liste des tableaux

Tableau (I.1): Précipitations mensuelles enregistrées a la station d'EL ACHOUA.....	5
Tableau (I.2): Variation des températures moyennes, maximales et minimales en°C...	5
Tableau (II.1): Estimation de la population future.....	8
Tableau (II.2) les consommations moyennes journalières actuelles et futures de la zone d'étude.....	9
Tableau (II-3): Détermination des besoins scolaires et socioculturel.....	10
Tableau (II-4) les résultats de calcul des besoins en eau globaux.....	11
Tableau (II-5): les valeurs de β_{max} en fonction du nombre de population.....	13
Tableau (III.1): Détermination de la capacité du reservoir par la méthode analytique	21
Tableau (III.2): la détermination de la capacité du réservoir par la méthode graphique.	22
Tableau (IV-1): Frais D'amortissement pour les différents diamètres.....	41
Tableau (IV-2) : pertes de charge et hauteur manométrique totale pour les différents diamètres.	41
Tableau (IV-3) : puissance et prix d'énergie.....	42
Tableau (IV-4) : le bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	42
Tableau (V.1) : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température.....	57
Tableau (VI. 1): caractéristiques des réseau alimentation en eau potable.....	64
Tableau (VI.2) Débits aux nœuds le cas de pointe.....	72
Tableau (VI.3) Etat des nœuds du réseau.....	76

Tableau (VI.4) Etat des conduites du réseau.....	77
---	----

Liste des figures

Figure (I.1) : localisation de la zone d'étude.....	4
Figure (I.2) : précipitations mensuelles enregistrées a la station d'EL ACHOUAT.....	6
Figure (III.1) : Emplacement des équipements hydrauliques dans un réservoir	16
Figure (III.2) l'évaluation de résidu en fonction de temps.....	23
Figure (III.3) : conduite d'adduction.....	24
Figure (III.4) : Conduite de distribution.....	24
Figure (III.5) : Conduite de trop-plein.....	25
Figure (III-6) : Conduite de by-pass.....	26
Figure (III.7) : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	27
Figure (III.8) système a siphon.....	27
Figure(IV-1) Schéma d'adduction.....	31
Figure (IV.2) : tuyaux PEHD.....	33
Figure (V.1) Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	48
Figure (V.2) Couplage en parallèle.....	50
Figure (V.3) Couplage en série.....	50
Figure (V.4) : point de fonctionnement d'une pompe.....	51
Figure (V.5) : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage.....	52
Figure (V.6) : Recherche du point de fonctionnement désiré par étouffement.....	53
Figure (V.7) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.....	54
Figure (V.8) : Recherche du point de fonctionnement.....	55
Figure (V.9) : Graphe des courbes NPSH.....	57
Figure (V.10) Choix de pompe pour la station de repris.....	59
Figure (V.11) Les courbes caractéristiques de la pompe.....	60
Figure (VI -1) : Réseau ramifié.....	62
Figure (VI -2) : Réseau maillé.....	63
Figure (VI -3) : Réseau mixte.....	64
Figure (VI.4) Schéma du réseau.....	73
Figure (VI.5) Schéma du réseau après la simulation.....	74
Figure (VI.6) vanne régulatrice de pression.....	79

Liste des symboles

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 (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/s²).

HMT : hauteur manométrique total (m).

Hg : hauteur géométrique (m).

Hinc : hauteur d'incendie.(m)

Hp : la courbe caractéristique de la pompe.

Hsur : la surpression maximale (m).

i : taux d'intérêt annuel (annuité).

L : longueur de la conduite (m) **Ni**:

Nombre de consommateurs.

n : nombre d'année d'amortissement.

Qc : débit concentré dans la conduite (l/s)

Qmax.j : Débit de consommation maximale du jour le plus chargé de l'année (m³ /j).

Qmin.j : Débit de consommation minimale du jour le moins chargé de l'année (m³/j).

Qmoy.h : consommation moyenne horaire (m³ /j).

Qmoy.j : Débit de consommation moyenne journalière (m³/j).

Qp : Le débit de pointe (m³ /j).

Qr : débit de route (l/s)

Qs : débit spécifique (l/s) **p**

: prix d'un kWh (Da).

Qi : Dotation moyenne journalière en l/habitant.

α : Taux d'accroissement. **V** : vitesse
d'écoulement (m/s).

Vinc : Volume de la réserve d'incendie(m³) **VR**
: volume total du réservoir (m³)

α_{max} : coefficient qui dépendu niveau de vie de la population **β_{max}**
: coefficient qui dépend de nombre d'habitants.

η : rendement de la pompe (%).

θ : angle d'inclinaison **λ** : le coefficient
de perte de charge. **ρ** : masse volumique
de l'eau(kg/m³). **ν** : viscosité
cinématique de l'eau.(m²/s).

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PN : Pression nominale.

PVC : Chlorure de Polyvinyle.

h : hauteur de la lame d'eau(m).

H₀ : Pression absolue de la conduite (m).

H_a : Hauteur d'aspiration en (m).

j : Pertes de charge unitaire (m/ml).

Jasp : Perte de charge à l'aspiration en (m).

JL : Pertes de charge linéaires(m)

Jref : Perte de charge au refoulement en (m).

Js : Pertes de Charge singulières(m)

Jt : Pertes de charge totales(m)

Indroduction generale

L'eau recouvre 72% de la surface du globe. Elle est la principale constituante des êtres vivants et un élément indispensable à toute forme de vie, la consommation en eau augmente avec l'évolution des moyens techniques (facilité de captage et de distribution de l'eau) et avec le niveau de vie de la population (acquisition d'appareils électroménagers, aménagement des salles de bain...) La ressource hydrique correspond au sens large, à toutes les eaux accessibles à l'utilisation ou à la consommation, c'est-à-dire, utiles et disponibles pour les êtres humains et les écosystèmes. Sur le plan mondial, la question d'approvisionnement en eau devient davantage préoccupante, vu le risque vital de pénurie de cette ressource primordiale qui s'affiche à l'essor de l'importante évolution démographique que connaît le monde ces derniers siècles.

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet, parmi ces facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération, et données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux , par exemple : le choix des engins à utiliser, le choix du type de matériaux pour les canalisations... et de ce fait mener à bien notre travail .

La commune de Djmaa Beni Hbibbi a connu ces dernières années un accroissement démographique important. Cette situation a provoqué un manque accru en termes d'eau potable, et c'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet de fin d'étude, qui consiste en l'étude du système d'alimentation en eau potable de la commune Djmaa Beni Hbibbi de la daïra de El Ancer wilaya de Jijel.

Par conséquent, nous sommes en train de préparer une étude d'un projet d'alimentation en eau potable pour trois petits villages à caractère semi-urbain situés dans la haute de commune Djmaa Bani Habibi du côté sud.

L'objet de notre étude est de dimensionner un réseau d'alimentation en eau potable, afin de satisfaire les besoins en eau potable pour l'horizon projeté, est la présente étude de cette these comme suite :

❖ Nous débuterons notre travail par une présentation générale du site ainsi que les caractéristiques de la région. Ensuite nous procéderons à l'estimation de la population et des

Indroduction generale

besoins en eaux aux divers horizons, et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à l'horizon projeté.

❖ Dans le deuxième volet consiste à la vérification de la capacité du réservoir a réalisé.

❖ Dans le troisième volet sera consacré au calcul Le dimensionnement des conduites d'adduction avec des frais minimaux pour les conduites de refoulement, on a déterminé les diamètres avantageux.

❖ Dans le quatrième volet, consiste à l'étude du choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet.

❖ Dans le cinquième volet, nous allons parler sur la simulation du réseau de distribution par logiciel Epanet, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression

I.1.introduction :

Ce chapitre décrit en quelques pages la présentation du site d'étude des localités à approvisionné en eau ceci de différents points de vue à savoir : topographique, climatique, démographique.

I.2.présentation du site :

La commune de Djemaa bni hbihi s'étend dans la partie Nord-est de la wilaya de Jijel, entre :

- La commune de Sidi abd elazize au Nord et Khiri oued adjoul au Nord-est;
- La commune de Bordj thar au Sud-Ouest;
- La commune d'El kennar à l'Ouest;
- La commune d'EL Ancer à l'Est.

Ce territoire couvre une superficie de **48 750** hectares, soit 2,03 % du territoire de la Wilaya de Jijel et regroupe une population estimée à 12411 habitants lors du RGPH 2021, soit 2,3% de la population totale de la Wilaya et une densité moyenne de 303 habitants au Km².

D'une part, Il s'agit de trois petits villages situés au sud de la commune sur des hauteurs semi-montagneuses regroupe une population estimée **2510** habitants.



Notre zone d'étude d'apres google maps 2021

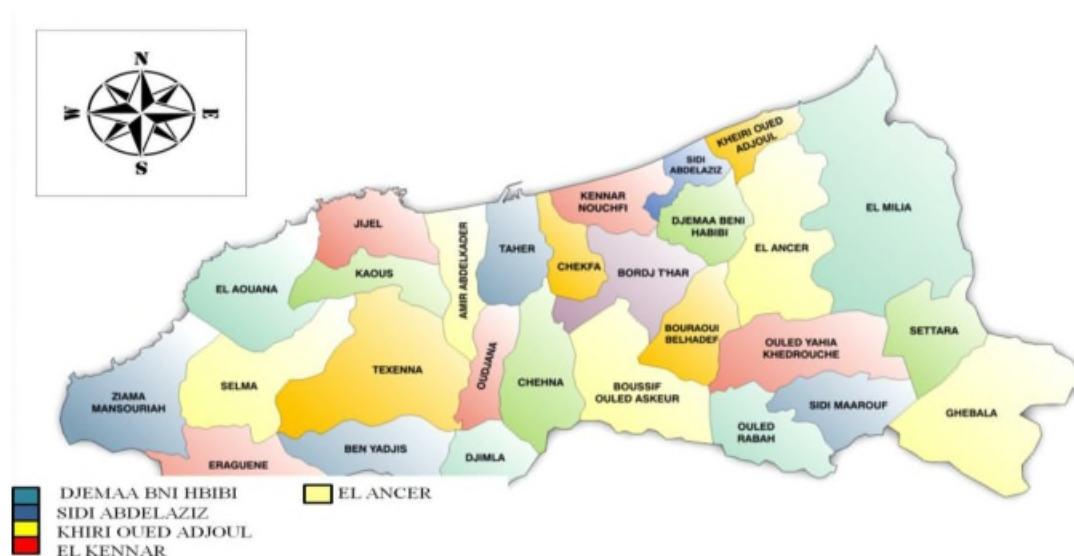


Figure (I.1) : localisation de la zone d'étude

I.3.La situation topographique :

Le relief de la commune est formé en grande majorité d'une chaîne de montagnes couvertes de forêts de chênes, pins, saules, ormes et d'oliviers, ces montagnes entourent quelques plaines étroites dont la plus importante est située à l'est (environ 800 hectares)

I.4.Climatologie:

La région de Djemaa beni hbibi fait partie de la zone littorale, les vents sont généralement faibles à modérés, d'humidité relativement élevée. Cette zone est assez riche en ressources hydriques et soumise à des précipitations fréquentes.

Particulièrement en saison hivernale, la neige ne fait que de rares apparitions sur les sommets élevés et les phénomènes de brouillard ou de gelée blanche sont rares, la gelée sporadique tombe entre octobre et mai .

I.4.1. Précipitations :

Il tombe en moyenne un peu plus de 800 mm d'eau par an, ce qui représente une moyenne mensuelle de 67mm. Néanmoins, les saisons influent et corrigent quelque peu cette moyenne.

Le mois le plus sec est le mois de juillet qui enregistre seulement 2,5 mm de précipitations. Novembre, décembre et janvier apparaissent comme les mois où les précipitations sont les plus importantes.

Moins	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	oaut	Sep	oct	nov	dec
Pluies(mm)	137.3	125.6	96.5	71.3	45.9	17.2	5.4	6.9	51.3	86.2	111.3	152.6

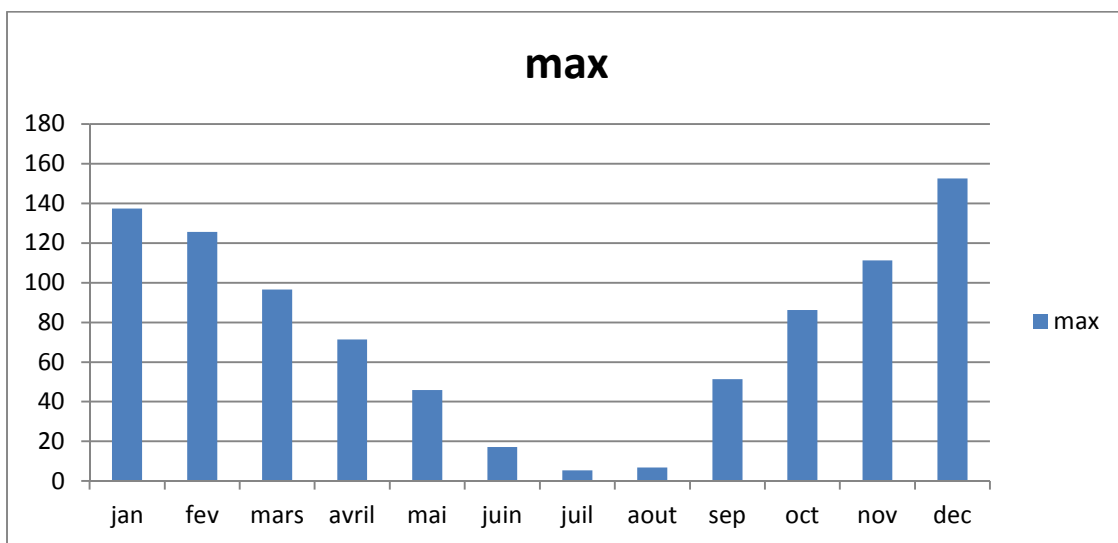


Tableau (I.1) : Précipitations mensuelles enregistrées à la station d'EL ACHOUAT

I.4.2. Température :

En moyenne, la température relevée s'établit à 17.9°C avec une maximale de 21.9°C et une Minimale de 13.2°C. La température réelle maximale intervient en août avec 30°C et là Minimale en janvier-février avec 8°

MOIN	JAN.	FEV.	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT	SEPT.	OCT.	NOV.	DEC.	ANNEE
MAX	14	15	18	19	22	26	29	30	28	25	20	17	21.9
MIN	8	8	9	10	13	17	20	21	19	15	11	9	13.3
MOY.	11	11.5	13,5	14,5	17,5	21,5	24,5	25,5	23,5	20	15.5	13	17.6

Tableau(I.2) : Variation des températures moyennes, maximales et minimales EN °(site web infoclimat.(www.infoclimat.fr))

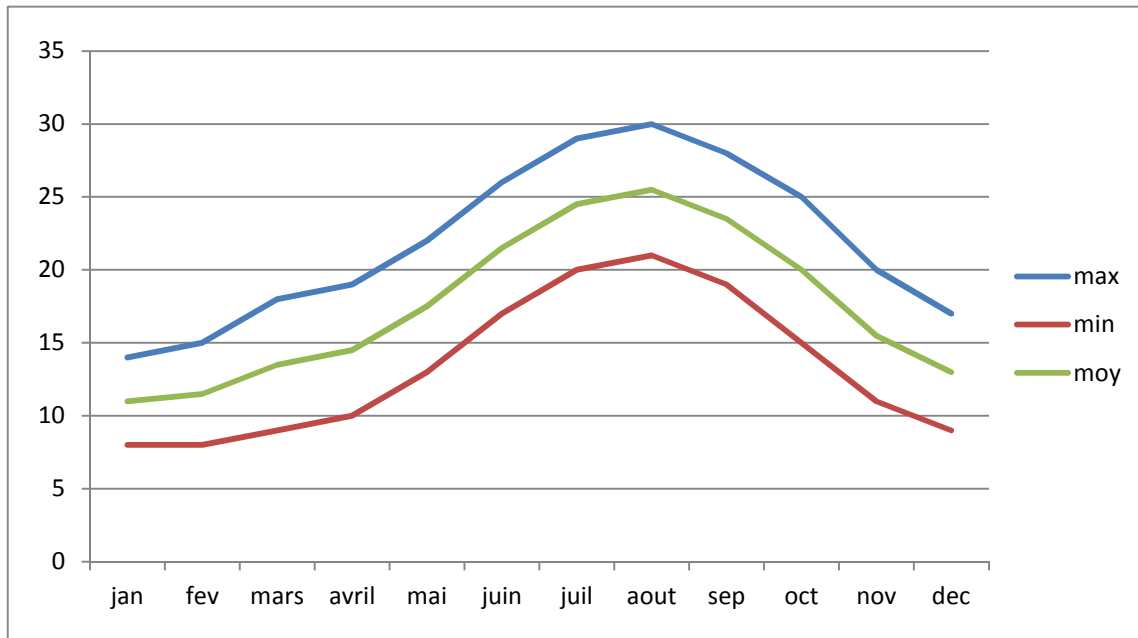


Figure (I.2): précipitations mensuelles enregistrées à la station d'EL Achouat

I.5. Relief :

Le relief de la commune est formé en grande majorité d’une chaîne de montagnes couvertes de forets de chênes, pins, saules, ormes et d’oliviers, ces montagnes entourent quelques plaines étroites dont la plus importante est située à l’est (environ 800 hectares).

Conclusion :

En conclusion, on peut dire que ce chapitre, dont le but est la présentation de la région d’étude, nous ait permis de connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception de notre projet d’alimentation en eau potable de la région de Djemaa Bni Hbib .

II-1-Introduction :

Dans ce chapitre, nous examinerons les besoins en eau des communes d'ici 30 ans donc à l'horizon 2051, pour cela on doit tenir compte de l'accroissement de la consommation due essentiellement à :

- L'amélioration du cadre de vie ;
- L'industrialisation ;
- L'accroissement de la population ;
- La consommation de l'eau varie en fonction des types de consommateurs.

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommateurs existants au niveau de l'agglomération.

II-2- Estimation des besoins en eau :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, entreprises, commerce et utilisation publique, etc.). elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II-2-1- Usage domestique :

Il s'agit de l'eau utilisée pour les besoins personnels d'alimentation et d'hygiène.

II-2-2-Usage public :

Cet usage concerne un certain nombre d'activités telles que :

- Les équipements collectifs notamment les écoles, les centres administratifs, Les équipements commerciaux etc.

II-3- Estimation de la population future :

L'évolution démographique en Algérie, suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation des intérêts composés qui tient compte des naissances, du taux d'immigration et

du taux de mortalité, à savoir :

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

Avec :

P : population future à l'horizon considéré.

P₀ : Population de l'année de référence.

T : Taux d'accroissement considéré en %.

N : nombre d'années séparant l'horizon considéré de l'année de référence.

❖ Le taux d'accroissement de l'aire d'étude est de **2%**.

D'après le recensement de l'APC de Djemaa Benni Hbib (2021) la population du périmètre Étudié était 2510 habitants divisée en 3 zones :

Z₁ : (Oued el ktan) : nombre d'habitants est de 1214 hab

Z₂ : (Arssa moussa) : nombre d'habitant est de 421 hab

Z₃ : (Arssa boussalem) : nombre d'habitants est de 875 hab

Tableau (II.1) : Estimation de la population future

Agglomération	Taux d'accroissement moyen (%)	Population actuelle P₀(2021)	Population future (2036)	Population future (2051)
Oued el ktan	2	1214	1634	2200
Arssa moussa	2	421	567	763
Arssa boussalem	2	875	1178	1585
total	2	2510	3379	4548

II-3-1- consommation moyenne journalière :

Afin d'estimer la consommation moyenne journalière d'une agglomération, il est nécessaire

de calculer les besoins en eau potable des différents secteurs existants et projetés :

domestiques, sanitaires, socioculturelles, scolaires...

La consommation moyenne se détermine par la formule suivante :

$$Q_{\text{moyj}} = \frac{Q_i \times N_i}{1000} \quad (\text{II-2})$$

Avec :

- Q_{moyj} : la consommation moyenne journalière [m^3/j].

- Q_i : dotation journalière [$\text{l}/\text{j}/\text{h}$].

- N_i : nombre d'habitants.

II-3-2- Consommation domestique :

La consommation en eau par personne et par jour est différente, elle dépend du type de l'agglomération, du nombre d'habitants et du niveau de confort des habitants. Pour une agglomération urbaine (de 20000 à 100000), elle varie de 200 l/j.hab à 300 l/j.hab.

Pour notre étude, on opte pour une consommation moyenne journalière de **150 l/j.hab**. le tableau suivant nous donnera les consommations moyennes journalières actuelles et futures de notre zone d'étude.

horizon	Nombre d'habitants	dotation	Consommation moyenne journalière (m^3/j)
2021	2510	150 L/J/Hab	376.5
2051	4548	150 L/J/Hab	682.2

Tableau II-2 : consommations moyennes journalières actuelles et futures de la zone d'étude

II-4- Consommation par équipements :

Les consommations moyennes par équipements sont données dans le tableau suivant :

Type d'équipements	Désignation	Unité	Quantité	Dotation [l/j]	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
scolaires	2 écoles primaires	Eleves	400	18	8.0
	1 CEM	Eleves	500	18	10.0
TOTAL					18.0
Socioculturels	01 mosquée+ecole coranique	Fidèles	400	18	8.0
	01 maison de jeunes	jeunes	120	10	1.2
TOTAL					9.2
Consommation totale					27.2

Tableau (II-3) : Détermination des besoins scolaires et socioculturels

Les résultats de calcul des besoins en eau globaux (domestiques, publics) sont donnés dans le tableau récapitulatif ci-dessous :

Type de besoin	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Besoins domestiques	682.2
Besoins Scolaires	18
Besoins Socioculturels	9.2
Total	709.4

Tableau II-4 : Résultats de calcul des besoins en eau globaux.

A l'horizon **2051** la consommation moyenne journalière de la ville s'élèvera à **709.4 m³/j** soit un débit de **8.21 l/s**.

II-5- Variation du débit :

Pour éviter l'insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers. Cela pour combler les fuites qui sont dues essentiellement:

- À la consommation non quantifiée (illégal).
- Aux fuites dans le système de distribution qui sont en fonction du type de tuyau ; vieillissent du réseau, les différents équipements hydrauliques la nature du terrain et la qualité d'entretien
- aux fuites chez le consommateur (robinets).
- La consommation maximale journalière est la majoration de la consommation moyenne journalière par un coefficient **k_j** défini ci-dessous.

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

$$\mathbf{K_{max\ j} = \frac{Q_{max\ j}}{Q_{moy\ j}}} \quad \mathbf{(II-3)}$$

-**Q_{maxj}** : consommation maximale journalière [m³/j]

-**Q_{moyj}** : consommation moyenne journalière [m³/j]

-**K_j** : coefficient d'irrégularité journalière compris entre **(1,10 et 1,30)** Dans notre cas on prendra :

$$\mathbf{K_j = 1.2.}$$

$$\mathbf{Q_{maxj} = Q_{moyj} \times K_j}$$

$$=709.4 \times 1.2$$

$$Q_{\max j} = 851.28 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Soit :

$$Q_{\max j} = 9.85 \text{ l/s}.$$

II-5-1- débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

$$=709.4 / 24 = 29.56 \text{ m}^3/\text{h}.$$

II-5-2- débit maximal horaire :

Le débit maximum horaire correspond au coefficient maximum horaire, ce dernier peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, à savoir α_{\max} et β_{\max} .

❖ Coefficient d'irrégularité horaire K_h :

$$k_h = Q_{\max h} / Q_{\text{moy h}} \quad (\text{II-4})$$

- $Q_{\max h}$: consommation maximale horaire [m^3/h].

- $Q_{\text{moy h}}$: consommation moyenne horaire [m^3/h].

- K_h : coefficient d'irrégularité horaire.

❖ La détermination de la consommation maximale horaire est exprimée par la formule :

$$Q_{\max, h} = K_{\max h} \times Q_{\text{moy h}}. \quad (\text{II-5})$$

$$K_{\max, h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}. \quad (\text{II-6})$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient dépendant du niveau de confort et des équipements sanitaires de la population.

α_{\max} varie entre (1,20 et 1,40). Dans notre cas on prendra :

$$\alpha_{\max} = 1,30.$$

- β_{\max} est un coefficient qui dépend du nombre de population.

Nombre d'habitants *1000	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
Les valeurs de β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Tableau II-5 : les valeurs de β_{\max} en fonction du nombre de population

-Notre population pour l'horizon 2051 est estimée à **4548** habitants, on prendra $\beta_{\max} = 1,5$.

D'où :

$$K_h = 1,30 \times 1,5 = 1,95 \qquad Q_{\max.h} = 29.56 \times 1,95 = \mathbf{57.64 \text{ m}^3/h.}$$

$$Q_{\max.h} = 57.64 \text{ m}^3/h. \quad \text{Soit} \quad Q_{\max.h} = 16.01 \text{ l/s.}$$

❖ Coefficient de pointe horaire K_p :

$$K_p = K_h \times K_j = 1.95 \times 1.2 = 2.34$$

$$\text{Donc : } \mathbf{K_p = 2.34}$$

Remarque : avec le débit maximal journalier (851.28 m^3/j soit 9.85 l/s) que dimensionnée la conduite d'adduction du réservoir ainsi qu'au choix des pompes, mais par contre le dimensionnement du réseau de distribution doit être fait avec le débit de pointe horaire (57.64 m^3/h soit 16.01 l/s); et ceci pour que l'installation puisse satisfaire le débit demandé à l'heure de pointe du jour de l'année où la consommation est maximale.

Conclusion:

Ce chapitre nous a permis d'estimer les différents besoins de la ville zone d'étude. En effet en intégrant toutes les catégories de consommation, le total des besoins en eau à l'horizon 2051 est évalué à **709.4 m³ /j** soit **8.21 l/s**. Les résultats obtenus nous permettrons par la suite d'évaluer les capacités optimales des réservoirs, garantir le bon fonctionnement du système tout en assurant aux habitants des quantités d'eau suffisantes.

III-1 introduction :

Les réservoirs sont parmi les moyens de stockage les plus utilisés dans de nombreuses industries, ils peuvent être de forme cylindrique, sphérique. Ils sont aériens ou enterrés, horizontaux ou verticaux, en fonction de la nature du produit stocké.

Dans le cas des réseaux d'eau, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau distribution ; ce dernier possède des débits non uniformes durant la journée ; les réservoirs possèdent un rôle de gérer les débits selon la demande.

III-2 Rôle des réservoirs :**Régulateur et accumulateur :**

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

Augmentation des pressions :

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

Gain d'énergie au niveau de la station de pompage :

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

Utilité pour briser la charge :

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

Stockage de la réserve d'incendie :

On peut avoir deux cas :

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

III-3 Classification des réservoirs :

III-3-1 Classification selon le matériau de construction :

D'après la nature des matériaux, nous pouvons distingues les réservoirs :

- Métalliques ;
- En maçonnerie ;
- En béton (armé, ordinaire ou précontraint).

III-3-2 Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol nous pouvons distingues les réservoirs :

- Enterrés;
- Semi-enterrés;
- Surélevés.

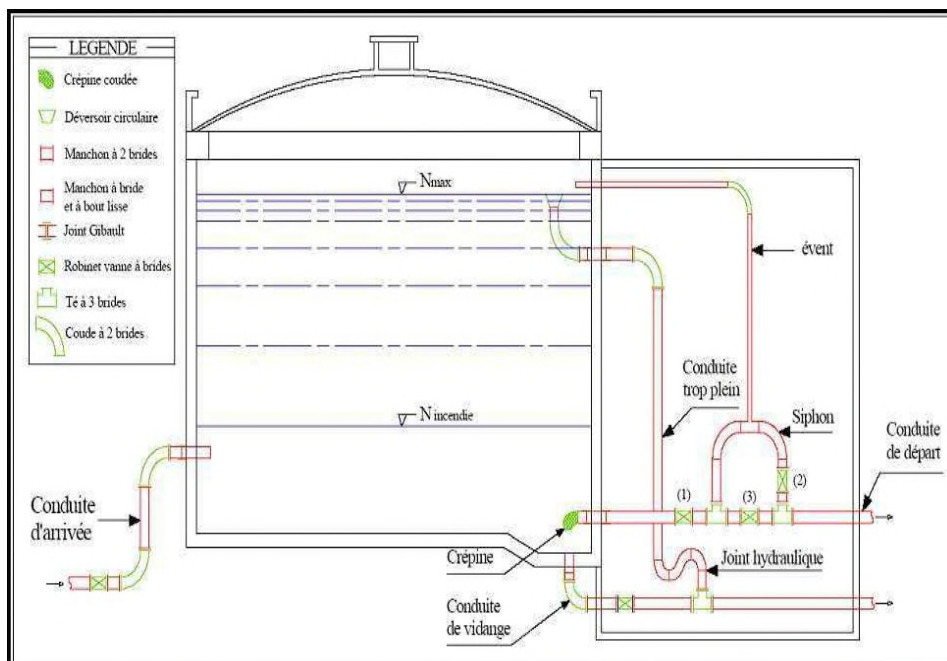


Figure (III.1) : Emplacement des équipements hydrauliques dans un réservoir semi enterré

III-3-3 Classification selon la forme géométrique :

Génialement on peut trouver dans la pratique deux formes usuelles des réservoirs :

- Circulaire ;
- Rectangulaires ;
- De forme quelconque (sphérique, conique.....).

III-3-4 Classification selon l'utilisation :

Vu les différentes utilisations des réservoirs, on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et stockage ;
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- Réservoir de traitement.

III- 4 L'emplacement des reservoirs :

L'emplacement du réservoir à pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes :

- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable.
- La topographie intervient et à une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.
- Il doit être construit sur des terrains sables et solides.

III-5 Vérification de la capacité du réservoir à l'horizon (2051) :

Le volume attribué au réservoir dépend principalement du débit entrant qui est uniforme et

réparti sur les heures de pompage, et du débit sortant qui est variable suivant la consommation horaire de la journée la plus chargée de l'année. Pour assurer leur rôle, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. a la limite, le réservoir peut Servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe a partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le volume de régulation, le calcul de la capacité du réservoir se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

III-5-1 La méthode analytique :

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

$$\mathbf{V_{max}} = P_{\max j}(\%) \times \frac{Q_{\max j}}{100} \quad \text{(III.1)}$$

Avec :

$\mathbf{V_{max}}$ = volume maximal de stockage pour la consommation (m3).

$\mathbf{Q_{max j}}$ = consommation maximale journalière (m3/j)

$\mathbf{P_{max j}}$ = résidu maximal dans le réservoir (%).

❖ Détermination de la valeur de P :

Connaissant les valeurs de α_{\max} et β_{\max} on détermine la valeur du coefficient de variation horaire $\mathbf{K_{max}}$ par la relation suivante :

$$\mathbf{K}_{\max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{III.2})$$

- ❖ la répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir annexe I)
- ❖ on répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée
- ❖ la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.
- ❖ on détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{\max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$\mathbf{P}_{\max} = | \mathbf{R}^{+\max} | + | \mathbf{R}^{-\max} | \quad (\text{III.3})$$

Avec :

$\mathbf{R}^{+\max}$: résidu maximum positif (%).

$\mathbf{R}^{-\max}$: résidu minimum négatif (%).

III-5-2 Méthode graphique :

C'est une méthode rapprochée à la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir de coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apports et de consommation en fonction du temps. Le volume maximal de stockage est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$\mathbf{P}_{\max} = |\Delta V^{+}| + |\Delta V^{-}| \quad (\text{III.4})$$

- **Remarque :**

Le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode analytique. Le volume total du réservoir est :

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{III.5})$$

- **V_t** : volume total du réservoir.
- **V_{max}** : volume maximal de stockage.
- **V_{inc}** : volume d'incendie (120m³).

III-6 Détermination de la capacité des réservoirs :

Ce réservoir assure la distribution vers le village de Djemaa bni hbibbi pour un pompage d'une durée de 20 heures (1h-18h/22h-24h). Le nombre d'habitants de l'agglomération est de **4548** habitants et la consommation maximale journalière est: **851.28 m³/j** .

III.6-1- Dimensionnement de la bache a eau :

La station de reprise est un ouvrage composée d'un réservoir et d'une station de pompage :

- ❖ Le dimensionnement de la station de reprise est déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorce pas, dans notre cas on prend un temps de stockage de 1/4heure ;

$$V_{S.R} = \frac{Q_{\max j} \times T}{t} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

V_{S.R.} : volume de la station de reprise.

Q_{max j} : débit entrant à la station.

T : temps de pompage (20h)

t : temps de fermeture des vanne (1/4 h).

$$Q_{\max j} = 851.28 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{S.R} = (851.28 \times 0.25) / 24$$

$$V_{S.R} = 8.87 \text{ m}^3$$

III-6-2- Dimensionnement du réservoir principal (Rp):

III-6-2-1 méthode analytique:

	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
Heurs	%				
0—01	5	1,5	3,5		3,5
01—02	5	1,5	3,5		7
02—03	5	1,5	3,5		10,5
03—04	5	1,5	3,5		14
04—05	5	2,5	2,5		16,5
05—06	5	4	1		17.5
06—07	5	5			17.5
07—08	5	5,5		-0,5	17
08—09	5	6		-1	16
09—10	5	6		-1	15
10—11	5	6		-1	14
11—12	5	6		-1	13
12—13	5	5		0	13
13—14	5	5		0	13
14—15	5	5,5		-0,5	12,5
15—16	5	6		-1	11,5
16—17	5	6		-1	10,5
17-18	5	5,5		-0,5	10
18-19	0	5		-5	5
19-20	0	4,5		-4,5	0,5
20-21	0	4		-4	-3,5
21-22	0	3		-3	-6,5
22-23	5	2	3		-3,5
23-24	5	1,5	3.5		0
Total	100	100			

Tableau (III.1): Détermination de la capacité du réservoir

D’après le tableau (III.1), le volume utile du réservoir est de :

On a:

$$P_{max} = | R_{+max} | + | R_{-max} |$$

$$P_{max} = |17.5| + |-6.5| = 24\%$$

$$V_T = V_{max} + V_{inc} = (24 * 851.28 / 100) + 120 = 324.3 \text{ m}^3$$

Avec:

$$V_{inc} = 120 \text{ m}^3$$

On prend un reservoir d'une capacité totale de **500 m³**

III-6-2-1 Méthode graphique :

Le tableau (III.2) ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir par la méthode graphique pour un pompage d'une durée de 20 heures

Heurs	Apport %	Apport cumulé %	Distribution%	Distribution cumulé %	La différence entre cumules
00—01	5	5	1,5	1,5	3,5
01—02	5	10	1,5	3	7
02—03	5	15	1,5	4,5	10,5
03—04	5	20	1,5	6	14
04—05	5	25	2,5	8,5	16,5
05—06	5	30	4	12,5	17,5
06—07	5	35	5	17,5	17,5
07—08	5	40	5,5	23	17
08—09	5	45	6	29	16
09—10	5	50	6	35	15
10--11	5	55	6	41	14
11--12	5	60	6	47	13
12--13	5	65	5	52	13
13--14	5	70	5	57	13
14--15	5	75	5,5	62,5	12,5
15--16	5	80	6	68,5	11,5
16--17	5	85	6	74,5	10,5
17--18	5	90	5,5	80	10
18--19	0	90	5	85	5
19--20	0	90	4,5	89,5	0,5
20--21	0	90	4	93,5	-3,5
21--22	0	90	3	96,5	-6,5
22--23	5	95	2	98,5	-3,5
23--24	5	100	1,5	100	0
Totaux	100	/	100	/	/

Tableau (III.2) : la détermination de la capacité du réservoir par le graphique

Nous déterminons Pmax à partir de la courbe suivante :



Figure (III.2) l'évaluation de résidu en fonction de temps

$$P_{\max} = |V^-| + |V^+|$$

$$= |17.5| + |-6.5|$$

$$P_{\max} = 24$$

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} = (24 * 851.28 / 100) + 120 = 324.3 \text{ m}^3$$

On prend un réservoir d'une capacité totale de **500 m³**

III-7 Equipements des réservoirs :

III-7-1 Equipements hydrauliques des réservoirs :

III-7-1-1 Conduite d'adduction ou d'arrivée :

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieur ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci.

La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, où il ferme le robinet dans le cas l'adduction gravitaire.

- **Par le haut** : soit avec chute libre ou en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée. Le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et

des conduites.

- *Par le bas* : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

Le schéma de la conduite d'adduction est représenté dans la figure (III.3) ci-dessous :

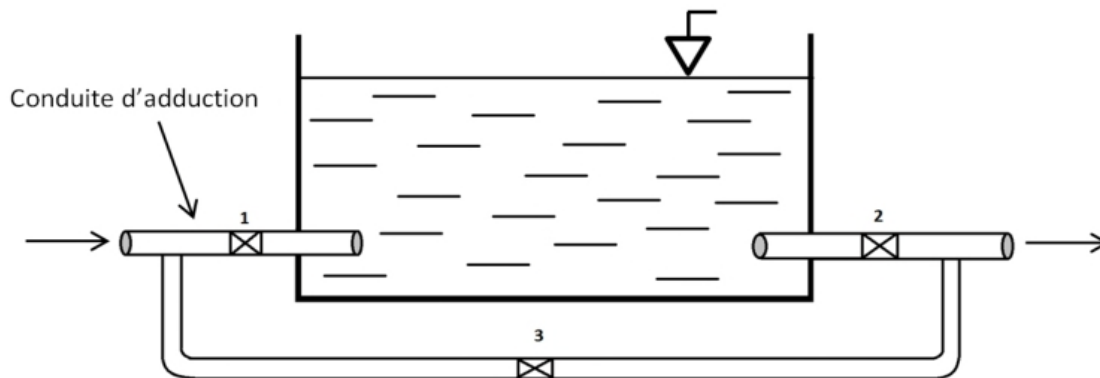


Figure (III.3) : conduite d'adduction

III-7-1-2 Conduite de distribution ou de départ :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés. La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite. Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, nous réservons un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite .

La conduite de distribution est représentée dans la figure (III.4) ci-après

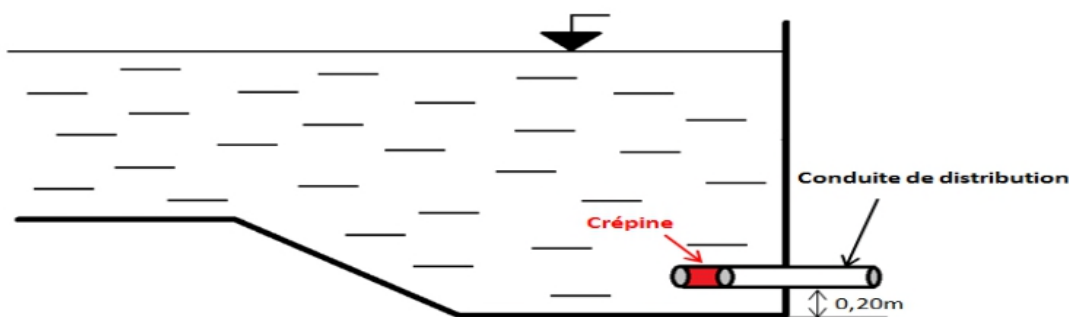


Figure (III.4): Conduite de distribution

III-7-1-3 Conduite de trop-plein :

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve .

Le schéma de la conduite de trop-plein est représenté dans la figure (III.5) suivante :

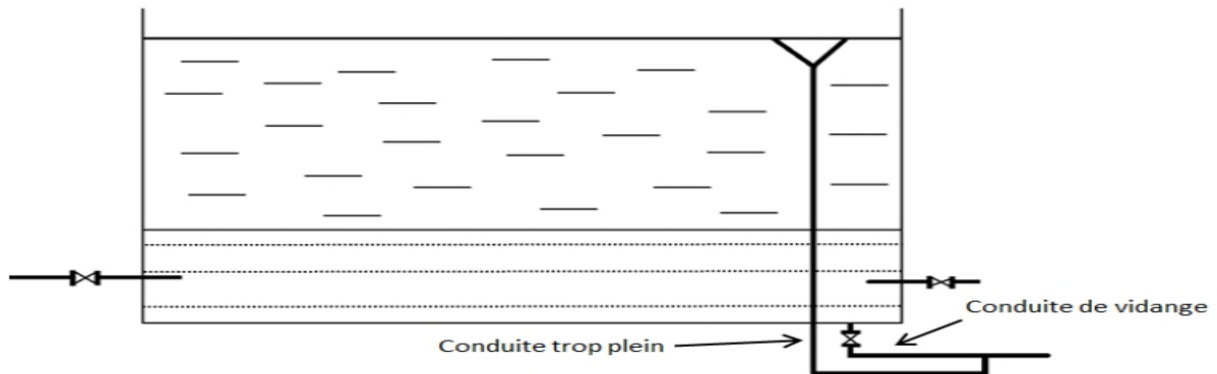


Figure (III.5) : Conduite de trop-plein

III-7-1-4 Conduite de vidange :

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa réparation. A cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière .

III-7-1-5 Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de distribution .

La communication entre ces deux conduites en marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée ;
- En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure (III.6) suivante :

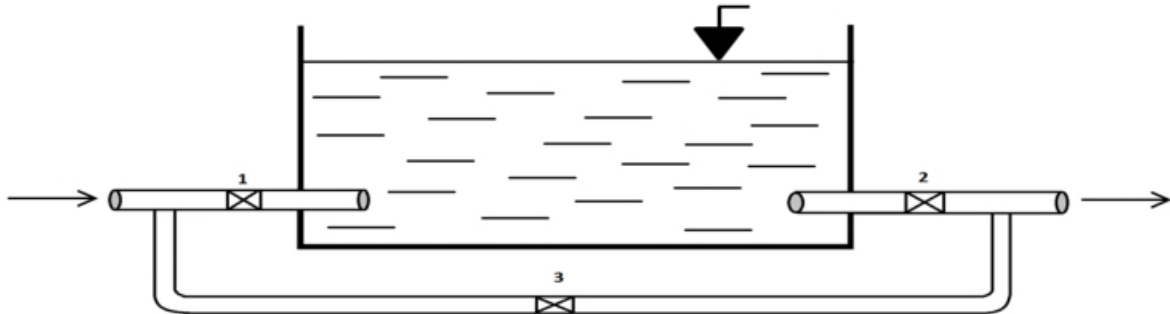


Figure (III-6): Conduite de by-pass

III-7-1-6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres (incendies).

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons

Un dispositif qui est schématisé dans la figure (II.7) et qui fonctionne de la manière suivante :

❖ En service normal, la vanne (1) est ouverte, le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ce grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelé.

❖ En cas d'incendie, on ouvre la vanne (2) pour pouvoir exploiter cette réserve, une vanne (3) supplémentaire est prévue pour permettre les répartitions sans vider le réservoir.

le schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie est présenté dans la figure (III.7) :

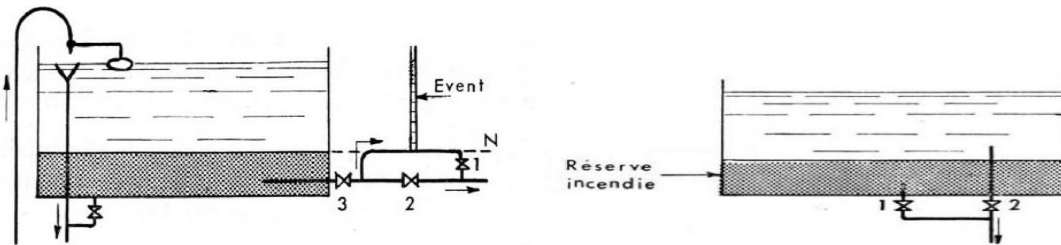


Figure (III.7): Matérialisation de la réserve d'incendie

✓ **Le système à siphon :**

En temps normal, (1) ouvert et la vanne (2) fermée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2).

Il est bon de prévoir un troisième robinet vanne (3), normalement ouvert, qui permet de réparer (1) ou (2) en cas de besoin. La vanne (2) sera de préférence une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement.

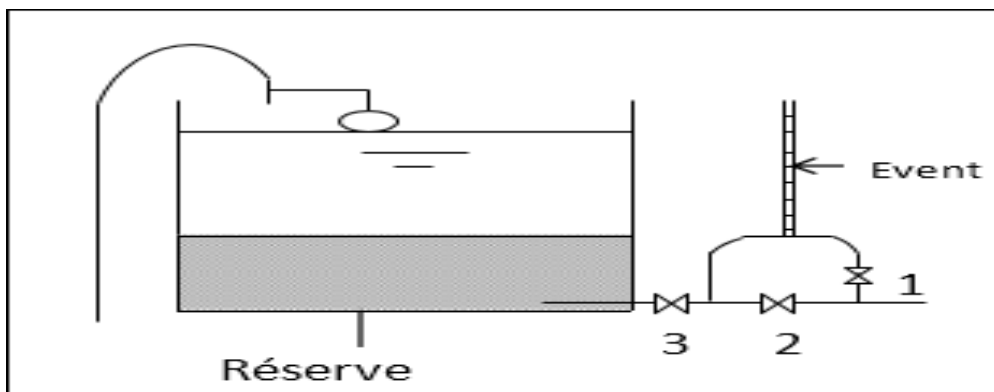


Figure (III.8) système a siphon

III-7-2 Equipements de nettoyage :

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompes d'alimentation en eau.

III-8 Entretien des réservoirs:

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition

de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

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

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlores ;
- Remise en service;

III-9 Hygiène et sécurité:

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger

L'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure. Par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;

- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau ;
- Etre aérés par les orifices de grillage.

III-10 Dimensionnement du réservoir :**III-10-1- détermination du diamètre du réservoir :**

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad D = \frac{2\sqrt{S}}{\pi}$$

On a: $V_R = S \times H_e$ $S = V_R / H_e$

Donc: $D = \sqrt{\frac{4V_r}{\pi \times H_e}}$

On prend: $H_e = 5.00 \text{ m}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 500}{3.14 \times 5}} = 11.29 \approx \mathbf{11m}$$

III-10-2 détermination de la hauteur d'incendie :

$$V_{inc} = S \times H_{inc} \rightarrow H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi D^2}$$

$$H_{inc} = 0.17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

III-11-Conclusion :

Cette partie de l'étude nous a permis de déterminer les dimensions des ouvrages de stockage (réservoir).

Dans ce chapitre, notre étude nous a amené à réaliser un réservoir **500 m³** pour le long terme.

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

IV.1. Généralités :

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, elle est définie comme le transport des eaux prélevées du point de captage, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

Les conduites d'adduction peuvent être classées comme suit :

- **L'adduction à écoulement gravitaire** : c'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

- **L'adduction par refoulement** : c'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée

IV-2 Choix du tracé :

❖ Choix techniques

Les Choix techniques sont comme suit :

- Avoir des vitesses d'écoulements raisonnables dans les conduites en charge afin de minimiser les conséquences des phases transitoires et d'éviter l'érosion interne. Dans le but de protéger la conduite contre toute dégradation.
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible de telle sorte qu'il ne puisse pas se former des poches d'air au moment du remplissage.

❖ Choix économiques :

Les critères économiques sont comme suivis :

- Limiter la vitesse d'écoulement de telle sorte à minimiser les pertes de charge, réduisant ainsi le système de pompage et les coûts d'énergie lors de l'exploitation.

Avoir un tracé aussi rectiligne et aussi court que possible .

IV-3 Schéma d'adduction

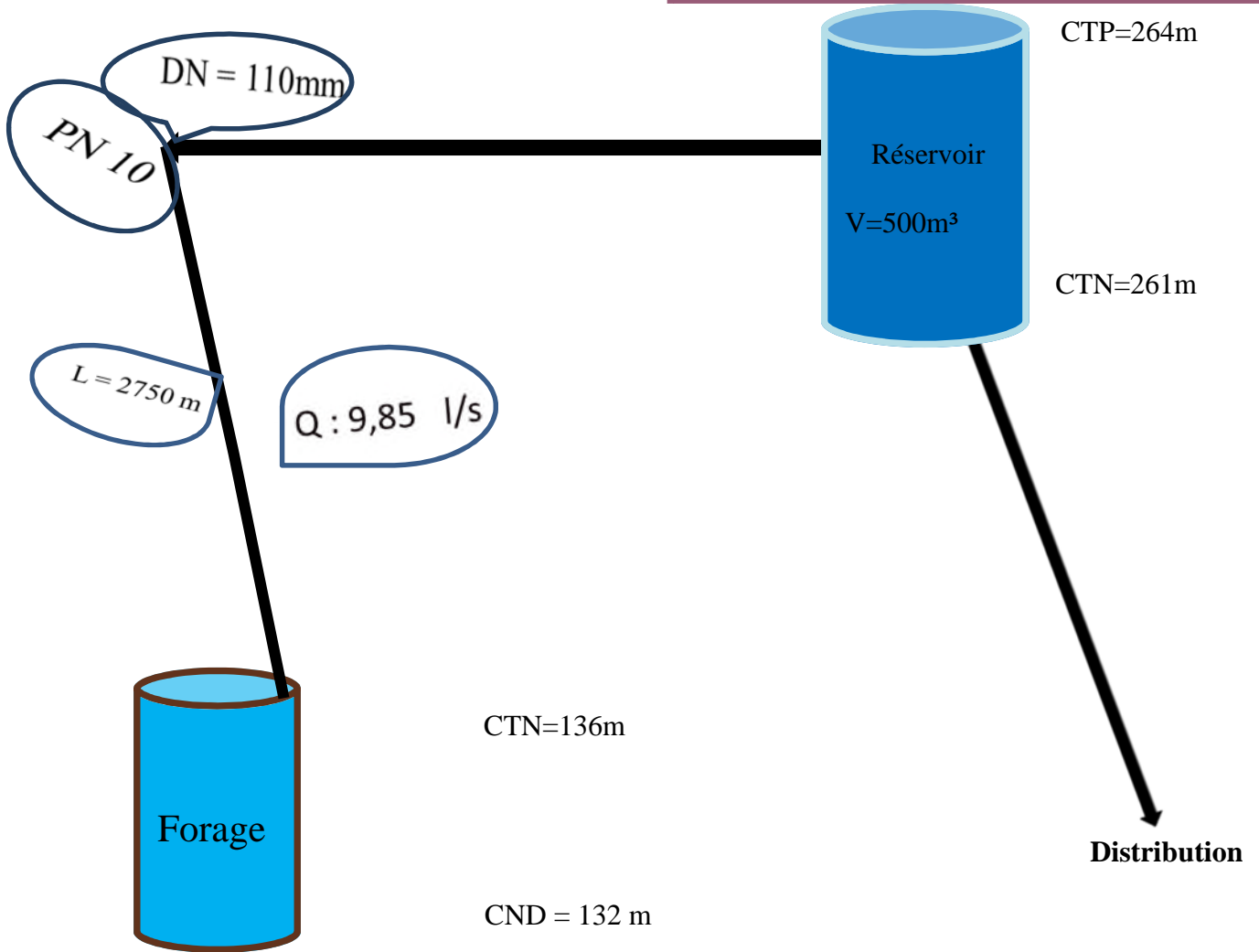
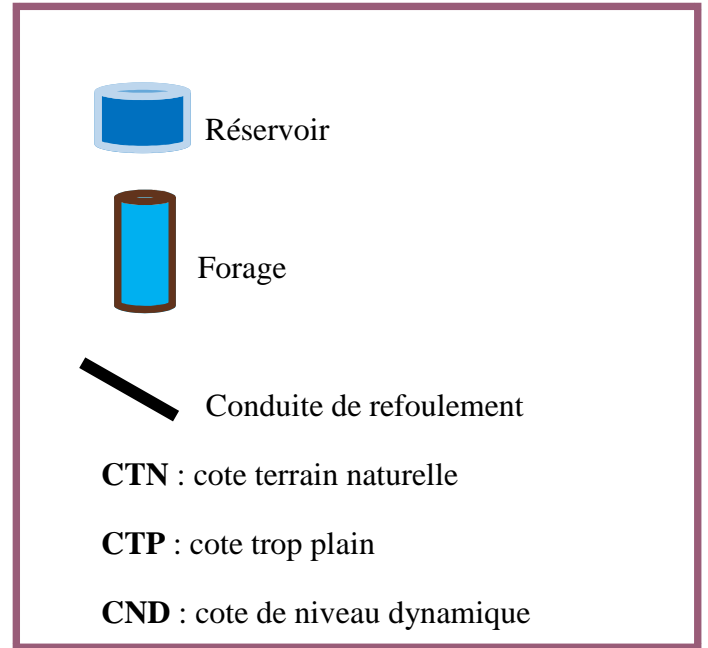


Figure IV-1 : Schéma d'adduction

IV-4 Choix du type des conduites :

Le choix du type des conduites sera établi sur des critères d'ordre techniques et économiques, tels que :

- Diamètre.
- Pressions supportées par le matériau.
- Résistance aux attaques chimiques.
- La durée de vie du matériau.
- Prix unitaire de la conduite.

❖ Parmi les matériaux utilisés dans le domaine de l'alimentation en eau potable on peut citer :

- L'acier.
- La fonte.
- Le PVC.
- Le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD où à basse densité PEBD.

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en PEHD ; vu les avantages qu'ils présentent :

❖ Les conduites en polyéthylènes (PE) :

Le **PE** est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules (Ethylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs. La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être (**PE**) à basse densité (**PEBD**) ou à haute densité (**PEHD**) dont les points de fusion se situent respectivement à **115 °C** et **130 °C**

➤ Avantages:

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
- Facilité de soudage par électro fusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.

- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- Bonnes propriétés hydrauliques (coefficient de rugosité très faible ; résistance contre les suppressions (jusqu'à 20 bars).
- Bonne résistance chimique.
- Longue durabilité.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.

➤ **Inconvénients :**

- sensibles aux coups.
- Inflammables.
- la résistance diminue avec l'âge.
- sensibles à la température.
- fissures de résistance aux sollicitations mécaniques.



Figure IV.2 : tuyaux PEHD

IV-5 Les équipements du système d'adduction :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants:

Les vannes de sectionnement ;

- ❖ Les robinets vannes à opercule ;
- ❖ Les vannes à papillon ;
- ❖ La vidange ;
- ❖ Les ventouses ;
- ❖ Les clapets anti-retour ;
- ❖

IV-6 Etude technico-économique :

Le dimensionnement de la conduite d'adduction (refoulement) s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'investissement, en effet plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus les pertes de charge seront plus importantes.

IV-6-1-Calcul du diamètre économique :

Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres correspondante à une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s mais dans certain cas la vitesse peut aller jusqu'à 2m/s, cette gamme est déterminée par les deux formules suivantes :

La formule de BONNIN :

$$D_1 = \sqrt{Q} \quad \text{(IV-1)}$$

La formule de BRESS :

$$D_2 = 1.50 \sqrt{Q} \quad \text{(IV-2)}$$

Avec :

- **Q** : débit transitant dans la conduite en (m³/s).

On prendra tous les diamètres compris entre D₁ et D₂

Mais, notre choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement comprise entre **0.5 m/s et 1.5 m/s**.

IV-6-2-Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante:

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

Avec :

- ❖ V : vitesse d'écoulement en (m/s)
- ❖ Q : débit transitant dans la conduite en (m³ /s) ;
- ❖ D : diamètre normalisé de la conduite en (m).

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-6-3-Calcul des pertes de charge :

Elles se présentent sous deux formes :

- ❖ Les pertes de charge linéaires.
- ❖ Les pertes de charge singulières.

IV-6-3-1-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 :

$$\mathbf{J}_L = j \times L = \lambda \times L \frac{V^2}{2gD} \quad (\text{IV-4})$$

Avec :

j : perte de charge unitaire (m/ml)

L : longueur de la conduite (m)

λ : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation. Il est donné par deux formules.

D : diamètre de la conduite [m]

V : vitesse de l'écoulement [m/s]

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

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.71D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV-5})$$

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 :

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

ν: la viscosité cinématique du liquide = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20 °C.

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 :

$$\boldsymbol{\epsilon} = \epsilon_0 + \alpha T$$

avec :

e : rugosité recherchée ;

e₀ : rugosité à l'état neuf ;

a : coefficient de vieillissement des conduite ($a = 3 \cdot 10^{-5} \text{m/ans}$) ;

T : durée d'utilisation de la conduite ($T = 30 \text{ans}$).

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

Dans la pratique, e est prit égale :

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

- Pour la fonte ductile $e = 0.85 \text{ mm}$.

- Pour le PEHD :

Si $D \leq 200 \text{ mm}$ on a $e = 0.01 \text{ mm}$.

Si $D > 200 \text{ mm}$ on a $e = 0.02 \text{ mm}$.

$$\mathbf{j} = \frac{\lambda}{D} \times \rho \frac{V^2}{2}$$

j : perte de charge unitaire [m/ml]

D : diamètre intérieur de la conduite [mm]

ρ = masse volumique du fluide, kg/m³

λ = coefficient de frottement, sans unité (formule de COLEBROOK WHITE)

V = vitesse moyenne du fluide, m/s

IV-6-3-2-Pertes de charge singulière :

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 et dérivations et enfin les robinets-vannes. Ces pertes de charges, notée-

J', représente 15 % des pertes de charges linéaires. Soit :

$$\mathbf{J_s} = 0,15 \cdot J_L \quad \text{(IV-7)}$$

IV-6-3-3-Pertes de charges totales :

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

perdes de charge singulières pour chaque conduite de longueur L, donc on aura:

$$\mathbf{j_t = J_L + J_s \quad (m) \quad (IV-8)}$$

Il s'ensuit que :

$$\mathbf{j_t = 1.15 j_L \quad (IV-9)}$$

IV-6-4-Détermination de la puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée d'après la formule suivante :

$$\mathbf{P_a = \frac{\rho \cdot g \cdot HMT \cdot Q}{\eta} \quad (IV-10)}$$

Avec :

- ❖ **Pa** : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- ❖ **η** : Rendement de la pompe (%) ;
- ❖ **Hmt** : Hauteur manométrique de la pompe (m) ;
- ❖ **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 kg/m³) ;

IV-6-5-Détermination de la hauteur manométrique :

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement :

$$\mathbf{Hmt = H_g + H_t \quad (IV-11)}$$

❖ **La hauteur géométrique H_g :**

La hauteur géométrique de refoulement H_g est égale à la différence entre la cote du réservoir d'arrivée et celle du forage ou du terrain naturel (cote départ).

$$\mathbf{H_g = C_a - C_D \quad (m)}$$

Avec :

Ca : Cote du réservoir d'arrivé en (m) ;

CD : cote du forage 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.

IV-6-6-Energie consommée 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 :

$$\mathbf{E} = \mathbf{p} \times \mathbf{tp} \times 365 \quad \mathbf{(IV-12)}$$

Avec :

tp : Nombre d'heures de pompage (**24 h** pour les forages, **20 h** pour la station pompage) ;

P : Puissance de pompage en (KW, h).

E : énergie consommée (kW/an).

IV-6-7-Détermination des Frais d'exploitation :

D'après les tarifs obtenus auprès de SONELGAZ-jijel, le cout du 1 KWh est de 4.179

DA. D'où le cout de l'énergie consommé par la pompe sera :

$$\mathbf{F_{exp}} = \mathbf{E} \times \mathbf{e'} \quad \mathbf{(IV-13)}$$

Avec :

- ❖ **E** : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- ❖ **e'** : Prix de l'unité de l'énergie.

IV-6-8-Détermination des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissements (Fam) en [DA] sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, multiplié par le coefficient d'Annuité A :

$$\mathbf{Fam} = \mathbf{Puc} * \mathbf{L} * \mathbf{A} \quad \mathbf{(IV-13)}$$

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

Avec :

Fam : frais d'amortissement [DA]

Puc : prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pause, fourniture et terrassements [DA/ml] ; [Annexe 3].

L : longueur de la conduite [m]

A : annuité d'amortissement [-]

i : indice d'annuité $\approx 8\%$ (en ALGERIE)

n : nombre d'années d'amortissement (n=30ans).

$$\mathbf{A} = \mathbf{0.089}$$

IV-6-9 Bilan des frais :

Le bilan des frais F_t (DA) est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'exploitation et les frais d'amortissement. . Il est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{F_t} = \mathbf{F_{exp} + F_a} \quad \mathbf{(IV-15)}$$

Le choix de diamètre est alors porté pour le diamètre ayant le bilan des frais moins élevés.

IV-7 calculs hydrauliques :

IV-7-1calcul de la conduite par refoulement :

Forage →→ réservoir

- **Forage:**

-cote du terrain naturel **132** m

- **Réservoir :**

-cote du terrain naturel **261** m.

$$\mathbf{H_g} = 261 - 132 = \mathbf{129} \text{ m}$$

- Débit à canaliser : $Q_{\max j} : 851.28 \text{ m}^3/j = 9.85 \text{ l/s} = 0.00985 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur de la conduite : $L=2750\text{m}$
- La hauteur géométrique : $H_g=129 \text{ m}$

La valeur approchée du diamètre économique est donnée par :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.00985} = 0.099\text{m}$$

$$D = 1.5\sqrt{Q} = 1.5\sqrt{0.00985} = 0.148 \text{ m}$$

Donc, les diamètres fonte ductile normalisés choisies sont: **110, 125, 160**.

❖ **Les frais d'amortissement :**

D (m)	Prix m (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0.110	3144,81	2750	769692.25
0.125	4336,43	2750	1061341.743
0.160	5500,29	2750	1346195.98

Tableau IV-1: Frais D'amortissement pour les différents diamètres

❖ **Les frais d'exploitation :**

Pour trouver les frais d'exploitation, il faut d'abord chercher les pertes de charge afin de calculer la hauteur monométrique totale (**HMT**)

D(m)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	j(m/m)	$\Delta H_L(m)$	$\Delta H_S(m)$	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)
0.110	2750	1.037	100149	0.018396	0.0887	25.26	3.8	29.06	158.06
0.125	2750	0.8	87796	0.018801	0.00981	13.60	2.04	15.64	144.64
0.160	2750	0.49	68832	0.019647	0.00997	4.13	0.62	4.75	133.75

Tableau IV-2 : pertes de charge et hauteur manométrique totale pour les différents diamètres.

D (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0.110	21.81	159213	665510.34
0.125	19.97	145781	9609364.58
0.160	18.46	134779.5	563378.31

Tableau IV-3 : puissance et prix d'énergie

D EXT (m)	0.110	0.125	0.160
Frais exp (Da)	665510.34	609364.58	563378.31
Frais amts (Da)	769692.25	1061341.743	1346195.98
Bilan (Da)	1435202.6	1670706.28	1909574.29

Tableau IV-4 : le bilan des frais d'amortissement et d'exploitation**IV-8 conclusion :**

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement), a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Ces besoins nous ont permis de calculer les diamètres économiques nécessaires avec des frais minimaux pour les conduites de refoulement., on a déterminé les diamètres avantageux.

- On constate d'après les résultats ci-dessus que le diamètre économique de l'adduction est le DN = **110 mm**
- Du fait qu'il présente le plus petit bilan, tout en étant le siège d'une vitesse raisonnable **1.037 m/s**, par conséquent, c'est ce diamètre qui sera adopté pour le projet, vu la Hmt de **158.06m**.

Introduction :

Le but de ce chapitre est l'étude et le choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet qui permet d'assurer le débit demandé et la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompage projetées et deux existantes le long de l'adduction. Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement .

V.1. Définition de la pompe :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique, elle est composée par des organes différents. La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe :

- ✓ Horizontal .
- ✓ Vertical .
- ✓ Oblique .

V.2. Classification des pompes :

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories :

• Les pompes volumétriques :

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement). Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, et élèvent de faibles débits à des pressions élevées on distingue :

- ✓ pompe alternative (à piston).

✓ pompe rotative (vis d'Archimède).

• **Les turbopompes :**

Le principe de fonctionnement des Turbo-pompes, consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement, au moyen de l'élément actif de la pompe appelé "La roue" ou "Rotor"; Par contre, le principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste en un déplacement d'un volume élémentaire de liquide de l'aspiration vers le refoulement. Les turbopompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable (A.E.P) et l'irrigation.

Par ailleurs les pompes volumétriques sont surtout utilisées pour les hydrocarbures (pompe à piston) et pour l'épuration (vis d'Archimède). On peut classer les Turbo-pompes selon les paramètres suivants :

1) Selon le type de la roue :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes hélico-centrifuges
- Les pompes hélices (axiales)

2) Selon le nombre d'éléments disposés en série :

- Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprenant une série d'aubes fixes.
- Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série ; le fluide qui rentre vas parcourir successivement chaque cellule.

3) Selon la disposition de l'axe de la pompe :

- Les pompes axiales.
- Les pompes horizontales.

4) Selon la nature du fluide véhiculé :

- Fluide compressible.
- Fluide incompressible.

5) Selon l'importance de la pression produite :

- Basse pression.
- Moyenne pression.
- Haute pression.

Dans la présente étude, on s'intéressera aux pompes centrifuges, et cela pour les raisons suivantes :

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

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

❖ **Suivant la forme de la roue :**

- Pompes centrifuges radiales ;
- Pompes centrifuges semi-axiales.

❖ **Suivant la forme du corps de la pompe :**

- Pompes à volute ou colimaçon ;
- A diffuseur circulaire ou type burine.

❖ **Suivant le nombre de roue :**

- Monocellulaires : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau ;
- Multicellulaires : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.

❖ **Suivant la position de son axe :**

- Pompes à axe horizontal ;
- Pompes à axe vertical.

V.3. Caractéristique hydraulique d'une pompe :

V.3.1. Vitesse de rotation :

C'est le nombre de tours qu'effectue la roue par unité de temps. Cette vitesse est notée « N », l'unité de mesure la plus utilisée est le tour/minute. Le déplacement angulaire (w) qu'effectue la roue d'une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire.

$$W = \frac{2\pi N}{60} = \frac{\pi N}{30} \quad (\text{V.1})$$

V.3.2 : Débit « Q » d'une pompe :

C'est le volume d'eau qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps, ce débit est noté

« Q ». Le débit Q est fonction de la vitesse moyenne V d'écoulement du liquide et du Diamètre D de la canalisation :

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

V.3.3 Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt :

La Hmt d'une pompe est la différence de pression en (m.c.e) entre l'orifice d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (Jasp, Jref).

$$Hmt = Hg + J_{asp} + J_{ref} \quad (\text{V.3})$$

V.3.4 Puissance (utile et absorbée) :

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée (Pa) de cette pompe en (KW). Cette puissance est exactement la puissance mécanique du moteur d'entraînement de la pompe.

$$Pa = \frac{9.81 \times Hmt \times Q}{\eta} \quad (\text{V.4})$$

La puissance transmise à l'eau correspond au travail à effectuer pour élever un débit Q (m³/h) de liquide de masse volumique ρ (kg/m³) à la hauteur H (m) appelée puissance hydraulique utile Pu.

$$Pu = \rho g Q Hmt \quad (\text{V.5})$$

Le rapport de la puissance utile Pu et la puissance absorbée Pa est le rendement de la pompe η_p qui est donné par la relation suivante :

$$\eta_p = \frac{p_u}{p_a} = \frac{\rho g H_{mt} Q}{p_a} \quad (\text{V.6})$$

η_p : Le rendement de la pompe.

P_a : Puissance absorbée par la pompe en (Kw).

Q : débit a relevé en (m³/s).

H : hauteur d'élévation en (m).

V.4. Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont conditionnés par les paramètres suivants:

- assurer le débit Q et la hauteur H_{mt} ,
- avoir le meilleur rendement,
- vérifier la condition de non cavitation,
- vitesse de rotation la plus élevée,
- puissance absorbée minimale,
- Assurer une capacité d'aspiration forte.

V.5. Les Courbes caractéristiques des pompes :

V.5.1. Courbes caractéristiques des pompes centrifuges :

Les principales courbes qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont au nombre de trois.

- **Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$**

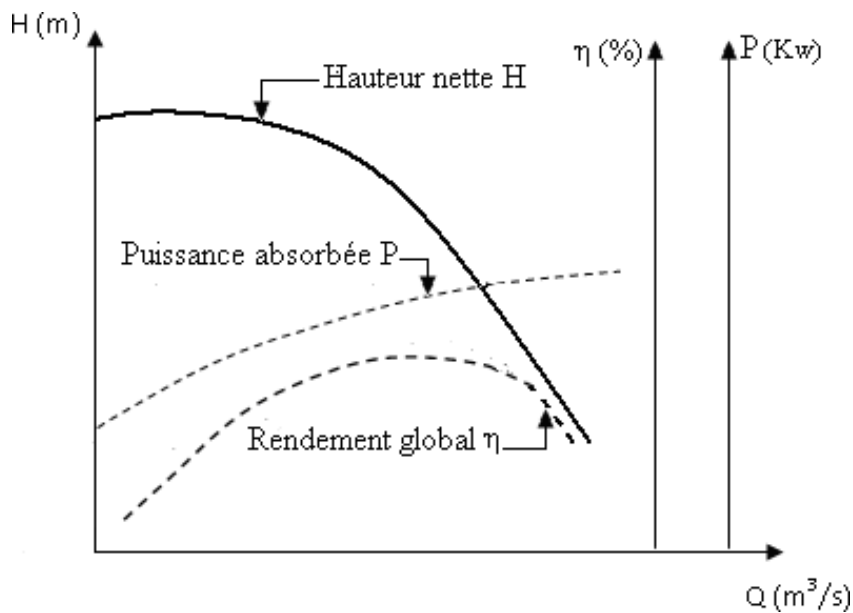
Cette courbe exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit. Elle consiste en une ligne qui part du point à vanne fermer (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximale) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente.

- **Courbe de rendement : $\eta = f(Q)$**

Elle exprime la variation du rendement (η) de la pompe en fonction des débits à relever, cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit. Elle passe par l'origine puisque à $Q = 0$, le rendement (η) est nul.

- **Courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$**

Elle exprime les puissances absorbées par les pompes en fonction des débits, c'est une branche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas .



Figure(V.1) Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

V.5.2. Courbes caractéristiques de la conduite:

La courbe caractéristique de réseau est la représentation graphique de la hauteur manométrique totale de l'installation(H_{mt}) nécessaire à l'installation en fonction du débit(Q). Elle se compose d'une composante statique et d'une composante dynamique.

- ✓ La composante statique, à savoir la hauteur géométrique (H_g) est indépendante du débit.
- ✓ La composante dynamique est composée de la perte de charge, qui augmente de manière proportionnelle au carré du débit (Q).

La hauteur manométrique de la pompe est calculée suivant l'équation (V.7) :

$$\mathbf{H_{mt} = H_g + Jt} \quad \mathbf{(V.7)}$$

Avec :

$$\mathbf{Jt} = 1,15 \times L \times \mathbf{J_u} \quad (\mathbf{V.8})$$

D'où :

$$\mathbf{J_u} = \frac{\lambda v^2}{2gD} \quad (\mathbf{V.9})$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur :

$$\mathbf{Jt} = \frac{1.15 \times \lambda \times l \times 8}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad (\mathbf{V.10})$$

Donc :

$$\mathbf{H_{mt}} = H_g + K Q^2 \quad (\mathbf{V.11})$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique en (m).

KQ² : valeur de la perte de charge au point considéré en (m).

Q : Débit (m³/j).

K : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)

D : diamètre de la conduite en (m) ;

L : longueur de la conduite en (m) ;

g : accélération de la pesanteur (g= 9.81 m/s) ;

λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

V.6. Couplage d'une pompe :

Pour parvenir à obtenir certaines conditions de fonctionnement impossibles à réaliser avec une seule pompe, les utilisateurs associent parfois deux pompes dans des montages en série ou en parallèle. On considère deux pompes P1 et P2 ayant des caractéristiques différentes.

V.6.1. Couplage en parallèle :

Le couplage en parallèle permet d'augmenter le débit dans le réseau: il convient bien pour un réseau présentant des pertes de charge assez faibles. Les pompes sont parfois montées en parallèle (by-pass) avec une seule des deux fonctionnant. En cas de panne ou pour une action

de maintenance le montage permet alors de continuer à fonctionner en démarrant la deuxième pompe.

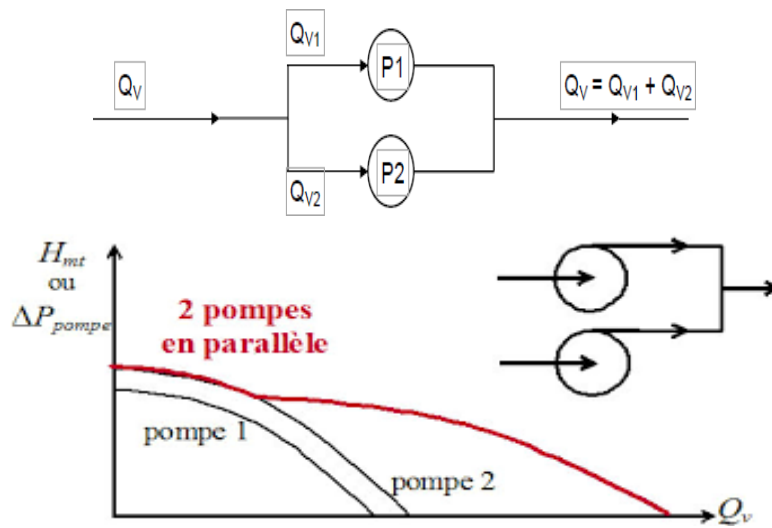


Figure (V.2) Couplage en parallèle

V.6.2. Couplage en série :

Les pompes P1 et P2 montées en série sont traversées par le même débit de liquide Qv. à un débit donné, la hauteur manométrique totale de ce couplage H série est la somme des hauteurs manométriques totales Hmt1 et Hmt2 des deux pompes fonctionnant séparément à ce même débit.

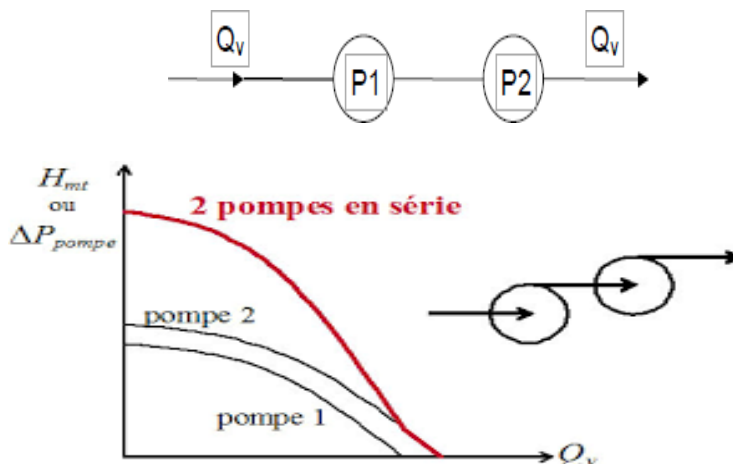


Figure (V.3) Couplage en série

V.7. point de fonctionnement :**V.7.1. Recherche du point de fonctionnement :**

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite, est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques précédentes, la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite.

Le point d'intersection entre ces deux courbes représente le point de fonctionnement d'une pompe.

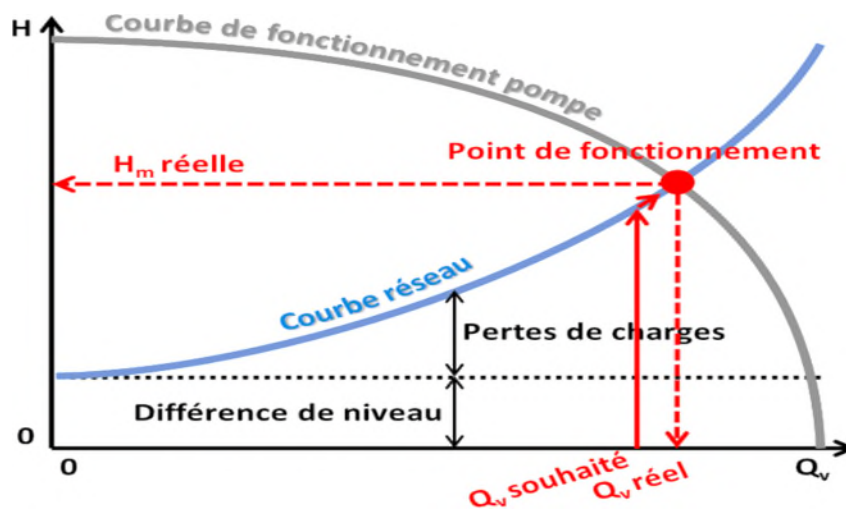


Figure (V.4) : point de fonctionnement d'une pompe

V.7.2. Réalisation du point de fonctionnement désiré :

Dans le cas où le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon on sera dans l'obligation de porter les modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement. Les différentes techniques pour la recherche du point de fonctionnement désiré sont :

1er Variante : « Réduction ou augmentation du temps de pompage »

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de telle façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 20$ heures est de

$V (m^3) = 20 \times Q_1$, ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . Donc on peut écrire :

$$T \cdot Q = T_1 \cdot Q_1$$

$$T = 20 \times \frac{Q_1}{Q} \tag{V.12}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa' = \frac{g \times Q_1 \times H}{\eta}$$

η : Rendement correspondant au point $P_1 (Q_1, H_1)$.

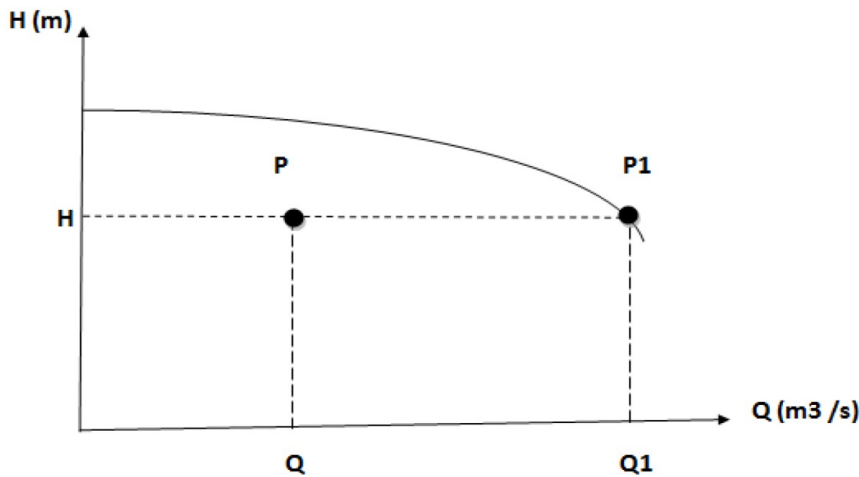


Figure (V.5) : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage

2ème Variante : « Régulation par étouffement (Vannage) »

Le principe de cette méthode est d'accepter la caractéristique de la pompe et de vanner sur le refoulement (la courbe $H = f(Q)$) pour créer une perte de charge de façon à obtenir le débit désiré (Q). C'est pour cela d'ailleurs que le vannage est souvent déconseillé (Figure (VI.5)).

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta}$$

Avec : $H' = H+h$ (V.13)

Où :

H' : hauteur correspondant à la projection du débit désiré sur la courbe caractéristique de la pompe [m]

H : La hauteur manométrique totale au point désiré (Q, H) ;

h : Perte de charge engendrée par le vannage ;

η : Rendement correspondant au point P (Q, H).

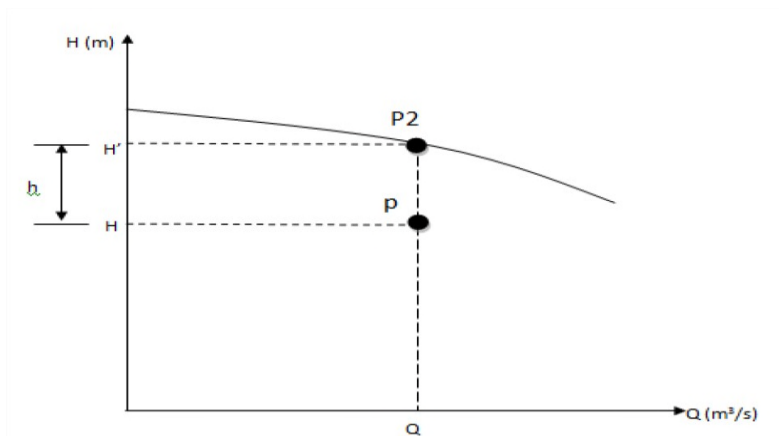


Figure (V.6) : Recherche du point de fonctionnement désiré par étouffement

3ème Variante : « Rognage de la roue de la pompe »

Pour faire passer la courbe $H = f(Q)$ de la pompe par le point de fonctionnement désiré (P), en gardant la même vitesse de rotation N , la solution consiste à diminuer le diamètre de la roue (rognage), à cet effet, on trace une droite passant par l'origine et le point P, celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q_3, H_3) qui est le point homologue de P avant le rognage (Figure (VI.7)). On aura donc :

$$m = \sqrt{\frac{Qd}{Q_3}} = \sqrt{\frac{H}{H_3}} = \frac{d}{D} \tag{V.14}$$

Avec :

m : Coefficient de rognage.

d : Diamètre de la roue après rognage (m) ;

D : Diamètre de la roue avant rognage (m).

Le pourcentage de rognage sera :

$$\mathbf{R = 1 - m (\%)} \quad \mathbf{(V.15)}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$\mathbf{Pa = \frac{g \times Q_3 \times H_3}{\eta}}$$

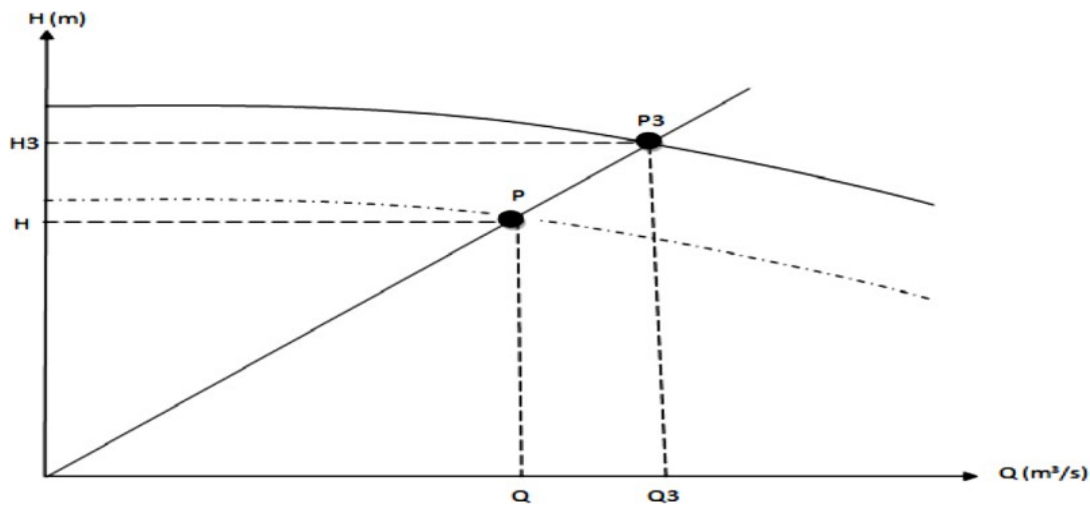


Figure (V.7) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.

4ème Variante : « Variation de la vitesse de rotation »

Cette méthode consiste à faire varier la vitesse de rotation, à cet effet, on cherche une vitesse N' (tr/min), pour cela on trace la parabole (H = a × Q²) passant par l'origine et par le point désiré P et coupe la caractéristique de la pompe au point P₄ (Q₄, H₄) (Figure (VI.8)).

$$\mathbf{N' = \frac{Q}{Q_4} N} \quad \mathbf{(V.16)}$$

La puissance absorbée sera : $\mathbf{Pa = \frac{g \times Q_4 \times H_4}{\eta}}$

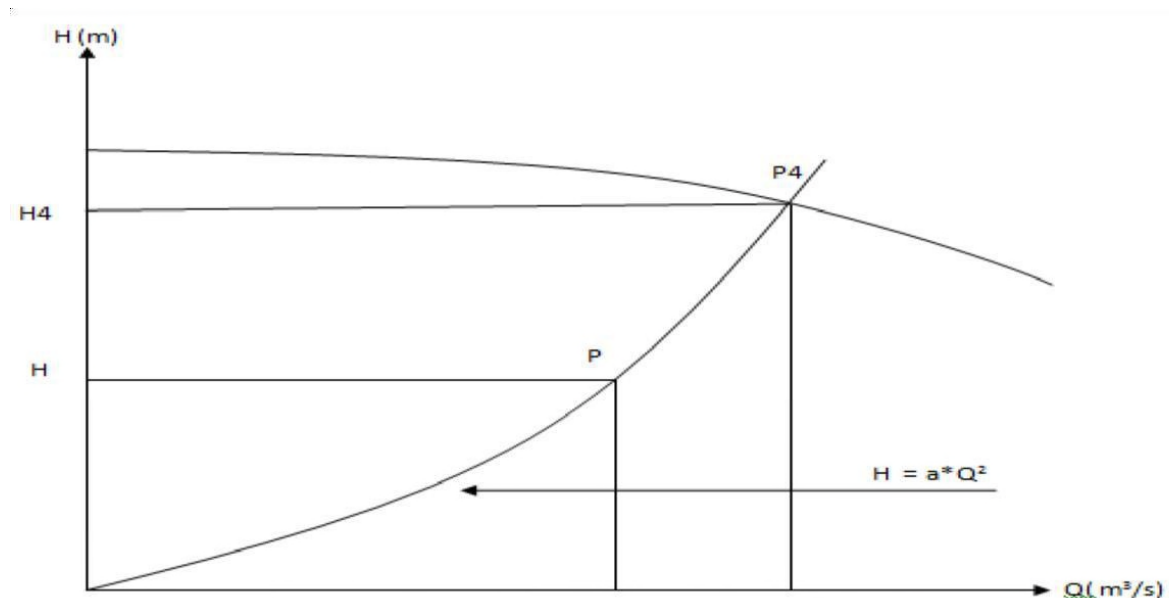


Figure (V.8): Recherche du point de fonctionnement désiré par variation de la vitesse de rotation

V.8. Etude de cavitation :

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences:

- érosion du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes de turbine des pompes centrifuges.
- Augmentation du bruit et des vibrations générées par la pompe
- chutent des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Ce phénomène est dû à la baisse de pression occasionnée par:

- L'élévation géométrique au-dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe;

- Les pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- L'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement particulièrement importante dans la roue de la pompe.

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\mathbf{NPSH_d > NPSH_r}$$

NPSH est l'abréviation de l'expression anglaise « Net-Positive-Suction-Head », encore appelée « hauteur d'aspiration nette positive »

✓ **NPSH disponible :**

Le NPSH disponible est, par définition, la valeur de la pression absolue mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe, compte tenu des dispositions prises à l'aspiration (diamètre du conduit, présence du clapet de pied, coudes...).

✓ **NPSH requis :**

Chaque constructeur possède, pour chaque type de pompe et pour une vitesse de rotation déterminée, une courbe donnant la valeur du NPSH requis en fonction du débit de la pompe considérée. Afin que les conditions d'aspiration définies par l'utilisateur (NPSH disponible) soient toujours satisfaites par la pompe, il faudra que le NPSH disponible soit toujours supérieur au NPSH requis (de quelques décimètres).

Le **NPSH_d** sera donné suite à la relation de **Bernoulli** appliquée entre le plan d'aspiration (**Z₀, P₀**), et l'entrée de la pompe (**Z₁, P₁**) et en considérant **J_a** la perte de charge à l'aspiration

$$Z_0 + \frac{P_0}{\omega} + \frac{v_0^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\omega} + \frac{v_1^2}{2g} + J_a \frac{P_1}{\omega} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{P_0}{\omega} - (Z_1 - Z_0) - J_a \quad \mathbf{(V.17)}$$

Sachant déjà que **NPSH_d** est la somme de la pression absolue $\frac{P_0}{\omega}$ et de l'énergie cinétique

diminuée de la tension de la vapeur pour la température de l'eau $h_v = \frac{P_v}{\omega}$ donc :

$$\mathbf{NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} - h_v = \frac{P_0}{\omega} + (Z_0 - Z_1) - J_a - h_v} \quad \mathbf{(V.18)}$$

Avec :

$$\text{NPSH}_r = \frac{P_1}{\omega} - h_v \tag{V.19}$$

Ha : Hauteur d’aspiration en (m).

Ja : perte de charge à l’aspiration en (m).

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

Hv : La pression de vapeur maximale que l’air peut supporter à une température donnée
 Dans Tableau suivant :

T(°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Hv	0.06	0.083	0.125	0.24	0.23	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

Tableau (V.1) : tension de vapeur de l’eau pompée en fonction de la température

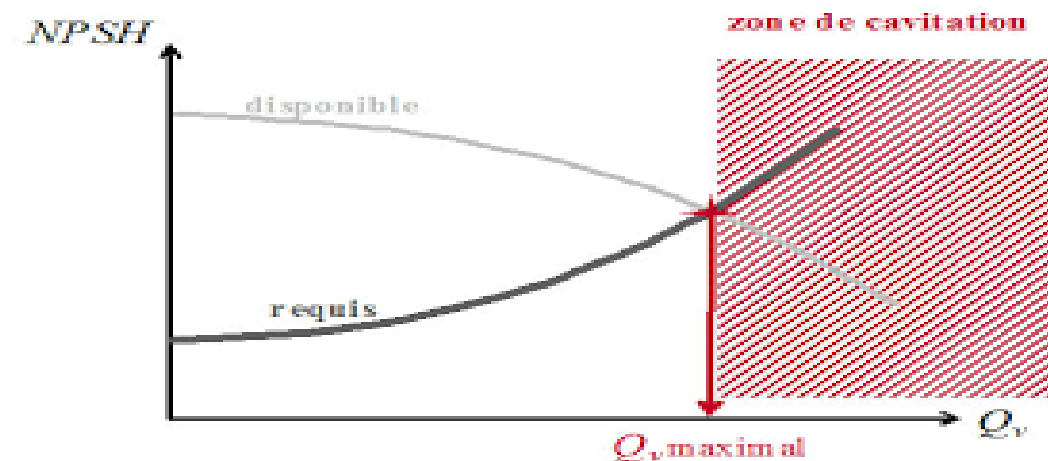


Figure (V.9): Graphe des courbes NPSH

Remarque :

Le calcul du **NPSH_a** est lié à leur placement de la pompe par rapport au réservoir ainsi qu’aux défèrent singularités et les caractéristique de la conduite d’aspiration.

V.9. Choix des pompes pour la station de reprise :

Pour les calculs nous avons pris un seul cas qui est la station de reprise :

- Débit à relever: $Q_r = 9.85 \text{ l/s} = 35.46 \text{ m}^3/\text{h}$
- La hauteur manométrique totale : **158.06 m**
- La hauteur géométrique : $H_g = 129 \text{ m}$
- La longueur de la conduite : $L = 2750 \text{ m}$

❖ Dans notre cas, il nous faut deux pompes en série et une en secours.

On choisit la courbe de pompe (**HMU50-1/ 4A**) ayant les caractéristiques suivantes :

-vitesse de rotation : $N = 2950 \text{ tr/mn}$

-rendement : 69.5%

-diamètre de la roue : $\Phi = 50 \text{ mm}$

-puissance : $P = 23 \text{ KW}$

-le débit total à refouler est de : 9.85 l/s

HMU50-1/ 4A	
Caractéristiques requises	
Débit	9,85 l/s
Hauteur de refoulement	160 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	9,53 l/s
Hauteur de refoulement	161 m
Puissance absorbée	23 kW
Rendement	69,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	188 m
Orif. de refoulement	50 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	30 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé Teneur maximum en matières solides	363 K 40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
Caractéristiques generals	
Poids	429 kg

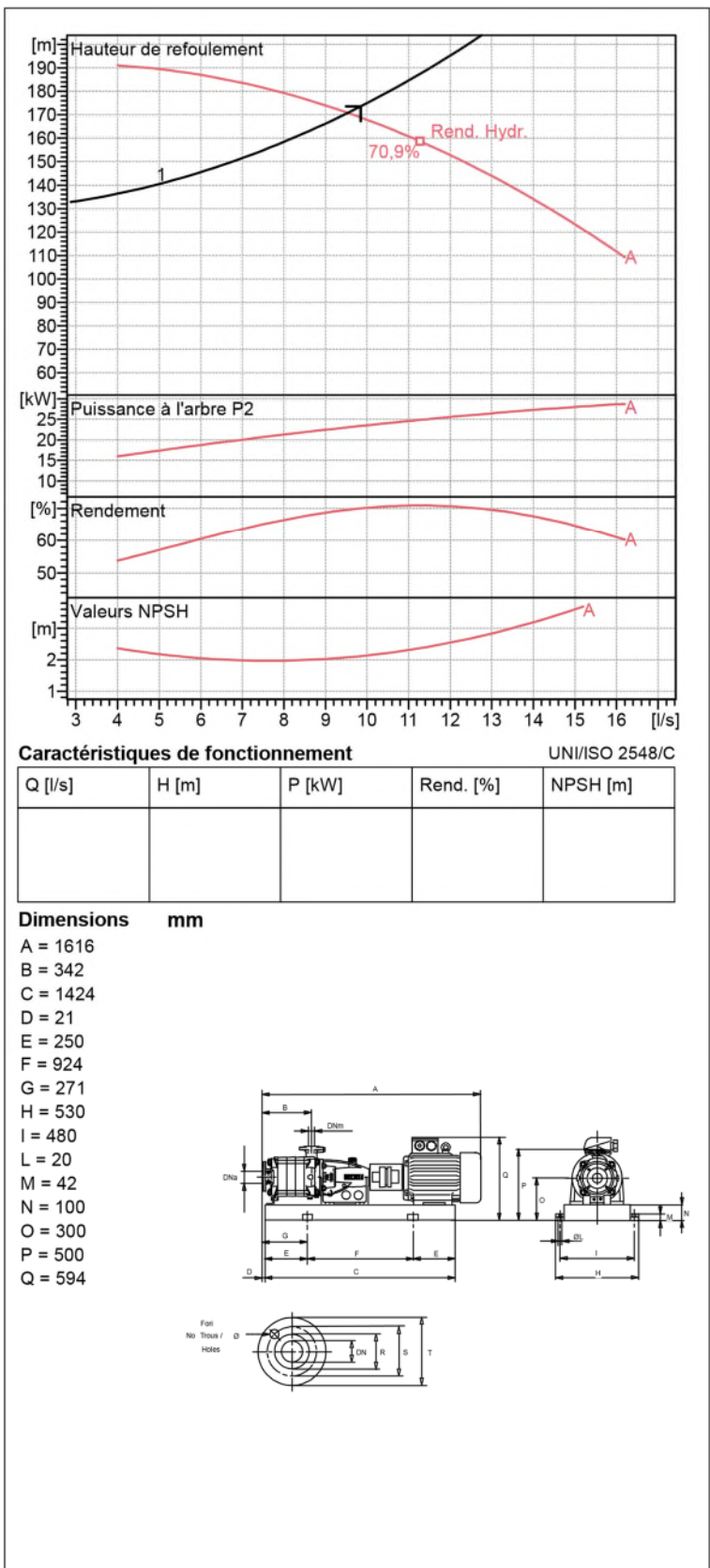


Figure (V.10) Choix de pompe

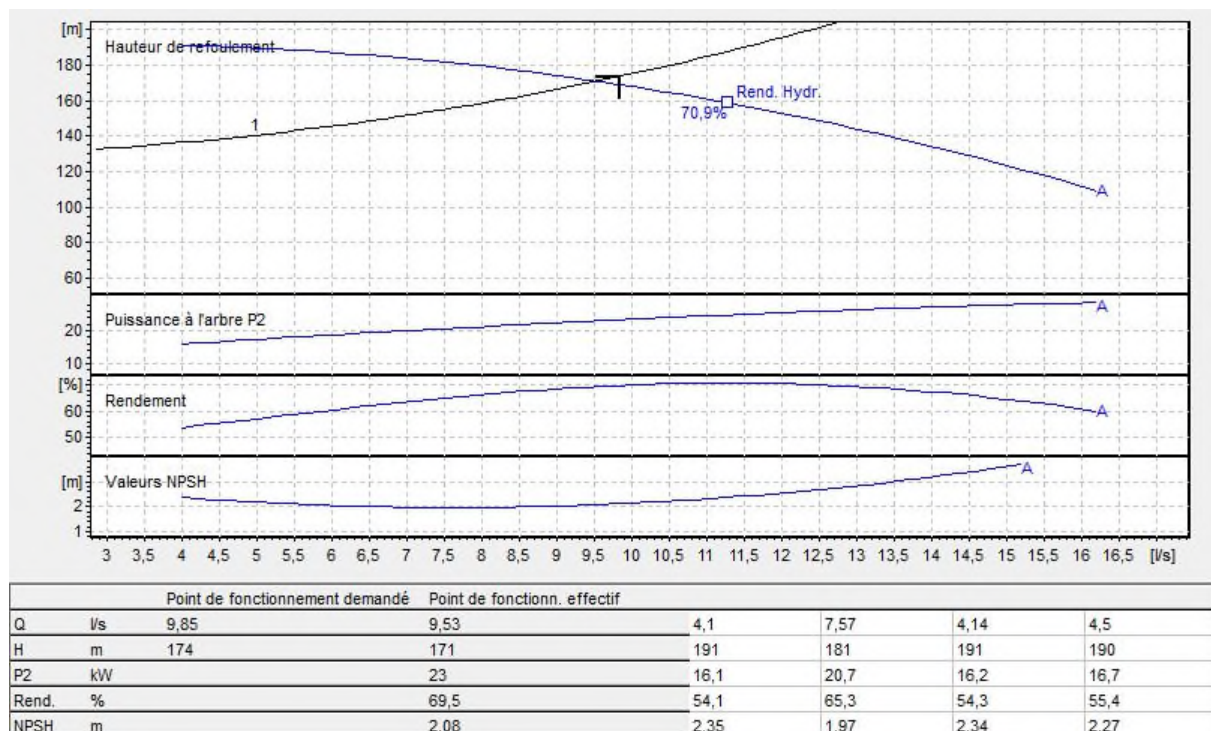


Figure (V.11) Les courbes caractéristiques de la pompe

D'après la figure (V.11) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (9.5 ; 170) correspond avec le point désiré (9.8 ; 172)

- Etude de la cavitation :

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

$(NPSH)_r = 2.08 \text{ m}$

En appliquant la relation (4.11) ci-dessus, on aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09 \text{ m}$$

D'ou :

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

V.10 Conclusion :

En conclusion, pour notre projet, nous projetons pour notre forage une pompe immergée de type (**HMU50-1/ 4A**) avec 1 autre de secours. pour notre pompe du forage on aura une hauteur total (**Hmt=158.06 m**) et un débit de (**Q=35.46 m³/h**) pour un temps de pompage de **20h**,

- Pour la cavitation le problème se pose pas par ce qu'on a des pompes immergées.

VI -1 introduction:

Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux différentes catégories de consommateurs, et à tous les points de l'agglomération, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

VI -2 Classification des réseaux de distribution:

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

Réseau ramifié. Réseau maillé. Réseau étagé.

a) Réseau ramifié:

Caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être Economique mais manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture

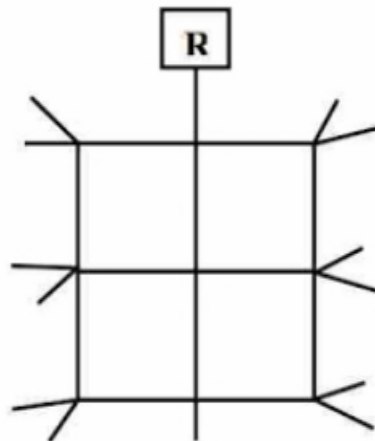


Figure (VI -1) : Réseau ramifié

b) Réseau maillé:

Permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de l'alimentation en aval. Il est plus coûteux, mais préférable au réseau ramifié, pour la commodité et la sécurité qu'il procure .

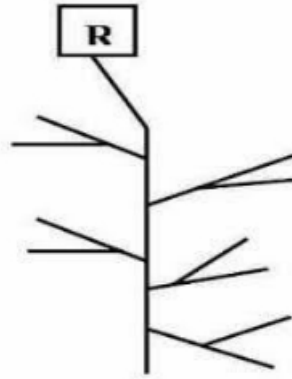


Figure (VI -2) : Réseau maillé.

c) Réseau étagé:

Il est constitué de réseaux indépendants, permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et des dénivelés importantes.

d) Réseau à alimentation distincte :

Constitué généralement de deux réseaux, l'un pour la distribution de l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre pour la distribution de l'eau non potable réservé aux usages industriels, lavage des rues et arrosages des plantations. Ce réseau ne se justifie que dans les installations extrêmement importantes.

e) Réseau mixte:

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

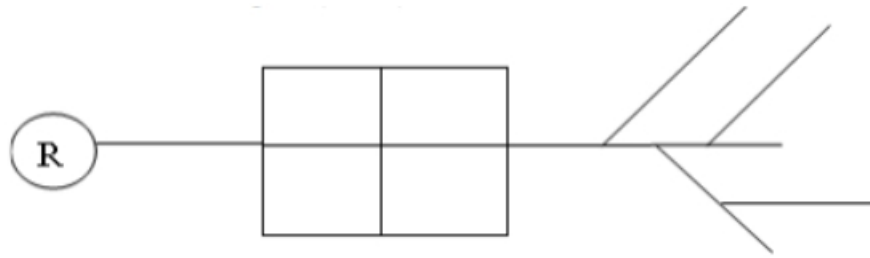


Figure (VI -3) : Réseau mixte.

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

Tableau (VI. 1) : caractéristiques des réseau d'alimentation en eau potable.

VI -3- Conception d'un réseau de distribution:

Pour concevoir un réseau de distribution nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau. Parmi ces facteurs on citera:

- 1) L'emplacement des quartiers.
- 2) L'emplacement des consommateurs.
- 3) Le relief.
- 4) Le souci d'assurer un service souple et précis.

VI -3-1 Choix du tracé:

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

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

VI -4 Choix des conduites de distribution:

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

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

✓ Pour notre cas, on a choisi comme matériau pour les conduites du réseau de distribution, le

PEHD, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

-Facilité de pose (grande flexibilité).

-Résiste à l'entartage.

-Résiste à la corrosion interne et externe et microbiologique.

-Durée de vie prouvée par l'expérience. Le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

-Bonnes caractéristiques hydrauliques.

-Coefficient de la rugosité très faible.

·Répond parfaitement aux normes de potabilité.

·Disponibilité sur le marché.

·Bonne résistance mécanique, et existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20, PN25.

VI -5 Equipement du réseau de distribution (Appareils et accessoires):

Le réseau de distribution est doté des accessoires qui devront être utilisés pour

l'équipement de celui-ci. On en cite :

· **Les canalisations** : Les réseaux de distribution sont constitués de :

* Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.

* Conduites secondaires qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.

· **Robinets vannes** : Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent

l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille », Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

· **Bouches ou poteau d'incendie** : Les bouches ou les poteaux d'incendie

doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum

17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

· **Clapets** : Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau d'aller en sens contraire de l'écoulement prévu.

· **Ventouses** : Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus

hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Les

ventouses sont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

· **Régulateurs de pression** : Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

· **Robinets de vidange (décharge) :** Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange ; et seront posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

· **Pièces spéciales de raccord :** Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet :

- **Les Tés :** On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.
- **Les coudes :** Utilisés en cas de changement de direction.
- **Les cônes de réduction :** Ce sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres différents.

VI-6 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le système de distribution avec un réservoir de tête est caractérisé par deux cas :

- cas de pointe.
- cas de pointe plus l'incendie.

VI- 6 -1 Débit de pointe :

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

$$Q_p = Q_{\max.j} \times P \quad \text{(VI.1)}$$

Avec :

- **Q_p** : débit de pointe (l/s) .
- **Q_{max.j}** : débit maximum journalier (m³/j) .

- **P** : pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe.

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

$$Q_p = 9.85 \times 0.104 = 1.024 \text{ l/s.}$$

VI- 6-2 Débit spécifique :

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

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad \text{(VI.2)}$$

Avec :

- **Q_s** : débit spécifique (l/s.m)

- **Q_p** : débit de pointe (l/s)

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

VI- 6-3 Débit de route :

Il se définit comme étant le débit répartis uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \quad \text{(VI.3)}$$

Avec :

- **Q_r** : débit de route (l/s) .

- **L_{ij}** : longueur du tronçon (i - j).

VI- 6-4 Débit aux nœuds :

Le débit au noeud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_c \quad \text{(VI.4)}$$

Avec :

Q_n : débit au noeud (l/s) .

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

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

VI-7 Le calcul des débits en route et les débits aux noeuds :

Les différents résultats des débits sont récapitulés dans les tables (6.1, 6.2 et 6.3)

suivantes :

NOEUD	TRONÇON	LONGEUR	Qs(l/s)	Qr(l/s)	Qn(l/s)
1	R1_1	283	0.0000935	0.0264	0.0144
	1_2	44.9	0.0000935	0.0042	
2	1_2	44.9	0.0000935	0.0042	0.0057
	2_3	77,3	0.0000935	0.00723	
3	2_3	77.3	0.0000935	0.00723	0.0134
	3_4	211.7	0.0000935	0.0197	
4	3_4	211.7	0.0000935	0.0197	0.011
	4_5	29.6	0.0000935	0.00277	
5	4_5	29.6	0.0000935	0.00277	0.0135
	5_6	258.9	0.0000935	0.0242	
6	5_6	258.9	0.0000935	0.0242	0.019
	6_7	157.5	0.0000935	0.0147	
7	6_7	157.5	0.0000935	0.0147	0.015
	7_8	26.5	0.0000935	0.00248	
	7_9	132	0.0000935	0.0123	
8	7_8	26.5	0.0000935	0.00248	0.00124
9	7_9	132	0.0000935	0.0123	0.001
	9_10	80.4	0.0000935	0.00752	
10	9_10	80.4	0.0000935	0.00752	0.016
	10_11	252.3	0.0000935	0.0236	
11	10_11	252.3	0.0000935	0.0236	0.023
	11_12	233.6	0.0000935	0.0218	

12	11_12	233.6	0.0000935	0.0218	0.014
	12_13	75.9	0.0000935	0.0071	
13	12_13	75.9	0.0000935	0.0071	0.025
	13_14	448	0.0000935	0.042	
14	13_14	448	0.0000935	0.042	0.024
	14_15	60.4	0.0000935	0.00564	
15	14_15	60.4	0.0000935	0.00564	0.024
	15_16	462.6	0.0000935	0.043	
16	15_16	462.6	0.0000935	0.043	0.049
	16_17	222.7	0.0000935	0.021	
	16_18	349.5	0.0000935	0.033	
17	16_17	222.7	0.0000935	0.021	0.011
18	16_18	349.5	0.0000935	0.033	0.042
	18_19	16	0.0000935	0.0015	
	18_20	526.9	0.0000935	0.049	
19	18_19	16	0.0000935	0.0015	0.00075
20	18_20	526.9	0.0000935	0.049	0.076
	20_21	572.7	0.0000935	0.054	
	20_22	509.5	0.0000935	0.048	

42	41_42	76.8	0.0000935	0.0072	0.0036
43	41_43	76.6	0.0000935	0.0072	0.0036
44	41_44	28.8	0.0000935	0.0027	0.00135
45	41_45	188.4	0.0000935	0.018	0.009
46	41_46	373.9	0.0000935	0.035	0.0175

Tableau (VI.2) Débits aux nœuds le cas de pointe

VI-7-1 Modélisation du réseau par logiciel Epanet :

Epanet est un logiciel servant à l’analyse de systèmes de distribution d’eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l’eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression “conduites”.

VI-7-2 Les étapes d’utilisation d’Epanet :

21	20_21	572.7	0.0000935	0.054	0.027
22	20_22	509.5	0.0000935	0.048	0.035
	22_29	70.4	0.0000935	0.0066	
	22_23	167	0.0000935	0.016	
23	22_23	167	0.0000935	0.016	0.0092
	23_24	25	0.0000935	0.00234	
24	23_24	25	0.0000935	0.00234	0.028
	24_25	464.5	0.0000935	0.043	
	24_26	110.6	0.0000935	0.01	
25	24_25	464.5	0.0000935	0.043	0.022
26	24_26	110.6	0.0000935	0.01	0.035
	26_27	67.6	0.0000935	0.0063	
	26_31	508.2	0.0000935	0.048	
	26_33	61.2	0.0000935	0.0057	
27	26_27	67.6	0.0000935	0.0063	0.022
	27_28	400.3	0.0000935	0.037	
28	27_28	400.3	0.0000935	0.037	0.023
	28_30	91.9	0.0000935	0.0086	
29	22_29	70.4	0.0000935	0.0066	0.0033
30	28_30	91.9	0.0000935	0.0086	0.00043
31	26_31	508.2	0.0000935	0.048	0.026
	31_32	75.3	0.0000935	0.007	
32	31_32	75.3	0.0000935	0.007	0.00035
33	26_33	61.2	0.0000935	0.0057	0.011
	33_34	168.4	0.0000935	0.016	
34	33_34	168.4	0.0000935	0.016	0.032
	34_35	502	0.0000935	0.047	
35	34_35	502	0.0000935	0.047	0.036
	35_36	43.2	0.0000935	0.004	
	35_37	88.5	0.0000935	0.0083	
	35_38	141	0.0000935	0.013	
36	35_36	43.2	0.0000935	0.004	0.002
37	35_37	88.5	0.0000935	0.0083	0.0042
38	35_38	141	0.0000935	0.013	0.019
	38_39	254.5	0.0000935	0.024	
39	38_39	254.5	0.0000935	0.024	0.0185
	39_40	142	0.0000935	0.013	
40	39_40	142	0.0000935	0.013	0.0098
	40_41	69.6	0.0000935	0.0065	
41	40_41	69.6	0.0000935	0.0065	0.038
	41_42	76.8	0.0000935	0.0072	
	41_43	76.6	0.0000935	0.0072	
	41_44	28.8	0.0000935	0.0027	
	41_45	188.4	0.0000935	0.018	
	41_46	373.9	0.0000935	0.035	

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un réseau de distribution

Figure (VI.4) Schéma du réseau**VI-7-4 Résultats après la simulation par logiciel Epanet :**

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque noeud ainsi que la longueur et des diamètres pour chaque arc "conduite", nous pouvons demander à EPANET d'effectuer la simulation du réseau dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5 m/s etv 1.5 m/s) pour chaque conduite. Le schéma du réseau après simulation est présenté dans la figure suivante :

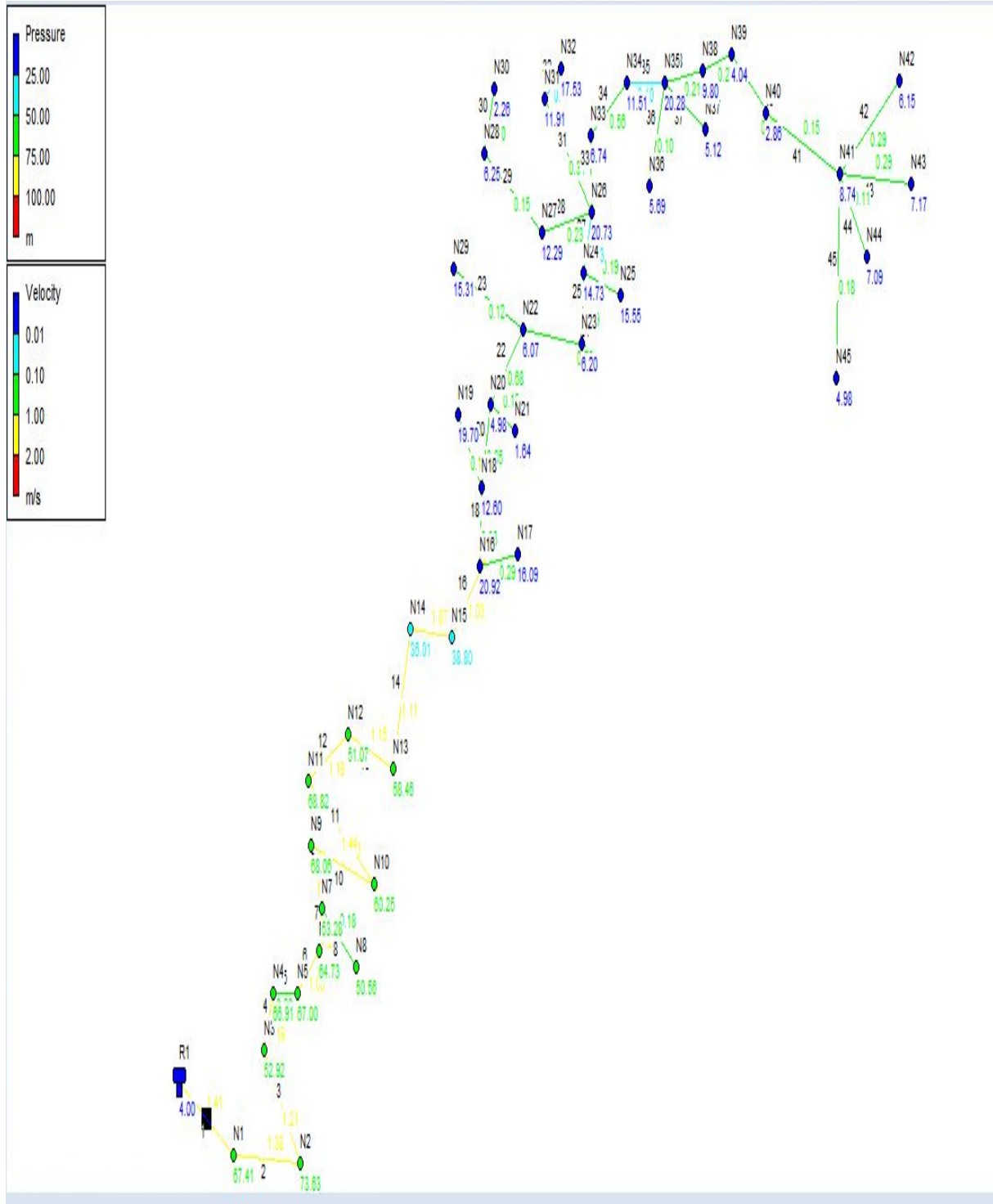


Figure (VI.5) Schéma du réseau après la simulation

Les résultats de simulation des noeuds sont présentés dans la table suivante :

Noeuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
1	170	0.0144	67.41
2	160	0.0057	73.63
3	176	0.0134	52.92
4	150	0.011	66.9
5	149	0.0135	67
6	139	0.019	64.7
7	139	0.015	53.28
8	140	0.00124	50.56
9	135	0.001	68.06
10	127	0.016	60.25
11	126	0.023	68.82
12	123	0.014	51.07
13	119	0.025	58.46
14	117	0.024	36.01
15	116	0.024	38.8
16	114	0.049	20.92
17	110.5	0.011	16.09
18	97	0.042	12.6
19	93.6	0.00075	19.7
20	93	0.076	4.98
21	92	0.027	2.64
22	92	0.035	6.07
23	91.5	0.0092	6.2
24	90.8	0.028	14.73
25	90.4	0.022	15.55
26	90	0.035	20.73
27	89.5	0.022	12.39
28	89	0.023	6.25
29	88.5	0.0033	15.31
30	88.2	0.00043	2.26
31	88	0.026	11.91
32	88	0.00035	17.53
33	87.8	0.011	6.74
34	87.5	0.032	11.51
35	87.3	0.036	20.28
36	87.1	0.002	5.69
37	87	0.0042	5.12
38	86.5	0.019	9.8
39	86.3	0.0185	4.04
40	86	0.0098	2.86
41	85.8	0.038	8.74
42	85.6	0.0036	6.15

43	85	0.0036	7.17
44	83	0.0036	7.09
45	80	0.00135	4.98

Tableau (VI.3) – Etat des noeuds du réseau

- Les résultats de simulation des tronçons sont présentés dans les tables et ci-dessous :

Conduite	longueur	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de Charge unitair (m/km)
1	283	110.2	0.82	1.41	86.91
2	44.9	110.2	0.80	1.38	84.16
3	77,3	34	0.80	1.21	60.91
4	211.7	34	0.78	1.19	56.66
5	29.6	34	0.77	0.90	30.85
6	44.6	34	0.76	1.08	47.37
7	258.9	27.2	0.74	1.28	72.73
8	157.5	16	0.00	0.51	64.95
9	26.5	27.2	0.73	1.25	69.88
10	132	27.2	0.72	1.26	72.25
11	65.3	27.2	0.71	1.44	100.80
12	80.4	27.2	0.69	1.18	63.11
13	252.3	27.2	0.67	1.15	60.81
14	233.6	27.2	0.65	1.11	56.81
15	75.9	16	0.62	1.07	53.08
16	448	27.2	0.60	1.03	49.47
17	60.4	16	0.01	0.29	19.44
18	462.6	27.2	0.54	0.93	40.96
19	222.7	16	0.00	0.15	81.45
20	349.5	27.2	0.50	0.85	35.34
21	16	16	0.03	0.15	2.34
22	526.9	27.2	0.39	0.68	23.37
23	572.7	27.2	0.2	0.12	10.80
24	509.5	16	0.35	0.72	29.21
25	25	110.2	0.34	0.59	18.61
26	464.5	16	0.02	0.19	4.70
27	110.6	16	0.29	0.03	0.02
28	67.6	16	0.05	0.23	6.43
29	508.2	16	0.02	0.15	2.60
30	61.2	16	0.2	0.10	65.19
31	75.3	16	0.03	0.034	21.29
32	168.4	21	0.15	0.05	18.33
33	91.9	42.6	0.19	0.94	81.45

34	502	16	0.18	0.56	25.13
35	43.2	16	0.15	0.10	0.46
36	88.5	27.2	0.14	0.10	13.58
37	43.2	21	0.12	0.33	69.60
38	141	27.2	0.10	0.21	3.41
39	254.5	21	0.08	0.27	6.89
40	142	16	0.07	0.13	1.31
41	69.6	16	0.06	0.15	1.73
42	76.8	16	0.045	0.29	59.66
43	76.6	16	0.042	0.29	59.66
44	28.8	21	0.03	0.11	22.37
45	188.4	21	0.01	0.18	9.32

Tableau (VI.4) – Etat des conduites du réseau**Remarque :**

Pression : En vue de la bonne tenue des canalisations, il y a lieu d'éviter en ville des pressions supérieures à 60 m qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés .

Vitesse : La vitesse de l'eau dans les conduites est de l'ordre de 0,5 à 1 m/s. Les vitesses supérieures à 1,5 m/s, de même que celles inférieures à 0,5 m/s sont à éviter . Les faibles vitesses favorisent la formation des dépôts, difficiles à évacuer et celles supérieures à 1,5 m/s permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'utilisateur n'en souffre trop.

Recommandations :

Suite aux problèmes de pression, le placement de réducteurs de pression devient une nécessité.

Cette technique permet de créer des pertes de charges singulières capables de maintenir la pression à des valeurs inférieures à 60 m.

Les conduites à faibles vitesses peuvent provoquer une formation de dépôts, et les grandes vitesses augmentent les pertes de charges et altèrent plus rapidement les conduites. Pour cela, on a fait des scénarios sur Epanet pour donner des solutions aux problèmes rencontrés, ces

solutions concernent le changement des diamètres des canalisations. Malgré tout les solutions qu'on a proposé, les faibles vitesses restent un problème dans certain tronçon et même en diminuant les diamètres, la variation de la vitesse reste en dehors de la fourchette. A part ceci, les pressions sont aux normes et les diamètres sont légaux.

On a proposé aussi :

- Ajouter une bêche d'eau à coté du réservoir.
- Changer le type de canalisation.
- Diminuer les diamètres pour les faibles vitesses.
- Créer un maillage pour sécuriser l'alimentation en eau potable.
- Ajouter une vanne régulatrice de pression pour les faibles pressions
- prévoir des evacuations periodiques afin d'eliminer les depots qui se forment au niveau des points ou les vitesses sont presque nulles .



Figure (VI.6) vanne régulatrice de pression

VI-8 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution du bas du village (Oued el katen. Arssa moussa. Arssa bousalem) dont le réseau est du type ramifié. La détermination des paramètres hydraulique tels que le débit, la pression et le diamètre a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN10) pour des diamètres intérieurs compris entre 16 et 110.2 mm.

Conclusion générale

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2051, dont la population de la région d'étude atteindra **4548 habitants**.

Les besoins en eau de la zone d'étude, sont estimés à **9.85 l/s**.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement par refoulement, nous avons projeté une stations. le choix des matériaux des conduites s'est porté sur le (PEHD) pour les avantages qu'il présente (non corrosif, de bonnes caractéristique hydraulique, flexibles disponible sur le marché ...).

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, pour cela nous avons constaté qu'il est nécessaire de réaliser un réservoirs. Pour le choix des pompes, nous avons opté pour la pompe multicellulaire à axe horizontal, de type **(HMU50-1/ 4A)**.

La simulation du réseau a été exécutée avec succès ce qui nous a permis d'établir un état des lieux des paramètres hydrauliques sur tous les réseaux, et nous a aidé à bien comprendre le fonctionnement de notre réseau.

On remarque à travers nos résultats que notre zone d'étude subit de fortes pressions dans certain points (nœuds) de la région (pression > 60m), ce qui peut provoquer des désordres dans les canalisations. Notons aussi que les vitesses, varient de 0.5 à 1.5 m/s.

Il y a lieu d'indiquer que les vitesses faibles favorisent des dépôts dans les conduites de distribution, et les fortes pressions nous donnent des pertes de charge considérables et fatiguent les joints ce qui diminuent la durée de vie des canalisations.

Références bibliographiques

- [1] Service technique de l'APC Djemaa bni hbibi, données sur la situation démographiques de la région de Djemaa Bni Hbibbi .
- [2] Données: ADE << l'algérienne Des eaux >> de la commune de al ancer, wilaya de Jijel.
- [3] **Manuel d'utilisation du logiciel Epanet**, fournit avec le CD d'installation version 2012.
- [4] ABDELAZIZ Mohammed et SAOUDI Ahmed Riadh: Etude de réseau d A.E.P
du village DJEMAA BENI HBIBI Commune de TAHER, wilaya de Jijel ,PFE
MASTER université de Bejaia ,2020
- [5] **BONIN.J**: Captage, Réseaux d'adduction, Réservoir, Réseaux de distribution,
Equipements, Petites centrales hydraulique, Edition Eyrolles, Paris, 1977
- [6] **SARL PLASTUB (setif)**: catalogue des tuyaux pehd 2021.
- [7] DEKIK Dehbia. SADI OUFELLA Nawel. RENOUE Lydia. Etude d'alimentation
en eau potable des six villages de la commune d'Ighrem wilaya de Bejaïa et la distribution
avec logiciel Epanet, PFE MASTER université de Tizi Ouzou ,2019.
- [8] Catalogue de choix des pompes « **CAPRARI** », **version 2008**.
- [9] MOKRANE Aomar. YACOUBI Mahdi: etude de l'alimentation en eau de la commune de Bouderbala, Daira de Lakhdaria, wilaya de Bouira et dimensionnement du reseau de distribution du chef-lieu PFE de MASTER université de Bejaia, 2020.
- [10] http://Fr.wikipedia.org/wiki/Djemaa_bni_hbibbi
- [11] Données recueillies auprès du Bureau des études et consultation sur l'eau (hydraulique urbaine et rural), wilaya de Jijel.
- [12] **Dupont, A.** : < Hydraulique Urbaine > Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979.

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ($k_{max h}$)											
	1,2	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,7	1,8	1,9	2	2,5
0 - 1	3,5	3,35	3,2	3	2,5	2	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6
1 - 2	3,45	3,25	3,25	3,2	2,65	2,1	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6
2 - 3	3,45	3,3	2,9	2,5	2,2	1,85	1,5	1	0,9	0,85	1	1,2
3 - 4	3,4	3,2	2,9	2,6	2,25	1,9	1,5	1	1	1	1	2
4 - 5	3,4	3,25	3,35	3,5	3,2	2,85	2,5	2	1,35	2,7	3	3,5
5 - 6	3,55	3,4	3,75	4,1	3,9	3,7	3,5	3	3,85	4,7	5,5	3,5
6 - 7	4	3,85	4,15	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,2	5,35	5,5	4,5
7 - 8	4,4	4,45	4,65	4,9	5,1	5,3	5,5	6,5	6,2	5,85	5,5	10,2
8 - 9	5	5,2	5,05	4,9	5,35	5,8	6,25	6,5	5,5	4,5	3,5	8,8
9 - 10	4,8	5,05	5,4	5,6	5,85	6,05	6,25	5,5	5,85	4,2	3,5	6,5
10 - 11	4,7	4,85	4,85	4,9	5,35	5,8	6,25	4,5	5	5,5	6	4,1
11 - 12	4,55	4,6	4,6	4,7	5,25	5,7	6,25	5,5	6,5	7,5	8,5	4,1
12 - 13	4,55	4,6	4,5	4,4	4,6	4,8	5	7	7,5	7,9	8,5	3,5
13 - 14	4,45	4,55	4,3	4,1	4,4	4,7	5	7	6,7	6,35	6	3,5
14 - 15	4,6	4,75	4,4	4,1	4,6	5,05	5,5	5,5	5,35	5,2	5	4,7
15 - 16	4,6	4,7	4,55	4,4	4,6	5,3	6	4,5	4,65	4,8	5	6,2
16 - 17	4,6	4,65	4,5	4,3	4,9	5,45	6	5	4,5	4	3,5	10,4
17 - 18	4,3	4,35	4,25	4,1	4,6	5,05	5,5	6,5	5,5	4,5	3,5	9,4
18 - 19	4,35	4,4	4,45	4,5	4,7	4,85	5	6,5	6,3	6,2	6	7,3
19 - 20	4,25	4,3	4,4	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,35	5,7	6	1,6
20 - 21	4,25	4,3	4,4	4,5	4,4	4,2	4	4,5	5	5,5	6	1,6
21 - 22	4,15	4,2	4,5	4,8	4,2	3,6	3	3	3	3	3	1
22 - 23	3,9	3,75	4,2	4,6	3,7	2,85	2	2	2	2	2	0,6
23 - 24	3,8	3,7	3,5	3,3	2,7	2,1	1,5	1	1	1	1	0,6

Annexe (1) : Régime de consommation des agglomérations



SARL PLASTUB

FABRICATION DE TUBES EN PVC RIGIDE ET PEHD

BP 60, ZONE INDUSTRIELLE BOUNOURA GHARDAIA

TARIFS DES TUBES EN PEHD

APPLICABLES À PARTIR DU 19 JUIN 2021

PE100 SUIVANT LA NORME NA7700

Disponibles en rouleaux :

20/ 25/ 32/ 40/ 50/ 63/ 75/ 90/ 110

Disponibles en barres de 12m :

125/ 160/ 200/ 250/ 315/ 400/ 500/ 630

PN 10 / SDR 17				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
32	2.0	0.200	52.94	63
40	2.4	0.310	81.51	97
50	3.0	0.460	126.05	150
63	3.8	0.720	193.28	230
75	4.5	1.020	277.31	330
90	5.4	1.460	386.55	460
110	6.6	2.172	579.83	690
125	7.4	2.771	739.50	880
160	9.5	4.540	1'201.68	1'430
200	11.9	7.088	1'873.95	2'230
250	14.8	11.200	2'957.98	3'520
315	18.7	17.527	4'630.25	5'510
400	23.7	28.400	7'504.20	8'930
500	29.7	44.500	11'756.30	13'990
630	37.4	70.500	18'613.45	22'150

PN 16 / SDR 11				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	2.0	0.120	33.61	40
25	2.3	0.170	50.42	60
32	3.0	0.280	75.63	90
40	3.7	0.430	117.65	140
50	4.6	0.670	184.87	220
63	5.8	1.050	277.31	330
75	6.8	1.470	394.96	470
90	8.2	2.131	563.03	670
110	10.0	3.161	840.34	1'000
125	11.4	4.101	1'084.03	1'290
160	14.6	6.709	1'773.11	2'110
200	18.2	10.458	2'764.71	3'290
250	22.7	16.280	4'302.52	5'120
315	28.6	26.000	6'865.55	8'170
400	36.3	42.000	11'092.44	13'200
500	45.4	65.500	17'294.12	20'580
630	57.2	104.000	27'462.18	32'680

PN 20 / SDR 9				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	2.3	0.130	33.61	40
25	3.0	0.210	58.82	70
32	3.6	0.330	92.44	110
40	4.5	0.500	134.45	160
50	5.6	0.790	210.08	250
63	7.1	1.250	336.13	400
75	8.4	1.760	470.59	560
90	10.1	2.550	680.67	810
110	12.3	3.820	1'016.81	1'210
125	14.0	4.940	1'310.92	1'560
160	17.9	8.070	2'134.45	2'540
200	22.4	12.650	3'344.54	3'980
250	27.9	19.650	5'193.28	6'180
315	35.2	31.200	8'243.70	9'810
400	44.7	50.300	13'285.71	15'810
500	55.8	78.500	20'731.09	24'670
630	71.0	127.600	33'689.08	40'090

PN 12,5 / SDR 13,6				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	1.8	0.103	25.21	30
25	2.0	0.150	39.60	47
32	2.4	0.230	67.23	80
40	3.0	0.360	100.84	120
50	3.7	0.555	151.26	180
63	4.7	0.884	235.29	280
75	5.6	1.220	327.73	390
90	6.7	1.760	470.59	560

CERTIFICAT TEDJ et CERTIFICAT DE CONFORMITE SANITAIRE

POUR LES TUBES EN PEHD



POUR PLUS D'INFORMATION N'HESITEZ PAS A NOUS CONTACTER



SARL PLASTUB
FABRICATION DE TUBES EN PVC RIGIDE ET PEHD
BP 60, ZONE INDUSTRIELLE BOUNOURA GHARDAIA

TARIFS DES TUBES EN PEHD
APPLICABLES À PARTIR DU 13 JUIN 2021

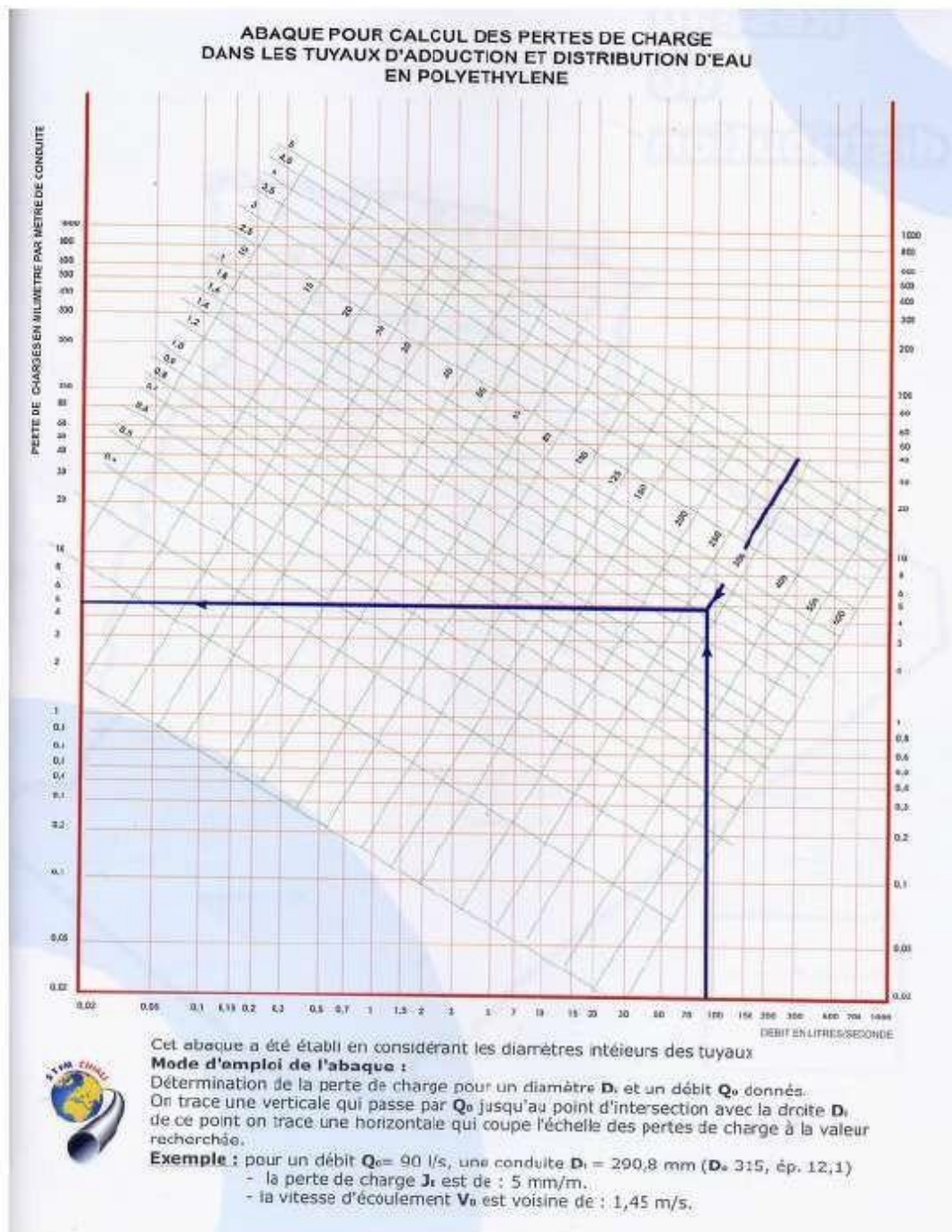
PE100 SUIVANT LA NORME NA7700

PN 25 / SDR 7.4				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	2.3	-	-	-
25	3.0	-	-	-
32	3.6	-	-	-
40	4.5	-	-	-
50	5.6	-	-	-
63	8.6	1.480	389.92	464
75	10.3	2.100	553.78	659
90	12.3	3.010	794.12	945
110	15.1	4.520	1'193.28	1'420
125	17.1	5.810	1'529.41	1'820
160	21.9	9.500	2'504.20	2'980
200	27.4	14.900	3'932.77	4'680
250	34.2	23.200	6'117.65	7'280
315	43.1	36.800	9'714.29	11'560
400	54.7	59.300	15'647.06	18'620
500	68.3	92.900	24'521.01	29'180

PN 06 / SDR 26				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	-	-	-	-
25	-	-	-	-
32	-	-	-	-
40	-	-	-	-
50	2.0	0.310	81.51	97
63	2.5	0.490	128.57	153
75	2.9	0.670	176.47	210
90	3.5	0.970	255.46	304
110	4.2	1.420	369.75	440
125	4.8	1.830	478.99	570
160	6.2	3.030	798.32	950
200	7.7	4.690	1'235.29	1'470
250	9.6	7.300	1'924.37	2'290
315	12.1	11.590	3'058.82	3'640
400	15.3	18.580	4'899.16	5'830
500	19.1	28.980	7'647.06	9'100
630	24.1	46.030	12'151.26	14'460

Annexe (2) : Tube PEHD eau potable

Annexe (4) :Abaque des pertes de charge pour les conduites en PEHD



Annexe (4): Abaque des pertes de charge pour les conduites en pehd



Annexe(3) : une pompe immergée de type (HMU50-1/ 4A)

Résumé

Résumé

Le manque accru en eau potable au villages (oued el katen, arssa moussa, arssa bousselem) de commune Djemaa beni hbibi daïra d'el Ancer due à l'accroissement démographique important nous a amené à dimensionner un réseau d'AEP, qui sera alimenté à partir du forage, dont le but de satisfaire la demande en eau de la population actuel et future. Afin d'aboutir aux objectifs du projet nous avons commencé par recueillir un maximum d'informations, qui portent un intérêt majeur pour établir un bilan des besoins à satisfaire à Long terme. Après avoir vérifié la capacité de réservoir a réalisé.

Nous avons dimensionné le réseau de distribution à l'aide de logiciel Epanet en respectant les pressions et les vitesses appropriées. Ainsi que nous avons fait un dimensionnement des conduites d'adduction avec des frais minimaux pour les conduites de refoulement, on a déterminé les diamètres avantageux.

Mots clé : AEP ; forage ; réservoir ; distribution ; adduction.

Abstract

The increased lack of drinking water in the villages (oued el katen, arssa moussa, arssa bousselem) of the municipality of Djemaa beni hbibi daïra d'el Ancer due to the significant population growth has led us to size a water supply network, which will be supplied from the borehole, the purpose of which is to meet the water demand of the current and future population.

In order to achieve the objectives of the project, we started by collecting as much information as possible, which is of major interest in establishing an assessment of the needs to be satisfied in the long term. After checking the projected tank capacity.

We sized the distribution network using Epanet software at the appropriate pressures and speeds. So that we made a sizing of the supply pipes with minimum costs for the delivery pipes, we determined the advantageous diameters.

Keywords: water supply network; drilling; tank; Distribution; adduction

الملخص

. أدى النقص المتزايد في مياه الشرب في قرى (واد القطن، وأرسى موسى، وأرسى بوسلام) التابعة لبلدية جماعة بني حبيبي دائرة العنصر، بسبب النمو السكاني الكبير، إلى زيادة حجم شبكة إمدادات المياه، مما سيؤدي إلى زيادة حجم شبكة إمدادات المياه. يتم توفيرها من البئر، والغرض منها هو تلبية الطلب على المياه للسكان الحاليين والمستقبليين من أجل تحقيق أهداف المشروع، بدأنا بجمع أكبر قدر ممكن من المعلومات، وهو أمر ذو أهمية كبيرة في إنشاء تقييم للاحتياجات التي يجب تلبيتها على المدى الطويل. بعد فحص سعة الخزان المسقطة بالضغط والسرعات المناسبة. قمنا بمحاكاة حجم شبكة التوزيع باستخدام برنامج (epanet). حتى نتمكن من إجراء تحجيم لأنابيب الإمداد بأقل تكلفة لأنابيب التوصيل، حددنا الأقطار المناسبة.

الكلمات المفتاحية: شبكة تزويد المياه. بئر ارتوازي؛ خزان؛ توزيع؛ التقريب