

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

**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION**



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master professionnel en
Génie Civil
Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements

Thème :

**Etude de la chaine d'alimentation en eau
potable de la nouvelle ville d'El Ménéaa
(Wilaya de Ghardaïa)**

**Proposé par : AGC (African
géosystem company)**

**Dirigé par : M^{me} BOUZELHA
Karima**

**Réalisé par :
Mr MESSARA Amazigh
Mr NAIT ALI Karim**

Promotion 2013/2014

Remerciements

Nous voulons avant tout, remercier notre promotrice : Madame BOUZELHA Karima, pour nous avoir fait l'honneur d'accepter de nous encadrer durant ce projet, mais aussi pour nous avoir soutenus tout au long de ce dernier.

Nos remerciements s'adressent également à monsieur HAMOUM.H et KHATAOUI.M pour leurs conseils avisés, et aussi pour leur aide et leurs disponibilités durant toute la période de réalisation de notre projet.

Nous remercions les membres du jury qui ont consenti à juger notre travail et ce de manière objective.

Nous tenons à saluer la peine et l'effort fournis par l'ensemble de nos enseignants afin d'assurer notre formation tout au long de notre cursus universitaire et leur disons de ce fait, merci.

Nous voulons adresser notre sincère reconnaissance à Monsieur BOUZIDA, qui nous a encadrées au niveau de l'AGC, tout au long de notre stage. Pour toutes les connaissances et compétences que nous avons acquises, un grand MERCI.

Nous remercions vivement l'ensemble du personnel de l'AGC qui nous a réservé un accueil plus que chaleureux et nous a fourni un excellent environnement de travail.

Nous exprimons notre infinie gratitude à nos chers parents en reconnaissance de leurs sacrifices, dévouements, soutiens et encouragements.

Ces quelques mots ne traduisent guère tout ce que nous avons pu recevoir de la part de chacun d'entre eux, mais nous souhaitons néanmoins qu'ils y trouvent l'expression de notre infinie reconnaissance.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

Mon petit frère Ilyas ainsi que ma petite sœur Nani que j'adore plus que tout.

Mon cher binôme : Karim, ainsi qu'à toute son aimable famille.

Toutes les personnes auxquelles je tiens et qui comptent énormément pour moi, sans les citer, elles se reconnaîtront.

Amazigh

Chapitre 1 : Présentation de la région d'étude

Introduction	2
1.1. Contexte géographique	2
1.2. Contexte géologique.....	3
1.3. Situation topographique.....	4
1.4. Situation géotechnique.....	4
1.5. Contexte Climatique	6
1.5.1.Pluviométrie.....	6
1.5.2.Etude de températures.....	7
1.5.3. Diagramme Ombrothermique.....	7
1.6. Vent	8
1.7. Contexte socio- économique	10
1.8. Contexte hydraulique	11
1.9. Assainissements	11
Conclusion	11

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau

Introduction	12
2.1. Évaluation de la population de la zone d'étude.....	12
2.1.1. Évolution de la population future	12
2.2. Consommation moyenne journalière.....	13
2.2.1 Dotation	14
2.3. Différents types des besoins	14
2.3.1. Besoin domestiques	14
2.3.2 Besoins des équipements publics de l'année 2016.....	14
2.3.2.1. Besoins scolaires.....	14
2.3.2.2. Besoins sanitaires	15
2.3.2.3. Besoins commerciaux	15
2.3.2.4. Besoins de tourisme et de loisirs.....	15
2.3.2.5. Besoins culturels	15
2.3.2.6. Besoins d'arrosages	16
2.3.2.7. Besoins administratifs.....	16
2.3.2.8. Besoins sportifs	16
2.4 Récapitulation des besoins des équipements publics pour l'année 2016.....	16
2.5. Besoins futur	17

2.6 Estimation des besoins en eau en tenant compte les pertes	17
2.7 Étude des variations des débits	17
2.7.1 Coefficient d'irrégularité.....	18
2.7.1.1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$).....	18
2.7.1.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$).....	18
2.7.1.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$)	18
2.8.Détermination des débits journaliers.....	19
2.8.1. Variation de la consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)	19
2.8.2 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)	20
2.9. Variation de la consommation horaire	20
2.9.1. Débit moyen horaire.....	20
2.9.2. Débit maximale horaire	20
Conclusion	21

Chapitre 3 : Ressource et qualité de l'eau

Introduction.....	22
3.1. Ressources en eau existante	22
3.2. Ressource en eau mobilisée	22
3.3. Caractéristiques des forages.....	23
3.4. Qualité de l'eau	23
3.4.1. Eau potable	24
3.4.2. Interprétation des Paramètres physico-chimiques	25
Conclusion	26

Chapitre 4 : Etude d'adduction

Introduction.....	27
4.1. Schéma d'aménagement étudié	27
4.1.1. Proposition de variante	27
4.1.2. Critique et choix de variantes	28
4.1.3. Variante retenue	29
4.2. Etude de l'adduction	29
4.2.1. Définitions.....	29
4.2.2 Choix du tracé	30
4.2.3 Choix du type de conduites.....	31
4.3. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction.....	32

4.3.1. Point bas	32
4.3.1.1. Vanne de sectionnement.....	32
4.3.1.2. Vidange	33
4.3.2. Points hauts.....	33
4.3.2.1. Ventouse	33
4.4. Etude technico-économique des diamètres - Adduction par refoulement.....	33
4.4.1. Choix de la gamme des diamètres.....	34
4.4.2. Evaluation des frais d'amortissement (F_{am})	35
4.4.3. Evaluation des frais d'exploitation	34
4.4.3.1. Calcul de la vitesse de l'écoulement.....	35
4.4.3.2. Calcul des pertes de charge	35
4.4.3.3. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt	38
4.4.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe P.....	38
4.4.3.5. Energie consommé par la pompe.....	39
4.4.4. Le bilan des frais F_t	39
4.4.5. Choix de la pression nominale	39
4.4.5.1. Calcul de la pression maximale et minimale	39
4.4.5.2. Calcul de la valeur de coup de bélier	40
4.4.5.3. Calcul de la célérité des ondes du bélier.....	40
4.4.6 Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement.....	41
4.5. Etude du projet	42
4.6. Calcul hydraulique du réseau de la zone d'étude	42
4.6.1. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement	42
4.7. Récapitulatif du projet.....	45
Conclusion	45

Chapitre 5 : Pose et protection des conduites

Introduction.....	46
5.1. Différents types de pose de conduites.....	46
5.1.1. Pose en terre	46
5.1.2. Traversée des routes	47
5.1.3. Butée et amarrage	48
5.2. Différentes mises en place des canalisations	49

5.2.1. Réalisation des fouilles	49
5.2.2. Préparation de la canalisation	50
5.2.3. Épreuve des joints et canalisation principale	50
5.2.4. Essai général du réseau	51
5.2.5. Remblaiement de la tranchée	51
5.3. Les risques dus aux coups de bélier	52
5.3.1 Vérification du réseau contre le bélier	52
5.4. Désinfection du réseau	52
CONCLUSION	53

Chapitre 6 : Etude des réservoirs

Introduction

6.1 Emplacement des réservoirs

6.2 Rôles des réservoirs

6.3. Construction des réservoirs

6.3.1. Généralités

6.4. Matérialisation de la réserve d'incendie

6.5. Exigences techniques à satisfaire

6.5.1. Résistance

6.5.2. Etanchéité

6.5.3. Durabilité

6.6. Entretien du réservoir

6.7. Hygiène et sécurité

6.8. Calcul de la capacité des réservoirs

6.8.1. Calcul forfaitaire

6.8.2. Méthode graphique

6.8.3. Méthode analytique

6.9. Calcul de la capacité des réservoirs

6.9.1 Calcul de la capacité du réservoir R1

6.9.2 Calcul de la capacité du réservoir R2

6.9.3. Dimensionnement des réservoirs

6.9.3.1. Section des réservoirs projetés

6.9.3.2. Diamètre du réservoir

Conclusion

Chapitre 7 : Choix des pompes

Introduction

7.1. Définition de la pompe

7.2. Les différents types de pompes

7.3. Critères généraux des pompes

7.3.1. La vitesse de rotation

7.3.2. Le débit « Q » d'une pompe

7.3.3. Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt

7.3.4. Les puissances (utiles et absorbées)

7.4. Choix des pompes

7.5. Courbes caractéristiques des pompes

7.6. Courbe caractéristique de la conduite

7.7. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement

7.8. Réglage du fonctionnement des pompes

7.8.1. Diminution du temps de pompage

7.9.2. Réglage du débit

7.9.2.1. Vannage sur la canalisation de refoulement

7.9.2.2. Modification du nombre de tours

7.9.2.3. Utilisation d'un by-pass

7.9.3. Réglage des pompes sur un réseau

7.9.3.1. Rognage

7.9.3.2. Affutage

7.10. Phénomène de cavitation

7.11. Montage des pompes- pompe à axe vertical

7.11.1 Pompe à axe vertical- pompe immergées

7.12. Amorçage des pompes centrifuges

7.13. Etude et choix des pompes

Conclusion.

Chapitre 8 : Modélisation d'un réseau de distribution avec le logiciel EPANET

Introduction

8.1. Etape du logiciel EPANET[®]

8.2 Les étapes à suivre pour la modélisation

8.2.1 Tracer du réseau

8.2.2. Saisie des Propriétés des Objets

8.3 Exécution d'une courbe de modulation

8.3.1Création d'une courbe de modulation

8.3.2 Assignation de la courbe de modulation aux nœuds

8.4 Exécution et résultats de simulation

8.4.1. Interprétation

Conclusion

Figure 1.1 : Localisation géographique de la ville d'El Ménéaa.....	2
Figure 1.2 : Carte géologique de Ghardaia.....	3
Figure 1.3 : Carte topographique de la région d'étude.....	4
Figure 1.4 : Caractéristiques géotechniques des zones 1 et 2.....	5
Figure 1.5 : Délimitation de la ville nouvelle d'El Ménéaa avec localisation des deux zones.	5
Figure 1.6 : Précipitations moyennes mensuelles (2002-2011).	6
Figure 1.7 : Températures mensuelle moyenne (2002-2011).....	7
Figure 1.8 : Diagramme Ombrothermique.....	8
Figure 1.9 : Cartographie de la direction des vents dominants.....	9
Figure 2.1 : Evolution de la population pour les différents horizons.....	13
Figure 2.2 : Variation de coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	19
Figure 3.1 : Limites de la nappe du Continental Intercalaire CI et la nappe du Complexe Terminal CT	22
Figure 3.2 : Localisations des forages f1 et f2.	23
Figure 3.3: Variation du résidu sec à travers les localités de la wilaya de Ghardaïa.	24
Figure 4.1 : Schéma de la première variante propose.	27
Figure 4.2 : Schéma de la deuxième variante propose.	28
Figure 4.3 : Trace des conduites d'adduction.....	30
Figure 4.4 : Profile en long de la conduite d'adduction F1-R1.	31
Figure 4.5 : Profile en long de la conduite d'adduction F2-R2.	31
Figure 4.6 : Vanne de sectionnement	32
Figure 4.7 : ventouse.....	33
Figure 5.1 : Pose des conduites en terre.	47
Figure 5.2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.....	47
Figure 5.3 : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.....	47
Figure 5.4 : Butée et Amarrage.	48
Figure 5.5 : Pose en tranchée.....	49
Figure 5.6 : Réalisation de la fouille.....	50
Figure 5.7 : Remblayage des tranchées.....	51
Figure 6.1 : Matérialisation de la réserve d'incendie	55
Figure 6.2 : Capacité du réservoir 01 nécessaire à différentes heures de la journée.....	59
Figure 6.3 : Capacité du réservoir 02 nécessaire à différentes heures de la journée	61

Figure 7.1 : Réduction du temps de pompage	67
Figure 7.2 : Modification du nombre de tours N.....	68
Figure 7.3 : Photos illustrant les dommages causer par le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge	70
Figure 7.4 : Graphe des courbes NPSH	71
Figure 7.5 : la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite F1-R1	75
Figure 7.6 : la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite F2-R2	76
Figure 8.1 : Boîte de Dialogue Valeurs par Défaut du Projet.	77
Figure 8.2 : rubrique hydraulique de la boite de dialogue.....	78
Figure 8.3 : Boîte de dialogue options du schéma (Affichage).	79
Figure 8.4 : Boite de dialogue option du schéma (Symboles)	79
Figure 8.5 : Boite de dialogue Dimensions du schéma.....	80
Figure 8.6 : Schéma du Réseau après ajout des nœuds et des réservoirs.	80
Figure 8.7 : Schéma du Réseau après ajout des tuyaux.	81
Figure 8.8 : Editeur de propriétés pour les nœuds.	81
Figure 8.9 : Editeur de propriétés pour les réservoirs.	82
Figure 8.10 : Editeur de propriétés pour les conduites.	82
Figure 8.11 : Boite de dialogue option de temps.	83
Figure 8.12 : Boîte de dialogue de l'Éditeur de Courbe de Modulation (vierge).....	83
Figure 8.13 : Boîte de dialogue de l'Éditeur de Courbe de Modulation (après remplissage).	84
Figure 8.14 : Assignment de la courbe de modulation.	84
Figure 8.15 : schéma général après simulation.....	85

- Tableau 1.1 : Précipitations moyennes mensuelles en mm période 2002-2011.**
- Tableau 1.2 : Températures moyennes mensuelles de la région d'étude 2002-2011.**
- Tableau 1.3 : La température et la pluviométrie la de période 1998-2012**
- Tableau1.4 : vitesse du vent moyen mensuel de la région d'étude 2002-2011**
- Tableau 2.1 : Evolution de la population pour les horizons considères.**
- Tableau 2.2 : Besoins domestiques pour l'année 2016.**
- Tableau 2.3 : Besoins scolaires.**
- Tableau 2.4 : Besoins sanitaires.**
- Tableau 2.5 : Besoins commerciaux.**
- Tableau 2.6 : Besoins de tourisme et de loisirs**
- Tableau 2.7 : Besoins culturels**
- Tableau 2.8 : Besoins d'arrosages**
- Tableau 2.9 : Besoins administratifs**
- Tableau 2.10 : Besoins sportifs**
- Tableau 2.11 : Besoins des équipements publics**
- Tableau 2.12. Récapitulatif de la consommation en eau moyenne total.**
- Tableau 2.13. Besoins domestique pour les différents horizons.**
- Tableau 2.14. Récapitulatif des besoins en eau en tenant comptent des pertes**
- Tableau 2.15 : Valeurs de coefficient « β » en fonction du nombre d'habitants**
- Tableau 2.16 : Récapitulatifs des débits maximums et minimums journaliers dans les différents horizons**
- Tableau 2.17 : Récapitulatif de la variation de la consommation horaire.**
- Tableau 3.1 Caractéristiques des forages.**
- Tableau 3.2: Caractéristiques physico-chimiques des eaux souterraines dans la ville d'El Ménéaa de la willaya de Ghardaïa. (Source OMS)**
- Tableau 4.1.Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant le forage F1, au réservoir R1.**
- Tableau 4.2. Détermination de diamètre économique de la conduite de refoulement reliant le forage F2, au réservoir R2.**
- Tableau 4.3. Récapitulation du projet**
- Tableau 5.1 : le coefficient K en fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites**
- Tableau 5.2 : vérification de la condition du Béliér.**
- Tableau 6.1 : récapitulatif de calcul de la capacité du réservoir 01 à l'horizon 2046**

Tableau 6.2 : Récapitulatif de la capacité du réservoir de stockage 01 à l'horizon 2046

Tableau 6.3 : récapitulatif de calcul de la capacité du réservoir 02 à l'horizon 2046

Tableau 6.4 : Récapitulatif de la capacité du réservoir de stockage 02 à l'horizon 2046

Tableau 6.5 dimension des réservoirs 01 et 02

Tableau 7.1. Caractéristiques pour le dimensionnement des pompes

Tableau 7.2 : Equation de la hauteur manométrique des conduites de refoulement F1-R1, F2-R2

Tableau 7.3 : Caractéristique de la conduite

Tableau 7.4 récapitulation du point de fonctionnement

Tableau 8.1 Résultats aux arcs (conduites)

Tableau 8.2 : Résultats aux Nœuds

Introduction Générale

L'étude de l'alimentation en eau potable que nous traitons dans ce projet fait partie de la chaîne d'alimentation de la ville nouvelle d'El Ménéaa de la wilaya de Ghardaïa entreprise par le bureau d'étude AGC (African Géosystem Company), pour être à même de répondre confortablement à la demande projetée à l'horizon 2046. Cette zone d'étude, d'une superficie de 173ha, est alimentée à partir de deux 02 forages similaires situés au nord-est du site, assurant chacun un débit de **60 l/s** à partir de la nappe captive du continental Intercalaire. L'évolution de la population à desservir, dans cette région, est estimée par le bureau d'étude EGIS International à **12 644** habitants pour l'année d'étude 2016

Pour étudier ce projet, nous avons réparti le manuscrit comme suit :

- Le premier chapitre, intitulé présentation des la région d'étude, est une étape préliminaire de reconnaissance de la zone d'étude et localisation du projet.
- Le deuxième chapitre, sera consacré à l'estimation des besoins en eau de la population à l'horizon 2046.
- Au troisième chapitre nous identifions la ressource en eau de la ville d'El Ménéaa et vérifions la qualité de l'eau destiné à l'alimentation de la population de la zone d'étude.
- Le chapitre quatre est dédié au choix de variante pour l'implantation des réservoirs ainsi qu'au choix du trace d'adduction et de son dimensionnement.
- Le cinquième chapitre concerne la pose et protection des conduites pour faire une bonne mise en place des conduites et des différents équipements et accessoires.
- Dans le chapitre six nous déterminons la capacité des réservoirs à projeté par la méthode analytique.
- Le chapitre sept est consacré à l'étude et choix de la gamme des pompes à adapté au réseau.
- Enfin, le huitième et dernier chapitre consiste en la modélisation et dimensionnement du réseau de distribution de notre zone d'étude par le logiciel EPANET[®] afin de vérifier les pressions aux nœuds et les vitesses dans les conduites.

Introduction

Le projet faisant l'objet de notre étude consiste au calcul d'une partie du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'El Ménéaa, située dans la wilaya de Ghardaïa. Ainsi, pour les besoins de cette étude, nous consacrons ce premier chapitre à la présentation de la région d'un point de vue géographique, géologique, topographique, climatique, géotechnique, socio-économique et enfin hydraulique.

1.1. Contexte géographique

Située au sud de Ghardaïa, El Ménéaa est le chef-lieu de la plus vaste daïra de la wilaya de Ghardaïa. Etablie à la lisière de deux ensembles naturels des plus arides, l'erg occidental à l'Ouest et le plateau de la Hammada à l'Est. Le complexe oasien d'El Ménéaa est l'unique centre de vie sur un rayon de plusieurs Km. Les agglomérations les plus proches sont Ghardaïa à 270 Km au Nord, Ouargla à 350 Km au Nord-est, Timimoune à 360 Km au Sud-Ouest et In Salah à 410 Km au Sud (figure 1.1).

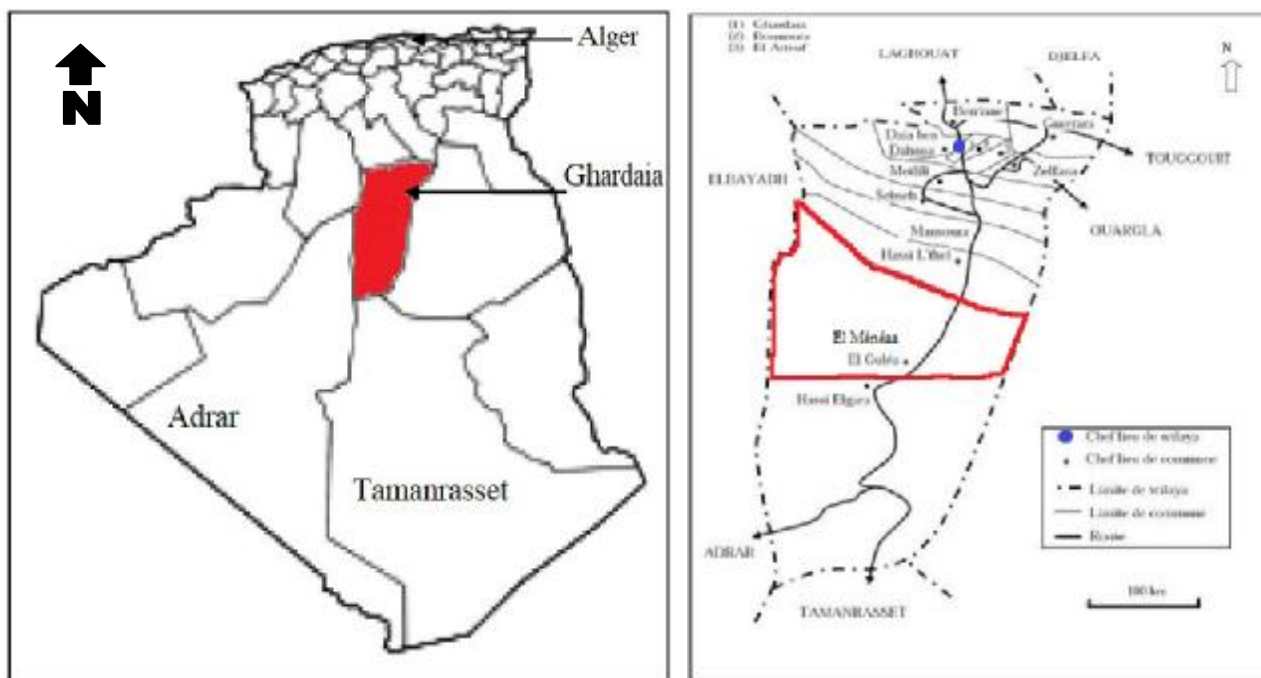


Figure 1.1 : Localisation géographique de la ville d'El Ménéaa.

Source AGC

El Ménéaa, qui bénéficie aussi du tracé de la voie transsaharienne RN1, se trouve aussi en situation stratégique pour relayer efficacement les fonctions métropolitaines de Ghardaïa et s'ouvrir davantage aux échanges Nord-Sud.

Le site, objet de cette étude, correspond à une partie du plateau Hamada (100 Ha). L'altitude moyenne du site est à 438 m.

1.2.Contexte géologique

Le site d'El Ménéaa est un plateau rocheux tabulaire limité par des falaises. Il est d'origine sédimentaire, le plus souvent calcaire. En général la surface montre de la roche nue, lissée par l'érosion éolienne

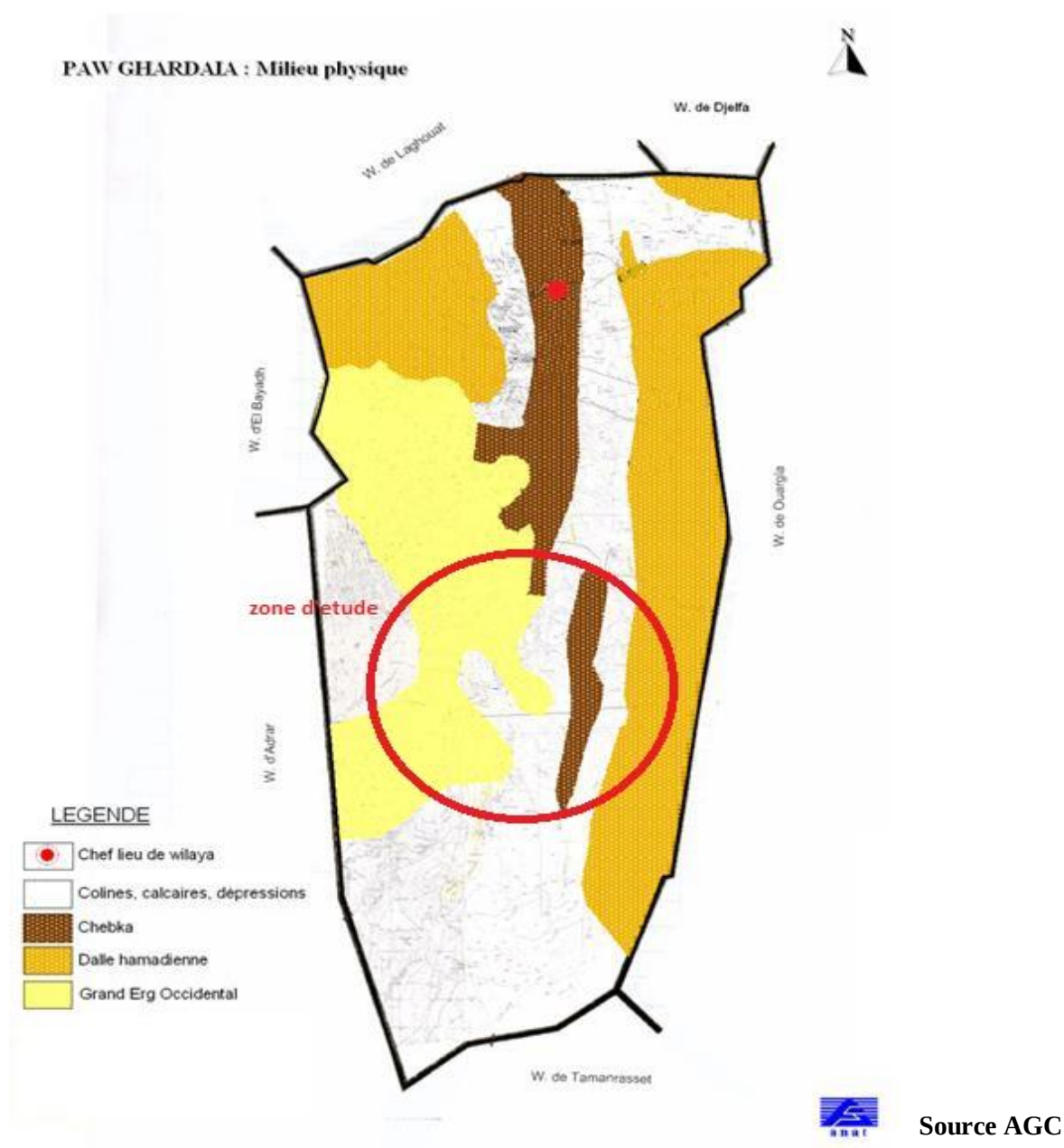


Figure 1.2 : Carte géologique de Ghardaia

1.3. Situation topographique

Le relief de la phase d'étude est nivelé, fortement érodé, formant un complexe de monticules, de cuvettes et d'îlots d'érosion plus en relief du plateau (figure 1.3). Le passage du plateau à la vallée d'El Ménéaa est brusque. Le site objet de l'étude constitue une partie de ce plateau, formé par des couches subhorizontales et montrant des petits escarpements séparés par des anciens cours d'eaux comblés par les produits d'altération.

Des modifications ont été apportées à la topographie naturelle du site, par l'exploitation des carrières qui apparaissent sous forme de dépôts de gravas, des décapages de déblais meubles et rocheux.

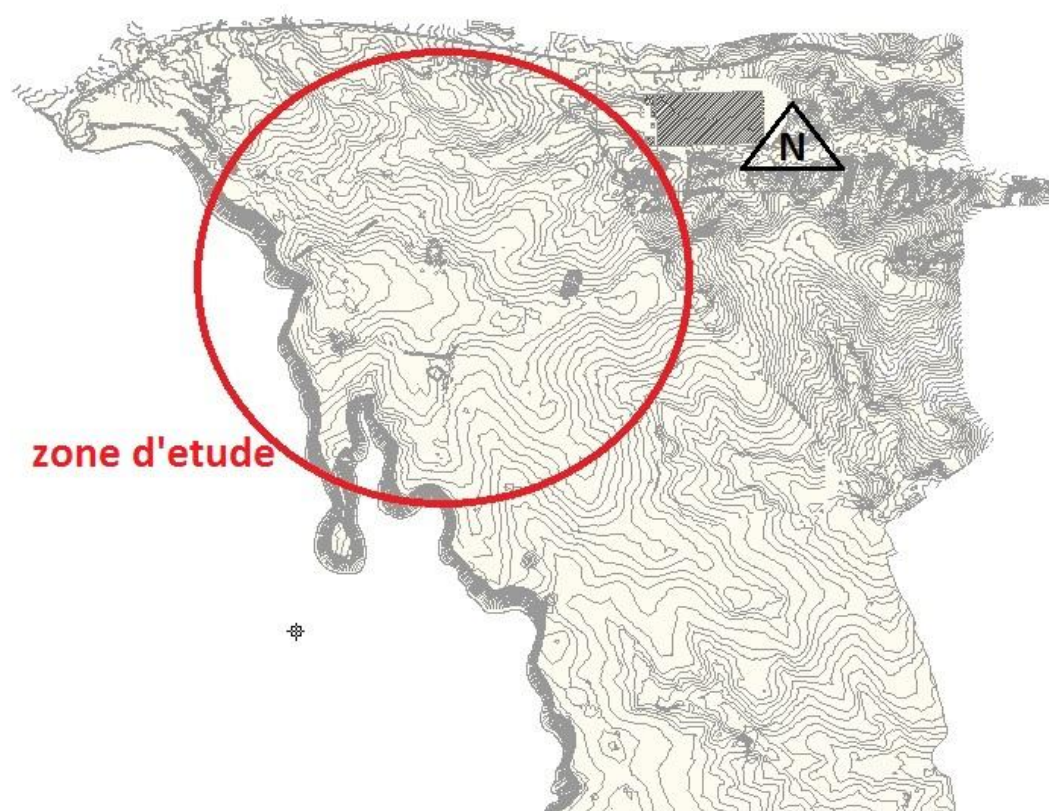


Figure 1.3 : Carte topographique de la région d'étude. Source AGC

1.4 Situation géotechnique

Nous distinguons deux phases avec des caractéristiques particulières (figure 1.4 et 1.5) :

-la **première phase** possède entre la couche meuble et une couche rocheuse, une couche hétérogène composée de sable et d'encrouement,

- la **seconde phase** : ne possède qu'une couche meuble et une couche rocheuse.

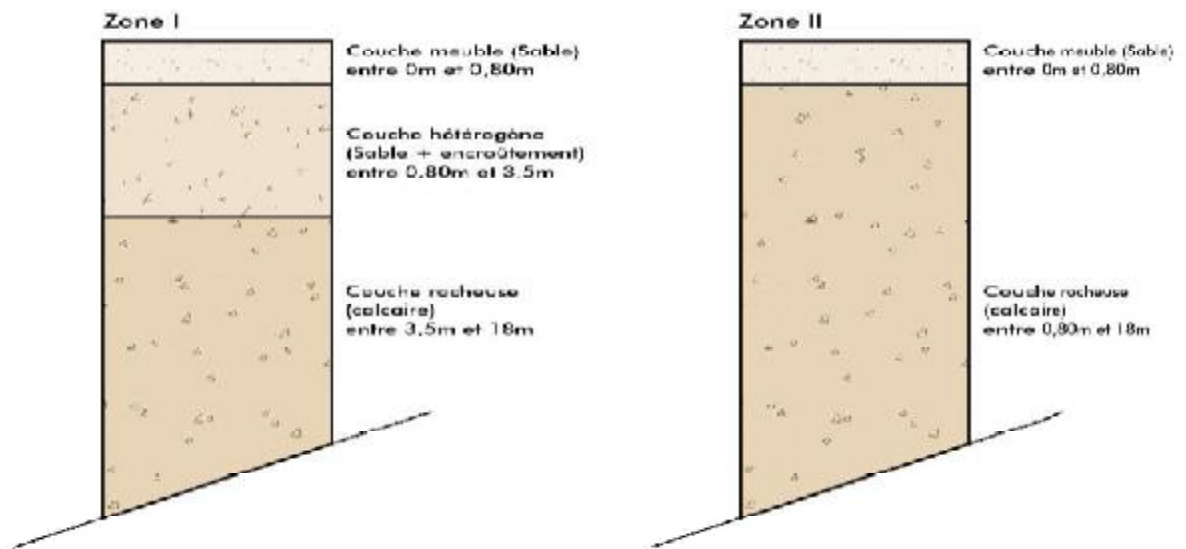


Figure 1.4 : Caractéristiques géotechniques des phases 1 et 2.

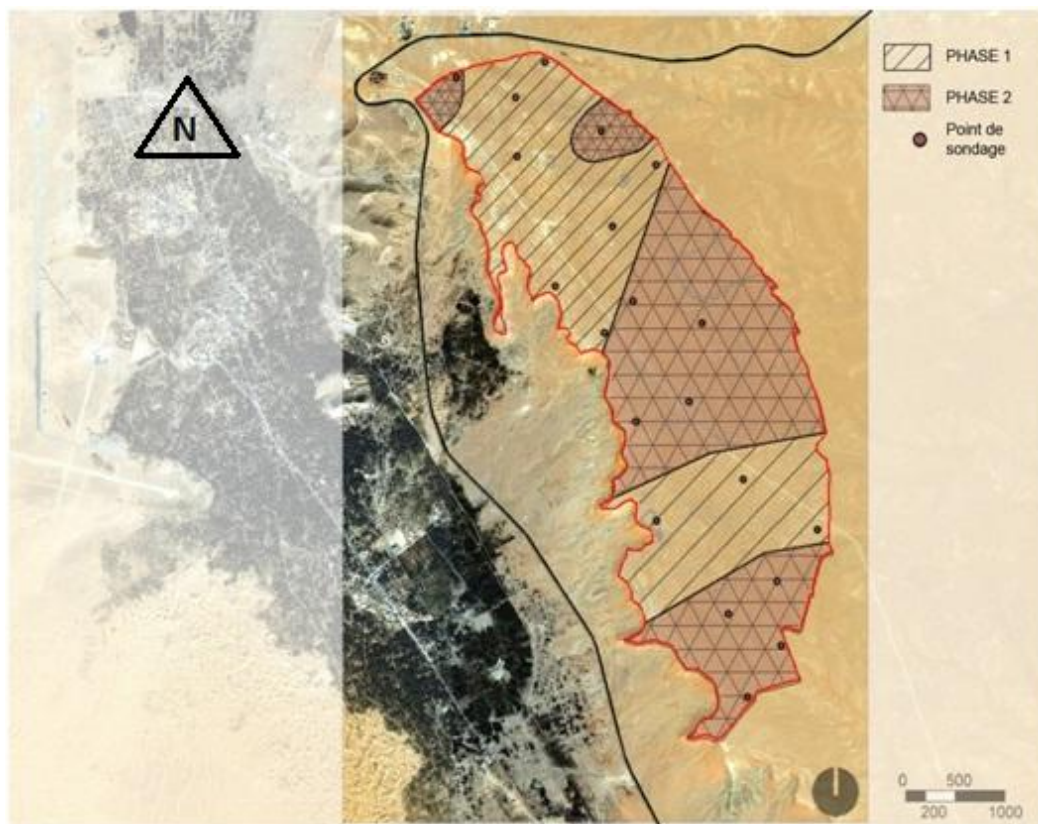


Figure 1.5 : Délimitation de la ville nouvelle d'El Ménéaa avec localisation des deux phases.

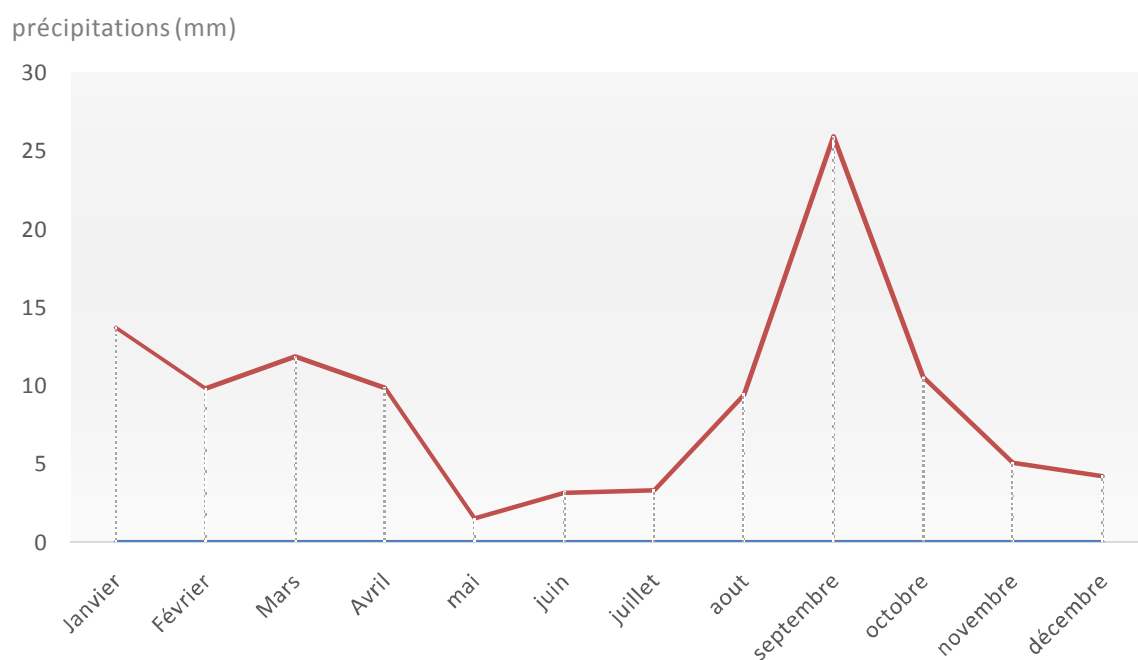
1.5 Contexte Climatique

1.5.1 Pluviométrie

Dans la région d'ElMénéaa les précipitations sont très rares et irrégulières (irrégularité mensuelle et annuelle). Quand celles-ci ont lieu, elles sont violentes, courtes et orageuses. Leur répartition est marquée par une sécheresse de mai jusqu'à juillet, et par un maximum enregistré en septembre comme c'est illustré sur le tableau (1.1). Les précipitations moyennes annuelles sont de l'ordre de 108,39mm. Certaines années, cette moyenne ne dépasse pas les 20 à 30 mm/an.

Tableau 1.1 : Précipitations moyennes mensuelles en mm période 2002-2011.

mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	juin	juillet	Aout	septembre	octobre	novembre	décembre
précipitations (mm)	13,71	9,81	11,86	9,85	1,52	3,16	3,30	9,42	25,91	10,55	5,07	4,23



Source ONM

Figure 1.6 : Précipitations moyennes mensuelles (2002-2011).

1.5.2 Etude de températures

Tableau 1.2 : Températures moyennes mensuelles de la région d'étude 2002-2011.

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Tmin (°c)	5,10	7,30	9,67	14,12	19,43	22,91	27,19	26,76	21,22	16,51	11,14	6,45
Tmax (°c)	18,36	20,36	25,22	28,80	33,48	38,77	42,34	41,32	35,95	30,48	23,02	18,63
Tmoy (°c)	11,57	13,35	17,20	21,26	26,30	30,84	34,85	32,94	28,67	23,36	16,85	12,41

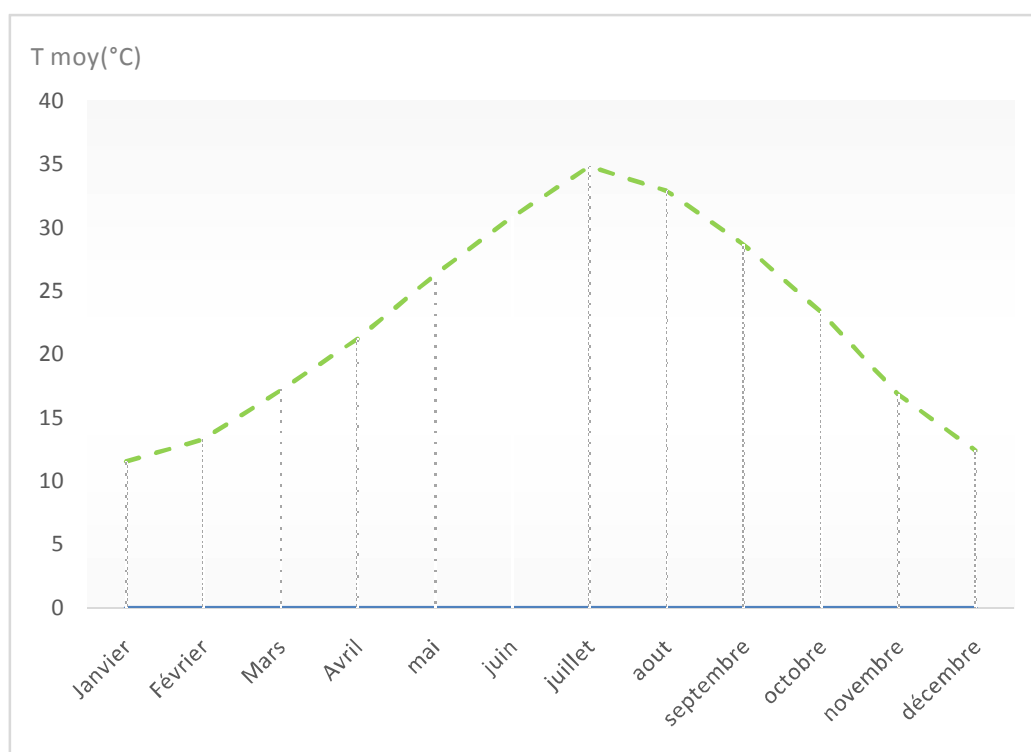


Figure1.7 : Températures mensuelle moyenne (2002-2011)

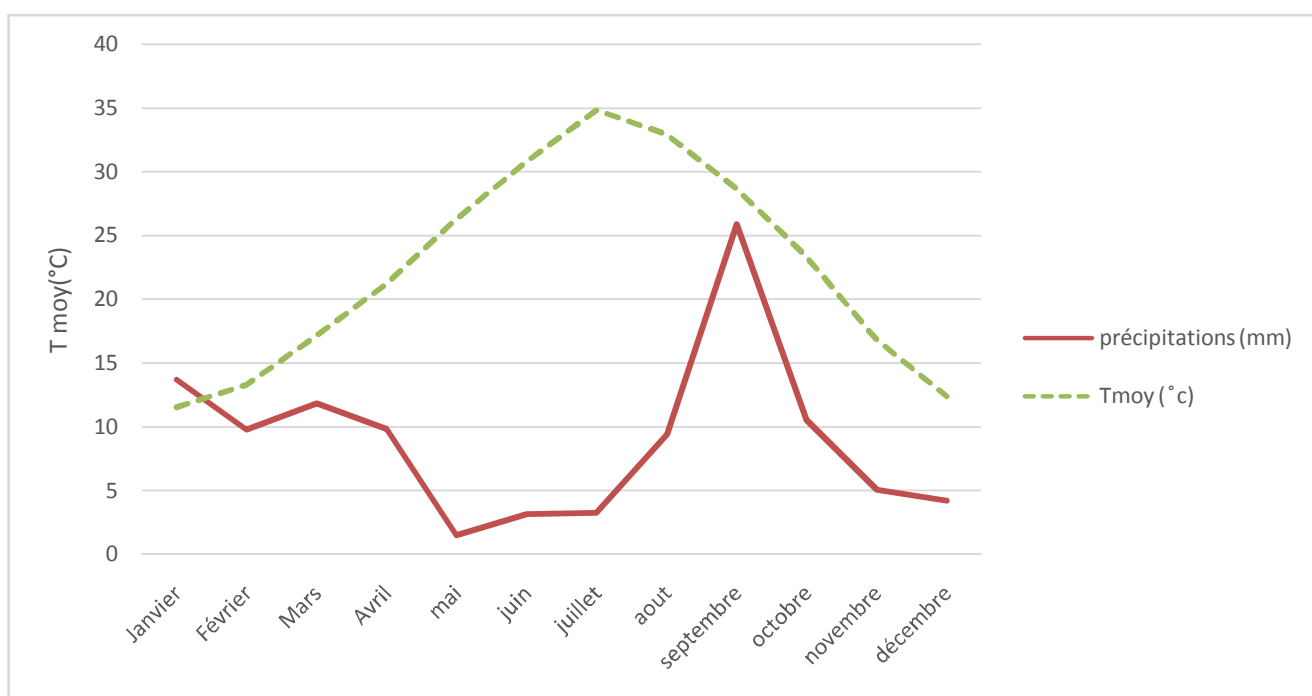
1.5.3. Diagramme Ombrothermique

Le diagramme Ombrothermique permet de caractériser l'intensité et l'importance de la période sèche. Pour tracer ce diagramme, on porte en abscisses les mois successifs de l'année, en ordonnées à droite les précipitations P en mm, et à gauche les températures T en °C (figure 1.7), de telle façon que l'échelle des précipitations soit le double de celle des températures. Les résultats de la température moyenne mensuelle et de la pluviométrie moyenne mensuelle de la région d'étude sont illustrés dans le (tableau1.3).

Tableau 1.3 : La température et la pluviométrie la de période 1998-2012

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Précipitations (mm)	13,71	9,81	11,86	9,85	1,52	3,16	3,30	9,42	25,91	10,55	5,07	4,23
Tmoy (°c)	11,57	13,35	17,20	21,26	26,30	30,84	34,85	32,94	28,67	23,36	16,85	12,41

Le diagramme ombrothermique de la zone d'étude est représenté sur la (figure 1.8).

**Figure1.8 : Diagramme Ombrothermique**

Après observation du diagramme si dessus on remarque que la saison sèche s'étend sur toute l'année. Les précipitations attendent un maximum de 25mm d'eau.

1.6. Vent

Dans le contexte si particulier de création d'une ville en milieu saharien, l'analyse du facteur éolien peut être déterminante. En effet, le vent et le transport de sables sont générateurs de fortes nuisances en milieu urbain et la conception urbaine doit intégrer dans sa démarche cette contrainte climatique forte (emplacement des bâtiments, tracé viaire adapté pour éviter

les effets de couloirs à vents, élaboration de brises vents, réduction des effets Venturi, pièges à sables paysagers...etc.).

En règle générale, la ville d'El Ménéaa est sujette à des vents fréquents entre janvier et août de directions multiples :

- Nord-Ouest de janvier à juin et de septembre à décembre ;
- Nord-Est de juillet à août ;
- Vent Sirocco (Nord-Sud) de mai à septembre sur une moyenne annuelle de 11j/an.

Il est intéressant de relever que le plateau d'Hamada (site d'étude) ne dispose pas de risque d'accumulation sableuse par sa position topographique. Le plateau est une zone de transit.

Les vents ne permettent pas au sable de s'accumuler, néanmoins la création d'obstacles, suite à la réalisation des constructions diverses de la ville nouvelle, risque d'entraîner des accumulations sableuse.

Tableau1.4 :vitesse du vent moyen mensuel de la région d'étude2002-2011

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Moyenne annuelle
Vitesse du vent en (m/s)	4.4	3.65	4.1	4.45	4.75	3.36	3.6	3.74	4.1	3.34	5.13	2.66	3.96

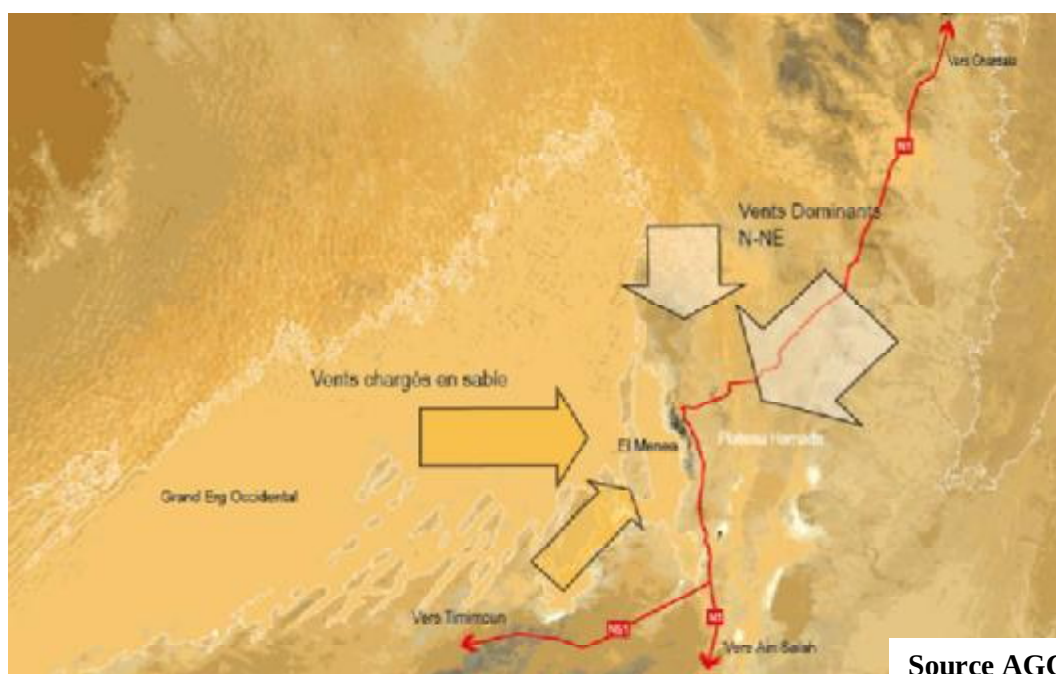


Figure 1.9 : Cartographie de la direction des vents dominants.

1.7.Contexte socio- économique

a- Données démographiques

La population de la nouvelle ville d'El Ménéaa est estimée pour la zone faisant objet de notre étude à 12 644 habitants pour l'année 2016.

b- Infrastructures et équipements publics

b.1-Équipements scolaires

Dans notre phase d'étude sont prévues 4 écoles primaires, 3 écoles secondaires, 2 lycées, 4 crèches/jardins d'enfants et 2 centres de formation.

b.2-Équipements sanitaires

1 hôpital, 3 centres de santé, et de 2 foyers pour personnes âgées.

b.3 -Équipements administratifs

1 PTT central, 2 recettes PTT, 2 commissariats, 1 commissariat central, 1 tribunal, une gare, Un centre de sécurité urbaine, 1 protection civil, siège de l'établissement public ville nouvelle.

b.4 -Équipements commerciaux

1 Marche central, 1 centre commercial, des commerces artisanaux, des commerces de proximités et d'autre types de commerce aussi divers que varié.

b.5 -Équipements tourisme et loisir

1 hôtel, 2 cinémas, 2 théâtres, 1 palais des congrès, 1 show-room, et une bibliothèque.

b.6 -Équipements sportifs

Une piscine, 2 terrains multisports, 2 salles omnisports, 2 salles polyvalentes, 1 stade, et une cite sportive.

b.7-Équipements religieux

Deux mosquées de quartier et une grande mosquée.

b.8 -Réseaux routiers

On accède à la ville nouvelle au nord par la route nationale 1, sous l'appellation de route transsaharienne qui traverse le pays du nord au sud d'Alger a Tamanrasset. On peut aussi y accède par l'ouest et le sud a partir de la ville basse (ancienne ville d'El Ménéaa) situe en bas de la falaise.

1.8. Contexte hydraulique

L'abondance en eau a été un facteur déterminant dans l'importance et le développement de l'oasis d'El Ménéaa. Cette eau, elle la doit à l'existence de la nappe d'inféoflux, alimentée par l'oued Seggeur. Elle est à l'origine de la constitution des palmeraies et de l'aquifère du continental intercalaire dont l'exploitation récente par forages donne lieu à une expansion des cultures et espaces vert.

Les ressources actuellement prévues, dans le cadre du projet, consistent en la mise en place de 5 forages dans 2 qui serviront notre zone d'étude.

La capacité unitaire de ces forages serait de 60l/s (à confirmer par des essais), soit 120 l/s en tout. Ces forages fonctionneront 20h/24.

1.9. Assainissements

Les réseaux d'assainissement prévu pour la ville nouvelle d'El Ménéaa sont de type séparatif. Pour les conduites d'eau usée, les diamètres situent entre 200mm et 400mm. Les rejets d'eaux usées seront dirigés vers des stations d'épurations, puis rejetés vers le milieu naturel après traitement. Les eaux pluviales qui seront récupérées seront remises vers le milieu naturel ou dirigées vers des aménagements en aval (parcelles agricoles, oasis,... etc).

Pour éviter les effets de la corrosion liée à la salinité des sols et des effluents, ainsi qu'aux éventuels courants vagabonds, toutes les canalisations seront en PEHD (Polyéthylène Haute densité).

Conclusion

Le site de la nouvelle ville d'El Ménéaa se caractérise par un climat aride et sec. En milieu désertique les précipitations sont rares et irrégulières. La précipitation moyenne annuelle est de 62,77 mm. Enfin, El Ménéaa est sujet à de forte période de sécheresse, ce qui augmente considérablement les besoins en eau de la population.

Introduction

Afin d'estimer avec le plus d'exactitude possible les volumes d'eau nécessaire à la consommation d'une agglomération, il faudra prévoir ses besoins, ceci en se basant sur les estimations de la population, les statistiques relatives au taux de natalité, les caractéristiques économiques de l'agglomération et le plan d'urbanisme.

Notons que ces besoins varient suivant l'évolution démographique, le niveau de vie, les caractéristiques du climat de la région, la taille des agglomérations, ainsi que les normes d'hygiène.

2.1. Évaluation de la population de la zone d'étude

La population de la ville nouvelle est estimée à 50 000 habitants en 2016 cette estimation est fournie par le bureau d'étude (EGIS international) pour répondre à la demande des autorités qui veulent créer une nouvelle ville à Ménéaa, pour notre zone la population est évaluée à 12644 habitants.

2.1.1. Évolution de la population future

L'évolution de la population aux différents horizons d'étude est donnée par la formule (2.1)

$$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n \quad (2.1)$$

avec :

P_n : population future à l'horizon d'étude ;

P_0 : population de l'année de référence ;

α : taux d'accroissement de la population est égale à 1.2 % en ce basant sur l'ancienne ville d'El Ménéaa.

n : nombre d'années séparant les horizons considérés.

Pour notre projet de la ville nouvelle, les horizons d'études à considérer sont :

- court terme : 2026 ;
- moyen terme : 2036 ;
- long terme : 2046.

L'année d'étude étant 2016

La répartition de l'évolution de la population pour les différents horizons est représentée dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Evolution de la population pour les horizons considérés.

type de logements	Taux d'accroissement	Années			
		2016	2026	2036	2046
678 Logement individuel	1.2	3 390	3 819	4 303	4 849
1349 Logement intermédiaire	1.2	7 239	8 156	9 189	10 354
403 Logement collectif	1.2	2 015	2 270	2 558	2 882
TOTAL	/	12 644	14 246	16 051	18 084

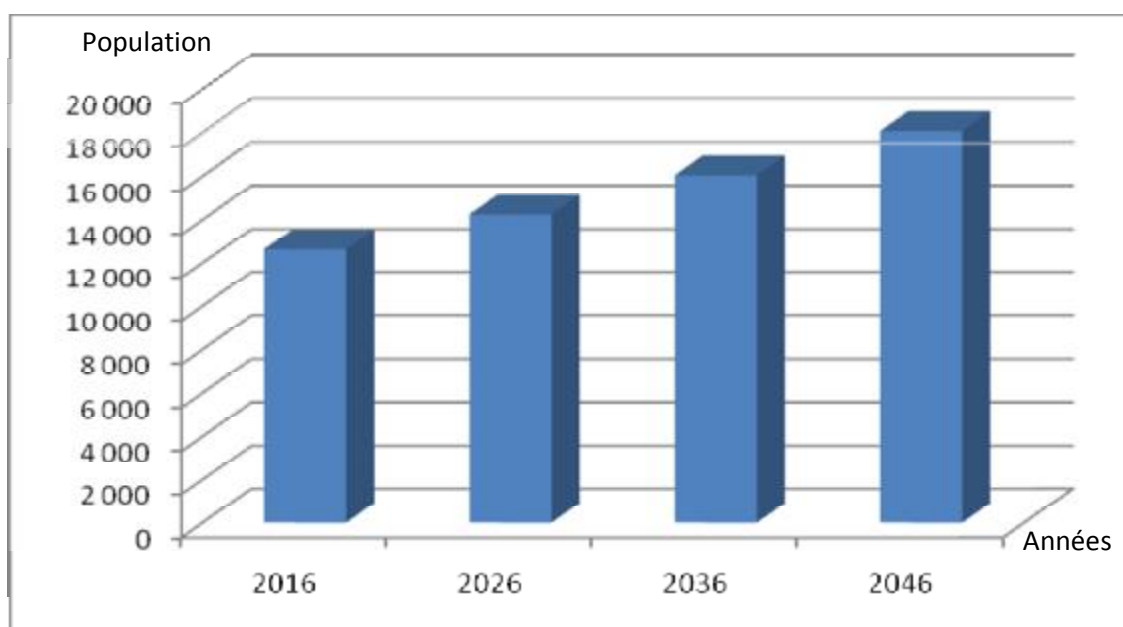


Figure 2.1 : Evolution de la population pour les différents horizons.

2.2. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements, pendant une journée celle-ci est donnée par la relation (2.2) suivante (Bonin, 1986) :

$$Q_{moy j} = \frac{N \cdot D}{1000} m^3/j \quad (2.2)$$

Où :

$Q_{moy j}$: débit moyen journalier ;

N : nombre de consommateur (habitants) ;

D : dotation (l/j/habitants).

2.2.1 Dotation

La dotation notée < dot > est la norme de consommation, définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ses différents besoins : boisson, douche ménage ... etc (Bonin, 1986). L'évaluation de cette quantité d'eau dépend de nombreux paramètres : le type de l'agglomération, le type et le degré d'équipements, la catégorie du consommateur...etc. Nous pouvons donner, à titre indicatif, quelques dotations généralement adoptées (Dupant, 1979) :

- zone rurales et ville de 5000 à 20000 habitants : dot = 150 à 225 litres/habitant/jour ;
- ville de 20000 à 100000 habitants : dot = 200 à 250 litres /habitant/jour ;
- villes plus de 100000 habitants : dot= 250 à 300 litres/habitant/jour.

2.3. Différents types des besoins

L'estimation des différents besoins en eau, obtenue par la relation 2.2, sont présentés dans les tableaux qui suivent :

2.3.1. Besoin domestiques

Pour l'estimation des besoins domestiques, nous adoptons plusieurs dotations selon le type de logement : logement individuel 250 (l/j/hab), logement intermédiaire 200 (l/j/hab), logement collectif 170 (l/j/hab) AGC. Les résultats obtenus sont illustrés sur le tableau (2.2).

Tableau 2.2 : Besoins domestiques pour l'année 2016.

Désignation	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
678 Logement individuel	3390	250	847,5	9,81
1349 Logement intermédiaire	7239	200	1447,8	16,76
403 Logement collectif	2015	170	342,55	3,96
Total	12644	/	2637,85	30,53

2.3.2 Besoins des équipements publics de l'année 2016

2.3.2.1. Besoins scolaires

Tableau 2.3 : Besoins scolaires.

Désignation	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
4 écoles primaires	1768	60	106,08	1,23
3 CEM	1326	60	79,56	0,92
2 lycées	1800	60	108,00	1,25
4 crèches	1320	60	79,20	0,92
2 centres de formations	888	60	53,28	0,62
Total	7102	/	426,12	4.93

2.3.2.2. Besoins sanitaires

Tableau 2.4 : Besoins sanitaires.

Désignation	Nombre de lits	Dotation (l/j/lit)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
3 centres de sante	18	400	7,20	0,08
1 hôpital	220	400	88,00	1,02
2 foyers pour personnes âgées	60	400	24,00	0,28
Total	/	/	119,20	1,38

2.3.2.3. Besoins commerciaux

Tableau 2.5 : Besoins commerciaux.

Désignation	unité	Nombre	dotation (l/j/unité)	consommation moy (m ³ /j)	consommation moy (l/s)
commerce artisanal	M ²	4400	6	26,40	0,31
centre commercial	M ²	10000	6	60,00	0,69
marche central	M ²	7500	6	45,00	0,52
commerce de proximité	M ²	3910	6	23,46	0,27
commerces divers/galeries	M ²	2500	6	15,00	0,17
Total	/	/	/	169,86	1.97

2.3.2.4. Besoins de tourisme et de loisirs

Tableau 2.6 : Besoins de tourisme et de loisirs

Désignation	unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
1 hôtel	clients	120	400	48,00	0,56
1 cinéma multiplex	M ²	9000	3	27,00	0,31
1 palais des congres	M ²	12660	3	37,98	0,44
1 show-room	M ²	800	3	2,40	0,03
1 Gare	M ²	7110	3	21,33	0,25
2 salles polyvalentes	M ²	3000	3	9,00	0,10
Total	/	/	/	145,71	1.69

2.3.2.5. Besoins culturels

Tableau 2.7 : Besoins culturels

Désignation	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
1 bibliothèque	M ²	5000	6	30,00	0,35
1 théâtre de la falaise	M ²	980	6	5,88	0,07
1 maison de jeunes	M ²	1500	6	9,00	0,10
1 grande mosquée	M ²	4000	6	24,00	0,28
2 mosquées de quartier	M ²	1600	6	9,60	0,11
Total	/	/	/	78,48	0.91

2.3.2.6. Besoins d'arrosages

Tableau 2.8 : Besoins d'arrosages

Surface d'espaces verts m2	Surface arrosée (m2)	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
658260	329138	4	1316,55	15,24

2.3.2.7. Besoins administratifs

Tableau 2.9 : Besoins administratifs

Désignation	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
PTT central	Employer	125	50	6,25	0,07
recette PTT	Employer	40	50	2,00	0,02
Commissariat	Employer	40	50	2,00	0,02
commissariat central	Employer	400	50	20,00	0,24
Tribunal	Employer	400	50	20,00	0,24
sécurité urbaine	Employer	50	50	2,50	0,03
protection civil	M ²	1000	16	16,00	0,19
Total	/	/	/	68.75	0.80

2.3.2.8. Besoins sportifs

Tableau 2.10 : Besoins sportifs

Désignation	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
Piscine	bassin	1	4 000	4	0.05
Stade	place	10 000	10	100	1.16
Terrains de sports	terrain	6	3 000	18	0.21
Salles omnisports	salle	2	3 000	6	0.07
TOTALS	/	/	/	128.00	1.48

2.4 Récapitulation des besoins des équipements publics pour l'année 2016

Tableau 2.11 : Besoins des équipements publics

Besoins des équipements publics	Consommation (m ³ /j)	Consommation (l/s)
Besoins scolaires	426,12	4,93
Besoins sanitaires	119,20	1,38
besoins commerciaux	169,86	1,97
besoins de tourisme et de loisirs	169,86	1,97
Besoins culturel	78,48	0,91
Besoins d'arrosages	1316,55	15,24
besoins administratifs	68,75	0,80
Besoins sportif	128,00	1,48
TOTAL	2348,82	28,67

Pour notre étude, nous aurons à définir deux types de consommations :

- Consommation domestique.
- Consommation des équipements publics.

Le tableau (2.12) ci-dessous représente le récapitulatif de la consommation moyenne total en eau pour chaque catégorie de l'année 2016.

Tableau 2.12. Récapitulatif de la consommation en eau moyenne total.

Besoins	(m ³ /j)	(l/s)
Besoins domestique	2 637,85	30,53
Besoins des équipements publics	2 348,82	28,67
Total	4 986,67	59,20

2.5. Besoins futur

Tableau 2.13. Besoins domestique pour les différents horizons.

Type de logements	Dotation (L/J/Hab)	Besoins (m3/j)				Besoins (l/s)			
		2016	2026	2036	2046	2016	2026	2036	2046
678 Logement individuel	250	847,50	954,87	1 075,85	1 212,15	9,81	11,05	12,45	14,03
1349 Logement intermédiaire	200	1 447,80	1 631,22	1 837,89	2 070,73	16,76	18,88	21,27	23,97
403 Logement collectif	170	342,55	385,95	434,84	489,94	3,96	4,47	5,03	5,67
TOTAL	/	2 637,85	2 972,04	3 348,58	3 772,81	30,53	34,40	38,76	43,67

2.6 Estimation des besoins en eau en tenant compte les pertes

Tableau 2.14. Récapitulatif des besoins en eau en tenant compte des pertes

BESOINS	Taux de perte(%)	Besoins (m3/j)				Besoins (l/s)			
		2016	2026	2036	2046	2016	2026	2036	2046
Besoins domestiques	20	3 165,42	3 566,45	4 018,29	4 527,38	36,64	41,28	46,51	52,40
Besoins équipements publique	20	2 818,59	2 818,59	2 818,59	2 818,59	28,67	28,67	28,67	28,67
TOTAL		5 984,01	6 385,04	6 836,88	7 345,96	65,30	69,95	75,17	81,07

2.7 Étude des variations des débits

En général, dans un réseau d'AEP, il y a toujours augmentation ou diminution de la consommation. Ces variations s'étalent sur l'heure, la journée, l'année. En raison de l'irrégularité de la consommation et en tenant compte des fuites qui peuvent avoir lieu, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité. Cette évaluation importante permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

2.7.1 Coefficient d'irrégularité

2.7.1.1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\max,j}$)

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation maximal au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport par la relation (2.3) suivante :

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy } j} \quad (2.3)$$

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau, en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%. Donc la valeur de k varie entre 1.1 et 1.3. Nous considérons, pour notre cas, une valeur de 1.2.

2.7.1.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{\min,j}$)

Celui-ci est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière donnée par la relation (2.4) suivante :

$$K_{\min,j} = Q_{\min,j} / Q_{\text{moy } j} \quad (2.4)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. $K_{\min,j}$ varie de 0,7 à 0,9. Pour notre étude, nous considérons $K_{\min,j} = 0,8$.

2.7.1.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour les journées il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. Il est donné par la relation (2.5) suivante :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (2.5)$$

avec :

$\alpha_{\max}$: était le coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération. Il est compris entre 1.2 et 1.4. Dans notre cas, $\alpha_{\max} = 1.3$;

$\beta_{\max}$: coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau 2.15 : Valeurs de coefficient « β » en fonction du nombre d'habitants

N° habitant	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
$\beta_{\max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15
$\beta_{\min}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

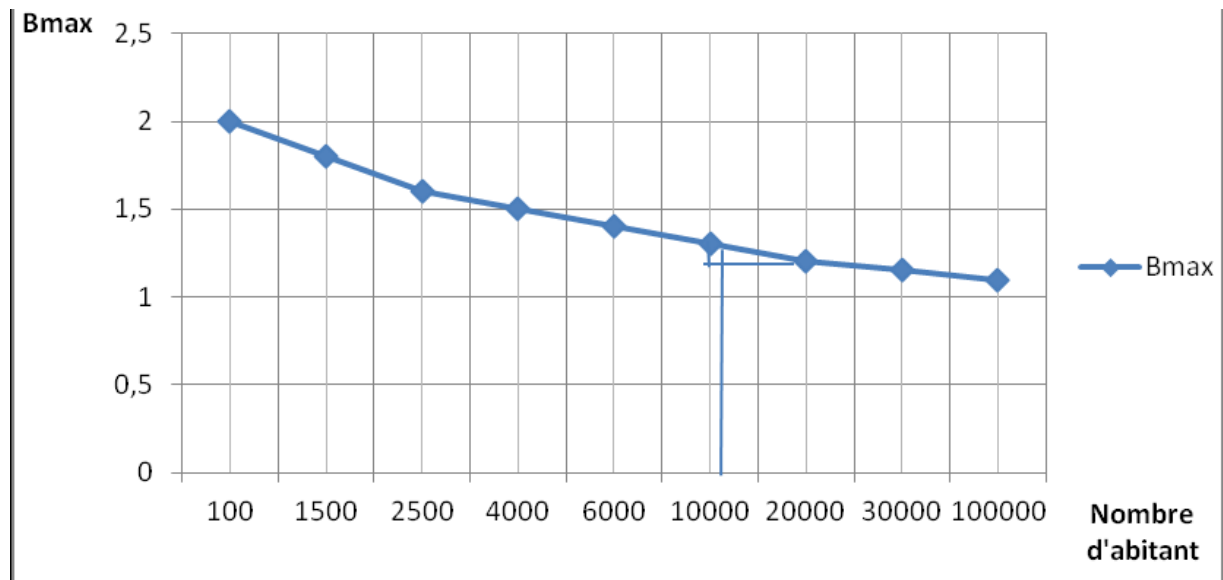


Figure 2.2: Variation de coefficient $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitants.

La valeur de $\beta_{\max}$ est obtenue par interpolation. A long terme (horizon 2046), le nombre d'habitant à est égal à 12 644 habitants, compris entre 10 000 et 20 000. Nous obtenons :

$$\beta_{\max} = 1.2 + ((1.3 - 1.2) \times (20000 - 12644)) / (20000 - 10000) = 1.27356 \longrightarrow \beta_{\max} = 1.27$$

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

$$K_{\max h} = 1.3 * 1.27 \longrightarrow K_{\max h} = 1.617$$

2.8. Détermination des débits journaliers

2.8.1. Variation de la consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$)

Cette consommation représente le débit de jour le moins chargé de l'année. Elle est donnée par la formule suivante (2.6) :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (2.6)$$

avec :

$Q_{\max,j}$: débit minimum journalier en m^3/j ;

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

$K_{\min,j}$: coefficient d'irrégularité minimale journalière.

2.8.2 Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)

Ce débit, relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année, est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage. Il est donné par la formule 2.7 suivante

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (2.7)$$

avec :

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

Les consommations maximales et minimales sont représentées dans le tableau (2.16) suivant :

Tableau 2.16 : Récapitulatifs des débits maximums et minimums journaliers dans les différents horizons

horizon	Q moy j		Kmax j	Q max j		Kmin j	Q min j	
	M3/j	L/S		M3/j	L/S		M3/j	L/S
2016	5 984,01	69.26	1,2	7180,81	83.11	0,8	4787,21	55.41
2026	3 385,04	73.90		7662,05	88.68		5108,03	59.12
2036	6 836,88	79.13		8204,26	94.96		5469,50	63.30
2046	7 345,96	85.02		8815,16	102.03		35876,77	68.02

2.9. Variation de la consommation horaire

2.9.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation 2.8 suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j}/24 \quad (2.8)$$

avec :

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

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

2.9.2. Débit maximale horaire

Cette consommation est déterminée selon des coefficients d'irrégularité horaires $K_{\max,h}$. Elle permet de déduire la plus forte charge du réseau afin de prévoir et de dimensionner les

risques des dépôts dans la conduite. La consommation maximale horaire est donnée par la formule (2.9)

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \cdot Q_{\text{moy},h} \quad (2.9)$$

avec :

$Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m³/h ;

$K_{\max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire

Tableau 2.17 : Récapitulatif de la variation de la consommation horaire.

horizon	$\beta_{\max}$	$K_{\max,h}$	Q max j		Q moy h		Q max h	
			m ³ /j	L/S	m ³ /j	L/S	m ³ /j	L/S
2016	1,27	1,65	7180,81	83.11	299,20	3.46	493,98	5.72
2026	1,26	1,63	7662,05	88.68	316,25	3.70	521,91	6.04
2036	1,24	1,61	8204,26	94.96	341,84	3.96	550,83	6.38
2046	1,22	1,58	8815,16	102.03	367,30	4.25	582,13	6.74

v Calcul du débit transférer

$$Q_{2046} = (8815.16 \times 1000) / (24 \times 3600) = 102.03 \text{ l/s}$$

Conclusion

D'après l'évaluation des besoins en eau effectué, la consommation de la ville nouvelle d'El Ménéaa est estimée à 8815,16 (m³/j) soit **102.03 (l/s)** et ce pour une population de **12644** habitants à long terme (horizon 2046). Cette valeur nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et de dimensionner avec exactitude le réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer les quantités d'eau suffisantes pour toute la zone faisant l'objet de l'étude.

Introduction

Le site d'El Ménéaa puise son eau à partir de 5 forages situés à l'ouest du site. Dans notre cas, seul 2 forages nous intéressent pour l'alimentation de la zone d'étude. Notons que ces 2 forages son similaires.

L'objectif de ce chapitre est de vérifier entre autre la qualité de cette eau.

3.1. Ressources en eau existante

La wilaya de Ghardaïa satisfait ses besoins en eau (AEP, AEI et Irrigation) à partir des nappes continentales intercalaires et complexes terminal (figure 3.1). Aucune ressource superficielle n'est actuellement mobilisée. Les réserves de ces nappes ne sont pas connues malgré les différentes études menées par des organismes nationaux et internationaux.

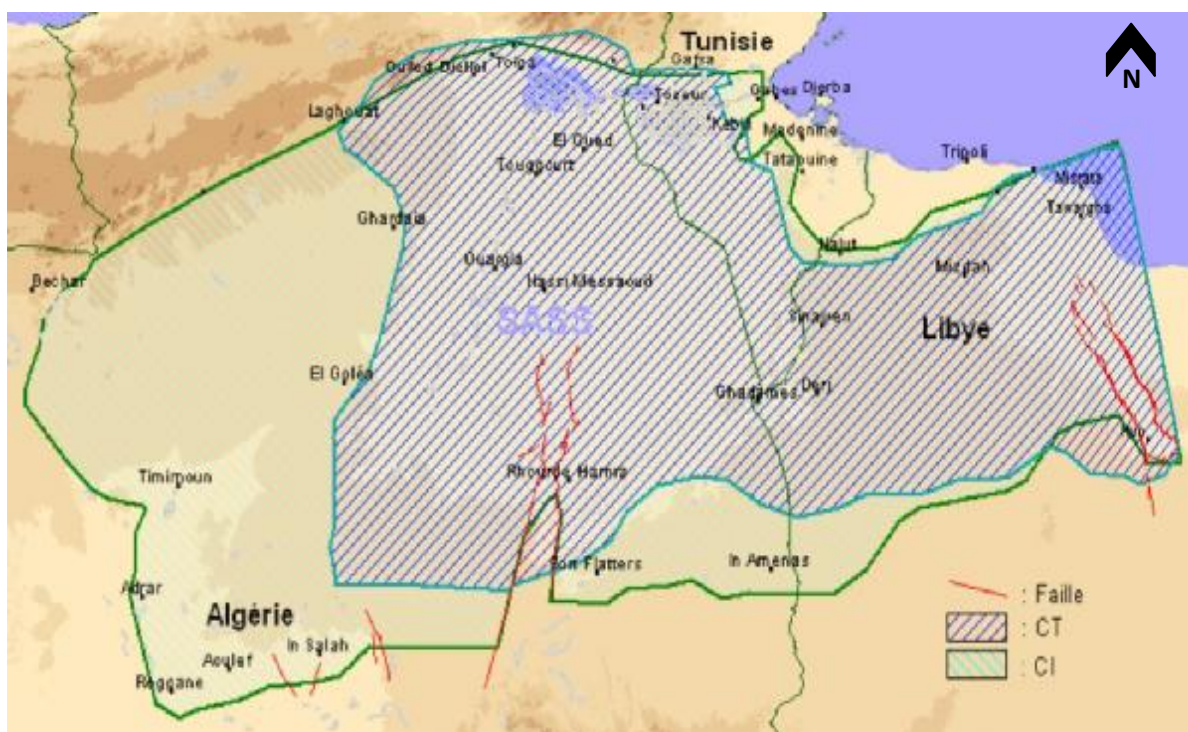


Figure 3.1 : Limites de la nappe du Continental Intercalaire CI et la nappe du Complexe Terminal CT (source AGC)

3.2. Resource en eau mobilisée

L'unique ressource de la ville nouvelle d'El Ménéaa est les eaux souterraines qui ont pour origine :

Ø nappe Albienne: nappe captive du continental Intercalaire. Elle s'étend sur une superficie de 600.000 km² et se situe à une profondeur moyenne de 200 m sous la région d'El Ménéaa.

Nos deux forages F1 et F2 sont localisés à la périphérie de la ville, du côté nord-ouest et à proximité immédiate du site d'étude, comme indiqué sur la figure 3.2 Ci dessous.



Figure 3.2 : Localisations des forages f1 et f2.

3.3. Caractéristiques des forages

Les caractéristiques des forages sont données par AGC et sont illustrés dans le tableau 3.1:

Tableau 3.1 Caractéristiques des forages.

Localité	Désignation du forage	Débit mobilise		Temps de mobilisation
		l/s	m ³ /j	
partie étudié de la nouvelle ville de MENEAA	F1	60	5184	h/jr 20 20
	F2	60	5184	
	Total	120	10368	

Le débit d'eau fourni par les deux forages qui est de 120 ℓ /s suffit largement a satisfaire les besoins en eau de la phase d'étude, qui s'élèvent a 102,03 ℓ /s

3.4. Qualité de l'eau

Pour savoir si une eau est peu ou fortement minéralisée, il faut regarder son résidu sec. Cet indicateur exprime le taux de minéraux recueillis après évaporation d'1 ℓ d'eau soumis à 180°C.

- **taux de minéraux supérieur à 1 500 mg/L** : l'eau est dite riche en minéraux (calcium, magnésium et/ou sodium) ;
- **taux compris entre 500 et 1 500 mg/L** : il n'y a pas d'appellation spécifique, l'eau est moyennement minéralisée ;

- **taux inférieur à 500 mg / L** : l'eau faiblement minéralisée ;
- **taux inférieur à 50 mg / L** : l'eau très faiblement minéralisée ;

Dans le cas de nos forages, après avoir observé la (figure 3.2) ci- dessous, nous pouvons conclure qu'El Ménéaa est situé dans la zone sud à eau très_douce et avec un taux de résidu sec de 400 mg/l environ.

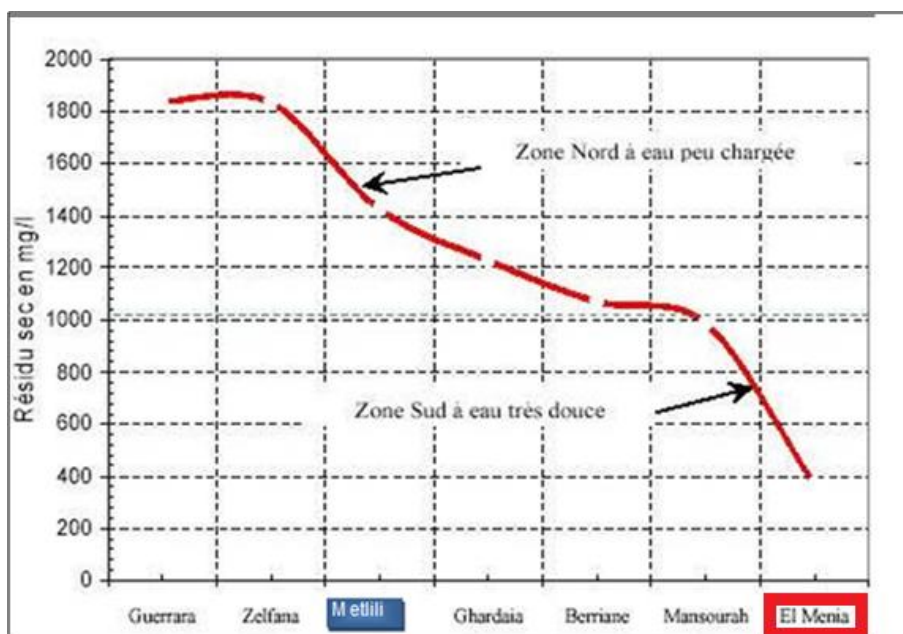


Figure 3.3: Variation du résidu sec à travers les localités de la wilaya de Ghardaïa.

3.4.1. Eau potable

▼ Eau dure et eau douce

Une eau dure est une eau qui contient beaucoup de sels dissous, en particulier des sels de calcium (le bicarbonate de calcium pouvant se transformer en calcaire) et de magnésium ; c'est pourquoi la dureté d'une eau est mesurée par sa teneur en calcium et magnésium. À l'inverse, une eau douce est une eau qui en contient peu.

Dans la nature, toutes les eaux n'ont pas la même dureté : les eaux du Massif Central, des Vosges et du Massif Armoricaïn par exemple sont douces (moins de 200 milligrammes de calcaire dissous par litre d'eau), alors que certaines eaux de la région parisienne sont très dures (jusqu'à 900 milligrammes de calcaire dissous par litre d'eau).

Cependant, une eau trop dure peut présenter des inconvénients d'utilisation. L'eau dure diminue en effet les propriétés détergentes des lessives et savons qu'il faut utiliser en plus grande quantité. Par ailleurs, son usage en agriculture augmente la concentration de sels dans les sols et favorise leur stérilisation. Enfin, certains sels et en particulier le calcaire, peuvent se déposer sous une forme solide appelée tartre sur les parois des canalisations, des ballons d'eau chaude ou des chaudières.

À l'inverse, une eau trop douce est une eau corrosive qui ronge les parois des canalisations favorisant la formation de fuites. Or les bactéries se développent préférentiellement aux points de fuite et de corrosion. En outre, la corrosion augmente la concentration en cuivre, étain ou plomb de l'eau, suivant le matériau dont sont faites les conduites, toutes substances nocives à la consommation. Une eau trop douce est donc une eau qui contribue à la dégradation de la qualité de l'eau dans les canalisations.

Pour à la fois protéger les équipements de l'encrassement et maintenir la qualité de l'eau lors de sa distribution, l'eau doit donc être juste assez dure pour qu'une couche protectrice de carbonate de calcium se dépose sur les parois des canalisations, les isolants de l'eau transportée.

v Caractéristiques physico-chimiques des eaux souterraines dans la ville d'El Ménéaa

Pour les caractéristiques physico-chimiques, nous allons comparer les résultats d'analyse de l'eau données par (AGC, 2014) aux normes OMS pour vérifier la potabilité. Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3.2: Caractéristiques physico-chimiques des eaux souterraines dans la ville d'El Ménéaa de la wilaya de Ghardaïa. (Source OMS)

Elément/substance	Symbole/formule	Unités	El Ménéaa	Normes OMS admissibles
Calcium	Ca ⁺⁺	mg /l	39	100
Magnésium	Mg ⁺		13	50
Sodium	Na ⁺		63	200
Potassium	K ⁺		7	12
Chlorure	Cl ⁻		40	250
Sulfate	SO ₄ ⁻		45	250
Bicarbonates	HCO ₃ ⁻		210	/
Nitrates	NO ₃ ⁻		7	50
Résidu Sec	R.S		370	2000

3.4.2. Interprétation des Paramètres physico-chimiques

- **Calcium et magnésium (Mg⁺⁺, Ca⁺⁺)**

Ces deux éléments sont présents dans les roches cristallines, très solubles. Les analyses montrent les valeurs suivantes sont conformes aux normes de consommation :

- **Sodium Na^+**

Le sodium se trouve uniquement à l'état combiné. Il est le septième élément le plus abondant de la croûte terrestre. Il est toujours présent dans les eaux naturelles. Selon les résultats d'analyse, la teneur en Sodium est de 63mg /l. cette valeur répond aux normes de consommation.

Potassium K^+

Le potassium se trouve abondamment dans la nature, mais il est rarement présent dans l'eau à des teneurs supérieures à 20mg/l. La teneur en K^+ du prélèvement est de l'ordre de 7mg/l ; qui répond aux normes de consommation.

Chlorures Cl^-

Les chlorures existent dans toutes les eaux à des concentrations variables. Ils ont pour origine :

- la percolation à travers des terrains salés ;
- les infiltrations marines ;
- les rejets industriels et humains.

Une importante concentration en chlorures (>250 mg/l) affecte la qualité organoleptique de l'eau, surtout si les ions Cl^- sont accompagnés d'ions Na^+ . Les chlorures sont très corrosifs. Ils sont répandus dans la nature sous forme de sels de sodium NaCl , de potassium KCl et de calcium CaCl_2 . Dans notre cas, la teneur en Chlorures est de 40 mg/l. Elle est conforme à la norme.

Conclusion

Les analyses **physico-chimiques**, présentées dans ce chapitre, montrent que l'eau des forages d'El Ménéaa est de bonne qualité. Elle est très douce et propre à la consommation. Aussi ; le débit cumulé des deux forages (120 l/s) est largement suffisant pour satisfaire les besoins de la nouvelle ville à long terme.

Introduction

La ville nouvelle d'El Ménéaa conte 50 000 habitants pour 575 hectares de superficie. La phase, faisant l'objet de notre étude, compte 12644 habitants pour 173 hectares. La région est alimentée par des forages localisés au nord-est de la ville nouvelle qui refoulent vers des réservoirs de stockage. Les besoins de la population à l'horizon 2046 s'élèvent à 8815,16 m³/j.

L'objet de ce chapitre est de choisir le schéma d'adduction adéquat en fonction des conditions d'aménagements.

4.1. Schéma d'aménagement étudié

4.1.1. Proposition de variante

Deux variantes sont proposées pour le schéma d'aménagement de la ville nouvelle d'El Ménéaa.

-**Première variante** celle-ci consiste à positionner les ouvrages au niveau (ou à proximité) des points hauts situés sur l'emprise de la ville (figure 4.1).

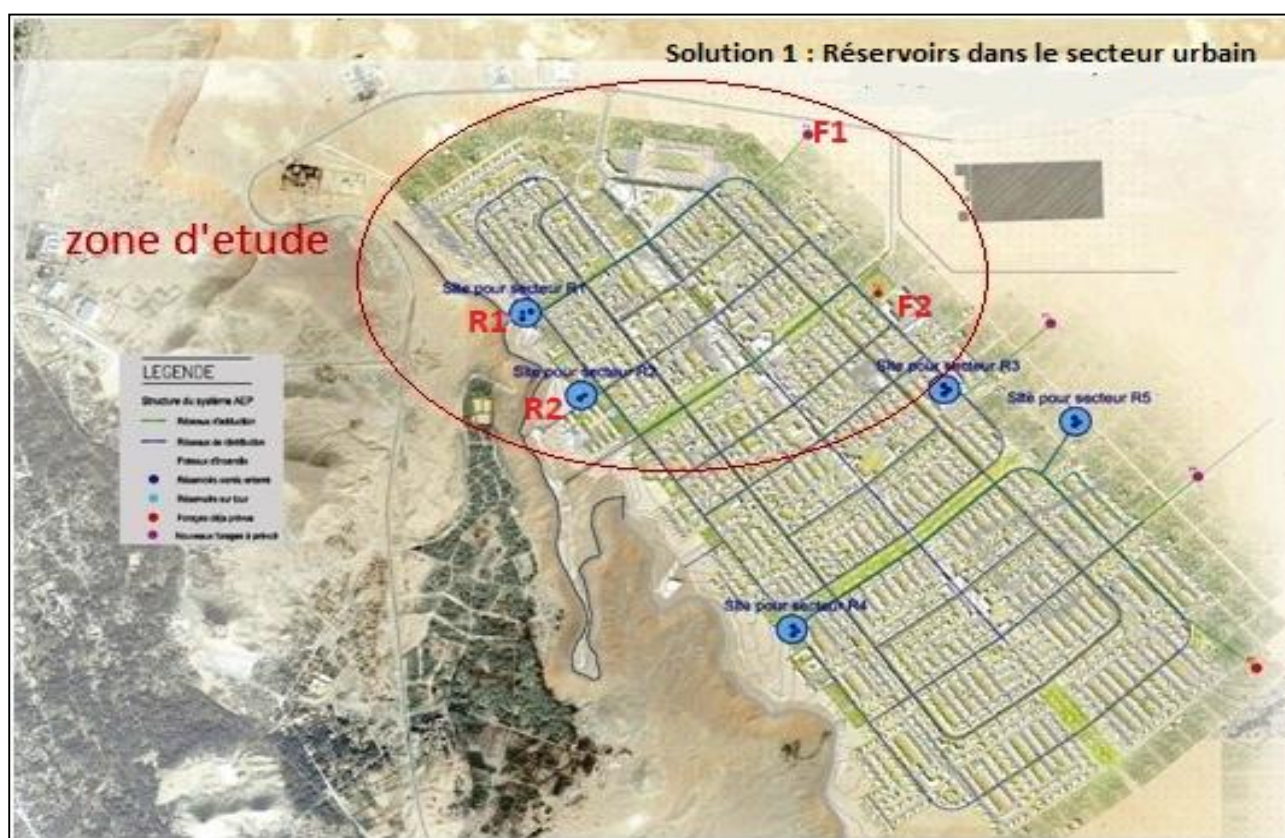
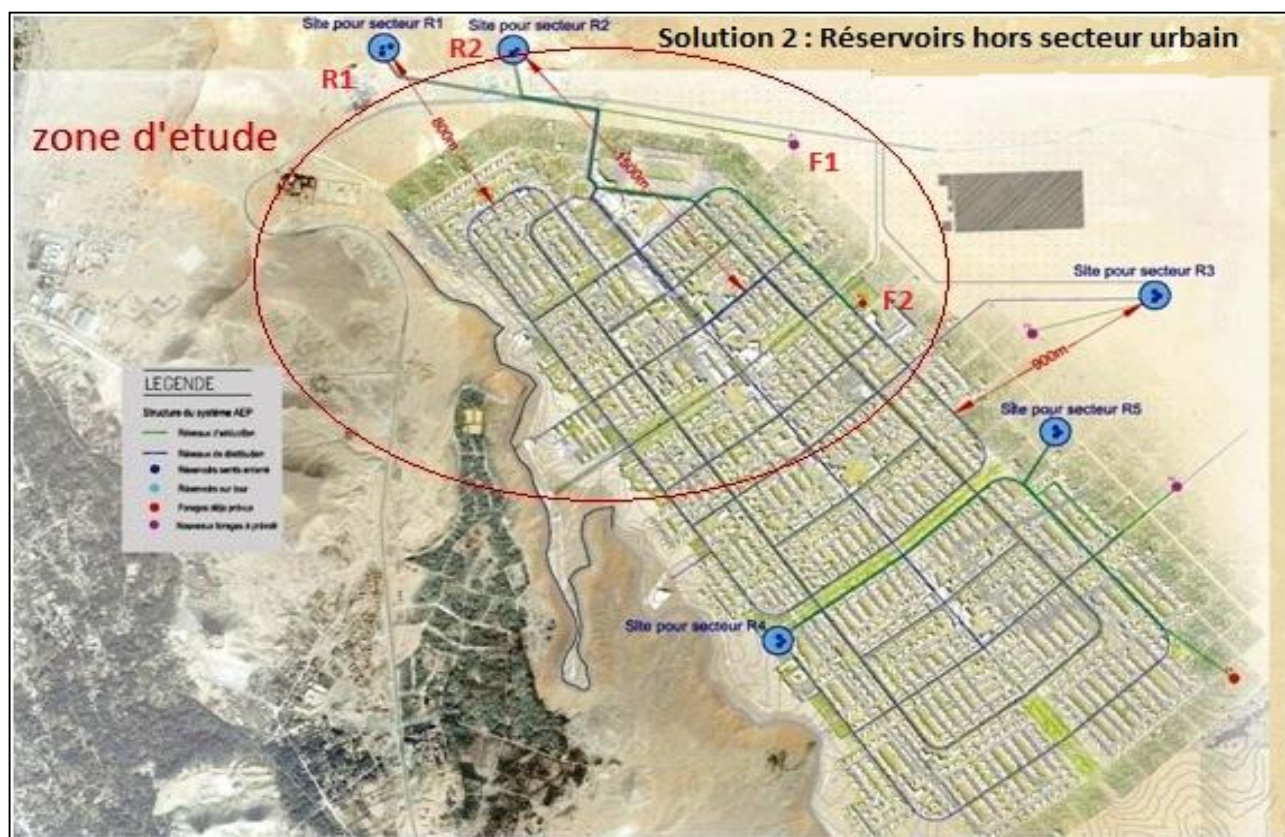


Figure 4.1 : Schéma de la première variante proposée.

-**Deuxième variante**elle consiste à s'éloigner du site d'emprise de la ville pour retrouver d'autres points hauts (figure 4.2).



4.1.2. Critique et choix de variantes

Première variante : En terme technique, il s'agit de la solution la plus simple, car les longueurs d'adduction sont limitées. Par contre, l'insertion paysagère est plus problématique. Cette insertion est possible dans le cadre de programmes architecturaux spécifiques, incluant le château d'eau au cœur même de la construction : belvédère, restaurant panoramique, résidence de standing, développée au cours du château d'eau,... etc.

Deuxième variante : Il faut noter que cette solution est limitée, dans le présent contexte, car :

- Au nord de la ville, le terrain est très accidenté, avec de nombreux oued et talwegs. Les gains en termes de hauteur géométrique seraient alors « consommés » par les pertes de charge liés au passage de ces difficultés.
- Il ne faut pas trop s'éloigner des zones de distribution car :
 - ✚ ceci générerait des pertes de charges dans le réseau, minimisant le gain en hauteur géométrique,

- ✚ de grandes longueurs d'adduction impliqueraient la mise en place de traitement au chlore important (pour éviter la recontamination bactérienne)
- ✚ plus les longueurs de canalisation sont importantes, plus les pertes en eaux seront importantes.
- ✚ Cette adduction implique un surcoût sur le projet.

Par rapport à la variante 1, cette variante nécessite la pose de 3 200 m de canalisation supplémentaire. Il faudra également ajouter des longueurs de liaisons électriques et de voiries du même ordre de grandeur puisque ces sites devront être accessibles et alimentés en électricité.

4.1.3. Variante retenue

Après étude des deux variantes, notre choix c'est porté sur la première variante pour sa simplicité et des nombreux avantages de réalisation que la solution offre.

Le réservoir R1 sera alimenté à partir du forage F1 avec une conduite de longueur 1318m.

Le second réservoir R2 sera alimenté du forage F2 avec une conduite de longueur 1765m.

Concernant les capacités des réservoirs et les caractéristiques des stations de pompage, celle-ci seront étudiées aux prochains chapitres.

4.2. Etude de l'adduction

L'adduction est l'ensemble des installations reliant la prise d'eau, qui est une source ou un forage, au point d'utilisation ou au réservoir de stockage.

4.2.1. Définitions

On distingue deux types d'adduction,

Adduction gravitaire : le réservoir d'accumulation se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte. Dans ce cas, l'écoulement de l'eau obéit à la loi de la force de pesanteur.

Adduction par refoulement : celle-ci est utilisée dans le cas où le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux de captage doivent être relevées par une station de pompage.

4.2.2 Choix du tracé

Pour effectuer un meilleur tracé de la conduite d'adduction, nous devons tenir compte des différents paramètres économiques, techniques, et topographiques qui suivent :

- choisir le tracé le plus court possible pour des raisons économique (figure4.3).
- rechercher un profil en long aussi régulier que possible pour éviter les contres pentes, susceptibles de donner lieu à des cantonnements d'air aux point hauts qui sont plus ou moins difficiles à évacuer. Dans le cas de refoulement, il peut résulter en ces endroits un phénomène de cavitation par suite d'arrêt inopiné pouvant occasionner l'éclatement des canalisations.
- suivre les accotements des routes pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel lors de la réalisation.
- Enfin, les coudes doivent être largement ouvert afin d'éviter les butées importantes et diminuer les pertes de charge.



Figure 4.3 : Trace des conduites d'adduction.

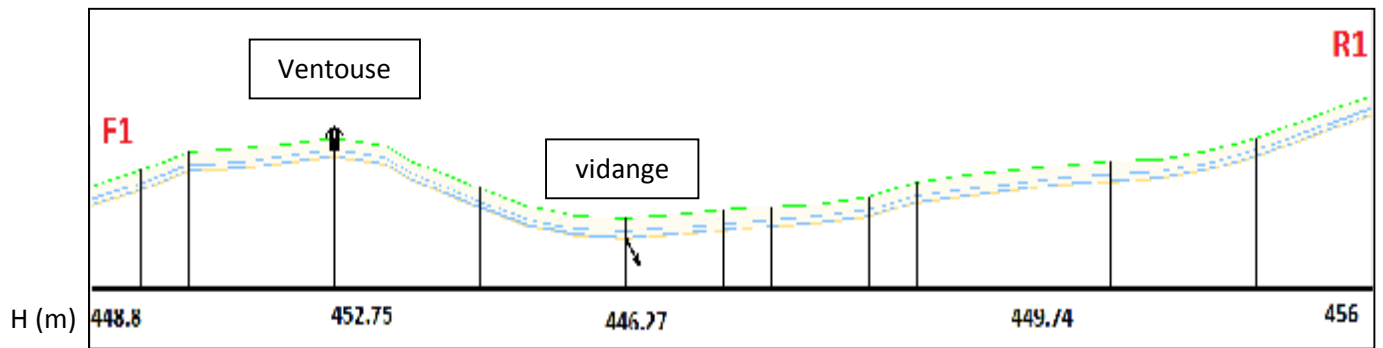


Figure 4.4 :Profile en long de la conduite d'adduction F1-R1.

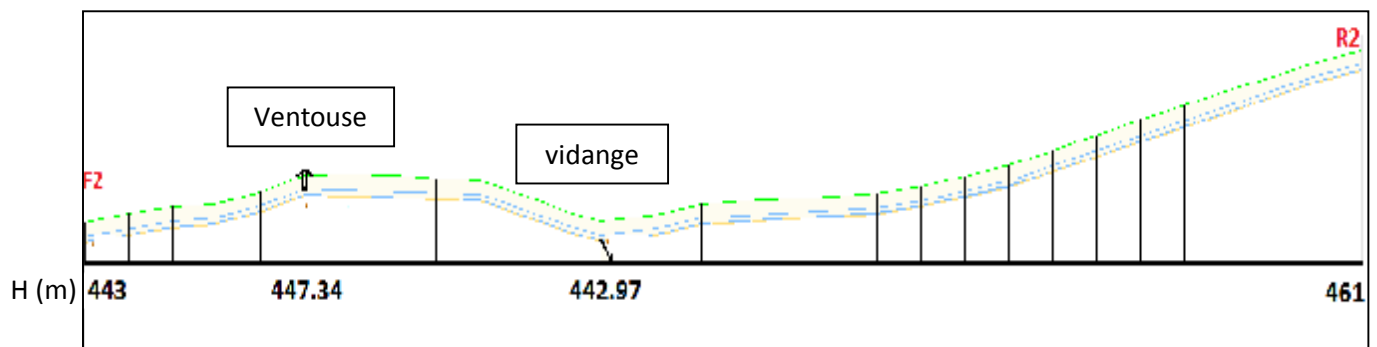


Figure 4.5 Profile en long de la conduite d'adduction F2-R2.

4.2.3 Choix du type de conduites

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

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

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

- Le montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats.

4.3. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction

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

4.3.1. Point bas

Vidange, vanne de sectionnement.

4.3.1.1. Vanne de sectionnement

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

Dans notre cas, les vannes de section seront de diamètre 315mm.



Figure 4.6 : Vanne de sectionnement

4.3.1.2. Vidange

Ce sont des ouvrages installés au niveau des points les bas du tronçon de conduite. Chaque ouvrage de point bas abrite un système de vidange de la conduite. Ce système est composé d'une vanne fermée pendant le fonctionnement normal de la conduite monté directement sur la conduite principale.

Les vidange à installé dans notre projet sont toutes de diamètre 100mm.

4.3.2. Points hauts

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

4.3.2.1. Ventouse

Il s'agit d'ouvrages abritant une ventouse pour le dégazage de la conduite et l'entrée/sortie de l'air. Les ouvrages seront installés aux points hauts des tronçons de la conduite (figure 4.7). Pour des raisons de sécurité, les ventouses doivent assurer les trois fonctions suivantes :

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

Dans notre projet, les ventouses seront de diamètres 80 mm.

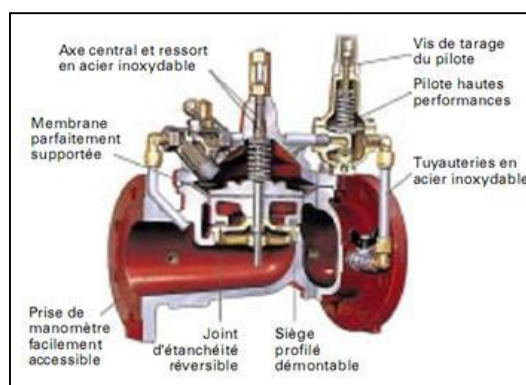


Figure 4.7 : ventouse

4.4. Etude technico-économique des diamètres - Adduction par refoulement

Le choix du diamètre de la conduite est lié à des impératifs d'ordre économique. En effet, pour un même débit à relever, plus la perte de charge est grande (petits diamètres) plus la dépense d'énergie est importante. La perte de charge varie en sens inverse du diamètre des

canalisations. Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de la station de reprise qui diminue lorsque le diamètre de la conduite augmente.

4.4.1. Choix de la gamme des diamètres

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

Formule de Bonnin : $Dec = \sqrt[3]{Q}$ (4.1)

Formule de Bresse : $Dec = 1.50 \sqrt[3]{Q}$ (4.2)

Formule de Pavlovski : $Dec = 1.38 Q^{0.48}$ (4.3)

Formule classique : $Dec = 1.24 \sqrt[3]{Q}$ (en prenant V égale 1 m/s) (4.4)

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

4.4.2. Evaluation des frais d'amortissement (F_{am})

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

$$F_{am} = P_{uc} L A \quad (4.5)$$

P_{uc} : prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pause, fourniture et terrassements,

L : longueur de la conduite,

A : annuité d'amortissement donnée par la formule :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i \quad (4.6)$$

Où:

i : taux d'annuité $\approx 8\%$

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

ce qui donne : **A = 0,0879501**

4.4.3. Evaluation des frais d'exploitation

Les Frais d'exploitation représentent le cout de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau du forage au réservoir. Ces frais d'exploitation croissent quand le diamètre diminue et par suite de l'augmentation des pertes de charges. Pour

estimer ces frais, nous devons évaluer par conséquent les pertes de charges, la hauteur géométrique, la hauteur manométrique totale, la puissance absorbée par la pompe et enfin l'énergie consommée par cette dernière.

4.4.3.1. Calcul de la vitesse de l'écoulement

Dans les différents problèmes relatifs de l'écoulement dans les canalisations, il faut toujours calculer la vitesse moyenne dans la conduite par la relation de continuité (4.7), de manière à s'assurer qu'elle soit acceptable :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (4.7)$$

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

4.4.3.2. Calcul des pertes de charge

Ø Pertes de charge linéaire

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

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

$$j = \lambda \frac{V^2}{2gD} \quad (4.8)$$

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

D : diamètre de la conduite [m],

V : vitesse de l'écoulement [m/s],

λ : coefficient de perte de charge [-].

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

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

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = [1.14 - 2 \log \frac{\epsilon}{D}] \quad (4.9)$$

ou bien :

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D}]^{-2} \quad (4.10)$$

avec :

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

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

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

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (4.11)$$

Où :

K : est la rugosité absolue en mm,

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

$$Re = \frac{vD}{\nu} \quad (4.12)$$

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

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

Re < 2100 : Régime laminaire ;

2100 < Re < 4000 : Régime transitoire ;

Re > 4000 : Régime turbulent rugueux.

- Régime laminaire

λ est indépendant de la rugosité relative. Il n'est fonction que de nombre de Reynolds et il est donné par l'expression de **Poiseuille (4.13)**:

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (4.13)$$

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

- Etude de la rugosité

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

Elle se calcule comme suit :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha T \quad (4.14)$$

avec :

ε : rugosité recherchée ;

ε_0 : rugosité à l'état neuf ;

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

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

La rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$ est le rapport de la rugosité absolue ε au diamètre de la conduite D .

Dans la pratique, ε est prit égale :

- 10^{-3} m pour l'acier ;
- Pour la fonte ductile $\varepsilon = 0.85$ mm ;
- Pour le PEHD :

si $D \leq 200\text{mm}$ on a $\varepsilon = 0.01$ mm ;

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

D'autres formules utilisées pour le calcul de λ :

- **Blasius** : $\lambda = \frac{0.316}{\text{Re}^{-0.25}}$ régime turbulent lisse (4.15)

- **Karman- Prandel** : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.17 D} \right)$ régime turbulent rugueux (4.16)

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

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

$$j = 1.218 \cdot 10^{10} \frac{Q^{1.852}}{C_{hw}^{1.852} \cdot D^{4.871}} \quad (4.17)$$

D : diamètre intérieur de la conduite [mm] ;

Q : débit de l'eau à véhiculer [l/s] ;

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

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

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

$$J = j.L \quad (4.18)$$

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

Ø Pertes de charge singulières

Elles sont dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de l'acanalisation tels que les coudes, les élargissements et rétrécissements brusques ou progressifs, les branchements et dérivations et enfin les robinets-vannes. Ces pertes de charges, notée J' , représente 15 % des pertes de charges linéaires. Soit :

$$J' = 0,15.J \text{ (m)} \quad (4.19)$$

Ø Pertes de charges totales

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

$$\Delta H = J + J' \quad (m) \quad (4.20)$$

Il s'ensuit que :

$$\Delta H = 1.15jL \quad (4.21)$$

4.4.3.3. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt

La hauteur manométrique totale H_{mt} représente la somme de la hauteur géométrique H_g et la perte de charge totale ΔH

$$H_{mt} = H_g + \Delta H \quad (m) \quad (4.22)$$

v la hauteur géométrique H_g

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

$$H_g = C_{TP} - C_r \text{ (m)} \quad (4.23)$$

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

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

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

4.4.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe P

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

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot HMT \cdot Q}{\eta_{pompe} \eta_{moteur} \eta_{marge}} \quad (4.24)$$

avec:

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

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

η_{pompe} : le rendement moyen des pompes = 0,69 ;

η_{moteur} : le rendement du moteur = 0,93 ;

η_{marge} : la marge de 10 % sur la puissance des pompes ($\eta_{marge} = 0,90$ pour tenir compte des pertes hydrauliques par transmission ou marge de sécurité entre couple moteur – démarrage ;

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

ρ : Masse volumique de l'eau (1000 kg/m³) ;

4.4.3.5. Energie consommé par la pompe

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

$$E = 365 P t \text{ [kw /an]} \quad (4.25)$$

t : temps de pompage journalier (18 à 20 heures /24heures).

Dans notre cas, t est pris égal à 20 heures.

On détermine finalement les Frais d'exploitation qui représentent les frais d'énergie. Ils sont déduits par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \text{ pue} \quad (4.26)$$

Pue : tarif de l'énergie égale à 4.179 DA/ kwh (d'après les services de la SONELGAZ)

4.4.4. Le bilan des frais Ft

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

$$F_t = F_{am} + F_{ex} \quad (4.27)$$

4.4.5. Choix de la pression nominale

Le choix de la pression nominale se fait sur catalogue, après avoir déterminé la pression maximale et minimale.

4.4.5.1. Calcul de la pression maximale et minimale

• Cas de surpression

La valeur maximale de la pression dans une conduite est calculée par la relation (4.28) suivante

$$P_{\max} = H_g + B \quad (4.28)$$

B : valeur maximale du coup de bélier

• Cas de dépression

La valeur minimale de la pression est calculée par la relation (4.29) suivante :

$$P_{\min} = H_g - B \quad (4.29)$$

4.4.5.2. Calcul de la valeur de coup de bélier

La valeur maximale du coup de bélier est égal à :

$$B = \frac{aV}{g} \quad (4.30)$$

a : célérité des ondes du bélier.

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

g : l'accélération (m/s^2) ;

4.4.5.3. Calcul de la célérité des ondes du bélier

On définit la célérité des ondes du bélier par la relation :

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{k} + \frac{D}{Ee} \right)}} (\text{m.s}^{-1}) \quad (4.31)$$

ρ : Masse volumique de l'eau = 10^3 Kg/m^3 ;

k : compressibilité volumique de l'eau ;

D : diamètre de la conduite ;

E : module de Young de la paroi ;

e : épaisseur de la conduite [m] ;

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{m/s}) \quad (4.32)$$

K : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite

= 0,50 pour une conduite en acier ;

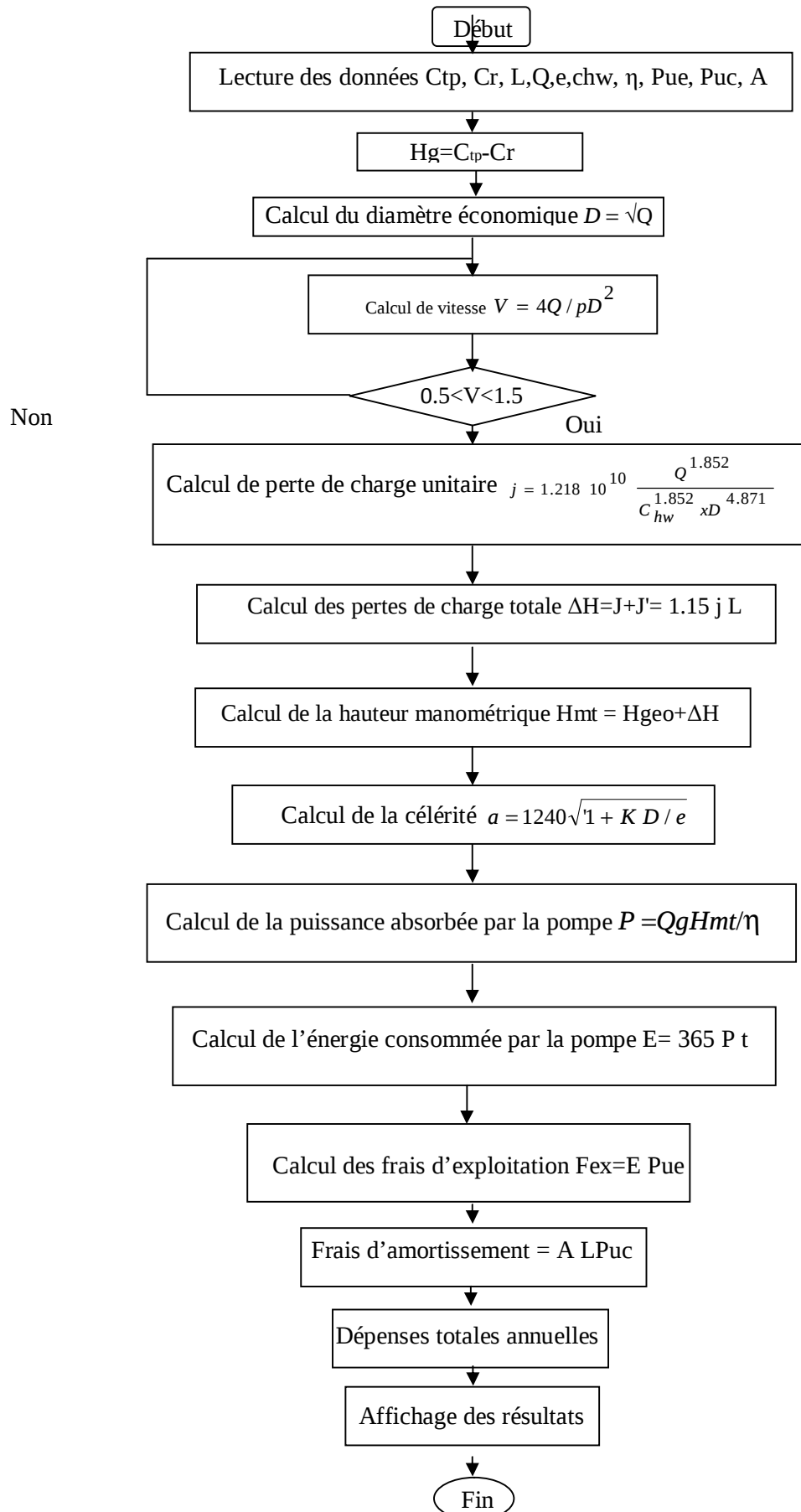
= 1,00 pour une conduite en fonte ;

= 4,40 pour une conduite en amiant ciment ;

= 33,00 pour une conduite en PVC.

= 83,00 pour une conduite en PEHD.

4.4.6 Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement



4.5. Etude du projet

Notre projet sera alimenté à partir des deux forages F1, F2 situés à des côtes du terrain naturel successives suivantes 449m, 443m (figure4.3). L'eau sera refoulée vers les réservoirs R1, R2 respectivement. Chacun de ces réservoirs desservira une zone. La zone1 sera alimentée par R1, et la zone2 par R2.

4.6. Calcul hydraulique du réseau de la zone d'étude

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

4.6.1. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

**Tableau 4.1.Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement
reliant le forage F1, au réservoir R1.**

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
DONNEES DU PROBLEME					
1	Cote de départ Cd	449.00			m
2	Cote d'arrivée Ca	460.00			m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	60.00			l/sec
4	Longueur de la conduite L	1 318.00			m
PHASE DE CALCUL					
5	Hauteur géométrique Hgeo	11.00			m
6	Calcul du diamètre économique Deco	244.95			mm
7	Temps de pompage	20.00			heures
8	Pris du kilo watt-heure	4.00			DA
9	Choix des diamètres	200.00	250.00	315.00	mm
7	Epaisseur des conduites	15.40	19.20	24.20	mm
	Prix du mètre linéaire de la conduite	3 965.25	6 190.47	9 871.29	DA
8	Introduire le coefficient K	83.00			
10	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.91	1.22	0.77	m/sec
11	TEST DE LA VITESSE	Augmentez le diamètre	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	
12	Introduire l'annuité A	0.09			mm
13	Coefficient de rugosité équivalente Chw	95.00			
14	Perte de charge unitaire j	0.0321901	0.0108561	0.0035218	m/ml
15	Pertes de charge linéaires J	42.43	14.31	4.64	m
16	Pertes de charge singulières J'	6.36	2.15	0.70	m
17	Pertes de charge totales Δh	48.79	16.45	5.34	m
	Hauteur manométrique totale Hmt	59.79	27.45	16.34	m
20	Célérité de l'onde de choc a	294.92	294.56	294.60	m/sec
21	Valeur du coup de bélier B	57.45	36.72	23.13	m
22	Puissance absorbée par la pompe	50.28	23.09	13.74	kw
23	Energie consommée par la pompe	367 009.57	168 523.26	100 287.09	
24	frais d'exploitation annuels	1 468 038.30	674 093.04	401 148.36	DA
25	frais d'amortissement annuels	44 873.28	70 055.24	111 709.65	DA
26	Dépenses totales annuelles	1 512 911.58	744 148.28	512 858.02	DA
	Surpression maximale Pmax	64.45	43.72	30.13	m
	Dépression maximale Pmin	-50.45	- 29.72	-16.13	m
	Choix de la pression nominale PN	100	60	60	m

Tableau 4.2. Détermination de diamètre économique de la conduite de refoulement reliant le forage F2, au réservoir R2.

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
DONNEES DU PROBLEME					
1	Cote de départ Cd	443.00			m
2	Cote d'arrivée Ca	465.00			m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	60.00			l/sec
4	Longueur de la conduite L	1 765.00			m
PHASE DE CALCUL					
5	Hauteur géométrique H _{geo}	22.00			m
6	Calcul du diamètre économique D _{eco}	244.95			mm
7	Temps de pompage	20.00			heures
8	Pris du kilo watt-heure	4.00			DA
9	Choix des diamètres	200.00	250.00	315.00	mm
7	Epaisseur des conduites	15.40	19.20	24.20	mm
	Prix du mètre linéaire de la conduite	3 965.25	6 190.47	9871.29	DA
8	Introduire le coefficient K	83.00			
10	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.91	1.22	0.77	m/sec
11	TEST DE LA VITESSE	Augmentez le diamètre	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	
12	Introduire l'annuité A	0.09			mm
13	Coefficient de rugosité équivalente Ch _w	95.00			
14	Perte de charge unitaire j	0.0321901	0.0108561	0.0035218	m/ml
15	Pertes de charge linéaires J	56.82	19.16	6.22	m
16	Pertes de charge singulières J'	8.52	2.87	0.93	m
17	Pertes de charge totales Δh	65.34	22.04	7.15	m
	Hauteur manométrique totale H _{mt}	87.34	44.04	29.15	m
20	Célérité de l'onde de choc a	294.92	294.56	294.60	m/sec
21	Valeur du coup de bélier B	57.45	36.72	23.13	m
22	Puissance absorbée par la pompe	73.44	37.03	24.51	kw
23	Energie consommée par la pompe	536 102.08	270 299.09	178 920.61	
24	frais d'exploitation annuels	2 144 408.32	1 081 196.35	715 682.42	DA
25	frais d'amortissement annuels	60 092.04	93 814.46	149 595.98	DA
26	Dépenses totales annuelles	2 204 500.35	1 175 010.81	715 682.42	DA
	Surpression maximale P _{max}	75.45	54.72	41.13	m
	Dépression maximale P _{min}	-39.45	-18.72	-5.13	m
	Choix de la pression nominale PN	100	60	60	m

4.7. Récapitulatif du projet

Tableau 4.3. Récapitulation du projet

Tronçon	Type d'adduction	Type de conduite	D (mm)	V (m/s)	Hmt (m)	Frais (DA)
F1-R1	Refoulement	PEHD	315.00	0.77	16.34	512 858.02
F2-R2	Refoulement	PEHD	315.00	0.77	29.15	715 682.42
TOTAL						1 228 540.44

Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement, gravitaire), à été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population ; C'elle ci nous permet de calculer les diamètres économique nécessaires avec des frais minimales.

Les Dépenses totales annuellesde notre réseau s'élèvent à :

Un millions deux cent vingt huit mille cinq cent quarante dinars et quarante quatre centimes (1 228 540.44DA).

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

Introduction

Pour une longévité du réseau et une alimentation en eau potable adéquate, la pose et la protection des conduites jouent un rôle très important pour l'adduction et la distribution d'eau. La longévité d'un réseau et son bon fonctionnement suppose à la fois une bonne mise en place des conduites et de ses équipements, accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti retours ... etc. Ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de destruction. Dans ce chapitre, nous allons illustrer les différents types de pose et les méthodes de protection des conduites.

5.1. Différents types de pose de conduites

Le choix du type de pose dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés (Dupond, 1979).

Dans le cadre de notre projet, les poses de conduite adoptées sont comme suit :

5.1.1. Pose en terre

Les conduites seront posées en tranchée ouverte sur un lit de pose en sable et remblayée et seront signalés par des grillages avertisseurs. Pour permettre aux bulles d'air provenant de dégazage de l'eau de se rassembler aux points hauts, où elles seront évacuées par les ouvrages qui y sont prévus, les pentes minimales suivantes devront être respectées lors de la pose de la conduite :

- Ø 2% pour les tronçons ascendants ;
- Ø 4% pour les tronçons descendant.

La conduite sera enterrée sur la totalité des tracés, la profondeur de la tranchée pourra atteindre des profondeurs exceptionnelles sur quelques courtes distances afin d'éviter la multiplication des points hauts. D'une manière générale, la hauteur de recouvrement minimale à assurer est de 80 cm à partir de la génératrice supérieure.

Le remblai sera exécuté jusqu'à une hauteur de 20 à 30 cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, appelée remblai de calage. Il sera réalisé avec un matériau expurgé d'éléments durs de diamètres supérieurs à 1 cm. Les déblais complémentaires seront déversés dans la fouille sans criblage, ni damage.

Dans le cas de pose sous la chaussée, la conduite doit être couverte de 20 cm de sable au dessus de sa génératrice supérieure et de tout venant concassé 0/20, bien compactée par couche de 20 cm avec une damme sauteuse, puis un revêtement en bicouche



Figure 5.1 : Pose des conduites en terre.

5.1.2. Traversée des routes

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causé des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- Ø **Des gaines** : Ce sont des buses de diamètre supérieur dans les quelles les conduites sont introduites (figure5.2)

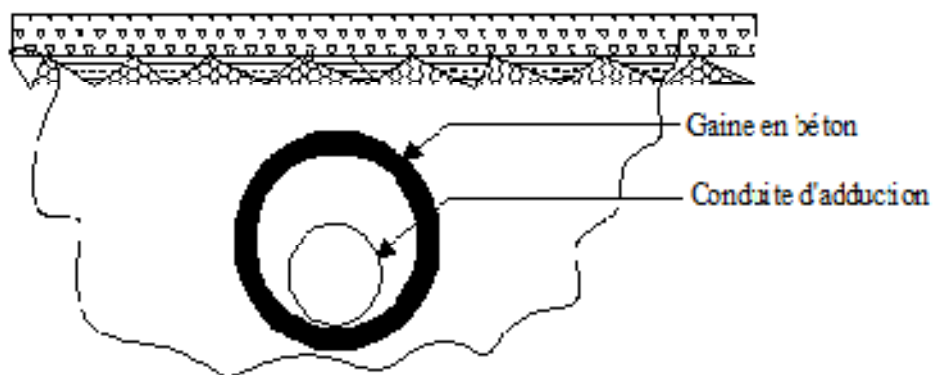


Figure 5.2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

- Ø **Par enrobage dans le béton** : Dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton (Figure 5.3)

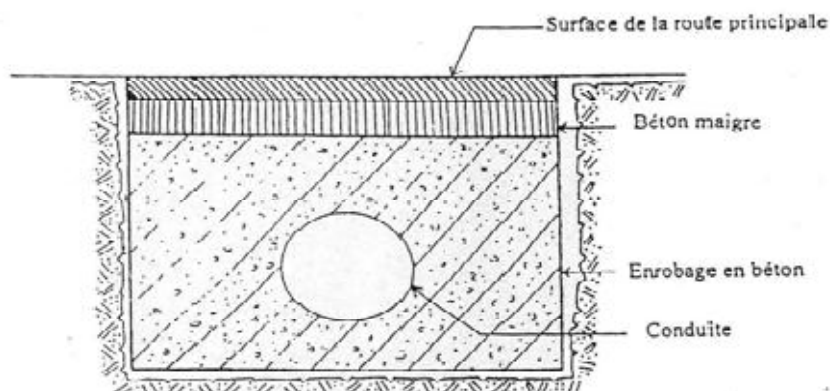


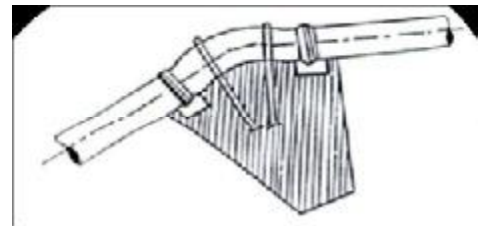
Figure 5.3 : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.

5.1.3. Butée et amarrage

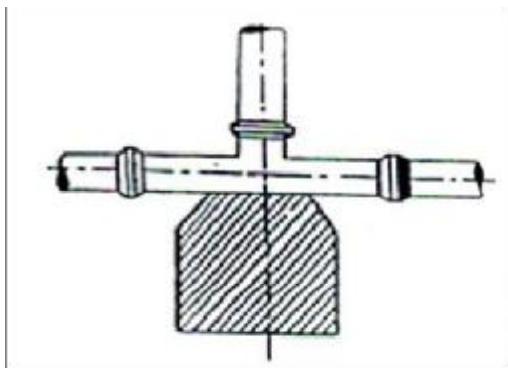
C'est une disposition spéciale distinguée dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans l'assemblage, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémités (réseau de distribution), où la rupture pourra survenir. On construit alors des massifs en béton qui, par leur poids, s'opposent au déboîtement des joints.



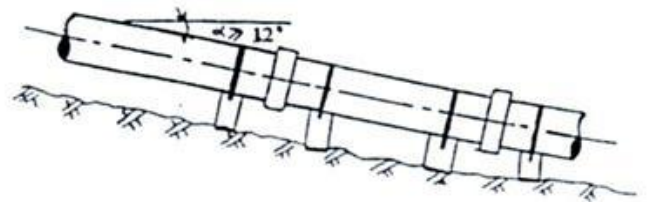
A / Butée sur un branchement



C / Butée sur un coude vertical



B / Butée sur coude horizontal



D / Butée pour canalisation inclinée

Figure 5.4 : Butée et Amarrage.

Les volumes des butées sont calculés selon la formule suivante :

$$F = K + P + S \quad (5.1)$$

Dans laquelle :

- Ø F est la poussée exprimée en daN ;
- Ø P est la pression hydraulique d'essai exprimé en bar ;
- Ø S est la surface externe du tuyau exprimé en cm² ;
- Ø K est le coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites.

Tableau 5.1 : le coefficient K en fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites

Sur les coudes à 90° (1/4)	K=1,414
Sur les coudes à 45° (1/8)	K=0,766
Sur les coudes à 22°30 (1/16)	K=0,390
Sur les coudes à 11°15 (1/23)	K=0,196

5.2. Différentes mises en place des canalisations

5.2.1. Réalisation des fouilles

a- Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté (figure 5.3). Elle est donnée par la formule 5.1 suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \quad (5.2)$$

avec :

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

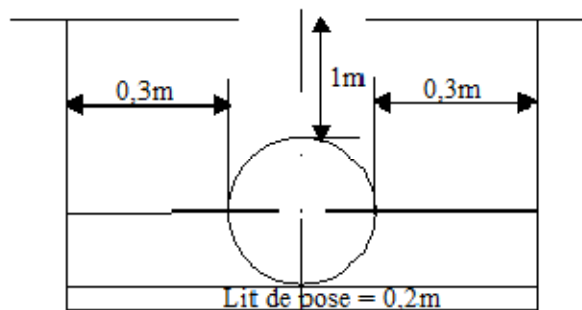


Figure 5.5: Pose en tranchée.

b-Profondeur de la tranchée

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges. On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule 5.2 suivante :

$$H = H1 + H2 + D \quad (5.3)$$

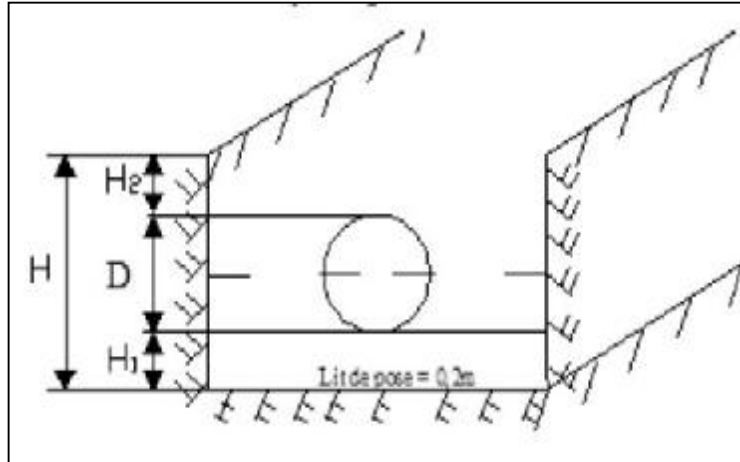


Figure 5.6 : Réalisation de la fouille.

avec :

H : profondeur de la tranchée (m) ;

H1 : profondeur du lit de pose prise égale à 0,2 m ;

H2 : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

c- Lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long .Ce lit est constitué :

- Ø du gravier dans un terrain ordinaire ;
- Ø pierres cassées pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- Ø d'un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

5.2.2. Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

5.2.3. Épreuve des joints et canalisation principale

Ce sont des essais à la pression hydraulique qui ont pour objectif de vérifier l'étanchéité des conduites dont la longueur est de 300 m à 400 m.

La pression à exercer est en général égale à la pression sur laquelle sera soumise réellement la canalisation. Cette pression est appliquée durant tout le temps nécessaire à la vérification, sans que la durée de l'épreuve puisse être inférieure à 30 mn. La diminution de la pression ne doit

pas être supérieure à 0.2 bars, cette tolérance étant portée à 0.3 bars pour les conduites de faible pression nominale.

5.2.4. Essai général du réseau

C'est une opération qui va nous renseigner sur le degré d'efficacité d'un réseau. Il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés.

Après 48 heures de mise en pression, la perte de charge par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2 %.

5.2.5. Remblaiement de la tranchée

La mise en place du remblai depuis le fond de la fouille jusqu'à une hauteur de 0.3 m au dessus de la génératrice supérieure (figure 5.7), est effectuée manuellement avec la terre des déblais expurgée de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations. Le remblaiement est achevé avec du tout venant à l'aide d'engins mécaniques

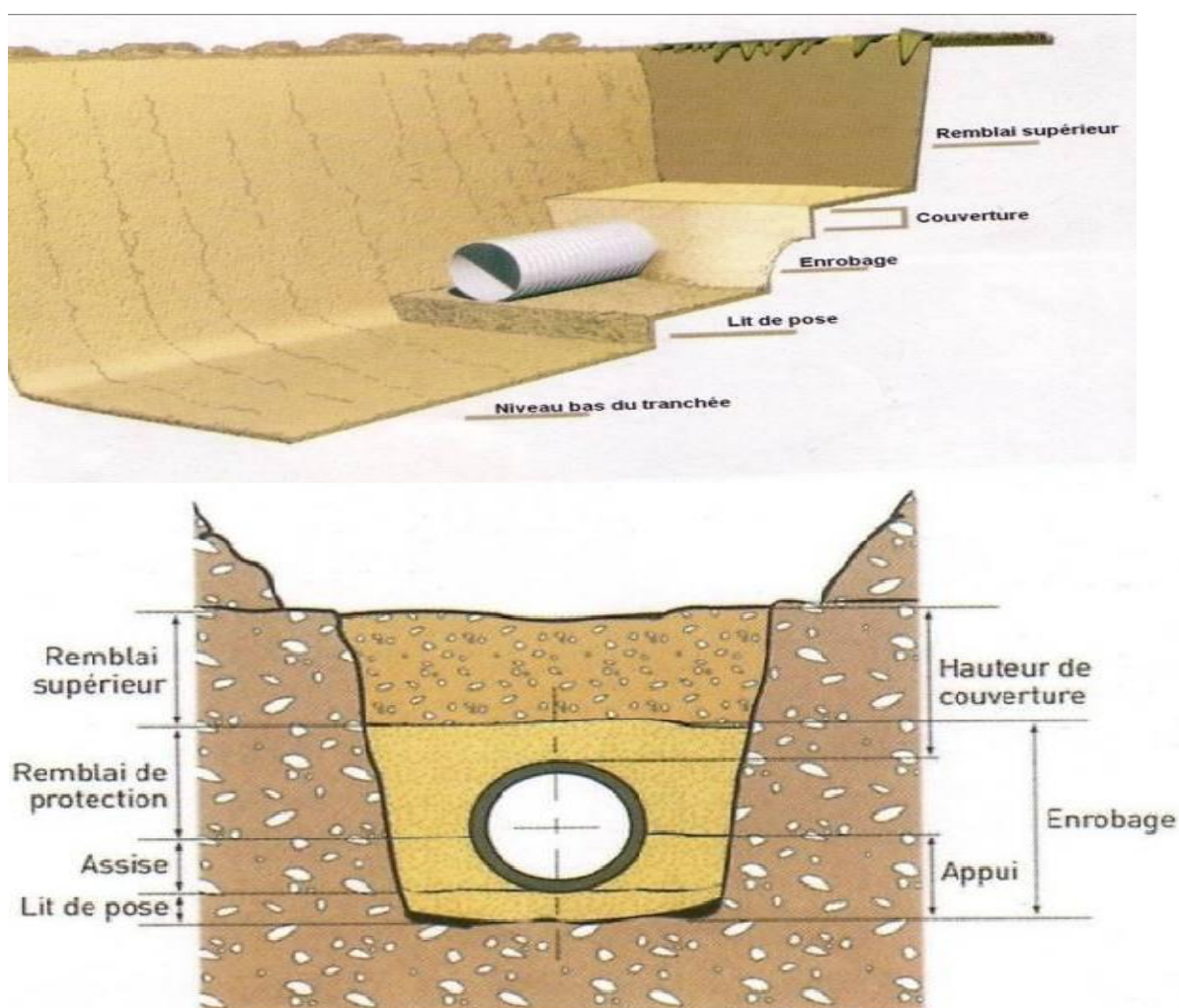


Figure 5.7 : Remblayage des tranchées.

5.3. Les risques dus aux coups de bélier

Le coup de bélier est un phénomène transitoire oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- Ø arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes, alimentant une conduite de refoulement ;
- Ø démarrage d'une pompe ;
- Ø fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

5.3.1 Vérification du réseau contre le bélier

Avant toute chose, et pour vérifier le risque du coup de bélier il y'a lieu de vérifier l'inégalité qui suit :

$$Hg + B < PN \quad (5.4)$$

avec :

Hg : hauteur géométrique en mètre ;

B : valeur du coup de bélier ;

PN : pression nominale de la conduite.

Si $(Hg + B < PN)$, il n'y a pas risque de coup de bélier. Aucune protection n'est nécessaire.

Si, $Hg + B > PN$, il y a risque de coup de bélier. Il y a nécessité de prévoir une protection contre le phénomène du bélier.

Dans le cas de notre étude, les résultats du tableau 5.2 montre que $Hg + B < PN$ pour les deux lignes d'adduction. Ce qui nous amène à conclure qu'aucune protection contre le coup de bélier n'est à prévoir.

Tableau 5.2 : vérification de la condition du Bélier.

ligne d'adduction	Hg (m)	B(m)	PN(m)	Hg+B<PN
ligne 1	7	23,13	60	30,13<60
ligne 2	18	23,13	60	41,13<60

5.4. Désinfection du réseau

Avant la mise en service des conduites neuves, il faut procéder à un nettoyage et un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose. Les principaux produits susceptibles d'être utilisés comme désinfectants sont le permanganate de potassium ($KMnO_4$), l'hypochlorite de calcium ($ClOCa$) et l'hypochlorite de sodium ($ClONa$ ou eau de javel).

Il est impératif de respecter un temps de contact minimum pour la désinfection, il dépend du produit utilisé et de sa dose introduite.

Lorsque la désinfection est terminée, on procède au rinçage du réseau d'adduction et de distribution à l'eau claire. Afin d'assurer la désinfection des ouvrages et des conduites du réseau d'AEP, une station de javellisation est projetée au niveau de chaque site de stockage.

CONCLUSION

Pour la réussite totale du projet, la pose des conduites ne doit subir aucune défaillance. La bonne mise en œuvre du réseau diffère selon le tracé, l'importance du réseau et la nature du sol. Cet ensemble de critères du site doit être respecté.

En vue d'assurer une longue vie et un bon fonctionnement du réseau, il est indispensable de prendre en considération tous les moyens de protection contre la corrosion.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau. Elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

Introduction

Après avoir étudié les besoins en eau et l'adduction dans les chapitres précédents, nous nous intéressons, dans ce chapitre, à l'étude des réservoirs. Ainsi nous déterminerons leurs capacités de stockage, leurs dimensions...etc.

6.1 Emplacement des réservoirs

L'emplacement d'un réservoir pose souvent un problème. A cet effet, il y a lieu toujours de tenir compte des considérations suivantes :

- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité. Le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ;
- la côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réseau ;
- nous devons les implanter de préférence à proximité du centre à alimenter ;

6.2 Rôles des réservoirs

Les réservoirs ont plusieurs rôles dans un système d'AEP :

- emmagasine l'eau pendant les heures creuses de consommation et le restitue pendant les pointes de consommation ;
- assure la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- emmagasiné l'eau dans le cas d'incendie ;
- joue le rôle d'un relais ;
- régularisé le débit entrant et le débit sortant ;

6.3. Construction des réservoirs

6.3.1. Généralités

Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables. Ils doivent être couverts, à l'abri des contaminations, des infiltrations des eaux souterraines, des pluies et des poussières. Ils doivent être aérés tout en restant à l'abri du froid et de chaleur.

6.4. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve incendie, il faut en interdire matériellement l'utilisation en service normal et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité. Nous installerons un système de matérialisation d'incendie.

Le système utilisé est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal, les vannes 1 et 2 sont ouvertes et la vanne 3 est fermée. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau $\Delta_{\min}$, le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas entamée.

En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir la vanne 3 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

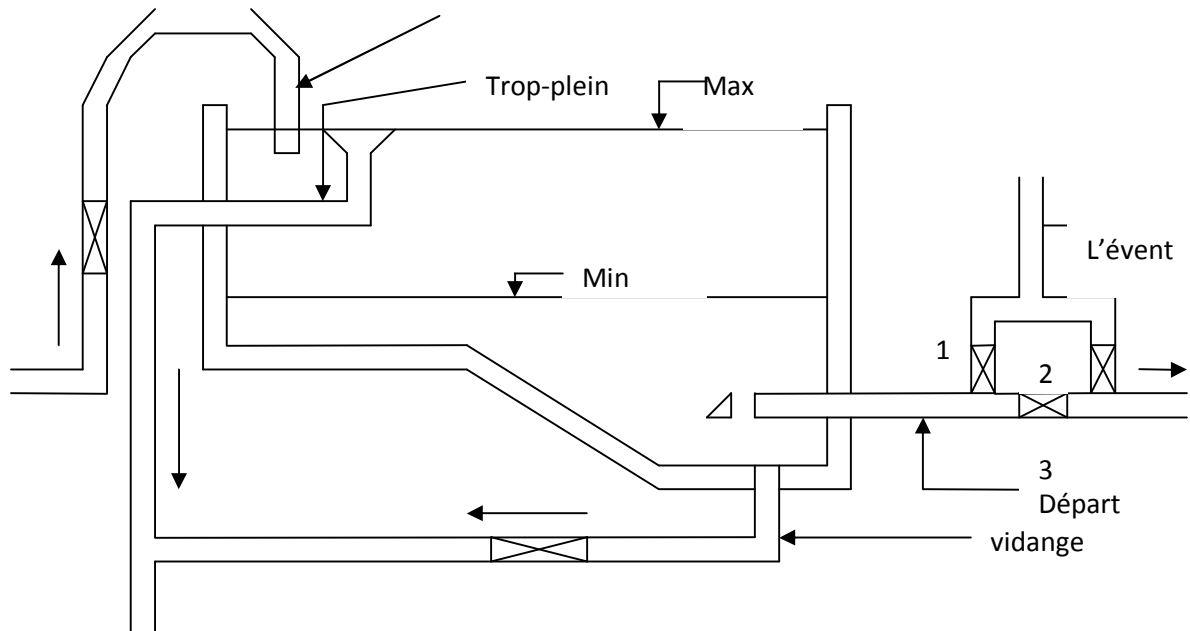


Figure 6.1 : Matérialisation de la réserve d'incendie

6.5. Exigences techniques à satisfaire

6.5.1. Résistance

Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties (poids, effet climatique, effet dynamique,...etc.)

6.5.2. Etanchéité

Le réservoir doit être parfaitement étanche rien ne sort et rien ne rentre.

6.5.3. Durabilité

Les matériaux constituant, tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés après un long contact avec l'eau.

6.6. Entretien du réservoir

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques, en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes qui sont les suivantes :

- vidange de la cuve ;
- élimination des dépôts sur les parois ;
- examen de la paroi et réparations éventuelles ;
- désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- remise en service ;

6.7. Hygiène et sécurité

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur. Par conséquent, les réservoirs doivent :

- comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de la température et l'introduction des corps étrangers ;
- être à l'abri des contaminations ;
- être aéré : il y'a lieu de percer quelques orifices munis d'épaisses plaques de verre afin de laisser passer la lumière ;
- être parfaitement étanche et ne doit recevoir aucun enduit susceptible d'altérer la qualité de l'eau ;
- être muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau ;
- Aussi, la circulation de l'eau doit être régulière à l'intérieur du réservoir pour éviter toute stagnation ;

6.8. Calcul de la capacité des réservoirs

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe).

§ Volume de modulation journalière : Un réservoir de distribution remplit son rôle s'il est suffisamment grand pour amortir les variations de la demande tout en étant alimenté, de façon constante, selon le débit moyen du jour (réservoirs de stockages).

§ Volume de sécurité : Un réservoir de distribution doit disposer d'une réserve de sécurité. Si le réservoir de distribution est à l'aval d'une station de pompage, il faut prévoir une réserve de sécurité suffisante pour assurer la distribution pendant la durée d'une défaillance de la station de pompage (durée de la pompe de fréquence annuelle). Cette durée considérée en général 2 heures.

6.8.1. Calcul forfaitaire

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à :

- En alimentation rurale : 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- En alimentation urbaine : au minimum 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- Dans le cas d'une grande ville : Au minimum 25% de la consommation journalière maximale de l'agglomération (Bouslimie, 2004).

6.8.2. Méthode graphique

Il est indispensable de connaître les variations du futur débit entrant et du futur débit sortant soit par estimation, soit, de préférence, par dépouillement de mesures effectuées au point approprié du réseau sur une longue période, notamment pendant la saison de plus haute consommation.

Représente les courbes d'apport et de consommation journalière. Le volume sera en valeur absolue. La somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond

à :

$$|\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\min}^-| \quad (6.1)$$

A cette somme, on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume du réservoir à projeté.

6.8.3. Méthode analytique

Cette méthode suppose une adduction à débit uniformément réparti sur 24 heures et soit (a) la valeur du débit horaire moyen de distribution ($a=C/24$).

Quand aux débits sortant, nous savons qu'ils sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison, ...etc. le découpage en tranche horaire pendant lesquelles le débit sera sensiblement constant est effectuée à l'aide d'un analyseur de débit.

Les résultats varient selon les agglomérations. Pour notre phase d'étude, de la nouvelle ville d'El Ménéaa nous utiliserons les chiffres suivants (Dupond, 1979) :

- v** de 6 heures à 7 heures = **a** ;
- v** de 7 heures à 11 heures = **3.5a** ;
- v** de 11 heures à 16 heures = **0.4a** ;
- v** de 16 heures à 18 heures = **2a** ;
- v** de 18 heures à 22 heures = **0.5a** ;
- v** de 22 heures à 6 heures = **0.125a** ;

Connaissant le débit moyen horaire **a** et connaissons maintenant les coefficients de pointe horaire, nous pouvons dresser le tableau de variation de la consommation journalière, d'une manière analytique et d'une manière graphique.

La capacité des réservoirs est calculée avec la relation (6.1) (Dupont, 1979). Elle est Egal à la somme du plus grand excès (ΔV^+), et le plus grand déficit (ΔV^-) en volume d'eau d'une même journée, ainsi que de la réserve d'incendie.

$$V_r = \Delta V^+ + \Delta V^- + V_{ri} \quad (6.2)$$

Avec :

V^+ : excès d'eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer;

V^- : déficit en eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer;

V_{ri} : Volume de la réserve d'incendie. Réglementairement, on prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de 120 m^3 pour une durée de deux heures.

6.9. Calcul de la capacité des réservoirs

6.9.1 Calcul de la capacité du réservoir R1

Pour notre étude, le calcul de la capacité du réservoir de stockage s'effectue avec la méthode analytique. Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau (6.1).

Tableau 6.1 : récapitulatif de calcul de la capacité du réservoir 01 à l'horizon 2046

temps	débit entrant (m ³ /h)	volume entrant partiel (m ³)	volume entrant cumule (m ³)	débit sortant (m ³ /h)	volume sortant partiel (m ³)	volume sortant cumule (m ³)	ΔV^-	ΔV^+
1-2	220.38	220.38	220.38	22.96	22.96	22.96		197.42
2-3	220.38	220.38	440.76	22.96	22.96	45.91		394.85
3-4	220.38	220.38	661.14	22.96	22.96	68.87		592.27
4-5	220.38	220.38	881.52	22.96	22.96	91.82		789.69
5-6	220.38	220.38	1 101.90	22.96	22.96	114.78		987.11
6-7	220.38	220.38	1 322.27	183.65	183.65	298.43		1 023.84
7-8	220.38	220.38	1 542.65	642.77	642.77	941.20		601.45
8-9	220.38	220.38	1 763.03	642.77	642.77	1 583.97		179.06
9-10	220.38	220.38	1 983.41	642.77	642.77	2 226.75	-243.34	
10-11	220.38	220.38	2 203.79	642.77	642.77	2 869.52	-665.73	
11-12	220.38	220.38	2 424.17	73.46	73.46	2 942.98	-518.81	
12-13	220.38	220.38	2 644.55	73.46	73.46	3 016.44	-371.89	
13-14	0.00	0.00	2 644.55	73.46	73.46	3 089.90	-445.35	
14-15	0.00	0.00	2 644.55	73.46	73.46	3 163.36	-518.81	
15-16	0.00	0.00	2 644.55	73.46	73.46	3 236.82	-592.27	
16-17	0.00	0.00	2 644.55	367.30	367.30	3 604.11	-959.57	
17-18	220.38	220.38	2 864.93	367.30	367.30	3 971.41	-1 106.49	
18-19	220.38	220.38	3 085.31	91.82	91.82	4 063.24	-977.93	
19-20	220.38	220.38	3 305.69	91.82	91.82	4 155.06	-849.38	
20-21	220.38	220.38	3 526.06	91.82	91.82	4 246.89	-720.82	
21-22	220.38	220.38	3 746.44	91.82	91.82	4 338.71	-592.27	
22-23	220.38	220.38	3 966.82	91.82	91.82	4 430.54	-463.71	
23-24	220.38	220.38	4 187.20	22.96	22.96	4 453.49	-266.29	
24.00	220.38	220.38	4 407.58	22.96	22.96	4 476.45	-68.87	

Le volume du réservoir à projeté est égal :

$$V_r = |\Delta V^+_{\max}| + |\Delta V^-_{\min}| = 1023,84 + 1106,49 = 2130,33 \text{ m}^3$$

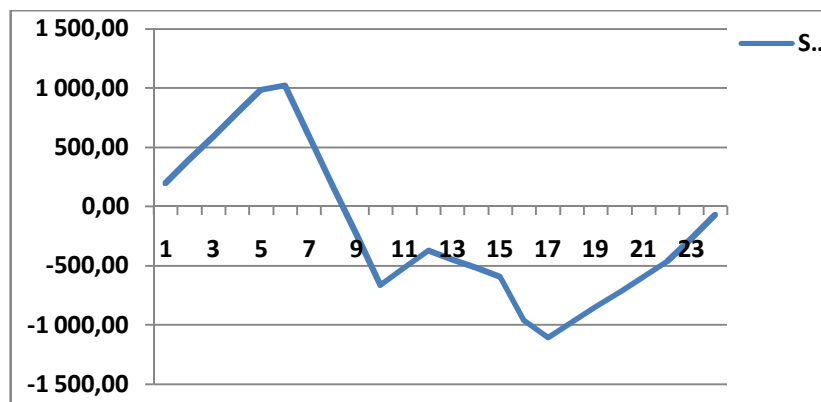
**Figure 6.2 : Capacité du réservoir 01 nécessaire à différentes heures de la journée.**

Tableau 6.2 : Récapitulatif de la capacité du réservoir de stockage 01 à l'horizon 2046

désignations	Horizon 2046	unité
débit entrant	4 407.58	m ³ /j
adduction	20	heures
excédent de stockage	1023,84	m ³
déficit de stockage	1106,49	m ³
la réserve d'incendie	120	m ³
La capacité totale calculée	2 130.33	m ³

6.9.2 Calcul de la capacité du réservoir R2

Pour le réservoir numéro 02 nous allons procéder aux mêmes méthodes de calcul que le réservoir 01, Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau (6.3).

Tableau 6.3 : récapitulatif de calcul de la capacité du réservoir 02 à l'horizon 2046

temps	débit entrant (m ³ /h)	volume entrant partiel (m ³)	volume entrant cumule (m ³)	débit sortant (m ³ /h)	volume sortant partiel (m ³)	volume sortant cumule (m ³)	ΔV^-	ΔV^+
1-2	220.38	220.38	220.38	22.96	22.96	22.96		197.42
2-3	220.38	220.38	440.76	22.96	22.96	45.91		394.85
3-4	220.38	220.38	661.14	22.96	22.96	68.87		592.27
4-5	220.38	220.38	881.52	22.96	22.96	91.82		789.69
5-6	220.38	220.38	1 101.90	22.96	22.96	114.78		987.11
6-7	220.38	220.38	1 322.27	183.65	183.65	298.43		1 023.84
7-8	220.38	220.38	1 542.65	642.77	642.77	941.20		601.45
8-9	220.38	220.38	1 763.03	642.77	642.77	1 583.97		179.06
9-10	220.38	220.38	1 983.41	642.77	642.77	2 226.75	-243.34	
10-11	220.38	220.38	2 203.79	642.77	642.77	2 869.52	-665.73	
11-12	220.38	220.38	2 424.17	73.46	73.46	2 942.98	-518.81	
12-13	220.38	220.38	2 644.55	73.46	73.46	3 016.44	-371.89	
13-14	0.00	0.00	2 644.55	73.46	73.46	3 089.90	-445.35	
14-15	0.00	0.00	2 644.55	73.46	73.46	3 163.36	-518.81	
15-16	0.00	0.00	2 644.55	73.46	73.46	3 236.82	-592.27	
16-17	0.00	0.00	2 644.55	367.30	367.30	3 604.11	-959.57	
17-18	220.38	220.38	2 864.93	367.30	367.30	3 971.41	-1 106.49	
18-19	220.38	220.38	3 085.31	91.82	91.82	4 063.24	-977.93	
19-20	220.38	220.38	3 305.69	91.82	91.82	4 155.06	-849.38	
20-21	220.38	220.38	3 526.06	91.82	91.82	4 246.89	-720.82	
21-22	220.38	220.38	3 746.44	91.82	91.82	4 338.71	-592.27	
22-23	220.38	220.38	3 966.82	91.82	91.82	4 430.54	-463.71	
23-24	220.38	220.38	4 187.20	22.96	22.96	4 453.49	-266.29	
24.00	220.38	220.38	4 407.58	22.96	22.96	4 476.45	-68.87	

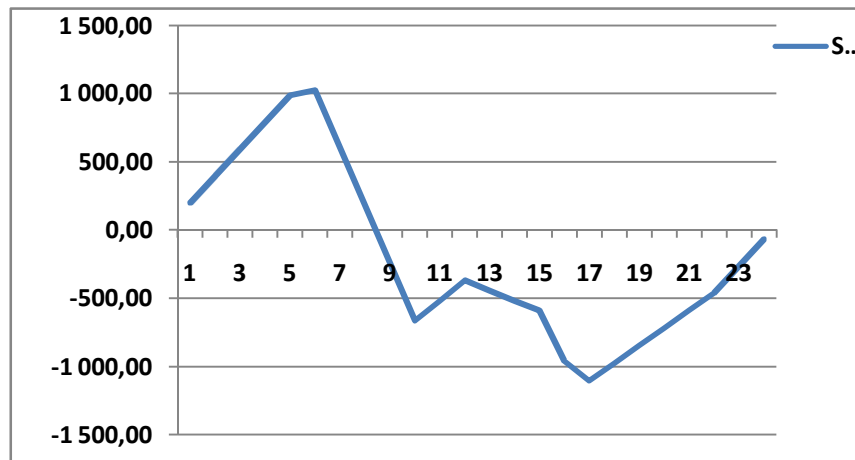


Figure 6.3 : Capacité du réservoir 02 nécessaire à différentes heures de la journée

Tableau 6.4 : Récapitulatif de la capacité du réservoir de stockage 02 à l'horizon 2046

désignations	Horizon 2046	unité
débit entrant	4 407.58	m³/j
adduction	20	heures
excédent de stockage	1023,84	m³
déficit de stockage	1106,49	m³
la réserve d'incendie	120	m³
La capacité totale calculée	2 130.33	m³

6.9.3. Dimensionnement des réservoirs

Après avoir déterminé la capacité des réservoirs, nous avons décidé de réaliser un réservoir posé au sol d'une capacité de 1500m³ et un surélevé de 750m³. On les dimensionne à l'aide des formules suivantes :

6.9.3.1. Section des réservoirs projetés

Elles sont déterminées comme suit :

$$V_R = S \cdot h \quad (6.2)$$

$$S = V_R / h \quad (6.3)$$

avec :

V_R : volume du réservoir projeté (m³) ;

S : section (m²) ;

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

6.9.3.2. Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir sera déterminé de la manière suivante :

$$D = \left[\frac{4V_R}{\pi h} \right]^{1/2} \quad (6.4)$$

avec:

D : Diamètre du réservoir (m) ;

V_R : Volume du réservoir (m^3) ;

h: hauteur de la colonne d'eau prise entre 4m ;

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{inc} = 4V_{inc} / \pi D^2 \quad (6.5)$$

avec:

H_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;

V_{inc} : le volume de la réserve d'incendie égale à $120 m^3$;

Les dimensions des réservoirs sont reportées sur le tableau suivant :

Tableau 6.5 dimension des réservoirs

Réservoir	V (m^3)	h (m)	Dth (m)	Dst (m)	S (m^2)	Hinc (m)
Réservoir posé au sol	1500	4	21.8565095	25	375	0.24458599
Réservoir surélevé	750	4	15.4548861	20	187.5	0.38216561

Dth : Diamètre théorique(m).

Dst : diamètre standard(m).

Conclusion

La réalisation d'un réservoir de $2500m^3$ surélevé poserait plusieurs problèmes tels que :

- Economique : le cout serait excessif.
- Technique : problème de stabilité a qui d'un point de vu génie civil difficile a gérer et a résoudre, ils se solderont par la projection d'un radier très important et qui induirait des poids énormes sur le sol.
- Problèmes géotechniques : qui nécessiteront le traitement particulier de la fondation.

Pour ces raisons, nous ferons arriver sur chaque site $2250 m^3$ représentent les besoins de la zone en question ce volume sera reparti comme suit :

- $1500m^3$ au sol.
- $750m^3$ surélevé qui sera utilise pour la mise en charge du réseau, le tout pour un total de $2250m^3$.

Introduction

Dans la conduite de refoulement, l'eau est refoulée par une station de pompage vers un réservoir. Dans ce chapitre nous nous intéresserons donc au choix d'une pompe pour refoulé le débit d'eau définie par les besoin de notre projet (102,03 l/s) vers un réservoir de stockage pour sa distribution.

7.1. Définition de la pompe

La pompe est un appareil hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

7.2. Les différents types de pompes

Pour les types de pompes on a plusieurs qui sont les suivantes :

- Les pompes dynamiques (turbopompes);
- Les pompes volumétriques ;
- Les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède ;
- Le pompage par émulsion ou air lift ;

7.3. Critères généraux des pompes

7.3.1. La vitesse de rotation

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps. Cette vitesse est notée par « N », unité de mesure la plus utilisée est le tour/minute (Bonvin, 2005)

Le déplacement angulaire (w) qu'effectue une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire.

$$w = \frac{2\pi N}{60} = \frac{\pi N}{30} (\text{tr/min}) \quad (7.1)$$

7.3.2. Le débit « Q » d'une pompe

C'est le volume d'eau qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps. Ce débit est noté « Q ».

- La notion de débit précédente est utilisée surtout dans le cas des turbopompes.
- Dans le cas des pompes volumétriques, on utilise beaucoup plus la notion de cylindre noté « Ci », c'est le volume que débite une pompe par un tour de rotation :

$$Ci = \frac{Q}{N} (\text{m}^3/\text{tr}) \quad (7.2)$$

7.3.3. Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt

La Hmt d'une pompe est la différence de pression en mètre entre les orifices d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement ($J_{asp} + J_{ref}$)

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (7.3)$$

7.3.4. Les puissances (utiles et absorbées)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée par cette pompe. Cette puissance est exactement la puissance du moteur d'entraînement de la pompe (Bonnin, 1986)

La puissance transmise à l'eau et ce de la part de la pompe est appelé puissance hydraulique utile **Pu**

$$P_u = \rho g Q H_{mt} \quad (7.4)$$

Le rapport de la puissance utile P_u à la puissance absorbée est le rendement de la pompe η_p , qui est donné par la relation suivante :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho g Q H_{mt}}{P_a} \quad (7.5)$$

avec :

ρ (Kg / m³): masse volumique ;

Q (m³/s): débit ;

H_{mt} (m.c.e) : hauteur manométrique ;

η_p (%): rendement total de l'installation avec : $\eta_p : f(\eta_h, \eta_t, \eta_m)$;

η_h : Rendement hydraulique de la pompe ;

η_t : Rendement de la transmission ;

η_m : Rendement du moteur ;

7.4. Choix des pompes

Les pompes doivent satisfaire les conditions suivantes :

- assurer un débit Q et la hauteur H_{mt} ;
- assurer un rendement de 70% ;
- vérifier la condition de non cavitation (NPSH);

7.5. Courbes caractéristiques des pompes

Les principales courbes qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont au nombre de trois (03) (Bonvin, 2005)

Ø Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$

Cette courbe exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.

La courbe consiste en une ligne qui part du point à vanne fermé (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximum) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente.

Ø La courbe de rendement : $\eta = f(Q)$

Elle exprime la variation du rendement (η) de la pompe en fonction des débits à relever. Cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit.

Elle passe par l'origine puisque à $Q = 0$, le rendement (η) est nul.

Ø La courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$

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

7.6. Courbe caractéristique de la conduite

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

- La composante statique, à savoir la hauteur géométrique (H_g) dépendante du débit.
- La composante dynamique est composée de la perte de charge, qui augmente de manière proportionnelle au carré du débit (Q) (Bonnin, 1986)

La caractéristique d'un réseau, ramenée à une cote de référence, sera ainsi du type :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H \quad (7.6)$$

avec :

H_{mt} : la hauteur manométrique totale (m) ;

H_g : la hauteur géométrique (m) ;

ΔH : perte de charge totale dans la conduite.

avec :

$$\Delta H = 1.15 \cdot L \cdot J_u \quad (7.7)$$

d'où :

$$Ju = \frac{\lambda v^2}{2gD_n} \quad (7.8)$$

La vitesse (V_m) peut s'exprimer à partir de l'équation de continuité :

$$Q = V_m S \quad \text{avec : } s = \pi \frac{D^2}{4} \rightarrow V_m = 4Q/\pi D^2$$

En remplaçant la relation (7.8) dans l'expression (7.7) :

$$J_t = \frac{1.15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8}{g \cdot \pi^2 D^5} Q^2 \quad (7.9)$$

avec:

$$K = \frac{1.15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8}{g \cdot \pi^2 D^5} \quad (7.10)$$

donc :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2 \quad (7.11)$$

L : longueur de la canalisation [ml] ;

D : Diamètre de la conduite [m] ;

V_m : Vitesse moyenne de l'écoulement [m/s] ;

λ : Coefficient de perte de charge ;

g : Accélération de la pesanteur [m2/s] ;

7.7. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement **F** d'une pompe débitante dans une conduite définie par un débit Q , et une hauteur H est représenté par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (**Ccp**) dite caractéristique débitante et la courbe caractéristique de la conduite (**Ccc**) dite caractéristique résistante (Bonvin, 2005).

7.8. Réglage du fonctionnement des pompes

La courbe $H=f(Q)$ de la pompe ne passe pas toujours par ce point P . Il va falloir passer la courbe caractéristique $H=f(Q)$ de la pompe par ce point P , donc il faut ajuster cette courbe pour qu'elle coupe la courbe (**Ccc**) au point P . Pour ce faire, plusieurs procédés de réglage sont utilisés.

7.8.1. Diminution du temps de pompage

Les coordonnées du point P désiré au départ sont Q et H. Avec la pompe installée, on obtient le point P' de coordonnées H' et Q' avec la relation 7.11 suivant on obtient le temps de pompage réduit et comme indiqué sur la figure 7.5.

$$t = V/Q' \quad (7.12)$$

avec :

Q' : le débit correspond au point de fonctionnement aux coordonnées ;

V : volume restant dans le réservoir calculé par la relation suivante :

$$V = Q.t \quad (7.13)$$

d'où :

Q : le débit du point de fonctionnement désiré de coordonnées ;

t : le temps de pompage fixé au départ égal à 20h ;

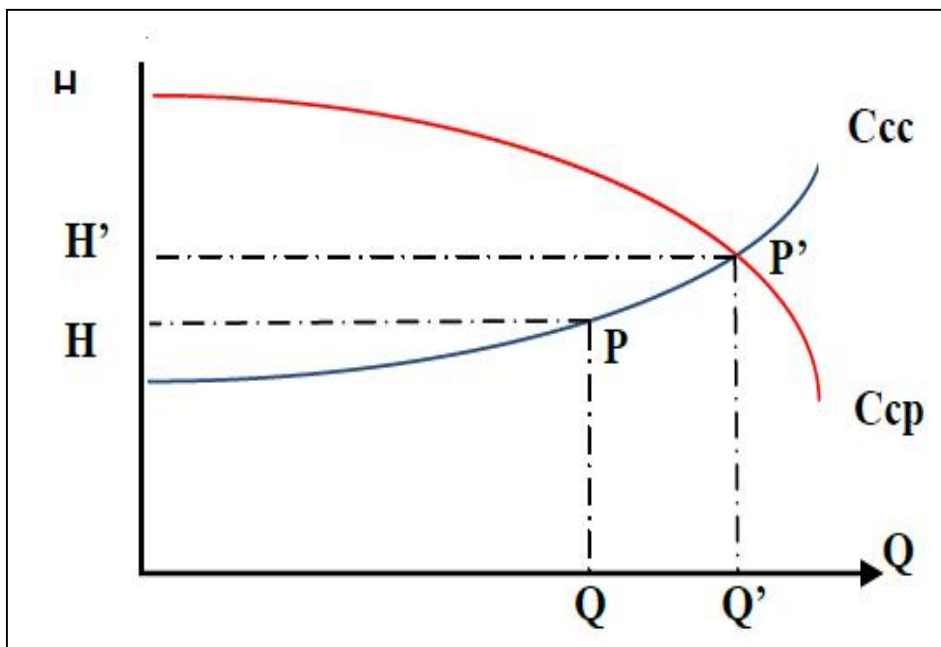


Figure 7.1 : Réduction du temps de pompage

7.9.2. Réglage du débit

7.9.2.1. Vannage sur la canalisation de refoulement

Le réglage par vannage est le plus simple, mais le moins économique. Par vannage on introduit une perte de charge supplémentaire (perte de charge singulière J).

$$J = H_3 - H_1 \quad (7.14)$$

avec :

H_1 : hauteur manométrique total d'élévation du point désirer ;

H_3 : hauteur manométrique du point donnant.

7.9.2.2. Modification du nombre de tours

Si la pompe est à vitesse variable on peut, en réduisant cette dernière, diminuer le débit et la hauteur.

Soient N_1 , P_1 et Q_1 les caractéristiques originales. Par modification du nombre de tours à N_2 , on doit créer un nouveau point de fonctionnement P_2 correspondant au débit demandé Q_2 (figure7.6). A travers le point de fonctionnement P_2 , on peut tracer une parabole d'affinité PA.

Les points P'_1 et $Q'_1/Q'_2 = N_1/N_2$ d'où l'on tire N_2 .

La puissance absorbée diminue aussi :

$$P'_{t1}/P'_{t2} = (N_1/N_2)^3 \quad (7.15)$$

d'où l'on tire P_{t2} .

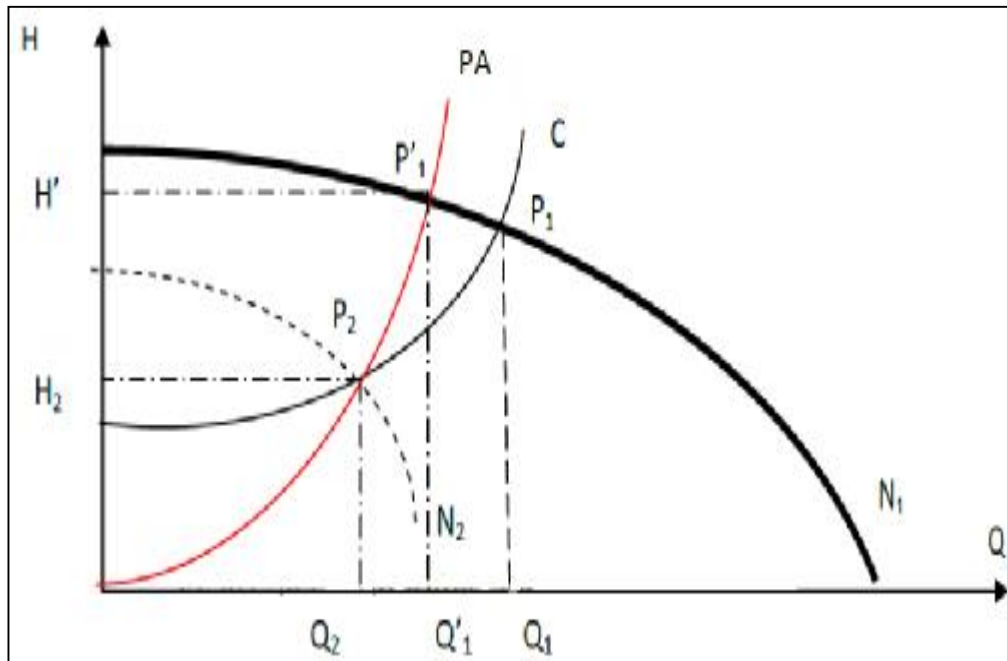


Figure7.2 : Modification du nombre de tours N

7.9.2.3. Utilisation d'un by-pass

Dans le cas des machines à vitesse spécifique très élevée, qui, à vitesse constante, présentent une puissance absorbée plus élevée pour les faibles débits que pour le débit nominal, on peut être amené à utiliser une autre méthode de réglage. Celle-ci consiste à utiliser un by-pass entre le refoulement et l'aspiration (Bonin, 2005).

7.9.3. Réglage des pompes sur un réseau

Pour adopter une série discontinue de pompes à des débits et de hauteurs demandés par le réseau, on peut utiliser, selon le besoin, le rognage ou l'affutage.

7.9.3.1. Rognage

Le rognage, ou coupure de roue, consiste à réduire le diamètre de roue pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée. Mais la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante de rendement (Bonvin, 2005)

Pour déterminer le débit de rognage à partir du graphe, on trace d'abord l'équation de la droite de rognage avec la relation suivante :

$$H = \frac{H_d}{Q_d} Q \quad (7.16)$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\text{On pose : } d = m.D \text{ et } Q_f/Q_1 = H_f/H_1 = 1^2/m \quad (7.17)$$

avec :

d : diamètre de la conduite rognée

donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q_f}{Q_1}} = \sqrt{\frac{H_f}{H_1}} \quad (7.18)$$

Caractéristique après rognage suit donc une droite. Autrement dit, la courbe d'affinité est une droite.

7.9.3.2. Affutage

Quand l'adaptation de la pompe demande une augmentation de la hauteur et du débit, on peut appliquer l'affutage des aubes au voisinage du bord de fuite. L'affûtage se fait par l'enlèvement d'une certaine partie du métal sur l'extrados de l'aube au voisinage de son bord de fuite (Bonvin, 2005).

La modification de l'angle de sortie β_2 va augmenter la hauteur (enlèvement sur la face concave) ou diminuer la hauteur (enlèvement du métal sur la face convexe). L'affûtage diminue l'épaisseur du sillage et par conséquent les pertes hydrauliques, ce qui veut dire que dans le cas de l'affûtage sur la face concave, l'augmentation de la hauteur réelle (utile) est plus importante que théorique.

Enfin, l'affûtage sur la face convexe (extrados) n'a pas d'importance pratique, étant donné que la diminution de la hauteur ($\beta_2 \downarrow$) est opposée à la diminution des pertes de charge (épaisseur, $\downarrow H$). $\uparrow$

7.10. Phénomène de cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend en dessous d'une certaine valeur, généralement voisine de la tension de vapeur du liquide saturante ($P_v = 22 \text{ mm}$, à $T = 20^\circ\text{C}$ à la température de l'eau), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevées, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur créée et des rendements. Les courbes caractéristiques subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation.

La baisse de pression, qui produit le phénomène de cavitation, peut être due :

- Ø à l'élévation géométrique au dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe ;
- Ø aux pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- Ø à l'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe.



Figure. 7.3 : Photos illustrant les dommages causés par le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge

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

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$$

avec :

NPSH_d : charge nette d'aspiration disponible définie par l'utilisateur

Le NPSH_d sera donné comme suit :

La relation de Bernoulli appliquée entre le plan d'aspiration (Z_0, P_0), et l'entrée de la pompe (Z_1, P_1) et en considérant J_a la perte de charge à l'aspiration :

$$z_1 + \frac{P_1}{\rho g} = \left(z_0 + \frac{P_0}{\rho g} \right) + J_a + \frac{C_0^2}{2g} \quad (7.19)$$

$$\frac{P_1}{w} = \frac{P_0}{w} + (Z_0 - Z_1) + J_a + \frac{C_0^2}{2g} \quad (7.20)$$

$Z_0 - Z_1 = H_g$ est la hauteur géométrique d'aspiration. Cette hauteur peut être négative dans le cas où la pompe travaille en charge (niveau d'aspiration est au dessus par rapport au niveau de la nappe). D'où, la charge nette à l'aspiration imposée par l'installation qui est :

$$NPSH_d = \left(\frac{P_0}{W} + \frac{C_0^2}{2g} \right) - \frac{P_s}{W} = \frac{P_1 - P_s}{W} - (Z_0 - Z_1) - J_a \quad (7.21)$$

À la limite de cavitation, la charge nette à l'aspiration aurait la valeur critique

$$NPSH_{d,cr} = \left(\frac{P_0}{W} + \frac{C_0^2}{2g} \right)_{cr} - \frac{P_s}{W} = \frac{P_1 - P_s}{W} - (Z_0 - Z_1) - J_a \quad (7.22)$$

avec :

$\frac{P_0}{W}$: pression en m.c.e au plan d'aspiration;

H_a : hauteur géométrique d'aspiration (m);

J_a : perte de charge d'aspiration (m) ;

h_v : tension de la vapeur pour la température d'eau pompée (m.c.e);

$$NPSH_{r,cr} = \left(\frac{P_0}{W} + \frac{C_0^2}{2g} \right)_{cr} - \frac{P_s}{W} \quad (7.23)$$

où $\frac{P_1}{W}$: pression en mètre colonne d'eau à la bride d'aspiration.

$$NPSH_d = 10 - H_a - J_a \quad (m) \quad (7.24)$$

(on prend $\frac{P_0}{W} - h_v = 10$ m)

Le point d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes $NPSH_d$ et $NPSH_r$. Celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes $NPSH$, se trouve à droite du point **I**, il y aura donc lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe dans le réseau à gauche de la verticale passant par **I**, afin d'obtenir $NPSH_d > NPSH_r$, c'est à dire on évite la cavitation.

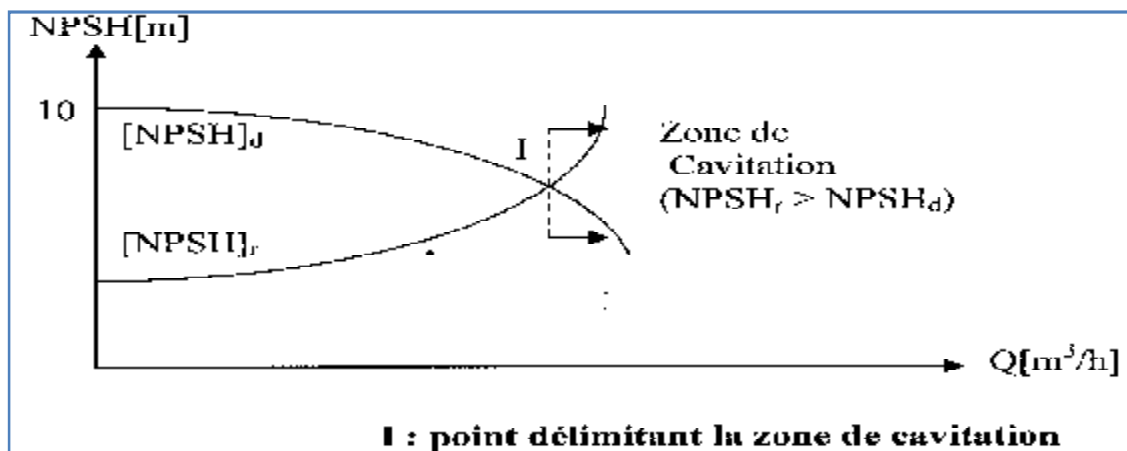


Figure 7.4 Graphe des courbes NPSH

7.11. Montage des pompes- pompe à axe vertical

7.11.1Pompe à axe vertical- pompe immergées

Ces pompes sont spécialement conçues pour l'équipement des puits profonds. Nous citerons les principaux types suivants (Bouslimi, 2004).

Ø Pompe immerge à axe vertical commandée par un moteur placé en surface

La pompe est entraînée par un arbre commun au moteur et qui passe dans l'axe de la canalisation de refoulement. Ce type de pompe présente plusieurs avantages: hauteur manométrique d'aspiration diminuée par la suppression des pertes de charge dues aux coudes, encombrement réduit, travaux de génie civil moins onéreux pour la station de pompage, moteur éloigné de l'ambiance humide de la pompe, visite et entretien très faciles, pas de problème d'amorçage (la pompe étant immergée).

Ø Pompe à moteur immergé

La pompe (généralement multicellulaire) est accouplée à un moteur électrique (placé au dessous de la pompe) et l'ensemble est immergé dans le puits ou le forage. L'installation est très simplifiée, le groupe étant simplement suspendu à la canalisation de refoulement qu'il suffit de fixer au dessus du forage.

D'une manière générale, ces groupes motopompes à moteur immergé donnent satisfaction à condition que leur construction soit très soignée et qu'ils ne soient pas soumis à des conditions pénibles de marche (tension insuffisante, surcharge, etc).

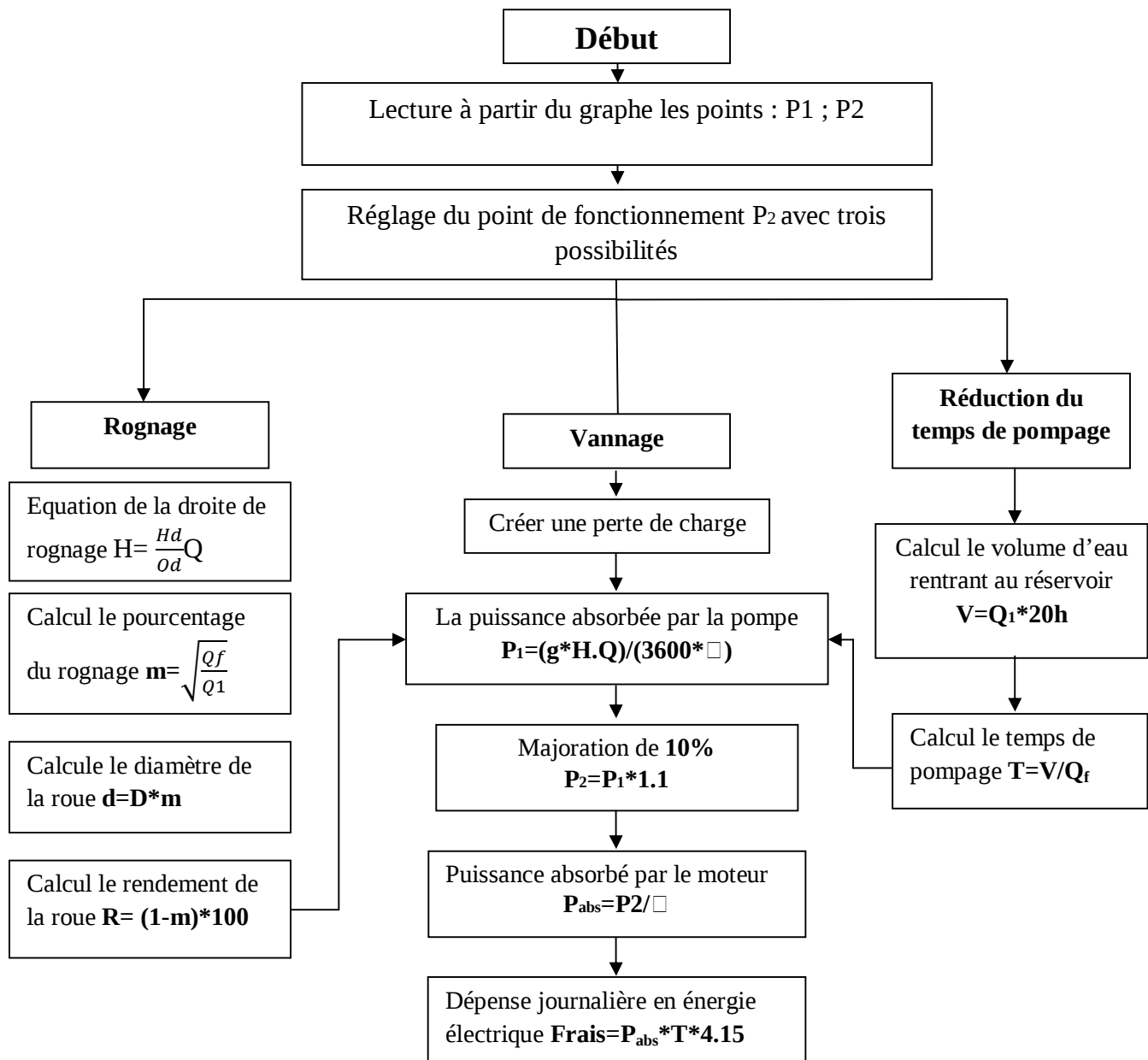
7.12. Amorçage des pompes centrifuges

L'amorçage des pompes est une opération qu'on effectue lorsqu'on désire faire fonctionner une pompe qui risque d'être vide, on procède alors au remplissage avec de l'eau. L'opération d'amorçage peut être réalisée dans les cas suivants (Bouslimi, 2004)

- à la première mise en marche des pompes ;
- à la première mise en marche des pompes ;
- après une réparation ;
- à l' occasion d'arrêt prolongé par suite de mauvais fonctionnement des clapets ou en raison de la présence d'un peu d'air dans la canalisation.

Pour les pompes a axe vertical (pompesimmergées) le problème d'amorçage ne ce pose pas puis ce que la pompe sera dans l'eau et elle sera aussi tout le temps amorce.

Organigramme pour la détermination du point de fonctionnement



7.13. Etude et choix des pompes

Le choix des pompes pour notre projet c'est portés sur des pompes immergées, on a choisi des pompes immergées par ce que notre eau est puisé à partir de forages et ils sont de grande profondeur.

7.13.1. Elévation des eaux des forages F1- F2 vers les réservoirs R1-R2 :

Le débit à relever par chaque pompe immergée et la hauteur manométrique totale d'élévation est illustré dans le tableau suivant:

Tableau 7.1. Caractéristiques pour le dimensionnement des pompes

Caractéristiques	F1R1	F2R2
Débit à relever m ³ /h	220.37	220.37
Hauteur manométrique totale d'élévation : Hmt (m)	16.34	29.15
Hauteur géométrique (m)	11	22
Temps de pompage (heurs)	20	20

7.13.2. Choix de la pompe

En tenant compte du débit(Q) et de la hauteur manométrique totale (Hmt) nous avons Choisi, du catalogue des pompes (GRUNDFOS),deux pompe immergées, de type SP215 plus une de secours pour chaque forage de même référence.

Tableau7.2 : Equation de la hauteur manométrique des conduites de refoulement F1-R1, F2-R2

Donnés					
	Hg(m)	Longueur L(m)	Dext (mm)	Dint (mm)	g (m/s ²)
F1-R1	11	1318	315	290.8	9.81
F2-R2	22	1765	315	290.8	9.81
Equation de la conduite de refoulement					
Coefficient λ	$\lambda = (1.14 - 0.86 \log \frac{D}{D_0})^{-2} = (1.14 - 0.86 \log \frac{0.01}{315})^{-2} = 0.039$				
CoefficientK	$K = \frac{1.15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8}{g \cdot \pi^2 D^5}$				
Hmt(m)	$Hmt = Hg + KQ^2$				
	F1-R1		F2-R2		
Coefficient λ	0.039		0.039		
CoefficientK	1576.47		2111.13		
Hmt	16.91		29.15		

Tableau 7.3 : Caractéristique de la conduite

	Q (m ³ /h)	000	80	120	160	200	220	240	280
F1-R1	Hmt(m)	11	11.19	11.78	12.75	14.11	15.87	18.01	20.54
F1-R1	Hmt(m)	22	22.6	23.04	24.35	26.17	28.52	31.38	34.77

a.Détermination du point de fonctionnement de la pompe choisie

D'après la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite on lit les points suivants :

Tableau 7.4récapitulation du point de fonctionnement

Point P1 de fonctionnement désiré pour la pompe 1 figure 7.5			Point P1 de fonctionnement désiré pour la pompe 2 figure 7.6		
Q1(m ³ /h)	H1 (m)	□%	Q1(m ³ /h)	H1 (m)	□%
220.37	16.34	80	220.37	29.15	80
Point P2 point de fonctionnement			Point P2 point de fonctionnement		
Q1(m ³ /h)	H1 (m)	□%	Q1(m ³ /h)	H1 (m)	□%
243	18.64	80	220.37	29.90	80
Point fonctionnement final			Point fonctionnement final		
Q1(m ³ /h)	H1 (m)	□%	Q1(m ³ /h)	H1 (m)	□%
220.37	16.91	80	220.37	29.90	80
Temps de pompage (h)	20		Temps de pompage (h)	20	

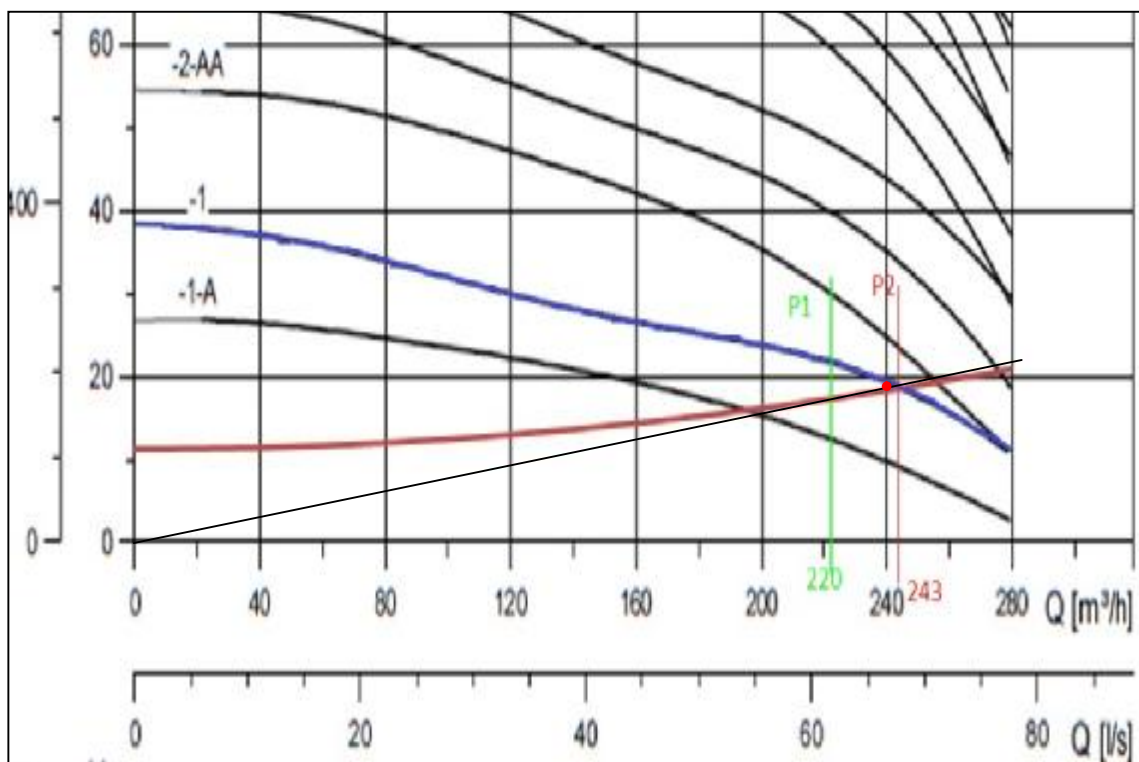


Figure 7.5 la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite F1-R1

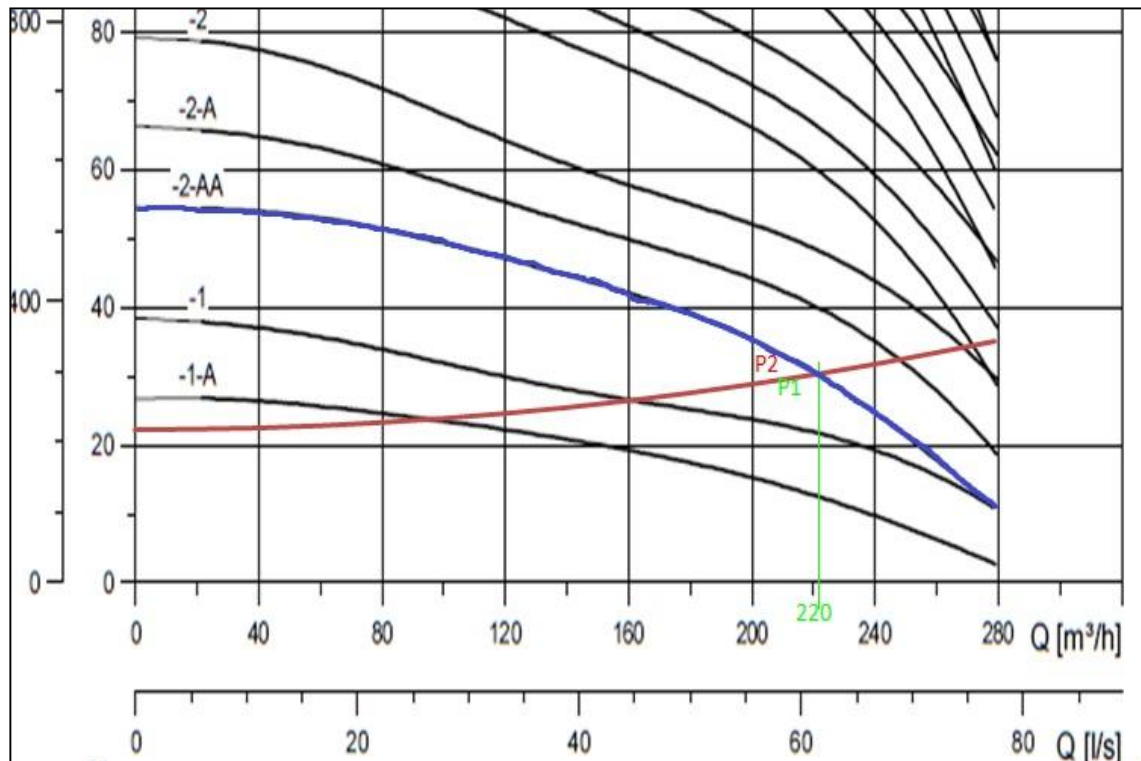


Figure 7.6 la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite F2-R2

Ø Pour la première pompe

Rognage de la pompe de façon à faire passer la courbe caractéristique de la pompe par le point P1, en gardant la même vitesse de rotation.

$$H = \frac{H_d}{Q_d} Q \quad \text{à} \quad H = (16.91/220.37) * 241 = 18.5 \text{ m}$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$m = \sqrt{\frac{Q_f}{Q_1}} = \sqrt{\frac{H_f}{H_1}} = \sqrt{\frac{220.37}{241}} = 0.95$$

On a : $d = m.D$ à $d = 0.95 * 215 = 204.25 \text{ mm}$ (d : diamètre de la roue rognée)

Ø Pour la deuxième pompe F2- R2

La courbe caractéristique de la pompe coïncide avec la courbe caractéristique de la conduite au point de fonctionnement désiré figure 7.6.

Conclusion.

On conclusion, pour notre projet, nous projetons pour chaque forage une pompe immergée de type SP215 avec 1 autre de secours. Pour la première pompe du forage 1 on aura une hauteur total Hmt=16,34m et un débit de $Q=220,37 \text{ m}^3/\text{h}$ pour un temps de pompage de 20h, et pour la pompe du forage 2 on aura une Hmt=29,15m et un débit $Q=220,37 \text{ m}^3/\text{h}$ pour un temps de pompage de 20h. Pour la cavitation le problème ce pose pas par ce qu'on a des pompes immergées.

Introduction

Pour la modélisation de notre réseau de distribution, nous faisons appel à un logiciel de simulation du comportement hydraulique dans les réseaux sous pression dit « EPANET[®] ». Les étapes de calcul de ce logiciel ainsi que les résultats obtenus seront présentés et interprétés dans ce chapitre.

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

8.1. Etape du logiciel EPANET[®]

La première étape consiste à créer un nouveau projet dans EPANET[®] et de s'assurer que les options sélectionnées par défaut sont correctes.

1. Pour commencer, démarrez EPANET[®] ou s'il est déjà ouvert choisissez **Fichier >> Nouveau** (de la Barre de Menu) pour créer un nouveau projet.

2. choisissez **Projet >> Par Défaut** pour ouvrir la boîte de dialogue représentée dans la figure 8.1. Nous emploierons cette boîte de dialogue pour qu'EPANET[®] numérote automatiquement les nouveaux objets avec des nombres consécutifs à partir de 1 au fur et à mesure qu'ils sont ajoutés au réseau.

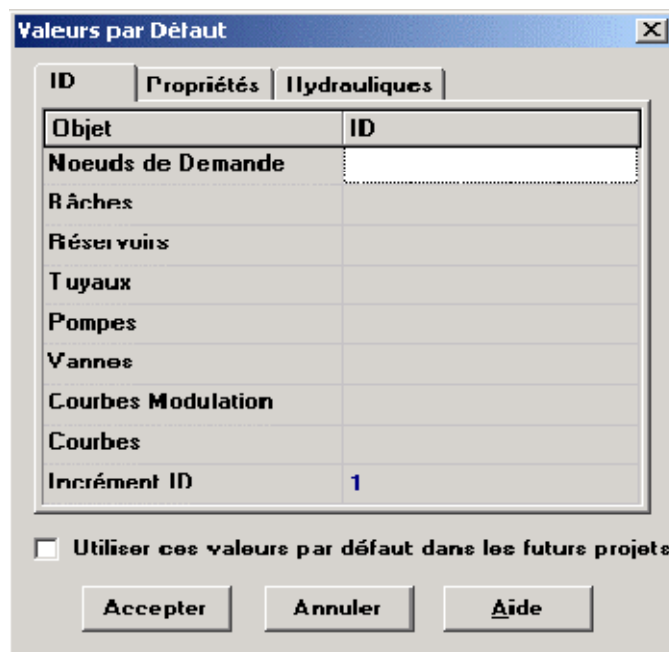


Figure 8.1 Boîte de Dialogue Valeurs par Défaut du Projet.

3. Sous la rubrique ID (Étiquettes d'Identification) de la boîte de dialogue, effacez tous les champs de préfixe ID et choisissez 1 comme Incrément ID (figure 8.1).

4. choisissez la rubrique Hydrauliques de la boîte de dialogue et sélectionnez comme Unités de Débit LPS (litres par seconde) (figure 8.2).

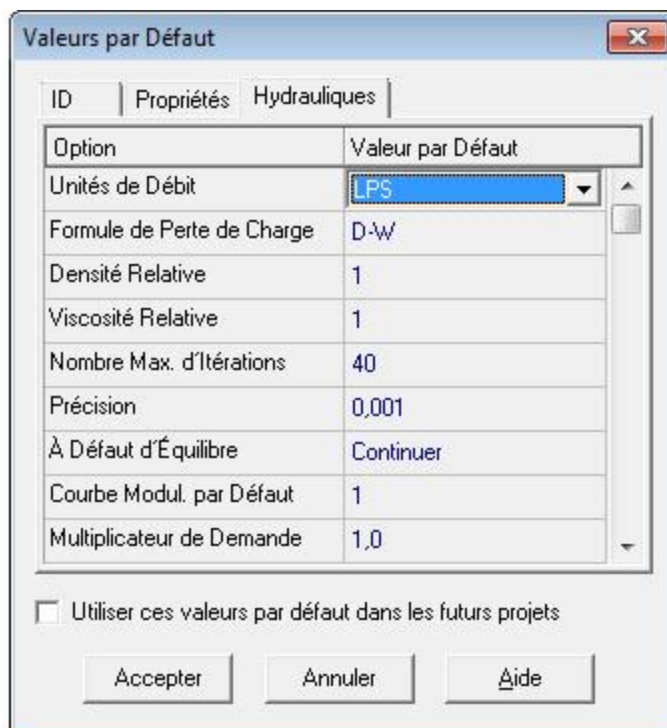


Figure 8.2 : rubrique hydraulique de la boîte de dialogue.

Ceci implique dans ce cas que les unités métriques SI seront utilisées pour toutes les autres quantités (longueurs en mètres, diamètres en millimètres, pressions en mètres, etc.).

5. Sélectionnez aussi Darcy-Weisbach (D-W) comme Formule pour les Pertes de Charge. Si on désire sauvegarder cette configuration pour les projets futurs, nous pouvons cocher la case <Utiliser ces valeurs par défaut dans les futurs projets> en bas de la rubrique avant de valider en cliquant sur Accepter (figure 8.2).

Ce choix d'unités et de formules est réalisé par défaut dans la version française. Tout autre choix par défaut est possible selon les instructions mentionnées ci-dessus.

6. choisir les options d'affichage du schéma de sorte qu'en ajoutant des objets au schéma, leurs étiquettes d'identification et leurs symboles soient affichés. Choisissez **Affichage >> Options du Schéma** dans le menu principal pour atteindre la boîte de dialogue Options du Schéma. Choisissez-la rubrique Affichage et cochez les cases comme représentées dans la figure 8.3.

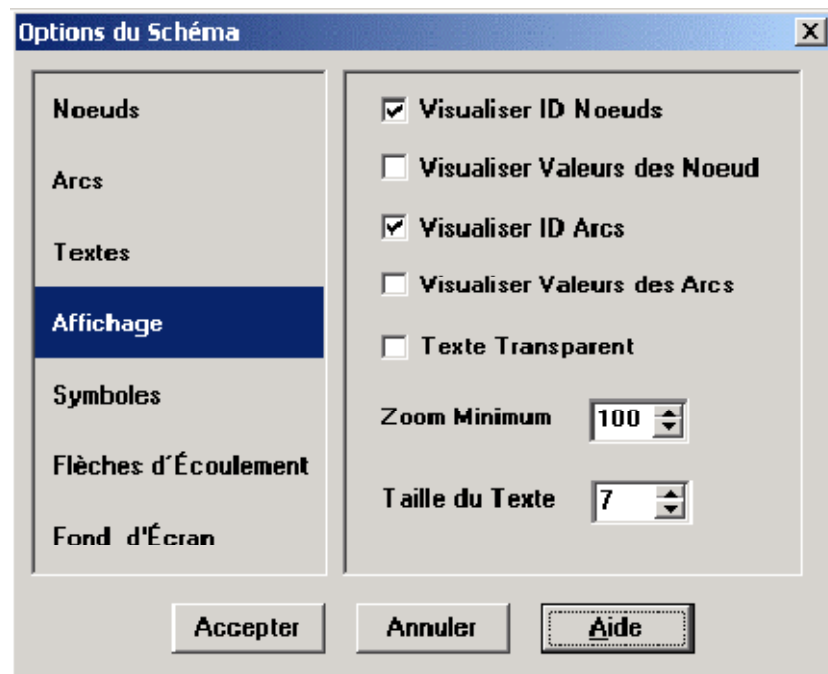


Figure 8.3 : Boîte de dialogue options du schéma (Affichage).

7. Cochez toutes les cases de la rubrique Symboles figure (8.4).

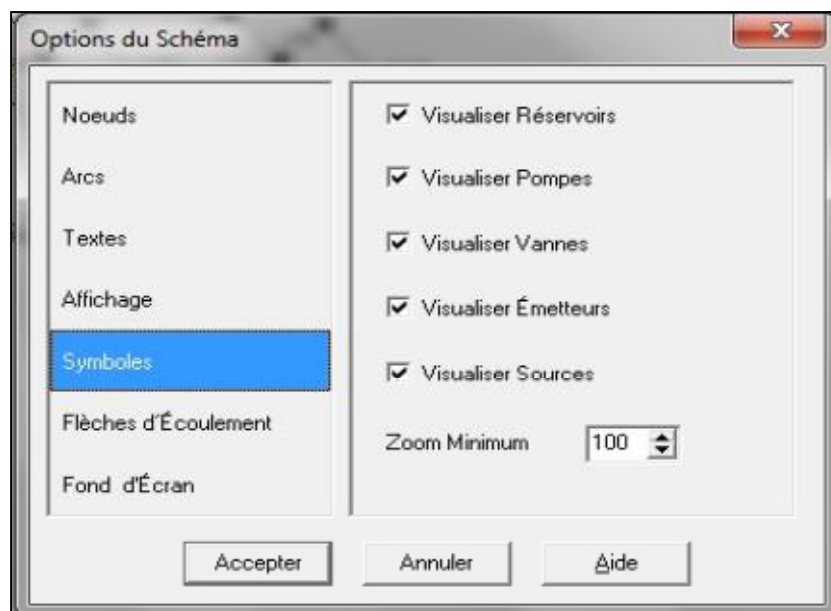


Figure 8.4 Boîte de dialogue option du schéma (Symboles)

8. Cliquer sur le bouton **Accepter** pour confirmer votre choix et fermer la boîte de dialogue.

9. Pour terminer, nous devons nous assurer que l'échelle du schéma est acceptable avant de dessiner notre réseau. Choisissez **Affichage >> Dimensions...** dans le menu principal pour atteindre la boîte de dialogue Dimensions du Schéma figure (8.5), et observez les dimensions par défaut assignées au nouveau projet. Comme nous supposons que cette configuration est suffisante pour ce projet, on clique sur le bouton **Accepter**.

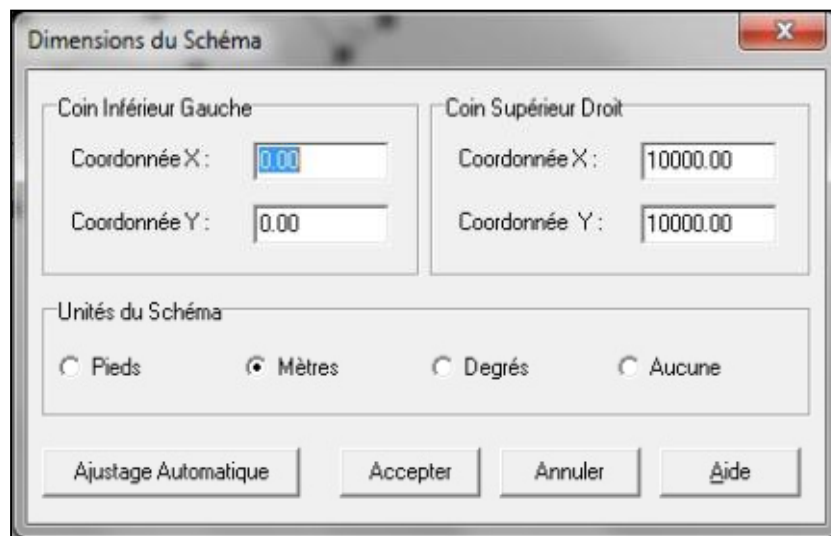


Figure 8.5 Boîte de dialogue Dimensions du schéma.

8.2 Les étapes à suivre pour la modélisation

8.2.1 Tracer du réseau

Pour dessiner le réseau, on se sert de la souris et des boutons de la Barre d'Outils du Schéma affichée ci-dessous (si la barre d'outils n'est pas visible sélectionnez **Affichage >> Barres d'Outils >> Schéma**).



a. Placer les nœuds du réseau : Ajouter Nœud de Demande  et indiquez ensuite la position des nœuds.

b. Ajouter les réservoirs : en cliquant sur le bouton Ajouter Réservoir  et en marquant son emplacement dans le schéma.

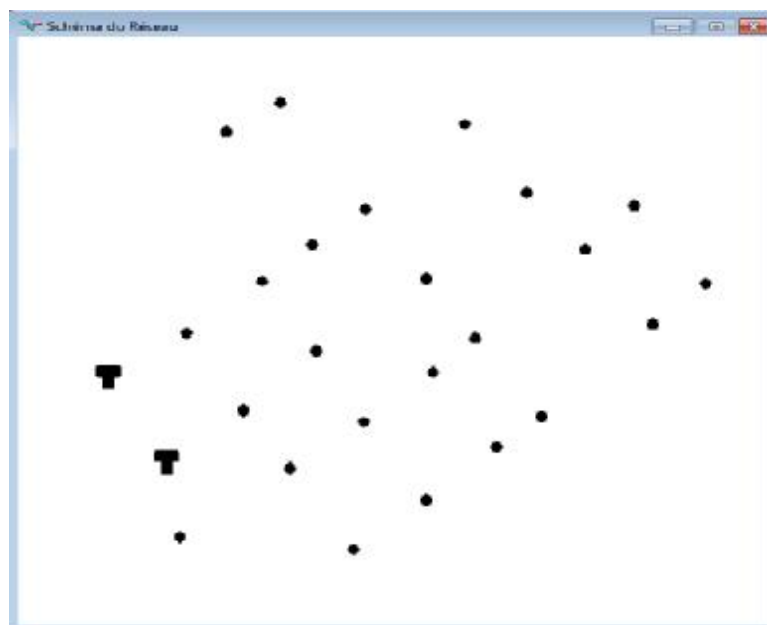


Figure 8.6 Schéma du Réseau après ajout des nœuds et des réservoirs.

c. Ajouter les tuyaux : Cliquez sur le bouton Ajouter Tuyau  dans la Barre d'Outils, puis dans le schéma en dessine les tuyaux.

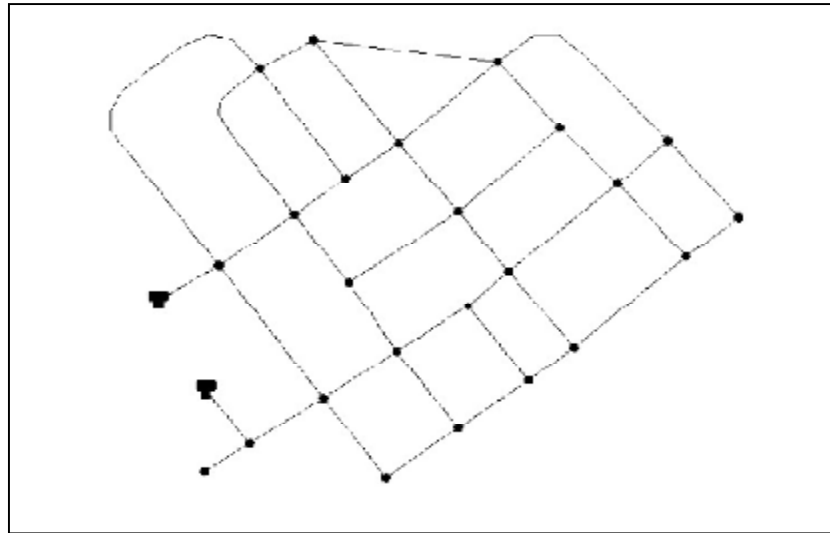


Figure 8.7 Schéma du Réseau après ajout des tuyaux.

d. Pour terminer, cliquez sur le bouton Sélectionner Objet  de la Barre d'Outils pour remettre la carte dans le mode Sélection d'Objets et ne pas rester dans le mode dessin.

8.2.2. Saisie des Propriétés des Objets

A mesure qu'on ajoute des objets à un projet, EPANET[®] leur assigne un ensemble de propriétés par défaut. Pour modifier la valeur d'une propriété particulière d'un objet, il faut sélectionner cet objet avec un double-clic sur l'objet dans l'éditeur de propriété.

a) Commençons à renseigner les propriétés en double-cliquons sur un nœud, pour saisir l'Altitude, la Demande de Base pour ce nœud et éventuellement l'identifiant (ID nœud) du nœud. Puis répété cette fonction pour tous les nœuds restant (figure 8.8).

Noeud de Demande 1-A	
Propriété	Valeur
*ID Noeud	1-A
Coordonnée X	1756,60
Coordonnée Y	7026,41
Description	
Genre	
*Altitude	458
Demande de Base	1,5
Courbe Modul. Demande	DOMESTIQUE
Catégories de Demande	1
Coeff. de l'Emetteur	
Qualité Initiale	
Qualité de Source	
Demande Actuelle	Sans Valeur
Charge	Sans Valeur
Pression	Sans Valeur
Qualité	Sans Valeur

Figure 8.8 : Editeur de propriétés pour les nœuds.

b) Pour le réservoir, introduire l'altitude du radier, son niveau initial, son niveau minimal, son niveau maximal, et son diamètre.

Propriété	Valeur
*ID Réservoir	R1
Coordonnée X	1175.54
Coordonnée Y	6675.24
Description	
Genre	
*Altitude du Radier	470
*Niveau Initial	2
*Niveau Minimal	1
*Niveau Maximal	5
*Diamètre	15
Volume Minimal	
Courbe de Volume	
Modèle de Mélange	Parfait
Fraction de Mélange	
Coeff. de Réaction	
Qualité Initiale	
Qualité de Source	
Débit Net d'Entrée	Sans Valeur
Altitude Surface	Sans Valeur
Niveau	Sans Valeur
Qualité	Sans Valeur

Figure 8.9 Editeur de propriétés pour les réservoirs.

c) De la même façon, nous cliquons sur chacun des tuyaux pour faire apparaître ses propriétés dans l'éditeur des propriétés et introduisez la longueur, le diamètre nominal, et la rugosité (le coefficient ϵ de Darcy-Weisbach).

Property	Value
*Pipe ID	P-102
*Start Node	R1
*End Node	1-A
Description	
Tag	
*Length	30
*Diameter	315
*Roughness	0.01
Loss Coeff.	0
Initial Status	Open
Bulk Coeff.	
Wall Coeff.	
Flow	#N/A
Velocity	#N/A
Unit Headloss	#N/A
Friction Factor	#N/A
Reaction Rate	#N/A
Quality	#N/A
Status	#N/A

Figure 8.10 Editeur de propriétés pour les conduites.

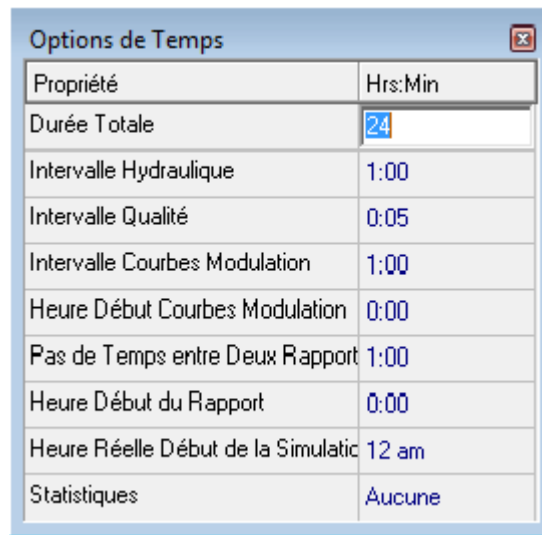
8.3 Exécution d'une courbe de modulation

Pour rendre notre étude plus réaliste et pour simuler le comportement du système sur une longue durée, nous allons créer une courbe de modulation dans laquelle les demandes aux nœuds changent périodiquement pendant la journée.

Le terme « longue durée » indique une succession d'écoulement permanent, pendant lesquels les niveaux d'eau des réservoirs sont mis à jour périodiquement.

Pour cet exemple nous allons prendre un intervalle classique d'une heure et une demande en eau changeant 24 fois dans une même journée.

Nous pouvons également fixer la durée totale de la période de la simulation. Nous allons choisir une durée de (24 heures) ; saisissez alors 24 dans le champ durée totale.



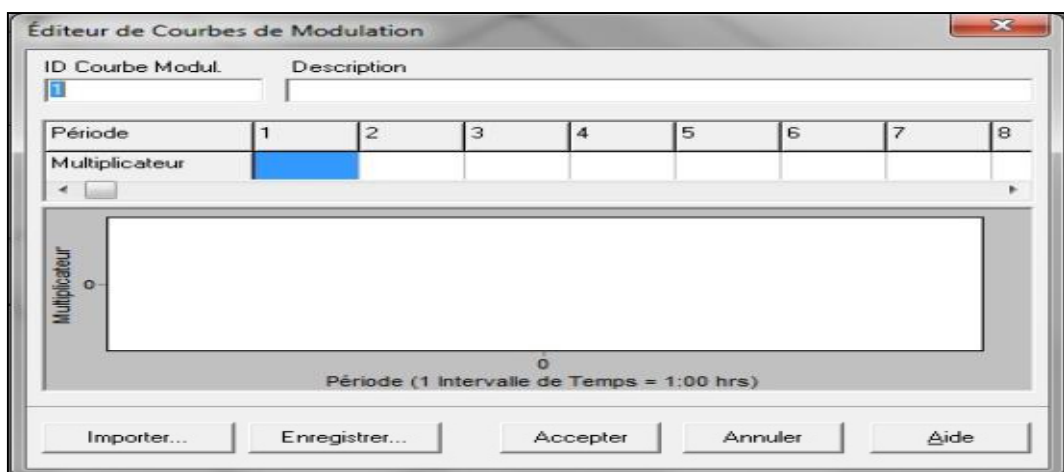
Propriété	Hrs:Min
Durée Totale	24
Intervalle Hydraulique	1:00
Intervalle Qualité	0:05
Intervalle Courbes Modulation	1:00
Heure Début Courbes Modulation	0:00
Pas de Temps entre Deux Rapport	1:00
Heure Début du Rapport	0:00
Heure Réelle Début de la Simulation	12 am
Statistiques	Aucune

Figure : 8.11 Boîte de dialogue option de temps.

8.3.1Création d'une courbe de modulation

Créer la courbe de modulation :

1. Sélectionnez **courbe modul.** Dans le navigateur et cliquez sur le bouton Ajouter . Une nouvelle courbe de modulation portant l'Identification (ID) 1 s'affiche.
2. On clique sur (ID) 1 et la boîte de dialogue de l'Éditeur de Courbe de Modulation s'ouvre (figure 8.12).



ID Courbe Modul.	Description
1	

Période	1	2	3	4	5	6	7	8
Multiplicateur								

Graphique : Multiplicateur vs Période (1 intervalle de Temps = 1:00 hrs)

Importeur... Enregistrer... Accepter Annuler Aide

Figure 8.12 Boîte de dialogue de l'Éditeur de Courbe de Modulation (vierge).

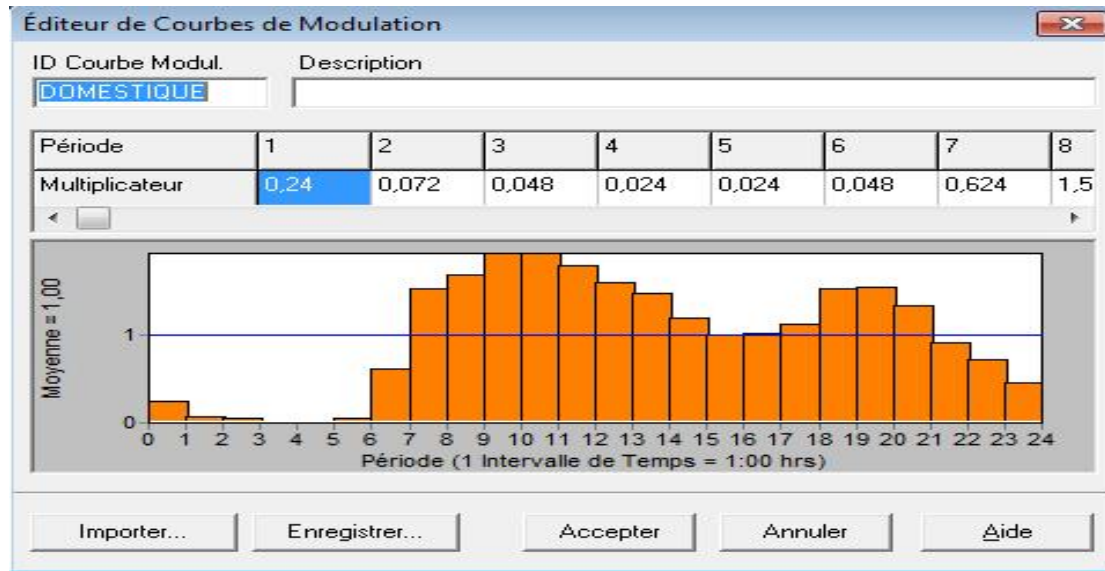


Figure 8.13 Boîte de dialogue de l'Éditeur de Courbe de Modulation (après remplissage).

3. On change l'identifiant (ID) 1 par (ID) DOMESTIQUE.
4. On Introduit les multiplicateurs pour les 24 périodes. Cliquez **Accepter** pour fermer l'éditeur. Les multiplicateurs sont les valeurs avec lesquelles il faut multiplier la demande de base pour obtenir la demande dans chaque période (figure 8.13).

8.3.2 Assignment de la courbe de modulation aux nœuds

Nous devons maintenant assigner la courbe de modulation DOMESTIQUE à tous les nœuds de demande de notre réseau :

1. Double cliquer sur un nœud et la boîte de dialogue assigné au nœud s'affiche figure (8.13).
2. Ecrire dans la case (Courbe Modul. Demande) l'ID de la courbe de modulation (DOMESTIQUE).

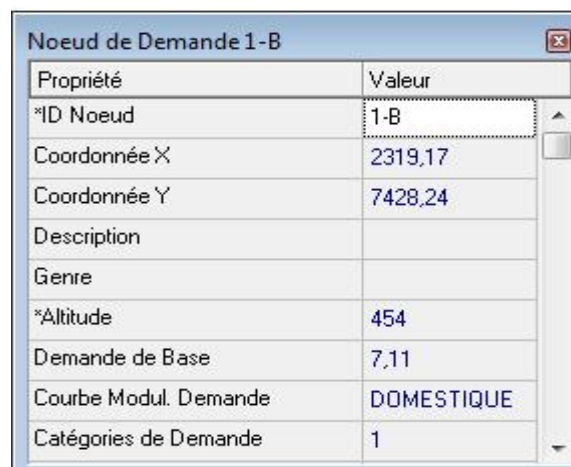


Figure 8.14 : Assignment de la courbe de modulation.

On réitérera les mêmes étapes pour tous les autres points.

8.4 Exécution et résultats de simulation

Exécutez la simulation en cliquant sur le bouton  de la barre d'outils standard, pour une simulation sur une longue durée.

Si le calcul n'a pas réussi un rapport d'état apparaît indiquant le problème. Si le calcul a été effectué avec succès ce qui est le cas de notre simulation ; on peut visualiser les résultats dans la figure et les tableaux qui suivent :

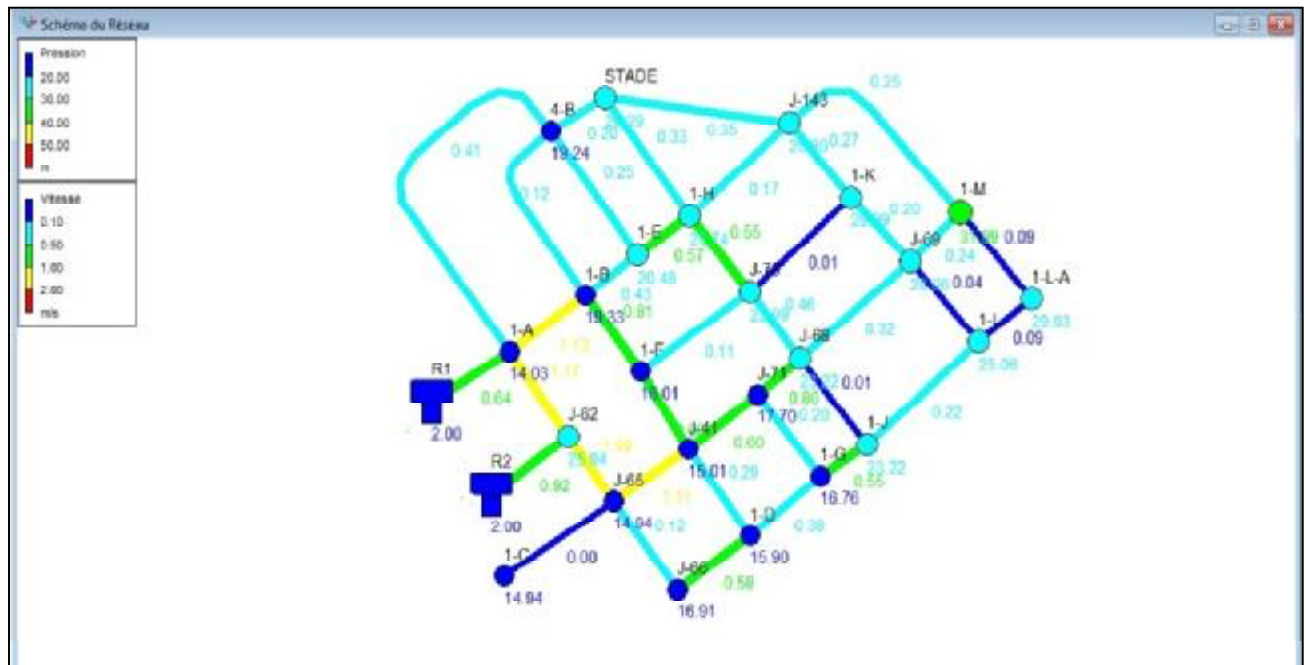


Figure 8.15 schéma général après simulation.

Tableau 8.1 Résultats aux arcs (conduites)

ID	Débit	Vitesse	P. Charge
Arc	LPS	m/s	m/km
P-102	-50.18	0.64	1.06
P-113	-35.47	1.13	5.1
P-133	-25.22	0.8	2.74
P-141	58.12	1.11	3.67
P-143	0.22	0	0
P-147	18.72	0.6	1.6
P-151	-2.74	0.33	1.29
P-153	2.63	0.2	0.37
7	1.27	0.04	0.01
4	8.22	0.26	0.36
12	3.69	0.58	4.02
13	3.69	0.12	0.09
14	11.95	0.38	0.71
15	4.49	0.55	3.1

18	0.79	0.1	0.15
20	-8.44	0.27	0.38
31	-13.58	0.43	0.89
33	-17.95	0.57	1.48
59	-6.14	0.2	0.22
62	8.97	0.29	0.43
64	24.86	0.79	2.67
66	9.21	0.29	0.45
69	-0.8	0.03	0.01
71	-0.79	0.1	0.15
73	-1.79	0.22	0.6
75	-2.08	0.25	0.79
77	5.74	0.18	0.19
87	-16.81	0.54	1.31
91	-3.87	0.12	0.1
93	30.42	0.97	3.85
97	0.22	0.01	0
1	6.44	0.21	0.24
23	4.78	0.36	1.06
28	5.51	0.41	1.37
72	1.62	0.12	0.16
3	-9.56	1.17	12.26
5	-15.43	0.49	1.13
6	-3.08	0.25	0.6
8	71.59	0.92	2.03
2	62.03	1.97	14.26

Tableau 8.2 : Résultats aux Nœuds

ID	Demande	Charge	Pression
Nœud	LPS	m	m
1-A	0.36	472.03	14.03
1-B	1.71	473.32	19.32
1-E	1.3	473.48	20.48
1-H	1.86	473.74	25.74
J-143	0	473.8	25.8
STADE	1.08	473.29	20.29
4-B	5.63	473.24	19.24
1-F	1.33	474	16
J-70	1.22	473.97	22.97
1-K	0.98	473.97	29.97
J-65	0	475.94	14.94
J-41	0	475.02	15.02
J-71	0	474.71	17.71
J-68	0	474.23	23.23
J-69	0	474.1	28.1
1-M	0.57	474.03	32.03

J-66	0	475.91	16.91
1-D	0.72	474.91	15.91
1-G	1.32	474.76	16.76
1-J	2.07	474.23	23.23
1-L	1.04	474.1	25.1
1-L-A	0	474.07	29.07
1-C	0.22	475.94	14.94
J-62	0	476.94	25.94
R1	50.18	472	2
R2	-71.59	477	2

8.4.1. Interprétation

Nous avons montré à travers les résultats donnés par le logiciel Epanet[®] et consignés dans les tableaux 8.1 et 8.2 ci-dessus que certaines valeurs de vitesses sont trop grande et d'autres trop faible. Pour y remédier à ce problème nous il ya lieu de diminuer ou d'augmenter le diamètre des conduites concernées pour ramener ces vitesses à l'intervalle $(0,5 < V < 1,5 \text{ m/s})$. Toutes fois, nous pouvons également changer le sens d'écoulement des eaux dans mailles.

Pour les pressions aux nœuds, nous constatons que celles-ci sont comprises entre 15m et 30m d'eau, donc acceptables.

Conclusion

Pour le dimensionnement de notre réseau de distribution, nous avons utilisé le logiciel de modélisation **EPANET[®]** pour déterminer les pressions aux nœuds et les vitesses dans les conduites. Les résultats de calcul, donnés par le logiciel montre que les pressions aux nœuds sont acceptables. Quant aux vitesses dans les conduites, celles-ci peuvent êtres corrigées en jouant sur les diamètres des conduites.

Conclusion générale

L'étude d'approvisionnement en eau potable de la nouvelle ville d'El Meneaa de la wilaya de Ghardaïa est effectuée à l'horizon 2046 pour une population qui s'élève à 18 084 habitants.

L'importance des besoins en eau ($Q=8815,16\text{m}^3/\text{j}$) est évaluée après calcul des besoins, cette eau est puisée à partir des deux forages qui alimentent notre zone d'étude avec un débit de 60 l/s chacun, les sites de stockages qui sont au nombre de deux, positionner à la périphérie de la ville du côté Ouest et ils sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés précédemment, on aura pour chaque site un réservoir posé au sol de 1500m^3 et un autre surélevé de 750m^3 qui sera utilisé pour la mise en charge du réseau.

Les conduites d'adductions, sont en PEHD (Poly Ethylène Haute Densité) de diamètre 315mm, la protection de ces conduites contre le coup de bélier est vérifiée et vu la Hmt faible de notre tracé nous n'aurons pas besoin de prévoir de protection contre le bélier, par contre nous allons prévoir une protection des conduites par un revêtement spécial contre la corrosion, par ailleurs le long de ce réseau d'adduction sont placés des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air et des vidanges au niveau des points bas.

Nous avons utilisé le logiciel de modélisation **EPANET**® pour déterminer les pressions aux nœuds, les vitesses dans les conduites. dans le but de bien dimensionner notre réseau et assurer un bon fonctionnement dans le temps.

Références bibliographiques

AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY. Etude de finalisation du plan d'aménagement de la ville nouvelle d'El Meneaa, phase A, décembre **2012**.

AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY. Etude de finalisation du plan d'aménagement de la ville nouvelle d'El Meneaa, phase B, décembre **2012**.

BONIN J. Hydraulique urbaine aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, Paris, 1986.

BONIN J. Captage, Réseaux d'adduction, Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements, Petites centrales hydraulique, Edition Eyrolles, Paris, **1986**.

Bonvin J. Hydraulique urbaine I « captage-réseaux d'adduction- Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements-pompes-petites centrales hydrauliques, Vd école d'ingénieur du canton de Vaud. **2005**.

DUPONT A. Hydraulique Urbaine, Tome 1 ; Hydrologie - captage et traitement des eaux, Edition Eyrolles, Paris, 1981.

DUPONT A. Hydraulique urbaine, Tome 2, Ouvrages de transport Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, 1979.

EUNIER M. Les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression", Edition Dunod, Paris 1980.

MOREL Michel A. Exercice de mécanique des fluides. Turbomachines-constructions graphiques. Phénomènes transitoires. Edition Eyrolles, Paris **1994**.

MOUSSA M. : polycopie d'alimentation eau potable, école nationale d'ingénieur de Tunis, Tunisie, **2002**.

OUHADJ L. ABERKANE K. Étude du renforcement de l'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune d'ait toudert à partir des forages Thèse de master en constructions hydrauliques et aménagements (UMMTO), **2013**.

TEMAL T. Étude du renforcement de l'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune des ouacifs à partir des trois forages Thèse d'ingénieur d'Etat en Agronomie (UMMTO), **2013**.

Webographie

http://www.memoireonline.com/10/09/2743/m_Modelisation-hydraulique-et-de-la-qualite-deau-dans-les-reseaux-dadduction-deau-potable-par-EP.html

http://www.algerie.prixconstruction.info/espaces_urbains/Reseaux_divers/Distribution_d_eau/Eau_potable/Tube_en_fonde_ductile_0_8_0.html

http://fr.wikipedia.org/wiki/Duret%C3%A9_de_l'eau

<http://sante.journaldesfemmes.com/maux-quotidien/quelle-eau-choisir/mineralisee-ou-pas.shtml>

<http://www.lenntech.fr/applications/potable/normes/normes-oms-eau-potable.htm>