

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Option : Hydraulique et techniques des eaux

Présenté par : Hissein Mahamat Adoum et Hassan Oumar Koudji

**Thème : Conception et calcul d'un système d'alimentation
en eau potable : Cas de la commune de BENDJERAH**

Sous la direction de : M^{me} Maizi Naziha

Juin 2016

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions Dieu tout Puissant et miséricordieux, de nous avoir guidés tout le long de notre vie vers le droit chemin, de nous avoir donnés le courage, la patience dans tous les moments difficiles et de nous avoir permis de terminer ce travail en beauté.

Nous tenons à remercier en premier lieu notre encadreur madame Maizi Naziha pour sa confiance, ses précieux conseils, sa disponibilité constante et la bienveillance qu'elle n'a cessé de nous témoigner durant l'élaboration de ce travail.

Nos chaleureux remerciements vont à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant notre cursus scolaire et universitaire, et tout le staff du département de Génie civil et Hydraulique de l'université 08 mai 1945 Guelma.

Nous remercions également la direction nationale d'hydraulique de Guelma, principalement M^r Hicham, le chef de section d'AEP pour son aide précieuse et ses conseils pour la réalisation de ce projet.

Notre gratitude s'adresse aux deux familles Adam et Koudji pour leurs soutiens moraux et financiers.

Enfin, nous remercions tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce modeste travail.

Notre souhait est que ce mémoire puisse apporter un meilleur atout à tous les acteurs de l'eau (étudiants, techniciens, ingénieurs, chercheurs...) pour mener à bien leurs travaux de recherche.

Résumé

Ce travail consiste à modéliser le système d'alimentation en eau potable de la commune de Bendjerrah à l'horizon de 2046.

Actuellement la commune de Bendjerrah est alimenté par un réservoir de capacité de 1500 m³ et avec la croissance de la population et l'augmentation du niveau de vie, cette quantité ne peut plus satisfaire les besoins des habitants, donc une étude bien appropriée s'impose afin de répondre aux besoins de la population.

Summary

This work is to model the supply system of drinking water to the town of Bendjerrah on the horizon of 2046.

Currently the municipality of Bendjerrah is powered by a 1500 m³ capacity reservoir and with the growing population and rising living standards, this amount cannot meet the needs of the inhabitants, so a good proper study is needed to meet the needs of the population.

ملخص

هذا العمل هو نموذج لنظام إمدادات مياه الشرب لمدينة Bendjerrah في أفق 2046. حاليا هو مدعوم من بلدية Bendjerrah من قدرة الخزان M3 1500 و مع تزايد عدد السكان وارتفاع مستويات المعيشة، وهذا المبلغ لا يمكن تلبية احتياجات السكان، لذلك هناك حاجة إلى دراسة مناسبة جيدة لتلبية احتياجات السكان.

Introduction générale

Source de toute forme de vie, l'eau est le principal constituant de tous les êtres vivants. Elle semble ainsi inépuisable pourtant sa quantité est limitée. Environ 97% de l'eau de la terre est salée (eau de mer, océan), et la plus grande partie de l'eau douce est inaccessible (elle est immobilisée dans le sous-sol et dans des régions polaires) En fait, l'homme ne peut utiliser que moins de 1% de l'eau de la terre. Or, cette utilisation est extrêmement mal répartie entre les différentes régions de la planète.

Plus d'un quart de la population mondiale n'a pas accès à l'eau potable, et une hygiène satisfaisante. Pour la mise en valeur et de la gestion des ressources en eau, il est recommandé d'accélérer en priorité la mise en place de services d'hygiène et d'approvisionnement en eau potable pour ces millions d'êtres humains.

Le gouvernement veut une action énergique dans le domaine de la distribution en faisant appel à l'expertise extérieure qui consiste à un appui au management et à la remise au niveau des systèmes, préalable à la concession envisagée pour les partenaires nationaux et étrangers. L'intervention des partenaires étrangers est justifiée par la situation critique de l'Algérie en matière d'eau exprimée par le ratio établi entre les ressources renouvelables et la consommation $500 \text{ m}^3/\text{habitant}/\text{an}$. Les spécialistes estiment que si la ressource naturelle en eau tombe à moins de $1000 \text{ m}^3/\text{habitant}$ en année moyenne, elle devient une ressource rare.

Dans cette présente étude on se propose de mettre le point sur les différents éléments nécessaires pour la conception et le dimensionnement d'un système d'Alimentation en Eau Potable (AEP) de la commune de BENDJERRAH. On va y traiter les volets suivants :

- Estimation de la population ;
- Évaluation des dotations unitaires pour chaque type de consommateur ;
- Projection de la consommation en eau pour l'horizon 2046 ;
- Étude du transfert d'eau ;
- Étude de la station de pompage ;
- Étude du système de stockage ;
- Conception et dimensionnement des réseaux d'AEP.

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation Du Site Et Evaluation Des Besoins En Eau

I.1 : Introduction	1
I.2: Présentation Et Situation Géographique :	1
I.3. : Données Du Site Naturel:	2
I.3.1 : Le Relief :	2
I.3.2 : Topographie :	2
I.3.3 : Pente :	2
I.3.4 : Géologie:	3
I.3.5 : Hydrogéologie:	3
I.3.6 : Climatologie :	3
I.3.7 : Précipitation :	4
I.3.8 : La Température :	4
I.4 : Estimation des Besoins En Eau:	5
I.4.1 : Catégories de Consommation:	5
I.4.2 : Etude Des Variations De Consommation :	5
a) Variations Journaliers:	5
b) Variations Hebdomadaires Et Saisonnieres:	5
I.4.3 : Eléments Démographiques :	5
a) évaluation de la Population Actuelle :	6
b) évaluation de la Population Future :	6
I.5 : Dotation:	6
I.6 : Evaluation De La Population :	6
I.7 : Evaluation Des Consommations :	9
a) Consommation Moyenne Journalière :	9
b) Consommation Maximale Journalière :	10
c) Consommation Maximale Horaire:	10
I.8 : Débit minimale horaire :	11
I.9 : conclusion :	11

Chapitre II : Adduction des eaux

II.1 : Introduction :	12
II.2 : Types d'adduction:	12
II.2.1 : Adduction gravitaire:	12
II.2.2 : Adduction par refoulement:	12
II.2.3 : Adduction mixte:	12
II.3 : Choix du tracé :	12
II.4 : Choix de type de canalisation :	13
II.5 : Description du schéma d'adduction :	13
II.6 : Dimensionnement de la conduite d'adduction:.....	14
a) Calcul hydraulique :	15
b) Calcul de diamètre économique :	15
c) Détermination des pertes de charges.....	15
d) Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)	17
II.7 : Calcul économique	18
a) Calcul de la puissance absorbée (P)	18
b) Calcul de l'énergie consommée par la pompe(E)	18
c) Calcul du prix de revient de la conduite (SP-R).....	19
d) Calcul du prix de l'énergie consommée (frais d'exploitation)	19
e) Calcul du frais d'amortissement (Fa).....	19
f) Calcul du prix total (Pt).....	19
II.8 : Conclusion.....	21

Chapitre III : Station de pompage

III.1 : Introduction	22
III.2 : Définition	22
III.3 : Classification des Pompes.....	22
III.4 : les paramètres hydrauliques de pompes.....	22
III.4.1 : La Hauteur géométrique d'aspiration.....	22

Sommaire

III.4.2 : La hauteur géométrique de refoulement.....	23
III.4.3 : Les pertes de charge (p.d.c).....	23
III.4.4 : La hauteur manométrique totale	23
III.4.5 : La puissance	23
III.5 : Point de fonctionnement de la pompe.....	24
III.6 : Choix de la pompe	25
III.7 : Etude de cavitation :	27
III.8 : Conclusion :	29

Chapitre IV : Calcul des réservoirs

IV.1 : Introduction	30
IV.2 : Définition	30
IV.3 : Classification des réservoirs	30
IV.4 : Fonctions des réservoirs	30
IV.5 : Emplacement géographique des réservoirs	31
IV.6 : Équipements de réservoirs.....	32
IV.6.1 : Trop-plein	32
IV.6.2 : Robinet flotteur	32
IV.6.3 : Conduite de vidange	32
IV.6.4 : Conduite d'alimentation	32
IV.6.5 : Conduite de distribution	32
IV.6.6 : Conduite BY-PASS	32
IV.7 : Existence technique à satisfaire dans le réservoir.....	33
IV.8 : Détermination de la capacité du réservoir	33
IV.8.1 : Réserve d'équilibre (Véqui)	34
IV.8.2 : Réserve d'incendie.....	34
IV.8.3 : Réserve d'urgence.....	34
IV.9 : Détermination de la réserve totale.....	34
IV.10 : Capacité du réservoir.....	34
IV.11 : Conclusion.....	37

Chapitre V : Protection des conduites contre le coup de bélier

V.1 : Introduction	38
V.2 : Définition du phénomène du coup du belier.....	38
V.3 : Les causes du coup du bélier	38
V.4 : Conséquence du coup du bélier	39
V.5 : Etude physique du phénomène du coup du bélier.....	39
V.6 : Moyens de protection contre le coup de bélier	41
V.6.1 : Les volants d'inertie	41
V.6.2 : Les Soupapes de décharge	41
V.6.3 : Les réservoirs d'air.....	41
V.6.4 : Les cheminés d'équilibres	43
V.7 : Calcul de la célérité d'ondes.....	43
V.7.1: Calcul de valeur maximale du coup de bélier.....	43
V.7.2 : Pression maximale et minimale du retour.....	44
V.8 : Conclusion :.....	44

Chapitre VI : Distribution d'eau

VI.1 : Introduction.....	45
VI.2 : Structure des réseaux	45
VI.3 : Classification des réseaux	45
VI.3.1 : Réseau ramifié	45
VI.3.2 : Réseau maillé	45
VI.3.3 : Réseau étagés	46
VI.3.4 : Réseaux à alimentation distincte	46
VI.4 : Hypothèses de calcul.....	46
VI.4.1 : Débit	46
VI.4.2 : Vitesse	47
VI.4.3 : Pression	47
VI.5 : Principes de calcul	47

Sommaire

VI.5.1 : Débit en route (Q_r)	47
VI.5.2 : Débit de noeud (Q_{noeud})	48
VI.6 : Calcul des réseaux maillés par la méthode de Hardy Cross	48
VI.7 : Calcul des réseaux maillés par le logiciel EPANET	50
VI.7.1 : présentation du logiciel	50
VI.7.2 : Capacités pour la Modélisation Hydraulique	50
VI.7.3 : Les étapes de l'utilisation d'EPANET	51
VI.8 : calcul du réseau	51
VI.9 : Conclusion	60

Liste des tableaux

<i>Tableau I.1</i> : catégories de pentes	2
<i>Tableau I.2</i> : précipitation annuelle totale	4
<i>Tableau I.3</i> : Température moyenne.....	4
<i>Tableau I.4</i> : Evaluation de la population.....	6
<i>Tableau I.5</i> : Les besoins domestiques.....	7
<i>Tableau I.6</i> : Les besoins scolaire.....	7
<i>Tableau I.7</i> : Les besoins commerciaux.....	8
<i>Tableau I.8</i> : Les besoins sanitaire.....	8
<i>Tableau I.9</i> : Les besoin administratifs.....	8
<i>Tableau I.10</i> : Les besoins socio-culturels.....	9
<i>Tableau I.11</i> : récapitulatif des besoins en eau des différents usagers.....	9
<i>Tableau I.12</i> : coefficient (β) selon la norme d'habitants	10
<i>Tableau I.13</i> : Détermination des débits totaux.....	11
<i>Tableau II.1</i> : Dimensionnement de la conduite de refoulement.....	18
<i>Tableau II.2</i> : Frais d'amortissement.....	20
<i>Tableau II.3</i> : Frais d'exploitation.....	20
<i>Tableau II.4</i> : Frais totaux.....	20
<i>Tableau III.1</i> : Caractéristiques de la conduite.....	25
<i>Tableau III.2</i> : Variation des hauteurs en fonction du débit.....	25
<i>Tableau IV.1</i> : Calcul de la réserve d'équilibre	35
<i>Tableau V.1</i> : Calcul du coup de bélier.....	44
<i>Tableau VI.1</i> : Calculs préliminaires du réseau	52
<i>Tableau VI.2</i> : Etat des nœuds du réseau.....	59
<i>Tableau VI.3</i> : Etat des tuyaux du réseau.....	59

<i>Figure I.1</i> : Situation géographique de la commune de Ben Djerrah.....	1
<i>Figure II.1</i> : Schéma représentatif d'adduction par refoulement.....	14
<i>Figure II.2</i> : Profil piézométrique.....	21
<i>Figure III.1</i> : Point de fonctionnement de la pompe.....	26
<i>Figure III.2</i> : Puissance absorbée de la pompe.....	26
<i>Figure III.3</i> : Courbe de $NPSH_{requis}$	28
<i>Figure IV.1</i> : Fonctionnement de la conduite BY-PASS d'un réservoir	33
<i>Figure IV.2</i> : Diagramme d'équilibre du réservoir	36
<i>Figure V.1</i> : Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier.....	42
<i>Figure V.2</i> : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.....	42
<i>Figure VI.1</i> : Classification des réseaux.....	46
<i>Figure VI.2</i> : Schéma des vitesses.....	55
<i>Figure VI.3</i> : Schéma des pressions.....	55
<i>Figure VI.4</i> : Schéma des vitesses après la modification des diamètres.....	56
<i>Figure VI.5</i> : Schéma des pressions après la modification des diamètres.....	57
<i>Figure VI.6</i> : Schéma de l'écoulement.....	57
<i>Figure VI.7</i> : Profil de pressions.....	58
<i>Figure VI.8</i> : Profil d'altitude.....	58

Liste des abréviations

AEP : Alimentation en eau potable

S1: Source

SP : Station de pompage

P.U : Prix unitaire

PEhd : Polyéthylène haute densité

DN : Diamètre nominal

PN : Pression nominale

Pa : puissance de l'armoire de commande

Vinc : Volume d'incendie

Vt : Volume total

Vequi : Volume d'équilibre

Qsp : Débit spécifique

Qr : Débit en route

Qn : Débit de nœud

C.T.N : cote du terrain naturel

I.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons présenter la ville de Bendjerrah (situation géographique, relief, climatologie...etc.) On va estimer les besoins en eau de chaque type de consommateur de cette région à l'horizon de 2046 afin de calculer le débit maximal moyen et journalier et le débit horaire maximal.

I.2. Présentation et Situation géographique :

Créée lors du dernier découpage administratif de 1984 et à partir du réaménagement de commune d'Ain Hassania, Ain Larbi et Guelma. La jeune commune de BENDJERRAH est jugée d'après l'analyse multi-critère effectué sur son ensemble du territoire la plus problématique. En effet, cette commune se distingue par son caractère rural et semble extrêmement isolée par rapport aux autres communes limitrophes à elle.

Sa vocation actuelle agro-sylvo pastorale tend à se confirmer ce qui est conforme à ses aptitudes physiques et naturelles [1]. Faisant partie de la daïra de Guelma et de superficie de 72 km² elle est limitée de :

- ✓ Au nord par les communes de Guelma et Medjez Ammar
- ✓ A l'est par la commune de Belkheir
- ✓ Au sud par la commune d'Ain Larbi
- ✓ A l'ouest par les communes de Houari Boumedienne et Sellaoua Announa

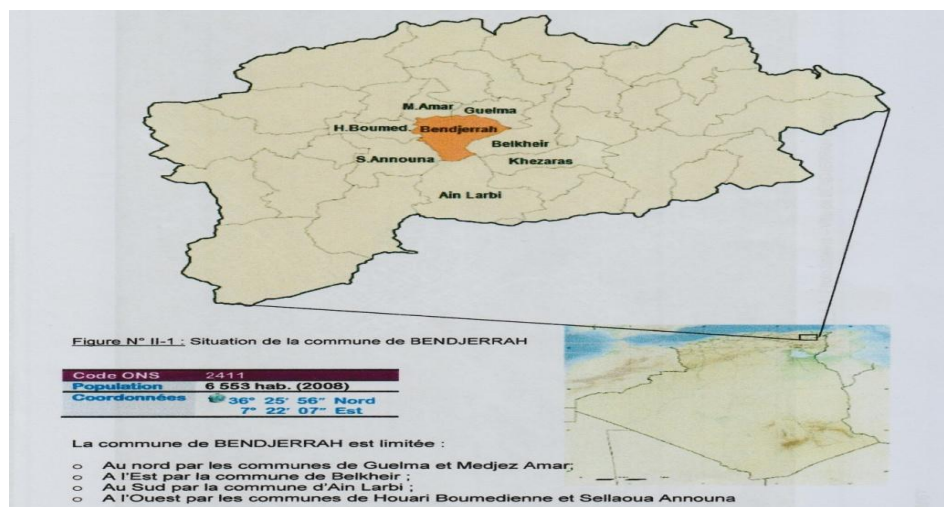


Figure I.1 : Situation géographique de la commune de Bendjerrah

I.3. Données du site naturel :

I.3.1. Relief :

Les montagnes et collines intéressent pratiquement la grande majorité du territoire de la commune. Il est distingué par un plateau ou est situé l'agglomération de BENDJERRAH et qui s'incline en pentes plus ou moins raides des cotés Est vers le C.W.123.Ouest, vers oued charef et Nord vers Bentabouche –Est. Ce plateau est d'une altitude moyenne de 700 m. De part et d'autres ce sont plutôt les collines et les piémonts sous formes des glacis bien allongés et bien morcelés en ilots qui caractérisent le relief. Au sud de la commune, il est distingué que cette pente est dominée par le djebel Maouna qui atteint une altitude de 1411 m au sommet.

I.3.2. Topographie :

Le site se trouve au sud de la ville de Guelma et au sud-est de la commune de Bendjerrah, occupant la colline de Bouchoucha à 680m d'altitude au point le plus haut. Le site se présente sous forme d'un relief de direction Nord-est au Sud-ouest. Au pied d'un des massifs les plus importants du Nord-Est Algérie la Mahouna qui culmine à plus de 1400 m. Le terrain présente une forte pente de direction Est-Ouest dans sa partie Est avec une différence d'altitude de 50m [1].

I.3.3. Pente

Dans la région d'étude on peut distinguer :

- ✓ Les pentes de plus de 10% elles se développent à l'est de la zone d'étude et sont couvertes de broussailles et de blocs de roche ;
- ✓ Les pentes faibles à moyennes de 5 à 10% ;
- ✓ Les faibles pentes de 0 à 5%.

Tableau I.1 : Catégories de pentes

Catégories de pentes	Surface (ha)	%
0/5%	30.94	20.02
5/10%	108.22	70.04
+5%	15.36	9.94
Total surface POS	154.52	100

1.3.4. Géologie

La région d'étude fait partie géologiquement du bassin intramontagnard de Guelma. Cette dernière fait partie de la chaîne maghrébines, la structure géologique de cette région est complexe, elle est caractérisée par plusieurs séries litho structurales, les principales sont de bas en haut :

- La série néritique constantinoise, elle est constituée d'une plateforme carbonatée datant du trias au crétacé supérieur, elle affleure au Nord-Ouest de notre zone au djebel Debar ;
- Au-dessus se situent plusieurs nappes de charriages dont la nappe ultra tellienne, les nappes de flysch mauritanien, massylien et au-dessus la nappe de flysch Numidien ;
- Le flysch Numidien constitue l'essentiel des formations de notre zone d'étude, il est constitué d'une alternance de grès et de marnes schisteuses, il date de l'Oligo-miocène.

1.3.5. L'hydrogéologie :

La zone d'étude est essentiellement constituée de terrains imperméables, les grès du flysch numidien et par conséquent elle ne comporte aucun niveau aquifère important. Dans les colluvions et les éboulis de pente pendant la saison des pluies il se forme quelque niveau aquifère qui donne des suintements temporaires. Le niveau aquifère le plus intéressant de la commune de Bendjerrah se trouve en profondeur dans les calcaires de la série Néritique, il est atteint plus au Nord dans la commune de Guelma par des forages des plusieurs centaines de mètres (forages du Fedjoudj de Berdaa...). C'est de ce même niveau qu'à travers la faveur de failles profondes sortent en surface les principales sources thermales (Hammam Ouled Ali, Hammam Berdaa...).

1.3.6. Climatologie :

Le climat de cette zone est de type méditerranéen caractérisé par une saison humide et fraîche et une saison sèche et chaude. La station de la météo la plus proche de la commune de Bendjerrah et celle de Guelma, aussi nous nous référons à cette dernière pour tous les paramètres climatiques. La température moyenne est de 18.95 °C, elle est assez régulière, par contre, la moyenne annuelle des précipitations est de 640mm. La pluviométrie de cette zone doit être cependant en raison de l'altitude supérieure à la moyenne de la station de Guelma avec quelques jours d'enneigement. L'étude classique utilisant le climagramme d'Emberger a

montré que la zone d'étude est en zone semi-aride tempérée avec une humidité de l'air dépassant la plus part du temps 60%.

1.3.7. Précipitation :

Le manque des séries de levées pluviométriques n'a pas permis de calculer les intensités qui sont à l'origine du déclenchement de l'érosion hydrique répandue dans la commune. Ainsi, les données météorologiques restent assez fragmentaires et limitées [2].

Tableau I.2: précipitations annuelles totales en (mm).

	Année	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990
Station Guelma	P(mm)	468.2	415.2	687.9	363	805.7	445	588.9	511.5	455.8	458.8	633.9
Station Héliopolis	P(mm)	505	1145.5	734	468	1117.4	448.3	723.8	627.7	543.2	500.4	567.8

Source : Station de Guelma

1.3.8. La température

En l'absence de données relatives aux températures de la région, il est fait référence aux moyennes enregistrées dans la station de sedarata, qui représente les mêmes caractéristiques physiques et presque les mêmes données (d'après Seltzer). La température moyenne 0°C pour le mois de janvier et plus de 30°C au mois d'Aout. Elle est représentée dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.3 : Température moyenne

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc.	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou
T° max(M)	32.4	27.6	24.6	16.10	15.2	17.03	18.4	20.8	25	30.36	34.8	35.9
T° min (min)	17.46	13.89	9.55	5.53	4.3	4.44	6.45	8.8	10.76	15.06	17.03	18.9
M+m/2	24.94	20.71	15.13	12.03	10.14	12.60	12.42	14.8	17.88	21.58	26.46	20.02

Source : Station de Guelma

I.4. Estimation des besoins en eau :

L'alimentation en eau potable d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur, cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population...), elle diffère d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre [2].

I.4.1. Catégories de consommation :

On distingue généralement :

- La consommation domestique
- La consommation scolaire
- La consommation commerciale
- La consommation sanitaire
- La consommation administrative
- La consommation socioculturelle

I.4.2. Etude des variations de la consommation :

a) Variations journalières :

Suivant les heures de la journée, le débit consommé est plus grand ou plus petit que la valeur moyenne calculée sur vingt-quatre heures ; les variations de ce débit instantané dépendent des habitudes locales.

b. Variations hebdomadaires et saisonnières :

Suivant les coutumes et le climat, les consommations peuvent varier suivant le jour de la semaine, à l'occurrence des fêtes et la saison. Il est impossible de donner une règle générale pour tenir compte de cet effet.

I.4.3. Eléments démographiques :

Ils permettent la planification de l'utilisation du territoire en termes d'évolution temporelle des besoins. Trois composantes déterminantes sont :

- ✓ Natalité

- ✓ Mortalité
- ✓ Migration (entrée ou sortie)

Plusieurs informations sont nécessaires à l'évaluation démographique d'une population, certaines sont précises et rigoureuses, par contre, d'autres sont plus subjectives. Le nombre d'habitant recensé pour la commune de Bendjerrah en 2008 était de 6553 habitants.

a) Evolution de la population actuelle :

Suivant les données collectées auprès du service d'A.P.C de la commune, la population de Bendjerrah évolue avec un taux de croissance de 4.60%.

b) Evolution de la population future :

La commune de Bendjerrah a une population jeune qui est en pleine croissance, donc nous utilisons l'équation de l'intérêt composé pour la détermination de la population future qui est donnée par la relation suivante :

$$P_f = P_0(1 + r)^n \quad (1.1)$$

Avec :

P_f : population future

P₀ : population actuelle

r : taux de croissance de la population en (%)

n : nombre d'années du projet.

Pour notre projet on prend **n =30ans.**

I.5. Dotation :

D'après la direction nationale d'hydraulique de Guelma, nous prenons une dotation de 150 l/habitant/jour.

I.6. Evaluation de la population

Tableau I.4. Evaluation de la population

Année	2008	2016	2046
population	6553	9390	36192

Le calcul de la consommation moyenne journalière ($Q_{j\text{-moy}}$) est donné par la relation suivante :

$$Q_j^{\text{moy}} = \frac{N \cdot D}{1000} \quad (1.2)$$

Où :

Q_j^{moy} : consommation moyenne journalière en (m^3/j) ;

N : Nombre d'habitants (hab.) ;

D : Dotation journalière (l/hab. /j).

Tableau I.5: Besoins domestiques :

horizon	Nombre de population	Dotation (l/hab./j)	Q_j^{moy} (m^3/J)
2008	6553	150	982.95
2016	9390	150	1408.5
2046	36192	150	5428.8

Tableau I.6 : Besoins Scolaire

2016						2046			
Désignation	unité	Q_t	Dotation (l/élève/j)	Nombre	$Q_{j\text{-moy}}$ (m^3/j)	Q_t	Dotation (l/élève/j)	nombre	$Q_{j\text{-moy}}$ (m^3/j)
Ecole	Elève	02	10	600	6	04	10	1175	11.75
CEM	Elève	01	10	600	6	03	10	1175	11.75
Lycée	Elève	01	20	400	8	02	20	800	16
				total	20			total	39.5

Tableau I.7: Besoins commerciaux

2016				2046				
désignation	Q _t	Dotation (l/unité/jour)	Nombre De consommateur	Q _{j.moy} (m ³ /j)	Q _t	Dotation (l/unité/jour)	nombre	Q _{j.moy} (m ³ /j)
Petit commerces	30	15	50	0.75	30	15	150	2.25
total				0.75	total			2.25

Tableau I.8: Besoins Sanitaire

2016						2046			
Désignation	unité	Q _t	Dotation (l/unité/jour)	Nombre	Q _{j.moy} (m ³ /j)	Q _t	Dotation (l/unité/jour)	Nombre	Q _{j.moy} (m ³ /j)
Salle des soins	Lit	1	10	50	0.5	3	10	150	1.5
P.M.I	lit	1	10	50	0.5	2	10	100	1
Total					1	total			2.5

Tableau I.9 : Besoins Administratifs

2016						2046			
Désignation	Unité	Q _t	Dotation (l/unité/jour)	Nombre	Q _{j.moy} (m ³ /j)	Q _t	Dotation (l/unité/jour)	Nombre	Q _{j.moy} (m ³ /j)
APC	Emp	1	50	60	3	2	50	120	6
Bureau P.T.T	Emp	1	50	20	1	2	50	40	2
Gendarmerie	Elément	1	10	100	1	3	10	300	3
Garde communale	Elément	1	10	60	0.6	2	10	120	1.2
total					5.6	total			12.2

Tableau I.10 : Besoins Socio-culturels

Désignation	2016					2046				
	unité	Qt	Dotation (l/unité/jour)	Nombre	Q_{jmoy} (m^3/j)	Qt	Dotation (l/unité/jour)	Nombre	Q_{jmoy} (m^3/j)	
Mosquée	fidèles	2	5	500	2.5	4	5	1500	7.5	
Maison de jeunes	personnes	1	10	100	1	2	10	200	2	
					Total	3.5			total	9.5

Les besoins totaux=besoins domestiques + besoins d'équipements

Tableau I.11 : récapitulatif des besoins en eau des différents usagers

Désignation	2046 (m^3/j)
Besoins domestiques	5428.8
Besoins scolaires	39.5
Besoins commerciaux	2.25
Besoins sanitaires	2.5
Besoins administratifs	12.2
Besoins socio-culturels	9.5
Total (m^3/j)	5494.75

I.7. Evaluation des consommations :

a) *Consommation moyenne journalière :*

La consommation moyenne journalière (Q_j^{moy}) représente la somme de tous les besoins (domestiques, scolaires, sanitaires, socio-culturels, administratifs, autres).

$$Q_j^{moy} = \sum q_i \quad (m^3/j) \quad (1.3)$$

b) Consommation maximale journalière :

C'est le débit a canalisé dans un jour, autrement dit le produit de la consommation journalière moyenne par le coefficient de disproportionnalité journalière (K_j) [3].

$$Q_j^{max} = k_j \times Q_j^{moy} \text{ (m}^3 \text{ /j)} \quad (1.4)$$

Ce coefficient varie entre (1.3 ÷ 1.9)

Pour notre projet ,on prend : $K_j=1.3$

c) consommation maximale horaire :

C'est la consommation maximale pendant une heure ,qui est le produit de la consommation horaire moyenne et le coefficient d'irrégularité horaire (k_h) .

Avec :

$$Q_h^{max} = Q_h^{moy} \times k_h \text{ (m}^3 \text{ /h)} \quad (1.5)$$

$$Q_h^{moy} : \text{ Le débit moyen horaire, } Q_h^{moy} = \frac{Q_j^{max}}{24} \text{ (m}^3 \text{ /h)} \quad (1.6)$$

Le coefficient d'irrégularité de la consommation horaire est le rapport entre le débit maximal horaire (Q_h^{max}) et le débit moyen horaire (Q_h^{moy}). On le note par K_h , il est donné par la relation suivante :

$$k_h = \alpha \times \beta \quad (1.7)$$

α : coefficient qui tient compte du confort des bâtiments, $\alpha= (1.2 \div 1.5)$, on prend $\alpha=1.3$

β : coefficient qui tient compte du nombre d'habitants, il est donné dans le tableau suivant :

Tableau I.12 : Coefficient (β) selon le nombre d'habitants

Hab	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1

Puisque la commune de Bendjerrah pour l'horizon 2046 est environ 36192 habitants, donc on prend : $\beta= 1.15$, d'où :

$$k_h = 1.3 * 1.15 = 1.495$$

I.8 Débit minimal horaire

$$Q_h^{min} = k_h^{min} \times \frac{Q_j^{min}}{24} \quad (1.8)$$

$$Q_j^{min} = k_j^{min} \times Q_j^{moy} \quad (1.9)$$

$$Q_j^{moy} = 5494.75 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec k_j^{min} varie entre 0.7 à 0.9

Pour notre cas $k_j^{min} = 0.9$

$$Q_j^{min} = 4945.275 \text{ m}^3/\text{j} \text{ ou } Q_j^{min} = 54.24 \text{ l/s}$$

$$k_h^{min} = \partial_{min} \times \beta_{min} \quad (1.10)$$

$$k_h^{min} = 1.495 \quad Q_h^{min} = 308.05 \text{ m}^3/\text{h}; \quad Q_h^{min} = 85.56 \text{ l/s}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau I.13 : Détermination des débits totaux

Besoin moyen journalier (Q_j^{moy})		Besoin maximal journalier (Q_j^{max})		Besoin horaire de pointe (Q_h^{max})		Besoins minimal Journalier	Besoins minimal Horaire
rm ³ /J	l/s	m ³ /J	l/s	m ³ /h	l/s	l/s	l/s
5494.75	63.60	7143.18	82.68	444.96	123.6	54.24	85.56

I.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a calculé le débit maximal journalier $Q_j^{max} = 7143.18 \text{ m}^3/\text{j}$, soit 82.68 l/s et le débit horaire maximal $Q_h^{max} = 444.96 \text{ m}^3/\text{h}$, soit 123.6 l/s ainsi que les débits minimaux journaliers et horaire qui sont respectivement $Q_j^{min} = 54.24 \text{ l/s}$ et $Q_h^{min} = 85.56 \text{ l/s}$

II.1. Introduction

C'est le transport de l'eau depuis la zone de captage jusqu'à proximité de la zone d'utilisation (distribution) ; il peut avoir lieu avant le traitement. L'adduction peut s'effectuer par un écoulement à surface libre, c'est-à-dire sans pression, l'air étant partout présent dans les canalisations, soit par un écoulement en charge, c'est-à-dire dans les conduites sous pression.

II.2. Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- ❖ Adduction gravitaire ;
- ❖ Adduction par refoulement ;
- ❖ Adduction mixte.

II.2.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait par gravité. 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.

II.2.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée

II.2.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

II.3. Choix du tracé

Le tracé de la conduite d'adduction doit se faire selon les conditions suivantes

- ✓ Le tracé doit être le plus directe possible pour éviter le coup de bélier.
- ✓ Rechercher un profil en long aussi régulier que possible.

- ✓ Il faut éviter les contres pentes qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.
- ✓ Dans la mesure du possible, suivre les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel.
- ✓ Conception des tracés en plan de manière à ce que les courbes soient largement ouvertes pour éviter les pertes importantes.

II.4. Choix de type de canalisation

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que:

- Diamètre et pression de service ;
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.
- Sur le plan économique : cette faisabilité dépend essentiellement :
- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence) ;

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

1- Métalliques : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable;

2- A base de ciment : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint;

3- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

II.5. Description du schéma d'adduction :

La production d'eau se fait à partir de la station de pompage située au niveau des réservoirs (2*5000 +1500) à environ 4 km à l'est de Bendjerrah. L'APC alimente son réseau de la façon suivante :

Remplissage du réservoir R1500 à partir de station de traitement du barrage BOUHAMDANE, correspondant à 100% de la production totale. L'eau arrive l'enceinte du réservoir R3*500 de Bendjerrah par le biais d'une conduite de diamètre nominale 400 mm en PEhd. La conduite du transport d'une longueur totale $L=4200$ m comprend essentiellement de diamètre $DN=400$ mm.

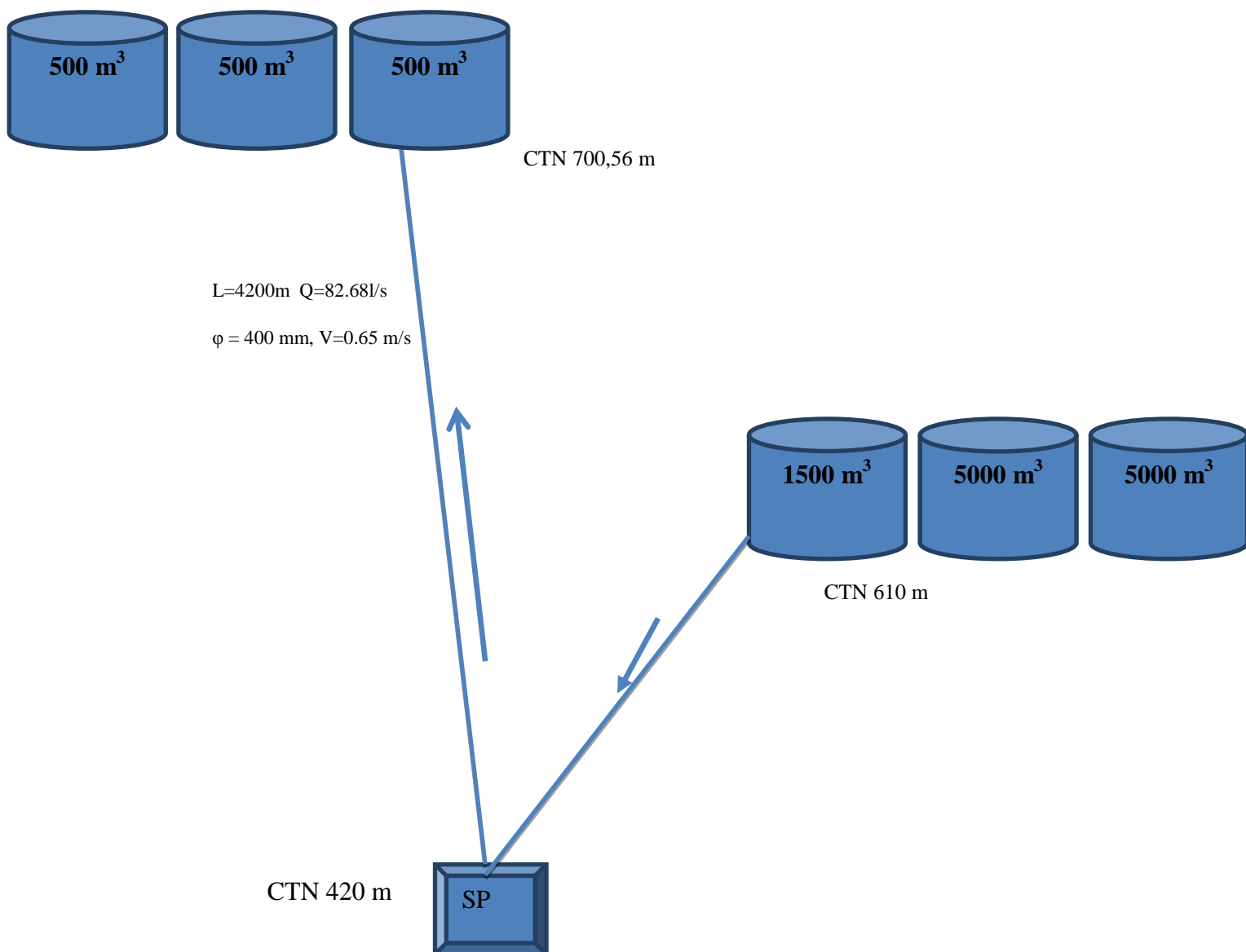


Figure II.1: schéma représentatif d'adduction par refoulement

II.6. Dimensionnement de la conduite d'adduction:

Pour notre projet, on a une adduction par refoulement à partir d'une station de pompage vers les réservoirs.

a) *Calcul hydraulique :*

On refoule un débit de 82.68 l/s vers le réservoir d'accumulation.

b) *Calcul du diamètre économique :*

Pour se faire on utilise la formule de J. Bonin :

$$D_{eco} = k\sqrt{Q} \quad (2.1)$$

Avec $K=1.1$

D_{eco} : Diamètre de la conduite de refoulement exprimé en (m).

Q : Débit refoulé exprimé en (m^3 /s).

Donc :

$$D = D = 1.1 \sqrt{\frac{82.68}{1000}} = 0.316 \text{ m}$$

Nous prenons une série de diamètres 315 mm, 400 mm et 500 mm pour le calcul économique du diamètre.

➤ Vérification des vitesses

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4 \times Q}{\pi d^2} \text{ (m/s)} \quad (2.2)$$

$D_1=315 \text{ mm}$ $V_1=1,05 \text{ m/s}$

$D_2=400 \text{ mm}$ $V_2=0,65 \text{ m/s}$

$D_3=500 \text{ mm}$ $V_3=0,42 \text{ m/s}$

Après tout calcul on remarque que le diamètre $D_3=500 \text{ mm}$ donne une vitesse inférieure à 0,5 m/s (vitesse minimale d'écoulement dans un réseau d'AEP).

Donc on fait notre calcul avec les diamètres $D_1=315 \text{ mm}$ et $D_2=400 \text{ mm}$. Par ce que les vitesses de deux diamètres sont vérifiées.

c) *Détermination des pertes de charge :*

Il s'agit de pertes de pression dues à la résistance qui rencontre le fluide en mouvement.

Connaitre leur valeur est utile pour :

- ❖ Dimensionner les conduites qui acheminent les fluides ;
 - ❖ Calculer les caractéristiques des pompes et des ventilateurs qui maintiennent les fluides en circulation.
 - ❖ Les pertes de charge peuvent être linéaires ou singulières [8]:
- *Calcul des pertes de charge linéaires :*

On appelle pertes de charge linéaire celles qui se produisent dans les tuyaux pourvus de singularités. Le plus souvent on se sert de la formule de Darcy-Weisbach

$$\Delta HL = \frac{\lambda LV^2}{2gD} \quad (2.3)$$

Avec :

V= Vitesse de l'eau en (m/s).

g = Accélération de pesanteur (m/s²)

D =Diamètre intérieur de la conduite (m)

En général, les vitesses d'eau à prendre en compte pour le calcul se situent entre 0.5 et 1.25 m/s.

λ : Coefficient de frottement de la paroi, il est donné par la formule de cool brook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.52}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad (2.4)$$

Où

K : coefficient de la rugosité, qui dépend du type de matériau

La valeur de K pour PEhd est particulièrement faible car sa surface est idéalement lisse

□

D : diamètre de la conduite exprimé en mètre (m)

Re : Nombre de Reynolds

$$Re = \frac{V D}{\nu} \quad (2.5)$$

Où : ν est la viscosité cinématique de l'eau (m²/s)

Pour les conduites en PEhd, on calcule les pertes de charges linéaires à l'aide des abaques du guide d'utilisation des canalisations en PEhd

$$\Delta H_L = J \times L$$

Où :

ΔH_L : Perte de charges linéaire (m).

L : Longueur de la conduite (m).

J : perte charge par mètre linéaire (m/ml).

- *perte de charge singulière (ΔH_S):*

On appelle pertes de charges singulières celles qui sont occasionnées par les singularités (coudes, vannes, clapets, branchement, etc.), c'est-à-dire en dehors des longs alignements. On estime que la perte de charge singulière est égale à 10% de la perte de charge linéaire.

$$\Delta H_S = 10\% \Delta H \quad (2.6)$$

- *Perte de charge totale*

C'est la somme de toutes les pertes de charges à savoir les pertes de charge singulière et linéaire.

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad (2.7)$$

$\Delta H_T = 1.1 \times \Delta H_L$ pour la conduite en PEhd.

d) *Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :*

Elle comprend la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charges totales.

$$HMT = H_g + \Delta H_T \quad (2.8)$$

Où :

H_g : hauteur géométrique (m)

ΔH_T : pertes de charges totales (m)

$$H_g = Z_1 - Z_2 = 734.56 - 610 = 124.56 \text{ m}$$

Les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau II.1 : Dimensionnement de la conduite de refoulement.

Désignation	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	J (m/ml)	L(m)	ΔH_T (m)	Hg(m)	HMT(m)
SP-R	82.68	315	1,05	0,0022	4200	10,16	124.56	134,72
SP-R	82.68	400	0,65	0,0006	4200	2,77	124.56	127,33

La hauteur manométrique totale dépasse 10 bars, donc on doit utiliser une conduite en PEhd d'une pression nominale PN=16bars.

II.7. Calcul économique :

Ce calcul est effectué afin de choisir un diamètre économique alliant frais d'exploitation et frais d'amortissement.

a) Calcul de la puissance absorbée (P) :

La puissance absorbée de la pompe est donnée par la formule suivante [9] :

$$P = \frac{Q \times \varpi \times \text{HMT}}{\eta} \quad \text{en (WATT)} \quad (2.9)$$

Avec :

Q : Débit en (m³/s) ;

HMT : Hauteur manométrique totale en (m) ;

ϖ : Egale ($\rho \times g$), poids spécifique du mètre cube de liquide refoulé ;

g : accélération de la pesanteur en (m/s²).

η : le rendement de la pompe, on prend : $\eta=80\%$.

b) Calcul de l'énergie consommée par la pompe (E) :

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times T \times 365 \quad (\text{KWh}) \quad (2.10)$$

Où :

T : Temps de fonctionnement des pompes T= 24heures ;

E : Energie totale dépensée par les pompes.

c). *Calcul du prix de revient de la conduite (SP –R) :*

$$Pc = Pr \times L \quad (2.11)$$

Où :

P_r : prix de mètre linéaire de la conduite ;

L : longueur de la conduite.

d) *Calcul du prix de l'énergie consommée (Frais d'exploitation) :*

$$Fe = E \times e \quad (2.12)$$

Où :

E : Energie consommée par les pompes ;

e : prix d'énergie ($e= 4.179$ DA pour le KWh).

e). *Calcul du frais d'amortissement (Fa) :*

$$Fa = Pc \times A \quad (2.13)$$

Où :

P_c : prix de la conduite ;

A: Annuité.

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre projet supposons que les frais seront amortis dans une période de 30 ans, ce qui nous conduit au calcul de l'annuité 'A'.

$$A = \left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} \right] + i \quad (2.14)$$

Où :

i : le taux d'intérêt (on prend $i=10\%$)

n : horizon considéré.

f) *Calcul du prix total:*

$$Pt = Fe + Fa \quad (2.15)$$

Où :

Fe : Frais d'exploitation ;

Fa : Frais d'amortissement.

Tous les résultats seront représentés sur les tableaux ci- dessous :

Tableau II.2 : Frais d'amortissement :

Diamètre (m)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	Annuité (A)	Prix de conduite (DA)	Prix d'amortissement (DA)
0,315	9450	4200	0.106	39690000	4210285,361
0,400	10000	4200	0.106	42000000	4455328,424

Tableau II.3 : Frais d'exploitation

Diamètre (m)	J (m/ml)	Longueur (m)	ΔH_T (m)	HMT (m)	P(KW)	E(KW/h)	Fe (DA)
0,315	0,0022	4200	10,16	134,72	145,70	1276332	5333791,428
0,400	0,0006	4200	2,77	127,33	137,70	1206252	5040927,108

Tableau II.4 : Frais totaux

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (Fa) DA	Frais d'exploitation (Fe) DA	Frais totaux (Ft) DA
0,315	4210285,361	5333791,428	9544076,789
0,400	4455328,424	5040927,108	9496255,532

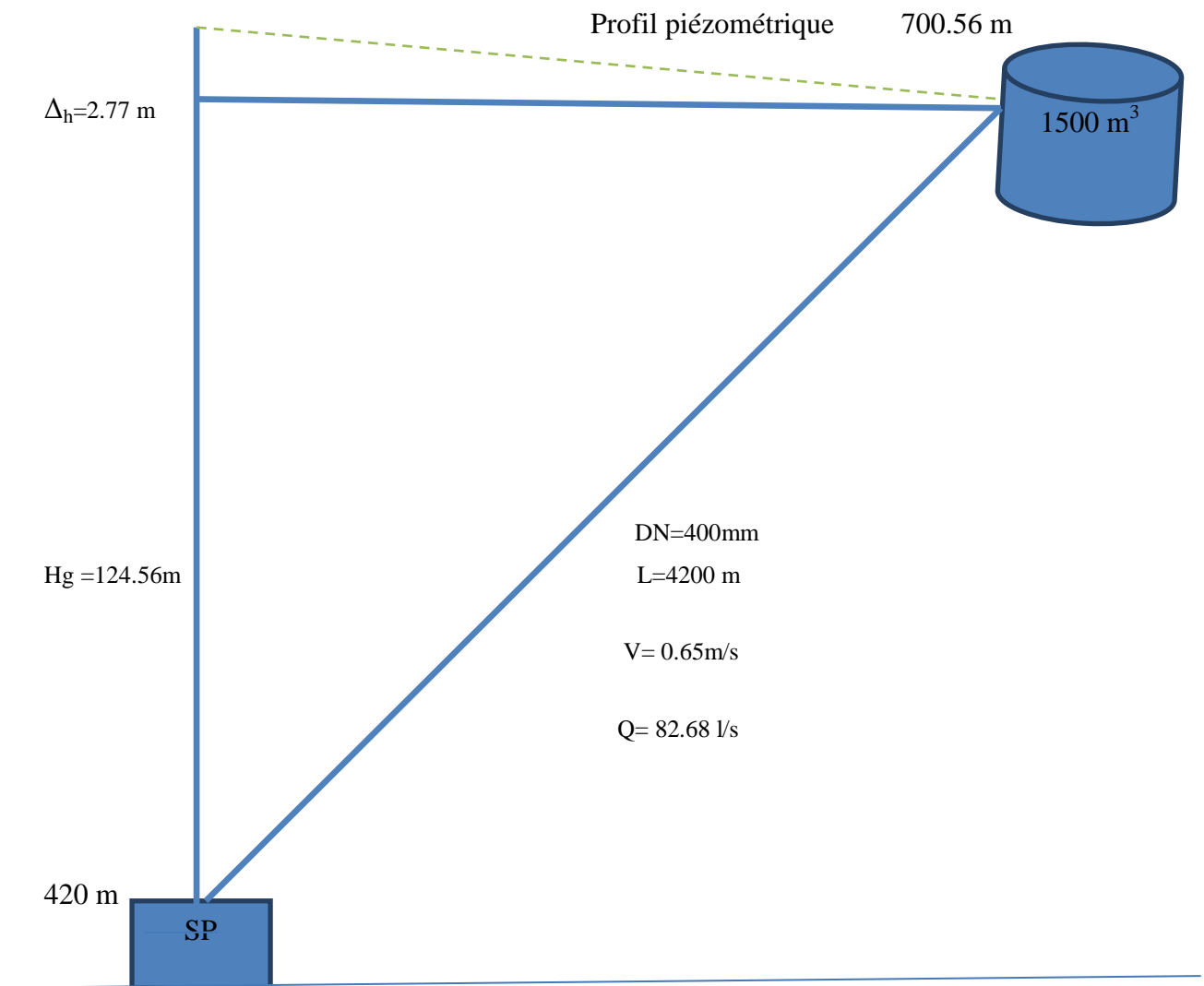


Figure II.2 : profil piézométrique

II.8. Conclusion:

A partir des résultats obtenus :

- D'après le calcul hydraulique, on a trouvé des vitesses acceptables et des pressions suffisantes pour transférer l'eau des captages vers les réservoirs de stockage ;
- Après le calcul économique ; on a trouvé que le diamètre économique de la conduite de refoulement est ($D = 400$ mm).

III.1. Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de station de pompage projetée le long de l'adduction [6].

III.2. Définition :

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

III.3. Classification des pompes :

Il existe plusieurs types de pompes :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes à piston.

III.4. Les paramètres hydrauliques de pompes :

Le bon fonctionnement d'une pompe se caractérise par les paramètres hydrauliques suivants :

III.4.1. La hauteur géométrique d'aspiration :

C'est la distance verticale séparant le plan déterminant la position de la machine (axe de la pompe) et le niveau du liquide dans le bief inférieur (puits).

On l'a note (h_a), qui est en fonction des caractéristiques de la machine, de la pression atmosphérique et de la température .Elle peut être négative ou positive. C'est un élément capital car, sans aspiration, il n'y a pas de débit et, de plus, la pompe se détériore. Si elle aspire mal, son débit est irrégulier et l'installation est soumise à des chocs d'où la cavitation [2].

III.4.2. La hauteur géométrique de refoulement :

C'est la distance verticale qui sépare le niveau du liquide dans le bief supérieur et du plan de référence de la pompe, c'est-à-dire l'axe de la pompe.

Elle est notée H_g exprimée en mètre (m)

III.4.3. Les pertes de charge (P.d.c):

Une partie de l'énergie mécanique reçue par l'eau est transformée en chaleur, de façon irréversible et constitue des pertes d'énergie mécanique ou pertes manométriques ; les pertes sont essentiellement dues à deux causes :

- Les pertes par frottement ΔH_f , généralement proportionnelles au carré du débit Q :

$$\Delta H_f = K_1 Q^2 \quad (3.1)$$

- Les pertes dites par choc ΔH_c , qui correspond au fait que, pour des débits différents du débit Q_0 pour lequel la machine a été dessinée, la direction des vitesses imposées par les organes fixes et mobiles ne coïncident pas ; on admet couramment que ces pertes sont proportionnelles au carré de l'écart de débit [2].

$$\Delta H_c = K_2 (Q - Q_0)^2 \quad (3.2)$$

III.4.4. La hauteur manométrique totale :

C'est la somme de la hauteur manométrique et des pertes de charge dues à l'aspiration et le refoulement. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum P.d.c \quad (3.3)$$

III.4.5. La puissance :

C'est le travail effectué pendant l'unité de temps pour élever le débit correspondant à une hauteur égale à la hauteur manométrique pratique d'élévation totale. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\varpi \times Q \times HMT}{\eta} \quad (3.4)$$

Avec :

ϖ : poids spécifique du mètre cube de liquide refoulé : $\varpi = \rho \times g$

ρ : la masse volumique

g : l'accélération de la pesanteur

Q : le débit (m^3/s)

HMT : Hauteur manométrique totale en (m)

η : le rendement de la pompe

III.5. Point de fonctionnement de la pompe :

C'est le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe $H=f(Q)$, et celle de la conduite $H_c=f(Q)$.

- La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur.
- La courbe caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + \Delta H \quad (3.5)$$

Où :

H_g : hauteur géométrique de refoulement ;

ΔH : pertes de charge dans la conduite.

$$\Delta H = RQ^2 \quad (3.6)$$

Avec :

$$R = \frac{8\lambda L}{\Pi^2 g D^5} \quad (3.7)$$

L : Longueur de la conduite (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

λ : coefficient de frottement, il est donné en fonction du nombre de Reynolds, selon

Altschul :

$$\lambda = 0.1 \left[1.46 \frac{K}{D} + \frac{100}{Re} \right] 0.25 \quad \text{avec } K = 0.015 \text{ mm} \quad (3.8)$$

Le nombre de Reynolds est calculé par la formule suivante :

$$Re = \frac{V D}{\nu} \quad (3.9)$$

Où :

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau $\nu = 10^{-6}$ (m²/s) a une température de 20°C.

III.6. Choix de la pompe :

A cette étape, on va choisir et étudier la pompe optimale pour refouler un débit Q= 82,68 l/s à une hauteur manométrique totale HMT = 127,33 m, de la station de pompage vers le réservoir de stockage. Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques de la conduite

Tableau III.1 : Caractéristiques de la conduite

Désignation	Q (l/s)	L (m)	D (mm)	Hg(m)	HMT (m)	V (m/s)	Re	λ	R
SP → R	82.68	4200	400	124.56	127,33	0,65	260000	0,0145	491,902

Pour choisir une pompe, il est nécessaire de connaître la Hauteur Manométrique Totale (HMT) ainsi que le débit (Q) que l'on souhaite obtenir dans la conduite. A l'aide du catalogue des pompes centrifuges à axe horizontal (P) **CAPRARI**, la pompe optimale pour notre projet est de type **PM 150/ 5B** d'une vitesse nominale **N=1490l/mn.**

Le tableau ci-dessous présente la variation des hauteurs de la pompe est de la conduite en fonction du débit.

Tableau III. 2 : Variation des hauteurs en fonction du débit

Q (l/s)	Q (m ³ /s)	Q ²	Hp	HMT=Hg+RQ ²
50	0.050	0.0025	147	125,79
55	0.055	0.003025	147	126,05
60	0.060	0.0036	146	126,33
65	0.065	0.004225	145	126,64
70	0.070	0.0049	143	126,97
75	0.075	0,005625	139	127,33
80	0.080	0,0064	135	127,71

85	0.085	0,007225	130	128,11
90	0.090	0,0081	124	128,54
95	0.095	0,009025	118	128,99
100	0.1	0,01	110	129,48
110	0.11	0,0121	102	130,51

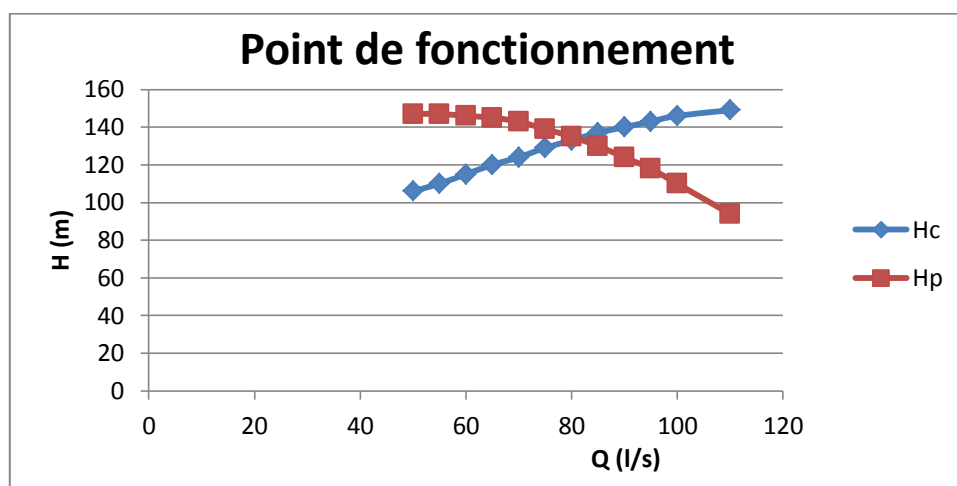


Figure III.1 : point de fonctionnement de la pompe

D'après le graphe on remarque que le point de fonctionnement de la pompe coïncide avec le débit ($Q=82.93\text{l/s}$) et la hauteur manométrique totale (HMT= 128.88) désirés.

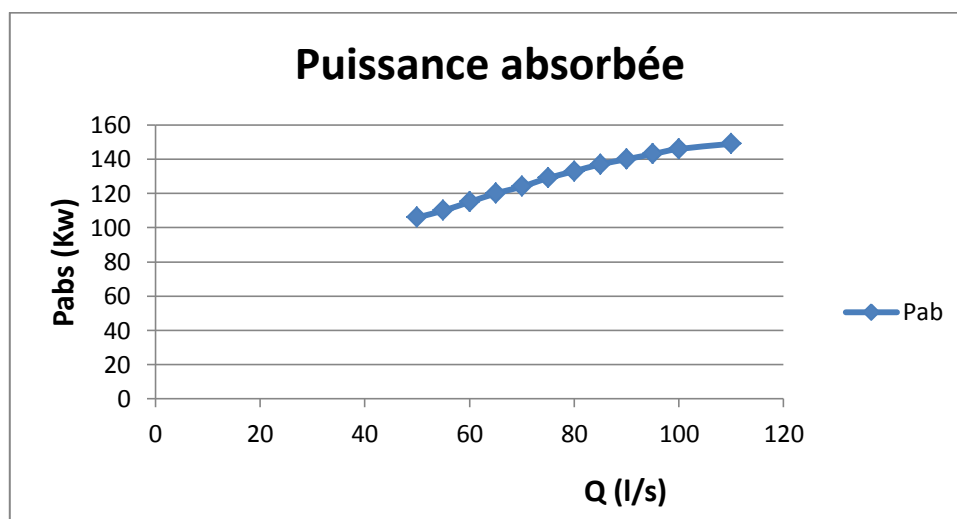


Figure III.2 : puissance absorbée de la pompe

La puissance absorbée de cette pompe est $P_{abs} = 137 \text{KW}$.

La puissance de l'armoire de commande est la puissance absorbée avec une majoration de 10%, $P_a = 137 \times 1,1 = 150,7 \text{ KW}$, on prend 150 KW

Alors le rendement : $\eta = 80\%$

III.7. Etude de la cavitation

On appelle cavitation d'une pompe centrifuge la vaporisation, à l'entrée de la roue, d'une partie du liquide pompée. C'est en effet en ce point que la pression est en générale la plus basse.

On considère en générale que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulle de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente.

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe :

- ❖ La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagne de leur condensation brutale dans une sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- ❖ Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- ❖ Vibrations à normales,
- ❖ Bruit à normale (pompage de cailloux),
- ❖ Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- ❖ Arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- ❖ Chute du débit pompe lorsqu'apparait le phénomène de cavitation [12].

La cavitation peut être prévue par le calcul du **NPSH** disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec **NPSH** requis par la pompe.

La cavitation apparait lorsque $\text{NPSH}_{dispo} < \text{NPSH}_{requis}$.

Pour éviter tous risques de cavitation, on doit respecter la condition suivante :

$$\text{NPSH}_{dispo} \geq \text{NPSH}_{requis}$$

Où :

NPSH_{requis} = charge nette d'aspiration requise.

$$\text{NPSH}_{requis} = \frac{P'}{\varpi} - h_v \quad (3.10)$$

Où :

$\frac{P'}{\varpi}$: Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration (m) ;

v : tension de la vapeur (m).

La courbe $NPSH_{requis}$ est donné par le constructeur de la pompe.

$$NPSH_{dispo} = \frac{p_0}{\varpi} - (Ha + ja + hv) \quad (3.11)$$

Où :

$\frac{P'}{\varpi}$: Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration (m) ;

hv : tension de la vapeur (m) ;

ja : perte de charge à l'aspiration (m).

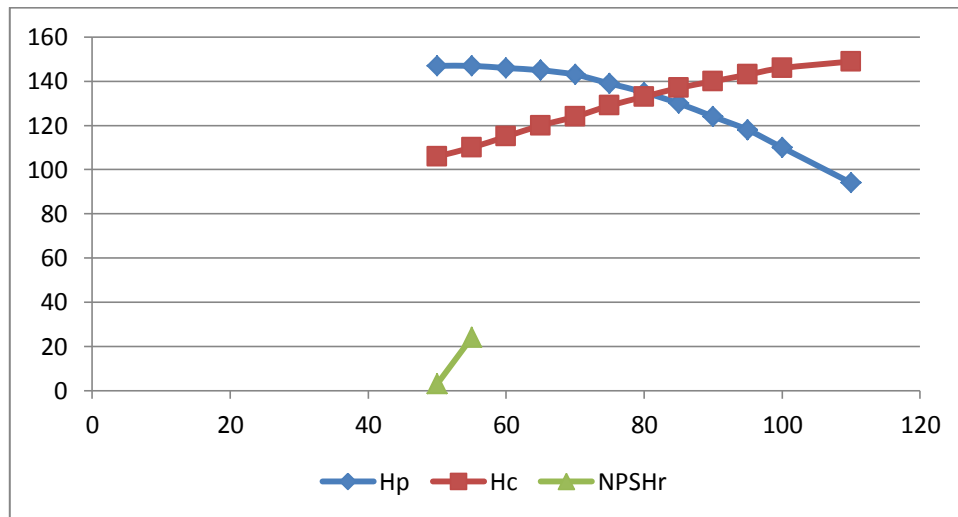


Figure III.3 : courbe de $NPSH_{requis}$

- Condition du non cavitation

Il faut que $(NPSH)_d \geq (NPSH)_r$

$$(NPSH)_r = (NPSH)_d + r \quad (3.12)$$

Pour une installation en charge :

$$(NPSH)_d = - \left(-h_{asp}^{adm} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + \Sigma \text{hasp} \right) \quad (3.13)$$

Pour une installation en aspiration

$$(NPSH)_d = \frac{P_{atm}}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \left(h_{asp}^{adm} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + \Sigma \text{hasp} \right) \quad (3.14)$$

Pour notre pompe est installée en charge:

$$\text{Aussi : } (NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (3.15)$$

Avec $r = (0.1 \text{ à } 0.5)$

Pour installation en charge : $r = 0.5$

$$\begin{aligned} h_{asp}^{adm} &= (NPSH)_r + 0.5 - \frac{P_{atm}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + \Sigma \text{ hasp} & (3.16) \\ &= 3.24 + 0.5 - 9.86 + 0.24 + 0.06 + 2.66 \cdot 10^{-3} \\ &= -5.8 \text{ m} \end{aligned}$$

La pompe doit être installée à une profondeur maximale de 5.8 m.

III.8. Conclusion :

Notre pompe doit être installée à une hauteur d'aspiration qui ne dépasse pas 5.8 m pour éviter le phénomène de cavitation.

IV.1. Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Autrefois, Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

IV.2. Définition

Ils servent à stocker temporairement l'eau potable (car la consommation est très différente selon l'heure ou le jour) avant qu'elle soit distribuée.

IV.3. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
 - Les réservoirs métalliques ;
 - Les réservoirs en maçonnerie ;
 - Les réservoirs en béton arme, ordinaire ou précontraint ;
- ✓ D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrées ;
 - Semi-enterrés ;
 - Surélevé.
- ✓ D'après leurs formes :
 - Circulaires ;
 - Rectangulaires ;
 - Ou d'une forme quelconque.

IV.4. Fonctions des réservoirs

- ✓ Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- ✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- ✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- panne électrique ;
 - remplacement d'une pompe ;
 - accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- ✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- ✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- ✓ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante. C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

- ✓ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- ✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons [1].

IV.5. Emplacement géographique des réservoirs

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet, compte tenu :

- ✓ La perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grand) ;
- ✓ L'état du relief du site ;
- ✓ La hauteur maximale des immeubles.

IV.6. Equipements de réservoirs :

IV.6.1. Trop-plein :

Le trop-plein a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit d'adduction, pour où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée [7].

IV.6.2. Robinet flotteur :

Le robinet flotteur est un appareil de robinetterie dont la particularité est de pouvoir s'ouvrir ou se fermer en fonction du niveau d'élévation de l'eau.

Une fois que le réservoir est complètement rempli, le flotteur se retrouve à l'horizontale, et bloque l'arrivée d'eau, évitant ainsi tout débordement.

IV.6.3. Conduite de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier, afin du pouvoir évacuer les dépôts. A cet effet, le radié est réglé en pente vers l'orifice de la conduite, ce dernier étant obturé à l'aide d'une vanne de vidange.

IV.6.4. Conduite d'alimentation :

L'arrivée dans le réservoir d'une conduite de refoulement doit se faire par le bas ou en siphon, l'extrémité du siphon étant toujours noyée et du côté opposé à la conduite du départ.

IV.6.5 Conduite de distribution :

La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine en acier galvanisé cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons. Dans le cas d'une distribution par gravité. Une crépine simple utilisée : dans le cas d'une aspiration, il faut prévoir un clapet de pied de crépine.

IV.6.6. Conduite By-pass :

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartimenté, il suffit de disposer un by-pass reliant la conduite d'amenée à la conduite de départ. En marche normale, les vannes 1 et 3 sont ouvertes, la vanne 2 est fermée ; au contraire, pendant que le réservoir est vide, la vanne 2 est ouverte et les vannes 1 et 3 sont fermées [7].

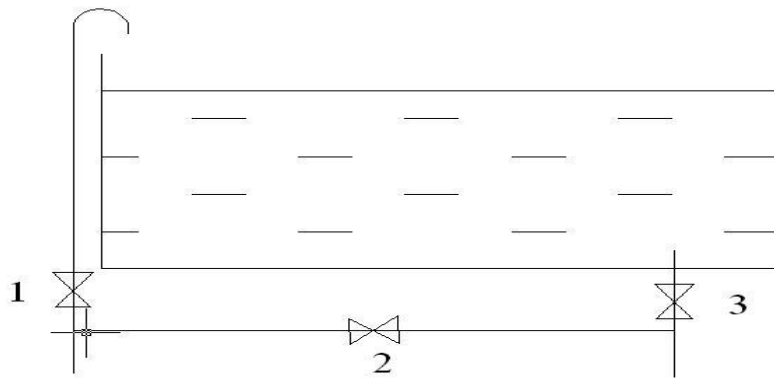


Figure IV.1 : fonctionnement de la conduite By-pass d'un réservoir

IV.7. Exigence technique à satisfaire dans le réservoir :

Pour avoir une eau de bonne qualité, le réservoir doit satisfaire une certaine exigence pour assurer la santé et le bien-être de la population:

- ❖ L'eau contenue dans le réservoir soit fréquemment renouvelable.
- ❖ L'eau doit être à l'abri de la lumière du jour afin d'éviter le développement des algues.
- ❖ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de temps.
- ❖ Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ❖ Il doit être installé un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- ❖ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.

IV.8. Détermination de la capacité du réservoir :

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie et de la variabilité de la demande. Le plus souvent on calcule la capacité du réservoir pour satisfaire aux variations journalières du débit consommé, en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation.

Le calcul du volume du réservoir s'effectue en fonction de la consommation maximale journalière. On distingue plusieurs réserves à savoir :

IV.8.1. Réserve d'équilibre :

Au cours d'une journée, lorsque la demande en eau est supérieure à la capacité de production, c'est dans la réserve d'équilibre que les pompes puisent.

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$V_R = \Delta V_{max}^+ + \Delta V_{min}^- \quad (4.1)$$

IV.8.2. Réserve d'incendie :

Elle est calculée à partir du débit du feu max et de sa durée. En général on prévoit de combattre un feu au moment où la municipalité doit satisfaire à la demande de consommation journalière maximale. Mais en Algérie on prend la réserve d'incendie égale à 60 m³/h pendant une durée de deux 02heurs, soit un volume de 120 m³.

IV.8.3. Réserve d'urgence :

La réserve d'urgence (Rurg) utilisée lors d'un bris de conduite principale ou pompe à un volume correspond à environ 2^h - 24^h de consommation.

IV.9. Détermination de la réserve totale :

Comme il est improbable d'avoir un bris majeur le jour de la consommation maximale avec un incendie, il ne serait pas économique de garder simultanément toutes ces réserves, on considère dans la pratique

$$R = R_{equilibre} + R_{ecendie} \quad (4.2)$$

IV.10. Capacité du réservoir :

La détermination de la capacité du réservoir, se fait à partir des données sur la répartition de réserve et de la consommation d'eau durant les différentes heures de la journée.

On fait la somme algébrique de la plus grande valeur positive et la plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (consommée), et on ajoute à cette somme, le volume de la réserve d'incendie, pour avoir le volume total du réservoir.

Soit :

$$V_R = |\Delta V_{max}^+| + |\Delta V_{min}^-| + V_{inc} \quad (4.3)$$

V_R : volume de réservoir (m³).

ΔV^+_{\max} : la plus grande valeur positive de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (m^3).

ΔV^-_{\min} : la plus petite valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (m^3).

V_{in} : volume de réserve d'incendie (m^3).

Pour notre cas, on a un débit maximal journalier :

$$Q_j^{\max} = 82.68 \text{ l/s, soit } Q_j^{\max} = 7143.18 m^3/j$$

Une adduction continue durant 24 heures, alors le débit horaire maximal est :

$$a = Q_j^{\max}/24 \text{ donc } a = 297.63 m^3/h$$

Tableau IV.1 : Calcul de la réserve d'équilibre

Horaire	Pourcentage (%)	temps	$Q_j^{\max} \setminus 24$	Adduction	Distribution	Différence (m^3)	
						ΔV^+_{\max}	ΔV^-_{\min}
0-4	0.01	4	297.6325	1190.53	285.7272	904.80	
4-5	0.02	5	297.6325	1488.16	428.5908	1059.5 7	
5-6	0.03	6	297.6325	1785.80	642.8862	1142.9 1	
6-7	0.05	7	297.6325	2083.42	1000.0452	1083.3 7	
7-9	0.065	9	297.6325	2678.69	1928.6586	750.03	
9-10	0.055	10	297.6325	2976.33	2321.5335	654.80	
10-11	0.045	11	297.6325	3273.96	2642.9766	630.98	
11-12	0.055	12	297.6325	3571.60	3035.8515	535.75	
12-14	0.07	14	297.6325	4166.86	4035.8967	130.96	
14-15	0.055	15	297.6325	4464.49	4428.7716	35.72	
15-16	0.045	16	297.6325	4762.12	4750.2147	11.91	
16-17	0.05	17	297.6325	5059.75	5107.3737		47.62
17-19	0.065	19	297.6325	5655.02	6035.9871		380.97

19-20	0.05	20	297.6325	5952.65	6393.1461		440.50
20-21	0.045	21	297.6325	6250.28	6714.5892		464.31
21-22	0.03	22	297.6325	6547.92	6928.8846		380.96
22-23	0.02	23	297.6325	6845.55	7071.7482		226.20
23-24	0.01	24	297.6325	7143.18	7143.18		0.00

$$V_{equi} = \text{MAX} (V_{add} - V_{dis}) + \text{MIN} (V_{add} - V_{dis}) \quad (4.4)$$

$$V_{equi} = 1142.91 + 464.31$$

$$V_{equi} = 1607.22 \text{ m}^3$$

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

$$V_t = V_{equu} + V_{inc} = 1607.22 + 120$$

$$V_t = 1727.22 \text{ m}^3 \quad \longrightarrow \quad V_t = 2000 \text{ m}^3$$

DIAGRAMME DU RESERVOIR

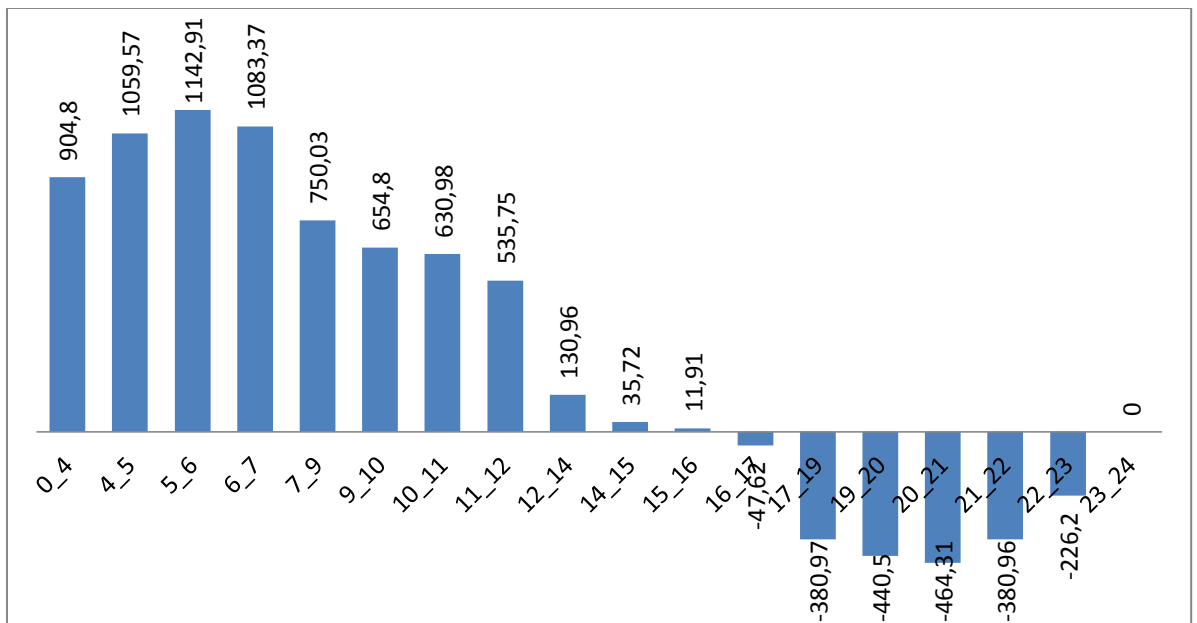


Figure IV.2 : Diagramme d'équilibre du réservoir

IV.11.Conclusion

Comme il existe déjà trois(3) réservoirs de capacité 500 m³ chacun, dans la commune de Benjerrah et vu l'estimation du volume du réservoir à l'horizon 2046 qui est de l'ordre de 2000 m³, donc on va ajouter un quatrième réservoir de 500 m³.

V.1. Introduction :

Avec le temps la consistance et la rigidité des conduites diminuent ce qui se manifeste par des fuites d'eaux engendrées par le phénomène de coup de bélier.

Le coup de bélier est ce phénomène connu quand on ferme brusquement un robinet, la canalisation, du fait de l'arrêt de l'écoulement et de l'inertie de la masse d'eau en mouvement, subit un choc qui se traduit souvent par un bruit. Dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement, on doit impérativement éviter ce phénomène qui provoquerait l'éclatement des canalisations [8].

V.2. Définition du phénomène du coup du bélier :

Le coup du bélier est un phénomène de choc qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture ou ouverture rapide d'une vanne, d'un robinet ou de l'arrêt d'une pompe.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre le coup du Bélier, il en sera de même pour les conduites d'adduction dont, le débit se trouve régler à l'aval par un robinet, dont les caractéristiques de fermeture sont connues.

V.3. Les Causes du coup du bélier :

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- Arrêt brutal par disjonction inopinée, d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.
- Les changements du régime d'écoulement d'un fluide contenu à l'intérieur d'une conduite entraînent souvent de brusques variations de pression.

Ces écarts seront plus importants si le fluide est un liquide et si la modification du débit a été brutale.

Ce choc violent se traduit souvent par un bruit caractéristique, et peut entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement. Ce

problème peut être résolu avec la mise en place d'un anti-bélier. Par rapport au régime permanent, les pressions peuvent atteindre des valeurs excessives.

V.4. Conséquence du coup du bélier :

Le coup du bélier peut avoir des conséquences fâcheuses telles que :

- la rupture de la canalisation
- la détérioration d'appareils traversés par le fluide.
- Les fissures qui peuvent donner une importante perte d'eau.

V.5. Etude physique du phénomène du coup du bélier

Dans le cas d'une conduite de refoulement, comme le cas de notre projet dont le débit Q_0 se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction, nous admettons, une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau. Supposons la colonne liquide constituée de tranches infiniment rapprochées, survient l'arrêt brusque et instantané. Quatre (04) phases peuvent alors être envisagées :

- **1^{er} phase :**

Par suite de son inertie, la colonne va poursuivre son chemin ascendant, mais n'étant plus alimentée, il va en résulter derrière elle, une dépression ; l'eau se déprime. Chaque tranche considérée de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre.

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir avec une célérité a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est L ; le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est (L/a) . Au bout de ce temps, la conduite est en dépression sur toute sa longueur et l'eau est alors immobile.

- **2^{ème} phase :**

Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif, et cela de proche en proche, en considérant les tranches successives à partir du réservoir. L'eau revient alors dans

la conduite et au bout d'un nouveau temps L/a , c'est-à-dire, à $2L/a$ depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue, mais va se retrouver arrêtée par le clapet de la pompe, qui, entre temps s'est fermé.

- **3^{ème} phase :**

En raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite.

Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour les conduites, l'onde de pression gagnant de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir, toute la canalisation. Au bout d'un nouveau temps L/a , c'est-à-dire à $3L/a$ depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée et immobile.

- **4^{ème} phase :**

Grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci agissant à la manière d'un ressort, reprend, de proche en proche, à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif, les tranches d'eau successives reprenant leur dimension initiale.

Au bout d'un nouveau temps L/a , c'est-à-dire, à $4L/a$ depuis l'origine, nous nous retrouverons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc $4L/a$.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas freiné, amorti, par les pertes de charges résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

Ce phénomène, pour le cas d'une conduite de refoulement est donc caractérisé, tout d'abord par une dépression, puis par une surpression.

L'analyse du phénomène, dans le cas d'un arrêt brusque en un point (fermeture rapide d'une vanne) d'un écoulement dans la conduite d'adduction gravitaire en provenance d'un réservoir est exactement la même sauf, toute fois, qu'il commence par une surpression, puis s'achève par une dépression [8].

V.6. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

V.6.1. Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale, le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

V.6.2. Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

V.6.3. Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement.

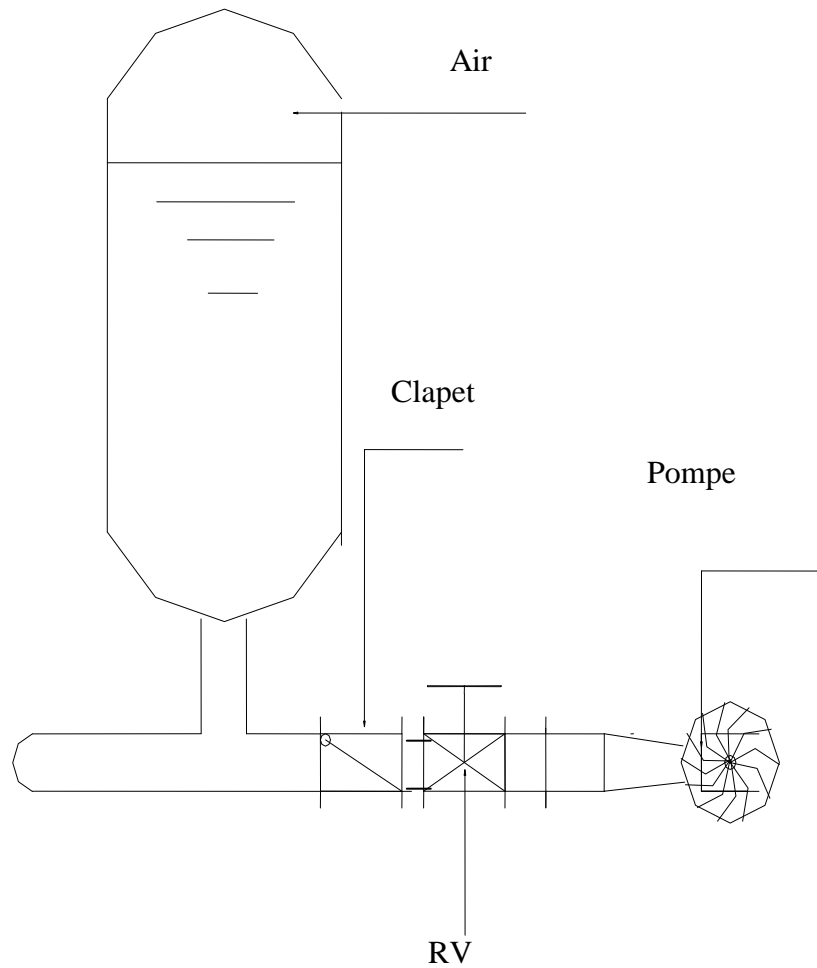


Figure V.1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier

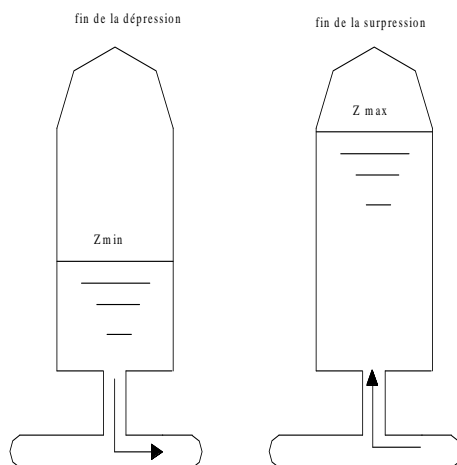


Figure V.2. Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir

V.6.4. Les cheminés d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges [8].

Dans ce projet, on proposera le moyen de protection comme étant le réservoir d'air.

V.7. Calcul de la célérité d'ondes :

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \left(\frac{m}{s} \right) \quad (5.1)$$

Où :

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

e : épaisseur de la conduite en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation ;

Pour les conduites en PEhd (K=83).

V.7.1. Calcul de valeur maximale du coup de bélier :

T : inférieur à $\frac{2L}{a}$

Le coup de bélier peut atteindre la valeur maximale.

$$\Delta P = a \times \frac{V_0}{g} \quad (5.2)$$

Où :

ΔP : la valeur maximale du coup du bélier

V_0 : vitesse d'écoulement (m/s)

g : accélération du pesanteur $g= 9.81 \text{ m/s}^2$.

V.7.2. Pression maximale et minimale du retour d'onde :

En cas de l'arrêt brusque de la pompe, on calcul la valeur de la pression maximale et minimale du retour d'onde dans les conduites de refoulement par la formule :

- Cas de la surpression : $H_{max} = H_g + \Delta P$ (5.3)

- Cas de la dépression : $H_{min} = H_g - \Delta P$ (5.4)

Les conduites en PEhd ne peuvent résister à une pression maximale plus de 16 bars.

Les résultats de calcul du coup de bélier, sont représentés au tableau ci-dessous :

Tableau V.1: calcul du coup de bélier

Désignation	D (mm)	L (m)	e (mm)	K	a (m/s)	Vo (m/s)	Hg(m)	ΔP (m)	Hmax(m)	Hmin(m)
Tronçon SP → R	400	4200	36,3	83	319,03	0,65	124,56	21.13	145.69	103.43

V.8. Conclusion :

D'après les résultats obtenus on remarque d'après les valeurs qu'il n'existe pas de dépression et que la valeur de la surpression ne dépasse pas la pression que peut supporter la conduite en PEhd PN (16 bars). Donc on n'aura pas besoin de dimensionner un réservoir anti-bélier.

VI.1. Introduction

Le réseau de distribution est l'ensemble des canalisations qui font suite au réservoir, sur lesquelles sont piqués des branchements en vue d'alimentation des abonnés, les diamètres des canalisations seront déterminés en fonction du débit transité tout en maintenant une vitesse d'écoulement satisfaisante, dans l'intervalle (de 0,5 à 1,25 m/s).

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec les hauteurs des immeubles.

VI.2 : Structure des réseaux:

L'eau est distribuée aux consommateurs par des réseaux de conduites locaux, à l'intérieur de la zone alimentée. Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont: les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendies, ...). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, sous le trottoir [5].

VI.3 : Classification des réseaux :

Les différents types du réseau de distribution peuvent être classés comme suit :

- Réseaux ramifiés.
- Réseaux maillés.
- Réseaux étagés.
- Réseau à alimentation distincte.

VI.3.1: Réseau ramifié:

C'est un réseau dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés situés en aval [5].

VI.3.2 Réseau maillé :

C'est un réseau qui permet au contraire une alimentation en retour, donc d'éviter l'inconvénient signalé précédemment, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre l'alimentation des abonnés d'aval. Il est plus coûteux, mais en raison de sécurité qu'il procure, on la préfère que le réseau ramifié [5].

VI.3.3 Réseau étagé :

Avec ce réseau, il est possible ainsi que nous l'avons vu de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée aux environs de 40m d'eau (utilisé quand l'agglomération a un relief montagne).

VI.3.4 Réseau à alimentation distincte :

Ces types de réseaux distribuent, l'un d'eau potable destiné à tous les besoins domestiques et l'autre l'eau non potable réservée aux usages industriels et au lavage et arrosage des rues.

Ces réseaux ne sont nécessaires que dans les installations extrêmement importantes.

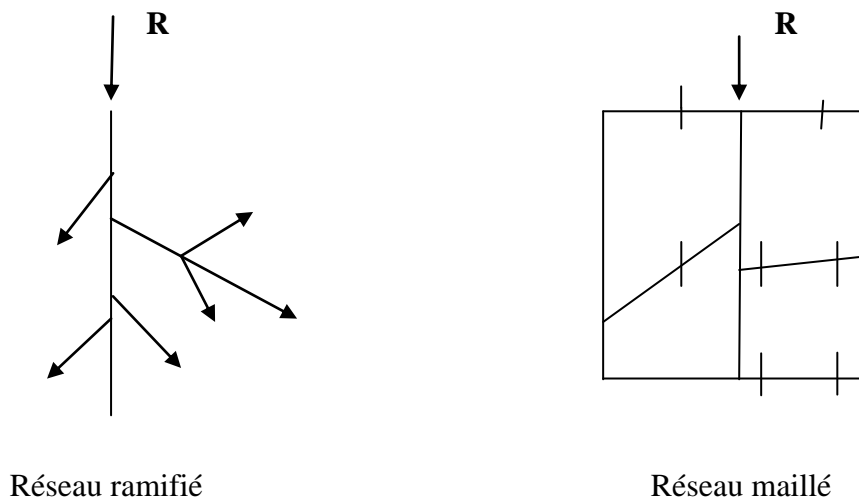


Fig.VI.1 : Classification des réseaux

VI.4 : Hypothèses de calcul:

Les mêmes principes fondamentaux, évoqués pour les conduites d'adductions, s'appliquent aussi pour les canalisations de distribution: caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières, ligne piézométrique), diamètre économique, types de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, ventouse, brise charge, pièces spéciales) [11].

VI.4.1 Débit :

Une estimation, aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter. On calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe.

Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits. Le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant les heures de pointe).

Il faut aussi vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe + incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau est de $60 \text{ m}^3/\text{h}$ (soit 17 l/s). On tient compte de plusieurs incendies en même temps dans le cas d'une grande ville ou d'une agglomération à haut risque d'incendie [11].

VI.4.2 Vitesse :

La vitesse de l'eau dans le diamètre choisi d'un tronçon de distribution quelconque sera entre $0,50$ et $1,25 \text{ m/s}$.

Les vitesses inférieures à $0,50 \text{ m/s}$ favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses supérieures à $1,25 \text{ m/s}$ risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

VI.4.3 Pression :

Le réseau doit assurer des pressions comprises entre 10 et 40 m . En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter les fortes pressions.

VI.5 Principes de calcul:

Un réseau de distribution est subdivisé en tronçons délimités par des nœuds (points particuliers: réservoir, croisement de conduites, prélèvements importants, changement de diamètre, extrémité du réseau, vanne,...).

VI.5.1 Débit en route (Q_r):

Le débit en route est un débit qui entre à l'amont du tronçon et ne sort pas à l'aval puisque, par définition, il est consommé par les abonnés tout le long du tronçon.

Ce débit en route, supposé uniformément réparti sur toute la longueur du tronçon, est calculé par la méthode suivante:

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \quad (6.1)$$

Où :

Q_{sp} : le débit spécifique en (l/s/ml) ;

L_i : longueur de la conduite.

Le débit spécifique est donné par:

$$Q_{sp} = \frac{Q_h^{max}}{\sum L_i} \quad (6.2)$$

Avec :

Q_{sp} : Débit spécifique exprimé en (l/s/ml) ;

Q_h^{max} : Le débit horaire maximal exprimé en L/s

$\sum L_i$: La somme des longueurs des tronçons (m).

VI.5.2 Débit de nœud (Q_{noeud}):

Le débit de nœud est la moitié de la somme des débits en routes (Q_r) dans les tronçons reliés au nœud (n), plus le débit concentré (Q_c).

$$Q_{noeud} = \frac{1}{2} \sum Q_{rn} + Q_c \quad (6.3)$$

Où :

Q_{rn} : débit en route d'un tronçon relié au nœud (n) ;

Q_c : le débit concentré. Pour cette étude $Q_c = 0$

VI.6 : Calcul des réseaux maillés par la méthode de Hardy Cross :

Pour un réseau maillé, après le calcul des débits en route de tous les tronçons, on répartit ces débits aux nœuds du réseau. Il faut vérifier que la somme des débits aux nœuds est égale à la somme des débits en route de tous les tronçons.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

1^{ère} Loi : En un nœud quelconque du réseau, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en partent:

$$\sum Q_r = \sum Q_{noeuds} \quad (6.4)$$

2^{ème} Loi : Le long d'un parcours orienté et fermé (une maille), la somme algébrique des pertes de charge est nulle:

$$\sum \Delta H = 0 \quad (6.5)$$

La méthode de Hardy Cross consiste, tout d'abord, à se fixer une répartition provisoire des débits ainsi qu'un sens d'écoulement dans tout le réseau, tout en respectant la première loi.

Cette première répartition permet de choisir les diamètres, tout au moins provisoires, des canalisations (avec des vitesses entre 0,50 et 1,50m/s) et de calculer les pertes de charge correspondantes.

Ordinairement, la somme algébrique des pertes de charge ne peut pas être nulle, dans toutes les mailles, dès le premier coup. Sans changer les diamètres choisis et sans perturber la première loi, on doit modifier la répartition initiale supposée des débits dans les tronçons afin de rectifier les pertes de charge et vérifier la deuxième loi.

Une fois la 2^{ème} loi n'est pas vérifiée dès le premier coup et nous allons chercher la correction à faire (ΔQ), cette correction est donnée par la formule suivante :

$$\Delta Q = - \frac{\sum_{i=1}^n \Delta H_i}{2 \sum_{i=1}^n \left| \frac{\Delta H_i}{Q_i} \right|} \quad (6.6)$$

Les débits positifs, par rapport à l'orientation choisie, seront corrigés par (ΔQ), affecté de son signe, alors que les débits négatifs seront corrigés par (ΔQ) multiplié par -1.

Si, pour les nouveaux débits, la deuxième loi n'est toujours pas vérifiée, il faudra de nouveau corriger les débits. Ainsi, on se rapprochera de zéro pour la somme algébrique des pertes de charge du contour.

Dans le cas de deux mailles adjacentes, la conduite commune sera affectée par les deux corrections des débits calculées pour les deux mailles, affectées de leurs signes respectifs.

Généralement, on arrête les itérations lorsque, pour toutes les mailles:

- $|\Delta Q| \leq 0.5 \text{ l/s}$;
- $|\sum \Delta H_i| \leq 0.4 \text{ l/s}$;

Dans le cas où le calcul est fait à l'aide d'un logiciel, on peut aller plus loin dans la précision.

Si la solution obtenue ne vérifie pas les conditions imposées (des vitesses entre 0,50 et 1,25 m/s et, éventuellement, des pressions suffisantes), on doit modifier le choix initial des diamètres de certains tronçons et recommencer le calcul dès le début.

Notons que la solution (la répartition finale des débits) sera fonction des diamètres choisis dès le départ (qui dépendent de la première répartition des débits) [11].

La méthode de Hardy Cross a permis la mise au point de plusieurs logiciels de calcul d'écoulement dans les réseaux maillés en charge et qui sont disponibles actuellement (exemple: LOOP, EPANET...).

VI.7. Calcul des réseaux maillés par le logiciel EPANET :

VI.7.1. présentation du logiciel :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs.

EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud,

VI.7.2. Capacités pour la Modélisation Hydraulique

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût

Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets antiretour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.

- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.

- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

VI.7.3 : Les Étapes de l'Utilisation d'EPANET

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

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement système ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

VI.8. Calcul du réseau

Le réseau de la zone d'extension est constitué de six mailles, dix-neuf nœud et vingt quatre conduites est alimentée par un débit total de ($Q_h \text{ max} + Q_{inc}$) de 140.60l/s.

- Dimensionnement de la conduite principale reliant le réservoir et le nœud 1 :

$$Q=140.6l/s \quad \rightarrow \quad Q=0.1406 \text{ m}^3/s$$

$$D=K\sqrt{Q} \quad \rightarrow \quad 0.41246m$$

Alors DN = **400 mm**

- Les calculs préliminaires de ce réseau sont présentés au tableau suivant :

Tableau VI.1 : calculs préliminaires du réseau

N° nœud	tronçon	Longueur(m)	Qsp (L/s)	Qr (L/s)	Q _{nœud} (L /s)	Qtronçon (l/s)	DN	CTN
1	1-2	140	0.0494722	6.92		52.34	250	677.11
	1-5	194		9.59	8.26	80	315	
2	2-1	140		6.92		52.34	250	675.81
	2-3	94		4.65	5.78	46.56	250	
3	3-2	94		4.65		46.56	250	670.41
	3-4	170		8.41	8.92	34	200	
	3-6	97		4.79		3.64	75	
4	4-3	170		8.41		34	200	666.75
	4-8	97		4.79	6.60	27.4	200	
5	5-1	194		9.59		80	315	674.60
	5-6	140		6.92	10.48	19.52	160	
	5-10	90		4.45		50	250	
6	6-3	97		4.79		3.64	75	670.00
	6-5	140		6.92	7.59	19.52	160	
	6-7	70	3.46		15.57	160		
7	7-6	70	3.46		15.57	160	669.91	
				6.67				

	7-8	110		5.44		2.9	75	
	7-12	90		4.45		6	100	
8	8-4	97		4.79		27.4	200	665.49
	8-7	110		5.44		2.9	75	
	8-9	160		7.91	13.28	10.02	110	
	8-17	170		8.41		7	100	
9	9-8	160		7.91		10.02	110	664.49
	9-19	110		5.44	6.78	3.24	75	
10	10-5	90		4.45		50	250	673.85
	10-11	50		2.47	3.46	46.54	250	
11	11-10	50		2.47		46.54	250	668.58
	11-12	150		7.42	9.89	6.65	100	
	11-13	200		9.89		30	200	
12	12-7	90		4.45		6	100	667.10
	12-11	150		7.42	9.64	6.65	100	
	12-15	150		7.42		3.01	75	
13	13-11	200		9.89		30	200	665.34
	13-14	150		7.42	8.65	21.35	160	
14	14-13	150		7.42		21.35	160	664.34
	14-15	50		2.47	4.94	16.41	160	
15	15-12	150		7.42		3.01	75	665.82

	15-14	50		2.47	7.66	16.41	160	
	15-16	110		5.44		11.76	125	
16	16-15	110		5.44		11.76	125	657.89
	16-17	60		2.96	4.20	7.56	100	
17	17-8	170		8.41		7	100	659.27
	17-16	60		2.96	8.65	7.56	100	
	17-18	120		5.93		5.91	100	
18	18-17	120		5.93		5.91	100	658.69
	18-19	70		3.46	4.69	1.22	50	
19	19-9	110		5.44		3.24	75	662.29
	19-18	70		3.46	4.46	1.22	50	
	Somme	2842		140.60	140.60			

Après les calculs préliminaires du réseau, on remarque que la somme des débits en route et des débits nodaux est égale au débit total 140.60 l/s. Alors la première loi de la méthode de Hardy Cross est vérifiée.

On introduit dans le logiciel la valeur de l'élévation et du débit de chaque nœud, le diamètre, la longueur et la rugosité de chaque tronçon pour obtenir les résultats des pressions aux nœuds, des vitesses et la répartition finale des débits.

Affichage des résultats sous forme de schémas

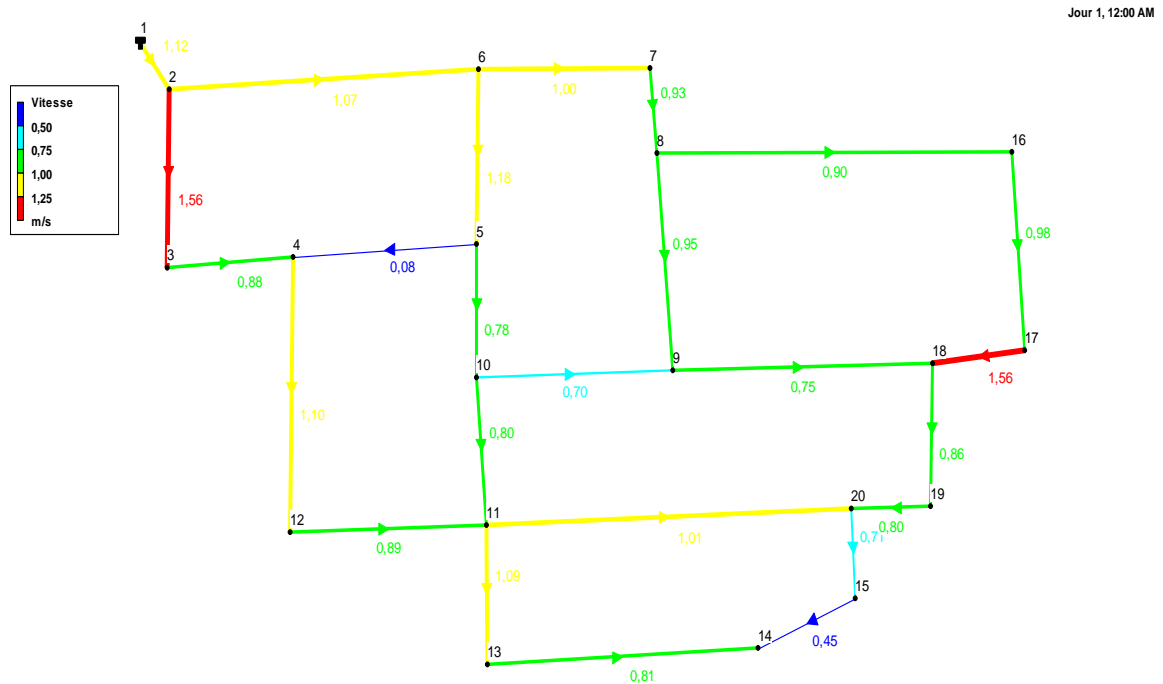


Figure VI.2 : schéma des vitesses

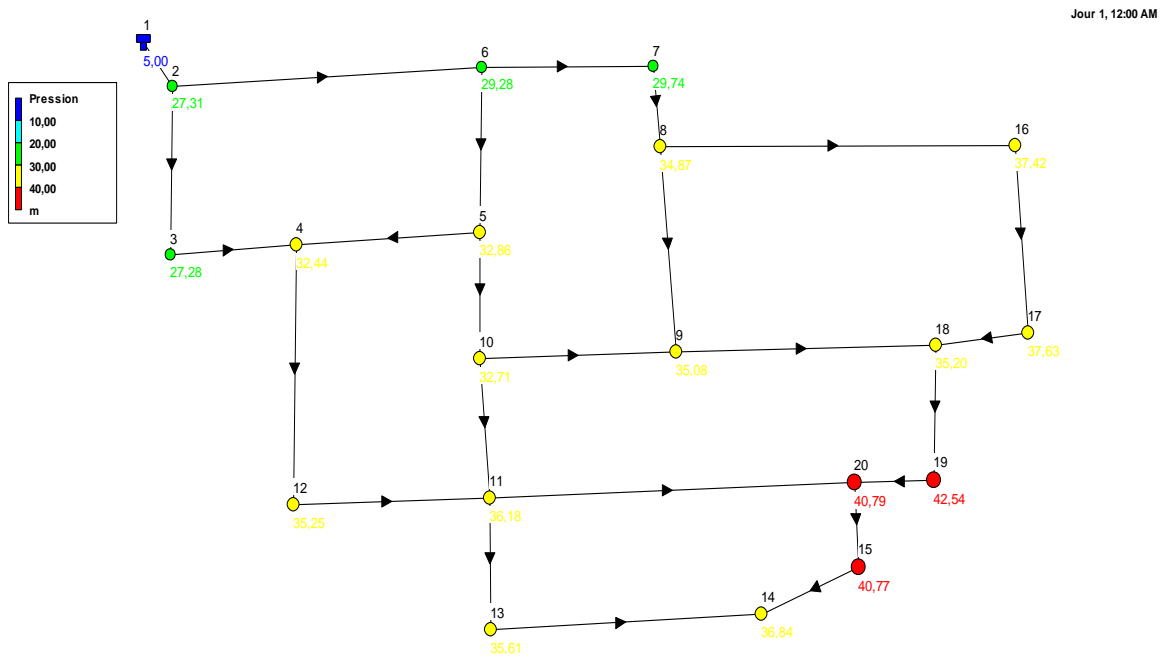


Figure VI.3 : schéma des pressions

Remarque :

D'après le schéma des vitesses et le schéma des pressions, on remarque que certaines vitesses ne sont pas comprises à l'intervalle [0.5 ; 1.25] m/s, et les pressions ne sont pas entre [10 ; 40] m. Donc on doit fait modifier les diamètres pour normaliser les vitesses et les pressions.

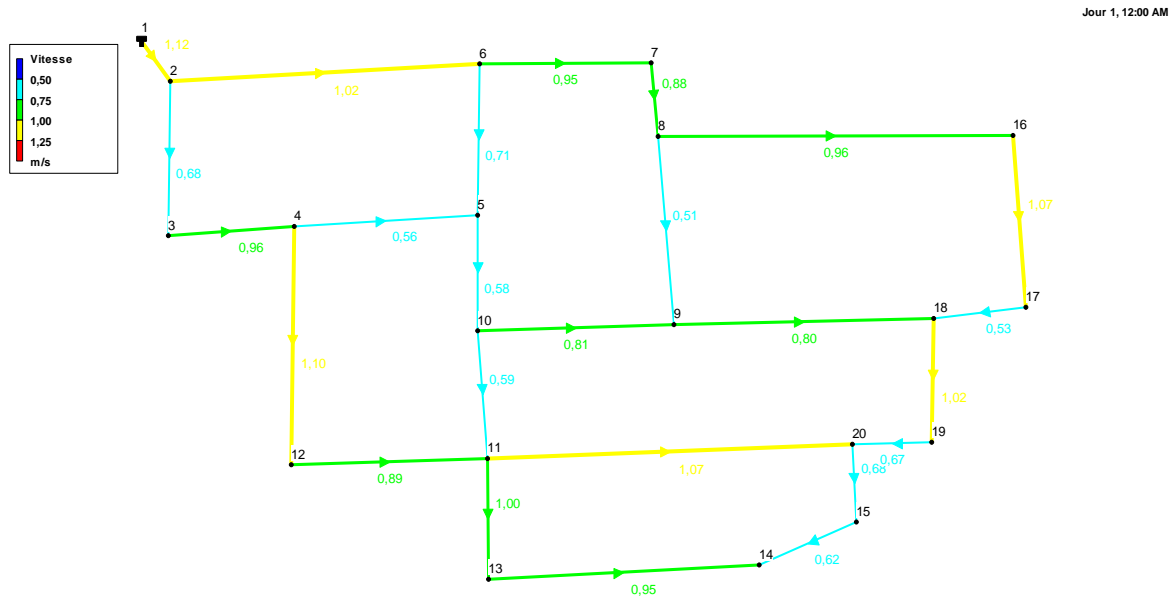


Figure VI.4. Schéma des vitesses après la modification des diamètres

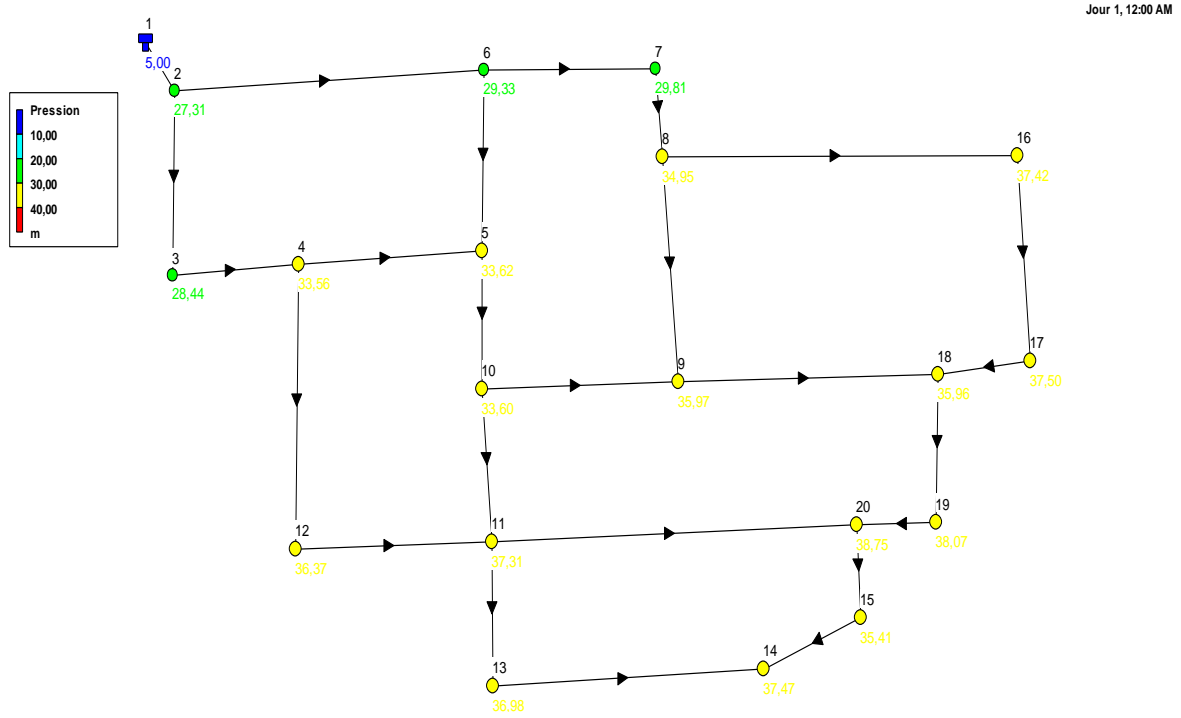


Figure VI.5. Schéma des pressions après la modification des diamètres

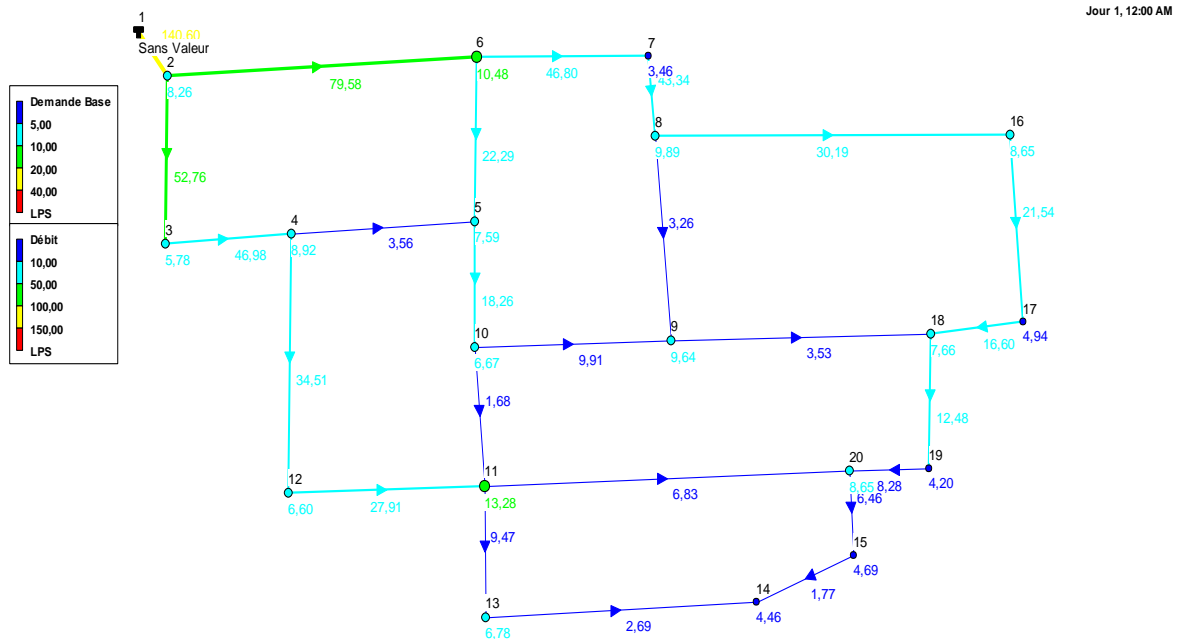


Figure VI.6. Schéma de l'écoulement

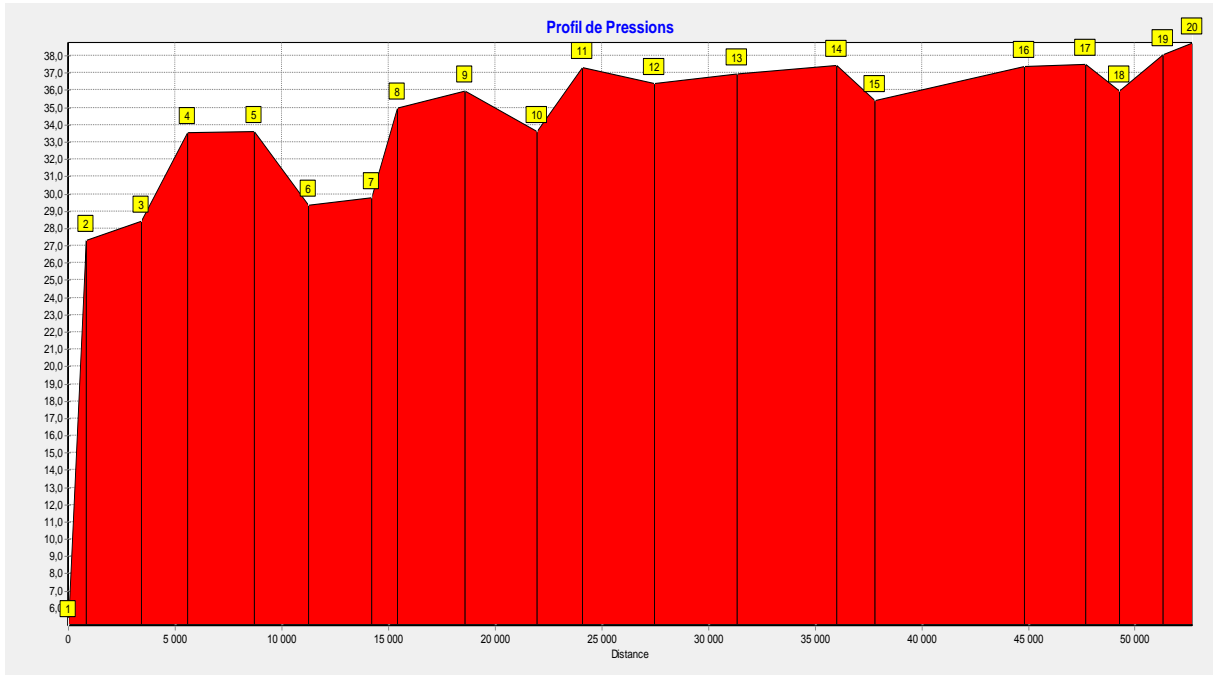


Figure VI.7. Profil de pressions

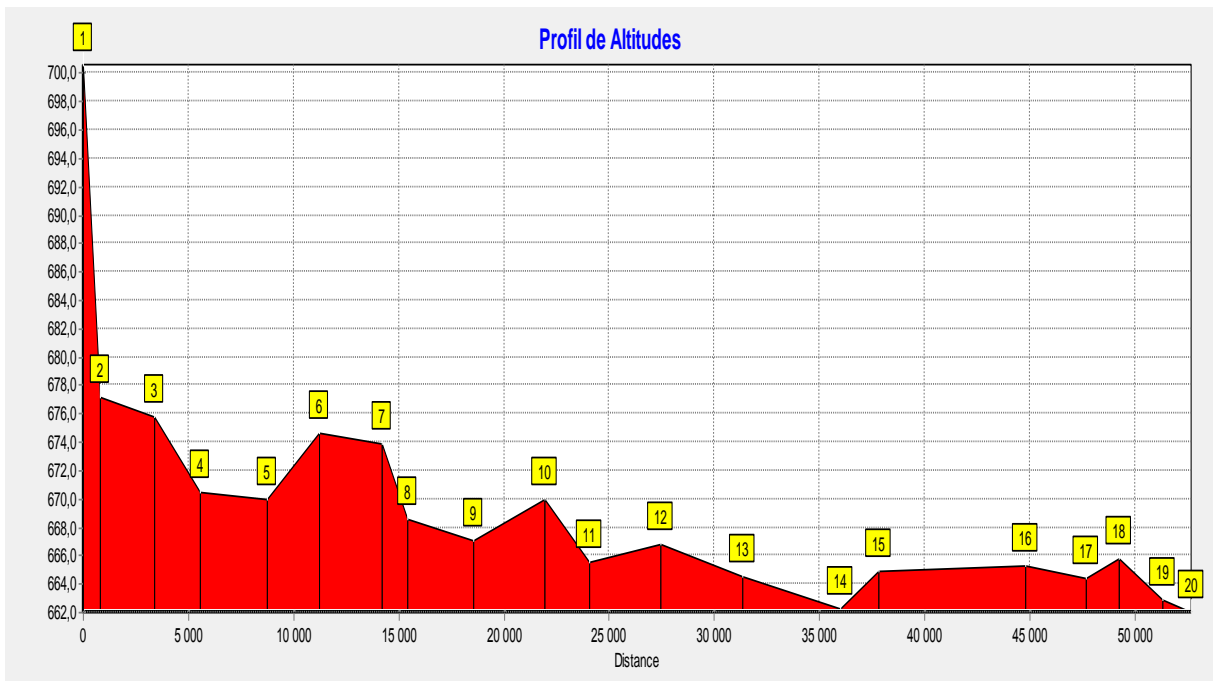


Figure VI.8. Profil d'altitude

Affichage des résultats sous forme de tableaux

Tableau VI.2: Etat des nœuds du réseau

N° du nœud	Elévation (m)	Demande base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir R	700,56	Sans valeur	734,56	5,00
2	677,11	8,26	704,42	27,31
3	675,81	5,78	704,25	28,44
4	670,41	8,92	703,97	33,56
5	670,00	7,59	703,62	33,62
6	674,60	10,48	703,92	29,33
7	673,85	3,46	703,66	29,81
8	668,58	9,89	703,53	34,95
9	667,10	9,64	703,07	35,97
10	669,91	6,67	703,51	33,60
11	665,59	13,28	702,80	37,31
12	666,75	6,60	703,12	36,37
13	664,49	6,78	701,47	36,98
14	662,29	4,46	699,76	37,47
15	658,69	4,49	700,26	35,41
16	665,34	8,65	702,76	37,42
17	664,34	4,94	701,84	37,50
18	665,82	7,66	701,78	35,96
19	657,89	4,20	700,96	38,07
20	659,27	8,65	700,75	38,75

Tableau VI.3 : Etat des tuyaux du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unitaire (m/km)	Etat
Tuyau 1	500	400	150	140,60	1,12	2,28	Ouvert
Tuyau 2	97	250	150	46,96	0,96	2,96	Ouvert

Tuyau 3	194	315	150	79,58	1,02	2,55	Ouvert
Tuyau 4	170	200	150	34,51	1,10	4,95	Ouvert
Tuyau 5	97	200	150	27,91	0,89	3,34	Ouvert
Tuyau 6	110	60	150	1,68	0,59	6,46	Ouvert
Tuyau 7	160	110	150	9,47	1,00	8,31	Ouvert
Tuyau 8	97	90	150	3,56	0,56	3,60	Ouvert
Tuyau 9	120	110	150	6,46	0,68	4,09	Ouvert
Tuyau 10	170	90	150	6,83	1,07	12,05	Ouvert
Tuyau 11	70	200	150	18,26	0,58	1,52	Ouvert
Tuyau 12	90	125	150	9,91	0,81	4,85	Ouvert
Tuyau 13	110	60	150	2,69	0,95	15,51	Ouvert
Tuyau 14	150	160	150	21,54	1,07	6,14	Ouvert
Tuyau 15	200	200	150	30,19	0,96	3,87	Ouvert
Tuyau 16	50	250	150	43,34	0,88	2,55	Ouvert
Tuyau 17	90	250	150	46,80	0,95	2,94	Ouvert
Tuyau 18	140	200	150	22,29	0,71	2,21	Ouvert
Tuyau 19	150	90	150	3,26	0,51	3,07	Ouvert
Tuyau 20	140	315	150	52,76	0,68	1,19	Ouvert
Tuyau 21	70	60	150	1,77	0,62	7,10	Ouvert
Tuyau 22	150	75	150	3,53	0,80	8,65	Ouvert
Tuyau 23	50	200	150	16,60	0,53	1,28	Ouvert
Tuyau 24	110	125	150	12,48	1,02	7,43	Ouvert
Tuyau 25	60	125	150	8,28	0,67	3,47	Ouvert

VI .9. Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel EPANET qui donne un résultat très clair. Après la simulation du réseau, on a trouvé des pressions inférieures à 40 m d'eau et les vitesses ne sont pas supérieures à 1.25 m/s, donc il n'y pas de risque de rupture de la conduite de distribution.

Conclusion générale

Le but de ce travail est de projeter un système d'alimentation en eau potable de la commune de BENDJERRAH à l'horizon 2046, qui doit pouvoir répondre aux besoins d'une population qui atteindra probablement le nombre de 36192 hab.

Pour cela nous avons abordé les différents besoins qui seront :

- La consommation moyenne journalière $Q_J^{\text{moy}} = 5494.75 \text{ m}^3/\text{j}$
- La consommation maximale journalière $Q_J^{\text{max}} = 7143.18 \text{ m}^3/\text{j}$
- La consommation horaire maximale $Q_h^{\text{max}} = 444.96 \text{ m}^3/\text{j}$

Le débit maximal journalier à une importance capitale pour le dimensionnement des conduites d'adduction, par contre, le débit horaire maximale est utilisé pour le calcul de réseau de distribution.

Au chapitre II on a fait un calcul hydro-économique de la conduite d'adduction par refoulement en PEhd de longueur $L = 4200 \text{ mm}$. Le choix s'est porté sur le diamètre

$$\varphi = 400 \text{ mm}.$$

Concernant le choix de la pompe, il s'est porté sur une pompe Caprari type PM150/5B dont le point de fonctionnement coïncide avec celui de la conduite de refoulement pour $Q = 82.68 \text{ l/s}$ et $H = 127.33 \text{ m}$.

Dans le chapitre IV on a calculé la capacité du réservoir en fonction de la demande, le calcul a abouti à un volume de 2000 m^3 les trois (3) réservoirs existants de capacité totale de

1500 m^3 ne suffisent pas, nous avons ajouté un quatrième réservoir de capacité 500 m^3 .

La protection de la conduite d'adduction par un réservoir anti-bélier ne s'avère nécessaire car les valeurs de dépression et de surpression ne dépassent pas la pression que peut supporter la conduite en PEhd PN (16 bars).

La distribution de l'eau du réservoir vers la population est réalisée par le réseau maillé présentant l'avantage d'assurer une pression admissible, ce dernier est dimensionné par la méthode de HARDY CROSS et vérifié à l'aide du logiciel «EPANET»; le calcul des pressions et des vitesses d'écoulement dans le réseau maillé a donné des résultats satisfaisants.

Références Bibliographiques

[1] : André Dupont : Hydraulique urbaine –Tome 2.

[2] : C.Gomella et H.Guerrée, La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales, Troisième édition 1980, éditions Eyrolles, 61, boulevard saint-Germain, paris-5^e.

[3] : Catalogue CAPRARI, POMPES CENTRIFUGES A AXE VERTICAL, 996400N/12-14-
copyright © 2014 Caprari S.p.A.

[4] : DHW, subdivision, GUELMA.

[5] : F. G. Brière, Distribution et collecte des eaux, deuxième édition, revue et corrigée, presses internationales polytechnique.

[6] : F. Valiron, Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement (Tome I), Lyonnaise des eaux, Technique et documentation – Lavoisier, 1994.

[7] : J. Bonin, Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations petites et moyenne importance, Edition Eyrolles, 61, Bd Saint Germain Paris 1986.

[8] : Mme MAIZI Naziha « 2014-2015 » : Cours d'alimentation en eau potable dispensé aux étudiants de 4^{ème} année ingénieur hydraulique urbaine, université de Guelma.

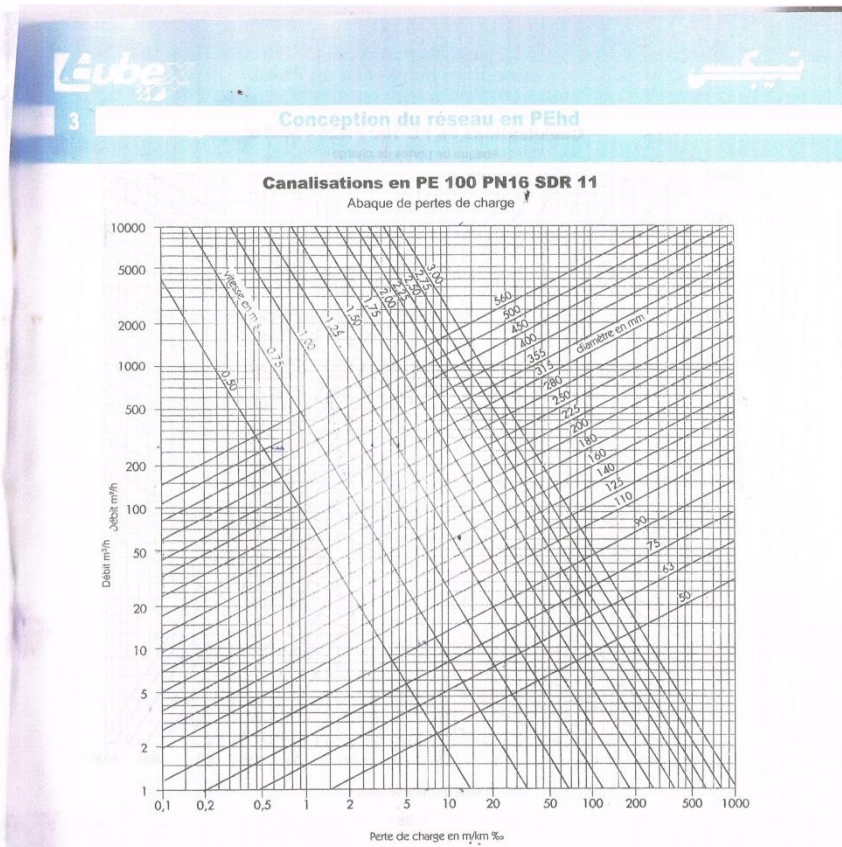
[9] : SARL Tubex, Guide d'utilisation des canalisations en PEhd, B.P N°10 Bir-El-Djir – 31130 – Oran – Algérie.

[10] : Service technique, APC BEN DJERRAH.

[11] : http://www.si.enscachan.fr/accueil_V2.php?page=affiche_ressource&id=18&page2=annexe&numannexe=1.

[12] : http://www.azprocede.fr/Cours_GC/pompe_cavitation.html.

Annexe 1 : Abaque des pertes de charges des conduites en PEhd



Tubes PEHD Eau Potable

Désignation

Tubes en PEHD destinés aux réseaux de distribution d'eau potable.

- **Norme de référence :** EN 12201-2 / NA 7700 - 2.
- **Pression Nominale :** PN 6 - PN 10 - PN 16 - PN 20.
- **Conditionnement :** En couronne de 100 m jusqu'au Ø 110, et en barre de 12 m à partir du Ø 125.
- **Marquage sur tube :** Norme - Fabricant - Matière - d_n x e_n - Fluide - PN - Date fabrication - N°lot.



Gamme de Produit

Ø	PE 80		
	PN 6 SDR 21	PN 10 SDR 13.6	PN 16 SDR 9
20	2.0	2.0	2.3
25	2.0	2.0	3.0
32	2.0	2.4	3.6
40	2.0	3.0	4.5
50	2.4	3.7	5.6
63	3.0	4.7	7.1
75	3.6	5.6	8.4

Ø	PE 100			
	PN 6 SDR 26	PN 10 SDR 17	PN 16 SDR 11	PN 20 SDR 9
90	3.5	5.4	8.2	10.1
110	4.2	6.6	10.0	12.3
125	4.8	7.4	11.4	14.0
160	6.2	9.5	14.6	17.9
200	7.7	11.9	18.2	22.4
250	9.6	14.8	22.7	27.9
315	12.1	18.7	28.6	35.2
400	15.3	23.7	36.3	44.7
500	19.1	29.7	45.4	55.8
630	24.1	37.4	57.2	---

Epaisseur nominale en mm

Propriétés Physiques et Mécaniques

Caractéristique	Méthode d'essai	Exigence	Paramètres d'essai
Résistance hydrostatique	EN 921	Aucune rupture d'éprouvette pendant toute la durée de l'essai	-20°C-100h-10.0 et 12.4 MPa -80°C-165h-4.5 et 5.4 MPa -80°C-1000h-4.0 et 5.0 MPa
Allongement à la rupture pour e ≤ 5mm	EN ISO 6259-1/3	350 %	v=100mm/min
Allongement à la rupture pour 5mm < e ≤ 12mm	EN ISO 6259-1/3	350 %	v=50mm/min
Allongement à la rupture pour e > 12mm	EN ISO 6259-1/3	350 %	v=25mm/min
Indice de fluidité à chaud	EN ISO 1133-T	Valeur composition ±20%	5 kg - 190° - C - 10 min
Temps d'induction à l'oxydation	EN 728	≥20 min	T=200°C



Conformité Sanitaire

Distributeur

CHIALI TUBES Spa

Filiale du GROUPE CHIALI Z.I B.P 160 Sidi Bel Abbès - 22000 Algérie
Tél.: 00 213 (0) 48 55 11 90 Fax: 00 213 (0) 48 55 58 58

CHIALI PROFIPLAST Spa

Filiale du GROUPE CHIALI Z.I B.P 87 Setif - 19000 Algérie
Tél.: 00 213 (0) 36 91 02 08 / 09 Fax: 00 213 (0) 36 93 60 06

