

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Alimentation en eau potable du village M'Laoua de la commune
Ahl El Kser(w. Bouira) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0029-16

APA Citation (APA توثيق):

**Mansouri, Samia (2016). Alimentation en eau potable du village M'Laoua de la
commune Ahl El Kser(w. Bouira)[Mem Ing, ENSH].**

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مباحثات، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

.REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option :ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME:

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU VILLAGE
M'LAOUA DE LA COMMUNE AHL EL KSER
(W.BOUIRA)**

Présenté par :

M^{lle} MANSOURI Samia

Devant les membres du jury

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^{me} MEDDI Hind	M.C.A	Présidente
M ^r DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
M ^r HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Examineur
M ^r BOUNNAH Younes	M.A.A	Examineur
M ^{me} BERBACHE Sabah	M.A.A	Promotrice

Septembre 2016

Remerciement

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

C'est avec un grand plaisir que j'exprime ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à ma promotrice : Mme : BERBACHE SABAH. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont permis de bénéficier de son expérience et d'acquérir de nombreuses connaissances tout le long de ce travail.

Toute ma reconnaissance est adressée à tous les enseignants et le personnel de l'école nationale supérieure de l'hydraulique qui ont contribues à ma formation.

Également mes sincères remerciements à :

- Mme : H. MEDDI : qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury :

- Mr : Y. DERNOUNI

- Mr : A. HACHEMI

- Mr : Y. BOUNNAH

Qui m'ont fait l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

Je dédie ce modeste travail à :

Avant tout à mes chers parents, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard et qui m'ont offert toujours un appui sûr par leurs soutiens et leurs encouragements durant toutes ces années de formation.

A mes frères : Ferhat, Massi et Mohamed et mes soeurs : Kahina et Dalila.

A ma deuxième famille à Blida ; mes sœurs : Lydia, Nadjela, Ouiza, Naoual et Kamilia

A toute ma grande famille et mes voisins.

A ceux qui m'ont souhaité la réussite au fond de leur cœur.

Samia
Samia

مستخلص:

تعرف قرية ملاوة المتواجدة ببلدية اهل القصر (ولاية البويرة) حاليا مشكلة مثيرة للقلق في المياه الصالحة للشرب. الامدادات الحالية من المياه في القرية محدودة فقط عن طريق استخدام الابار التي لا تغطي احتياجات المواطنين الحالية و المستقبلية من المياه الصالحة للشرب.

تهدف هذه الدراسة الى تصميم شبكة الربط بمياه الشرب انطلاقا من قناة تحويل مياه السد تليسدت (ولاية البويرة) للتزويد بمياه الشرب لافق 2041.

فقد ركزنا في هذه الدراسة على الجانبين التقني و الاقتصادي للشبكة من اجل تحقيق ضغط و تدفق مناسبين للمياه لتغطية الطلبات المتزايدة للسكان كما ونوعا.

Résumé :

Le village de M'Laoua situe dans la commune de AHL EL KSER (w. Bouira) reconnait actuellement un problème alarmant en matière d'alimentation en eau potable. L'alimentation en eau actuelle de ce village, se limite uniquement à l'utilisation des puits, qui ne couvrent pas les besoins en eau actuels et futures des citoyens.

La présente étude a pour objet, le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable à partir d'un piquage sur la conduite principale du barrage Telesdit (wilaya de Bouira) et cela afin d'assurer l'alimentation en eau potable à l'horizon 2041.

Nous avons pris en considération l'aspect technique et économique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnées.

Abstract:

This village of M'Laoua located in the region of Ahl El Kser in the wilaya of Bouira currently recognize alarming problem in drinking water. The current water supply in these village is limited only by the use of wells that do not cover the needs of current and future citizens of water.

This study concerns the design of network of drinking water supply from a swing up in principal pipe by dam Telesdit (w.Bouira) for drinking water in 2041.

In this study we give the priority to two sides: technical and economic just for marking sure that the pressure and the flow are suitable.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'agglomération

Introduction.....	1
I.1. Situation géographique et administrative	1
I.1.1. Situation géographique de village M'Laoua (la zone d'étude)	2
I.2. Analyse du milieu physique	3
1.2.1. Situation topographique	3
I.2.2. Cadre géologique.....	4
I.2.3. Synthèse géotechnique.....	4
I.2.4. Hydrogéologie.....	5
I.2.5. La sismicité.....	5
I.3. Le climat	5
I.4. Caractéristiques du système d'alimentation en eau potable de la commune.....	5
I.4.1. Les ressources en eau.....	5
I.4.2. L'Adduction.....	5
I.4.3. Ouvrage de Stockage.....	6
Conclusion.....	6

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	7
II.1. Estimation de la population à l'horizon.....	7
II.2. Catégories de consommation de la région d'étude.....	8
II.3. Choix de la norme unitaire de consommation	8
II.3.1. Définition.....	8
II.3.2. Critères de choix de la norme	9
II.4. Evaluation de la consommation moyenne journalière	9
II.5.1. Besoins domestiques	9
II.5.2. Besoins scolaires	10
II.5.3. Besoins religieux	10
II.5.4. Equipements projeté au futur.....	10
II.5.5. Récapitulation de la consommation moyenne totale en eau	10
II.6. Variation des débits de consommation dans le temps.....	11
II.6.1.1. Coefficient d'irrégularité maximale	11
II.6.1.2. Coefficient d'irrégularité minimale	11
II.6.1.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire	12
II.6.1.4. Coefficient d'irrégularité minimale horaire	12
II.6.2. Détermination des débits journalière	13
II.6.2.1. Consommation maximale journalière	13
II.6.2.2. Consommation minimale journalière	13
II.6.2. Détermination des débits journaliers	13
II.6.2.1. Consommation maximale journalière	13
II.6.2.2. Consommation minimale journalière	13

II.7. Détermination des débits horaires.....	13
II.7.1. Débit moyen horaire	13
II.7.2. Détermination du débit maximum horaire.....	14
II.7.3. Détermination du débit minimum horaire	14
II.7.4. Détermination de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	14
II.8. Les graphes de la consommation en eau du village.....	16
I.8.1. Graphique de consommation	16
II.8.2. La courbe de la consommation cumulée	16
Conclusion.....	17

CHAPITRE III : Etude d'adduction

Introduction.....	18
III.1. Classification de l'adduction.....	18
III.1.1. Adduction gravitaire.....	18
III.1.2. Adduction par refoulement.....	18
I.1.3. Adduction mixte	18
III.2. Choix du tracé.....	18
III.3. Choix du type de matériaux.....	19
III.4. Etude de l'adduction.....	21
III.4.1. Les étapes du choix de l'emplacement de la station de pompage SP.....	21
III.4.2 Etude des variantes.....	21
III.4.2.1 Proposition de variante.....	21
III.4.2.2. Analyse et choix de la variante	22
III.5. Etude technico-économique d'adduction.....	22
III.5.1.cas de refoulement	22
III.5.2. Cas gravitaire.....	25
III.6. Dimensionnement de l'adduction.....	26
III.6.1. Détermination du diamètre avantageux	26
III.6.2. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	27
III.6.2.1. La variante N°1	27
III.6.2.2 La variante N°2	29
III.6.2.3. Comparaison entre les deux variantes	32
III.7. Accessoires nécessaires pour l'adduction	32
III.8. Etude De Pompage	33
III.8.1. Choix des pompes	33
III.8.2. Critère Choix Du Type De Pompe	33
III.8.3. Choix Du Nombre De Pompes	33
III.8.4. Couplage Des Pompes	33
III.8.5 Choix du nombre de pompe secours	33
III.8.6. Etude de refoulement : station de pompage – réservoir R100m3	34
III.8.6.1. Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SP-R) :.....	34
III.8.6.2. Courbes caractéristiques de pompe	34
V.8.6.2. Calage de la pompe	36
Conclusion.....	37

CHAPITRE IV : Ouvrages de stockage

Introduction	38
IV.1. Fonctions des réservoirs	38
IV.2. Classification des réservoirs	38
IV.3. Critères de Choix du type de réservoir	39
IV.4. Critères du choix d'emplacement et d'implantation des réservoirs	39
IV.5. Equipements du réservoir	39
IV.5.1. Equipements hydrauliques des réservoirs	39
IV.5.1.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction.....	39
IV.5.1.2 Conduite de départ ou de distribution	40
IV.5.1.3 Conduite de trop-plein.....	40
IV.5.1.4. Conduite de vidange.....	40
IV.5.1.5. Conduite by-pass	40
IV.5.2. Equipement de nettoyage	40
IV.6. Entretien des réservoirs	41
IV.7. Hygiène et sécurité	41
IV.8. Calcul de la capacité totale nécessaire pour le village de M'laoua	42
IV.8.1. La méthode analytique	42
IV.8.2. Méthode graphique	42
IV.8.3. Estimation de la capacité totale du réservoir d'alimentation par la méthode analytique	43
IV.9. Dimensions des réservoirs.....	44
IV.9.1. Dimensions du réservoir d'alimentation	44
IV.10. Estimation de la capacité de la bache de la station de pompage	44
IV.10.1. Dimensions de la bache de stations de pompage	45
Conclusion.....	45

CHAPITRE V : Etude de distribution

Introduction.....	46
V.1. Définition et aspect descriptif	46
V.1.1. Les conduites	46
V.1.2. Les nœuds	46
V.2. Topologie du réseau	47
V.2.1. Les réseaux ramifiés	47
V.2.2. Les réseaux maillés	47
V.2.3. Réseau étagé	47
V.2.4. Le réseau combiné	47
V.3. Le tracé de réseau de distribution	47
V.3.1. Les principes du tracé des réseaux	47
V.3.2. Choix du type de matériau	48
V.4. Dimensionnement du réseau ramifié	48
V.5. Calcul hydraulique du réseau	49
V.5.1. Détermination des débits du réseau.....	49
V.5.1.1. Débits en route	49

V.5.1.2. Débit spécifique	49
V.5.1.3. Les débits aux nœuds (nodaux)	49
V.5.1.4. Débits de dimensionnement	51
V.5.2. Détermination des diamètres du réseau et les vitesses d'écoulements à partir des débits de dimensionnement	52
V.5.3. Résultats de simulation du réseau suivant logiciel Epanet.....	54
V.5.4. Paramètres hydrauliques du réseau	55
V.5.5. Interprétation des résultats.....	59
V.6. Equipement du réseau de distribution	59
V.6.1- Type de canalisation	59
V.6.2. Appareils et accessoires du réseau	59
Conclusion.....	60

CHAPITRE VI : Protection anti-bélier

Introduction.....	62
VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	62
VI.1.1. Les risques dus aux coups de bélier	62
VI.1.1.1. Forte pression :.....	62
VI.1.1.2. Pressions négatives	62
VI.1.1.3. Fatigue de la conduite	62
VI.2. Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	62
VI.2.1. Première phase	63
VI.2.2. Deuxième phase	63
VI.2.3. Deuxième phase	63
VI.2.4. Quatrième phase.....	63
VI.3. Protection contre le coup de bélier	63
VI.3.1. Les volants d'inertie	64
VI.3.2. Les soupapes de décharge	64
VI.3.3. Les réservoirs d'air	64
VI.4 Calcul des valeurs de surpression et de dépression	64
VI.5. Calcul de la célérité	65
VI.6. Calcul de la vitesse d'écoulement en régime permanent.....	65
VI.7. Dimensionnement du réservoir d'air.....	65
VI.8. Installation du réservoir d'air anti bélier.....	66
Conclusion	66

CHAPITRE VII : Pose de canalisation et l'organisation du chantier

Introduction.....	68
VII.1 Pose de canalisation.....	68
VII.1.1 : Principe de pose des canalisations	68
VII.1.2 Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération	68
VII.1.2.1 Pose de canalisation en terre	69
VII.1.2.2. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....	69
VII.1.2.3. Pose des conduites en traversées des routes	70

VII.1.3. Utilisation des Butées et verrouillage	70
VII.2.1. L'utilisation de massifs de butées en béton	70
VII.2.2. Verrouillage	71
VII.2. Les différents travaux de mises en place des canalisations	72
VII.2.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	72
VII.2.1.1. Matérialisation	72
VII.2.1.2. Nivellement	72
VII.2.2. Excavation des tranchées	72
VII.2.2.1. Enlèvement de la couche végétale	72
VII.2.2.2. Réalisation des fouilles	72
VII.2.3. Mise en place des canalisations	75
VII.2.4. Assemblages des conduites en PEHD	75
VII.2.5. Epreuve de joints et de la canalisation	76
VII.2.6. Remblayage des tranchées	76
VII.2.6.1. Le remblai d'enrobage	76
VII.2.6.2. Le remblai supérieur	76
VII.2.7. Nivellement et compactage	77
VII.2.8. Mise en service du réseau	78
VII.2.9 Définitions des engins de terrassement utilisés.....	78
VII.2.10. Calcul des volumes des travaux	80
VII.2.10.1. Calcul du volume du déblai de notre étude	80
VII.2.10.2. Lit de sable	80
VII.2.10.3 Volume de la conduite	81
VII.2.10.4. Remblai compacté	81
VII.2.10.5. Volume des Déblais foisonné (V_{df})	82
VII.2.10.6. Volume excédentaire (V_{Exc})	82
VII.2.10.7. Devis estimatif	82
VII.2.11. Planification de La pose des conduites	83
Conclusion.....	84

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de l'agglomération

Tableau I.1 : Ouvrage de Stockage	6
-----------------------------------	---

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.1 : Evaluation de la population	7
Tableau II.2: Besoins domestiques	9
Tableau II.3 : Evaluations des besoins scolaires	10
Tableau II.4 : Evaluations des besoins religieux	10
Tableau II.5 : Evaluations des équipements projetés au futur	10
Tableau II.6 : Récapitulation des besoins en eau potable du village	11
Tableau II.9 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants	12
Tableau II.10 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants	12
Tableau II.12: Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers	13
Tableau II.14: Récapitulatif des débits maximums et minimums horaires	14
Tableau II.15 : variation des débits horaires du village de M'Laoua.	15

CHAPITRE III : Etude d'adduction

Tableau (III.1) : Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.	19
Tableau III.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	25
Tableau III.2: Détermination du diamètre de la conduite gravitaire	26
Tableau III.3: Frais d'investissement de la conduite gravitaire	27
Tableau III.4 : Variation des HMT en fonction du diamètre	28
Tableau III.5 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre	28
Tableau III.6: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	28
Tableau III.7: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	29
Tableau III.8: Calcul de la HMT du tronçon SP1-SR.	30
Tableau III.9 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre.	30
Tableau III.10: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.	30
Tableau III.11: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	30
Tableau III.13 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre.	31
Tableau III.14: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.	31
Tableau III.11: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	31
Tableau III.12 : comparaison entre le coût des deux variantes.	32
Tableau III.13 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.	32

CHAPITRE IV : Les Ouvrages de stockage

Tableau IV .1 : Fonctions d'un réservoir.	38
Tableau VI.1 : calcul de la capacité du réservoir par la méthode analytique.	43

CHAPITRE V : Etude de l'adduction

Tableau V.1 : Récapitulatif des débits de calcul	49
Tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe)	50
Tableau V.3 : Récapitulatifs des débits de dimensionnement	51
Le tableau V.4: Les résultats des calculs dans	53
Tableau V.5 : Etats des nœuds de réseau	55
Tableau V.6 : Etats des arcs du réseau	56

CHAPITRE VI : Protection anti- bélièr

Tableau VI.1: Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement :	64
Tableau VI.2 : calcul des caractéristiques du coup de bélier.	65
Tableau VI.3. Calcul des volumes (minimal et maximal) du réservoir d'air	66

CHAPITRE VII : Devis estimatif et quantitatif

Tableau VII.1 : les engins utilisés pour la mise en place des conduites et leurs rôles.	78
Tableau VII.2 : Calcul du volume du déblai de l'étude.	80
Tableau VII.3: Calcul du volume du lit de sable.	81
Tableau VII.4 : Calcul du volume des conduites.	81
Tableau VII.5 : Récapitulation des travaux	82
Tableau VII.6 : Devis estimatif et quantitatif du projet.	83
Tableau VII.7: Les taches de planification de La pose des conduites.	83

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de l'agglomération

Fig.1 : Situation géo-administrative de la commune d'Ahl El Kser.....	1
Fig.2 : Présentation géographique de la zone d'étude.....	2
Fig.3 : photo réelle de village de M'laoua.....	3
Fig.4 : photo réelle de village de M'laoua.....	3
Fig.5.Carte géologique de la commune d'Ahl El Kser.....	4

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau potable

Figure II.01 : Estimation de la population pour différents horizons d'étude.....	8
Fig. II.2 : Histogramme de la consommation horaire total.....	16
Fig. II.3 : Courbe de consommation cumulée.....	16

CHAPITRE III : Etude d'adduction

Figure III.1: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	29
Figure III.2: Courbes caractéristiques de la pompe HMU40-1 (CAPRARI, 2008).....	35
Figure III.3: Dimension de la pompe HMU40-1 (CAPRARI, 2008).....	35

CHAPITRE IV : Réservoir de stockage

Figure IV.1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.....	41
---	----

CHAPITRE V : Etude de distribution

Figure V.1: Débit et pression pour le cas de (pointe).....	57
Figure V.2: vitesse et pression pour le cas de (pointe).....	58

CHAPITRE VII : Pose de canalisation et l'organisation du chantier

Figure VII.1: Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....	69
Figure VII.2: Traversée d'une route au moyen d'une gaine.....	70
Figure VII .3 : Les butées.....	71
Figure VII.4: Verrouillage.....	72
Figure VII.5 : Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire.....	74
Figure VII.6 : Lit de pose.....	74
Figure VII.7 : Appui des conduites.....	75
Figure VII.8: Remblayage des tranchées.....	77
Figure VII.9: Bulldozer.....	78
Figure VII.10 : Pelle hydraulique.....	78
Figure VII.11: Chargeur.....	78

LISTES DES PLANCHES

Planche 01 : Plan de masse avec trace de l'adduction.

Planche 02 : trace en plan du réseau de distribution.

Planche 03 : Profil en long A de la conduite d'adduction avec accessoires.

Planche 04 : Profil en long A de la conduite d'adduction avec accessoires.

Planche 05 : profil en plan de la conduite principale du réseau de distribution.

Planche 06 : schéma synoptique du réseau d'adduction.

INTRODUCTION GENERALE

Assurer l'approvisionnement en eau potable de la population est l'une des premières inquiétudes de l'état Algérien, néanmoins le transfert des eaux potables de la source aux consommateurs nécessite des études sérieuses maîtrisant les techniques des écoulements et celles de l'économie.

Dans ce contexte l'objectif du présent travail contribue à l'étude d'alimentation en eau potable du village M'Laoua de la commune d'Ahl El Kser de la wilaya de Bouira, qui ne dispose pas d'un système d'alimentation en eau potable.

La seule source alimentant notre zone d'étude actuellement c'est les puits qui se trouvent très éloignés des habitants et dont le débit est trop faible par rapport aux besoins actuels.

Cette étude consiste à transférer de l'eau à partir d'un piquage de la conduite d'adduction du village Ighil M'hellah, et la conception d'un réseau de distribution en eau potable ramifié ; ce dernier sera alimenté à partir d'un réservoir projeté de 100 m³, afin de satisfaire leur besoin en eau.

Chapitre I :

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

Introduction :

Il sera question dans ce chapitre de traiter les caractéristiques de la région de notre zone d'étude, particulièrement sa situation géographique et topographiques, géologique, facteurs climatique et hydraulique actuelle afin de connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet.

:

La commune d'Ahl El Kser est située au sud-est du chef-lieu de la wilaya de Bouira à une distance de 23 km. Elle s'étend

I.1. Situation géographique et administrative sur une superficie de 10300 hectares.

Ces limites administratives se présentent comme suit :

- Au Nord : Les communes d'EL Esnam et Bechloul.
- A l'Est : La commune d'Ouled Rached.
- A l'Ouest : Les communes d'Oued El Berdi et El Hachimia.
- Au Sud : La commune d'Ouled Rached.

La figure ci-après, montre le positionnement de la commune d' AHL EL KSAR



Fig.1 : Situation géo-administrative de la commune d'Ahl El Kser. (Février ,2016)

(Source : Direction de l'urbanisme et de la Construction de la wilaya de Bouira)

I.1.1. Situation géographique de village M'Laoua (la zone d'étude) :

Le village M'Laoua situé à quelque cinq kilomètres à l'est du chef-lieu de la commune d'Ahl El Kser, à l'est de Bouira ; il concentre actuellement une population de habitants environ **1092 hab**, avec un taux d'accroissement de **2 %**. Notre village est limité :

- Au Nord par le village M'Laoua de la commune Bechloul ;
- A l'Est par la commune d'Ouled Rached ;
- A l'Ouest par le village Tighilt Magramane ;
- Au Sud par le village Achadiou ;

La figure ci-après représente la localisation de village M'Laoua :

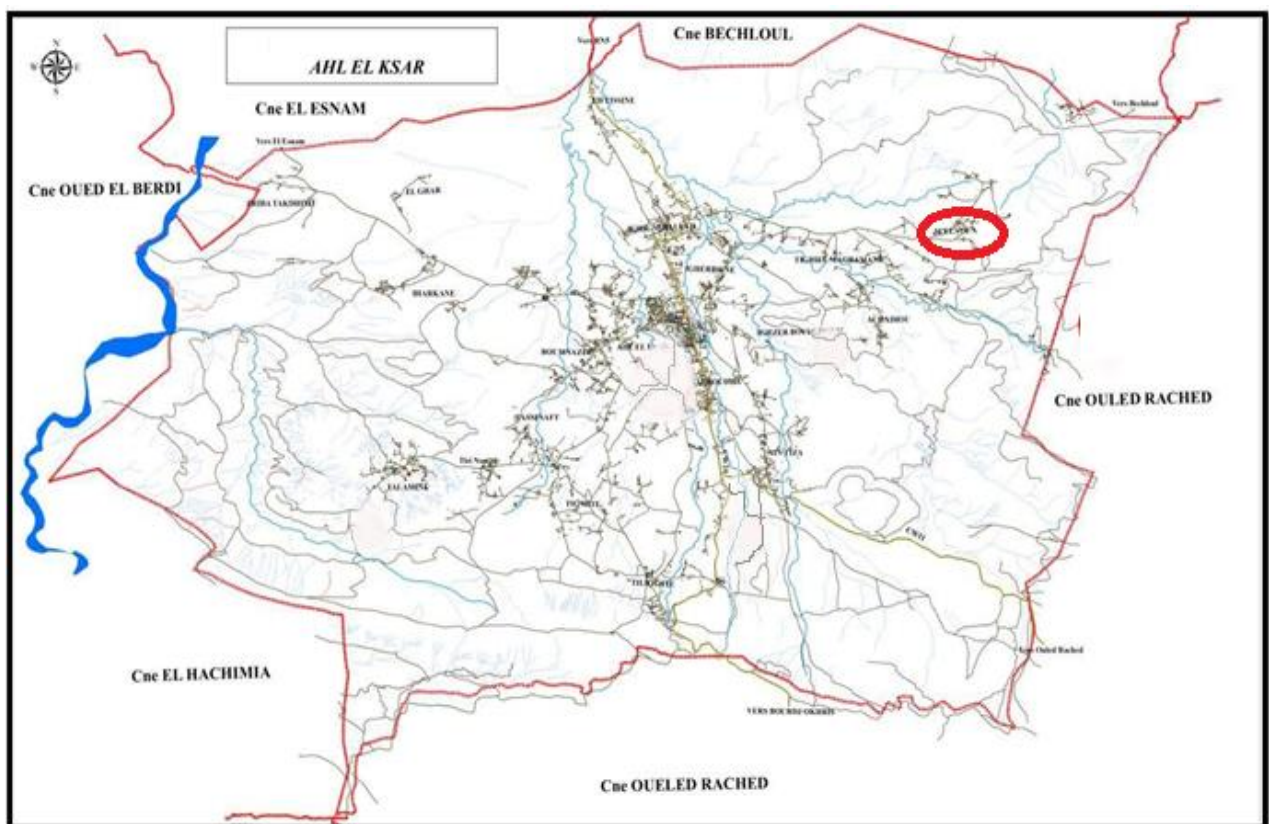


Fig.2 : Présentation géographique de la zone d'étude (source : le PDAU de la commune d'Ahl El Kser). (Fevrier,2016)

Notre zone d'étude est représentée dans les photos ci-dessous : [3]



Fig.3 : photo réelle de village de M'laoua. (Source : Google Earth, juin 2016)



Fig.4 : photo réelle de village de M'laoua. (Source : Google Earth, juin 2016)

I.2. Analyse du milieu physique :

1.2.1. Situation topographique :

La commune de Ahl El Kser se caractérise par une claire différence en termes de pente entre ces villages. Cette valeur varie entre 2% et 25% il y a même des pentes les plus raide (>25%), et comme notre village fait partie de la région est, il présente une pente de (5% à 10%). D'autre part le levé topographique du la zone d'étude indique une altitude minimale de 457 m et une autre maximale de 566 m.

I.2.2. Cadre géologique : [2]

D'après la carte géologique de l'Algérie de Nord, de la région de l'El Asnam la commune d'Ahl El Kser est constituée par différentes formations qui sont les suivantes :

- Les formations de Crétacé marin (Crétacé inférieur) : occupant la totalité de territoire de la région constituent des marnes calcaires, marnes, argiles brunes, grès et argiles schisteuses.
- Les formations de quaternaire : ces formations sont les suivantes :
 - Forment des cônes de déjection, les éboulis de pente sont de quaternaire récent se situent au niveau des oueds.
 - Constituée essentiellement des terrasses proluviales (Quaternaire moyen).
 - Forment les terrasses Alluviales (Quaternaire ancien)
 - Constituée de conglomérats, limon et de calcaire (plio-quaternaire)

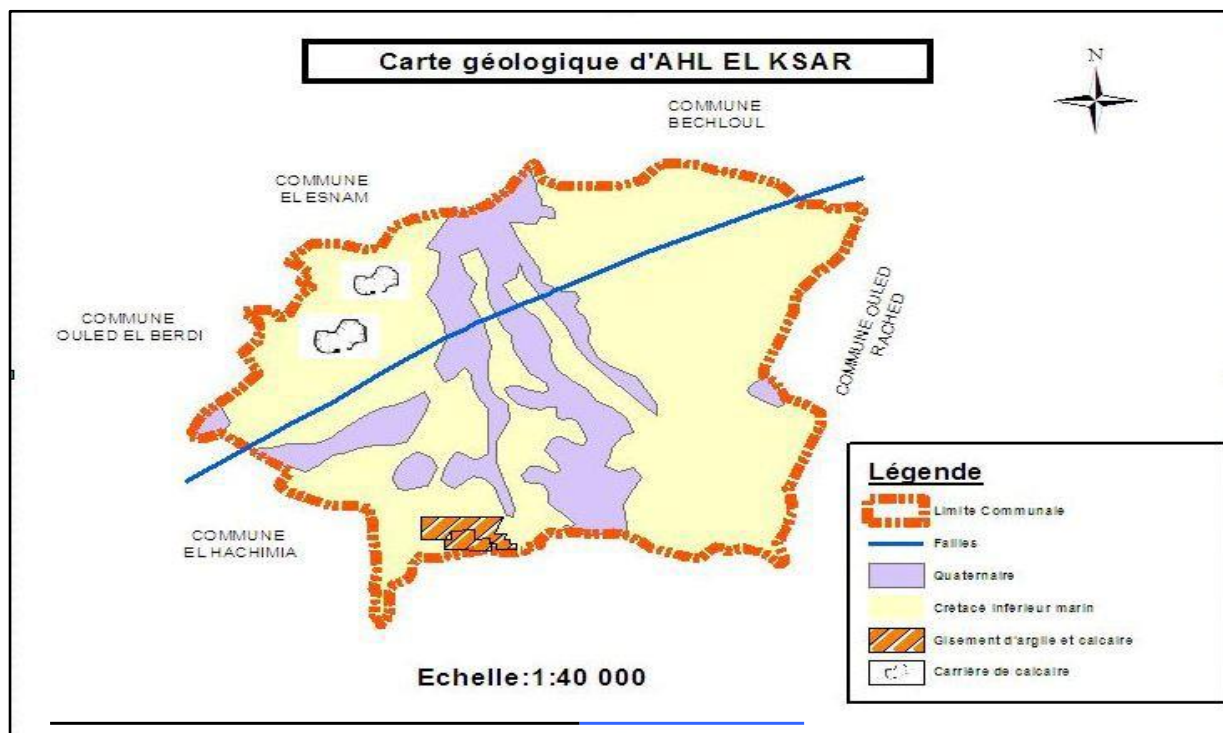


Fig.5. Carte géologique de la commune d'Ahl El Kser.

I.2.3. Synthèse géotechnique :

L'étude géotechnique générale de la commune a classé le village de M'laoua dans les terrains moyennement favorables ; constituée essentiellement par des formations argileux-schisteuse et des grès, ces formations sont sensibles à l'eau ce qui les rend plastiques et déformables, caractérisées par une capacité portante aussi importante, ces terrains sont favorables à l'urbanisation.

I.2.4. Hydrogéologie :

Le village de M'Laoua est constitué par une seule unité stratigraphique qui est le crétacé inférieur à marnes calcaires, marnes et les schistes.

Les sources d'eau se localisent au niveau des failles qui jouent le rôle des drains naturels.

I.2.5. La sismicité :

Le zoning sismique établi par R.P.A (1999) modifié et complété suite au séisme de Zemmouri (21-05-2003) classe Le village de M'Laoua dans la zone de moyenne sismicité.

I.3. Le climat :

- Le climat de la région est de type méditerranéen, tempéré sec et chaud en été, pluvieux et humide en hiver.
- La température présente des variations saisonnières importantes. Pour l'été la température est entre 25°C et 35°C et pour l'hiver varie entre 7°C et 14°C. La température moyenne annuelle est de 17,6°C.
- Les précipitations montrent un rythme pluviométrique mensuel et annuel irrégulier d'une année à l'autre, pouvant dépasser 600mm/an. la quantité annuelle des pluies dépasse, en moyenne, les 440 mm (onze dernières années).
- Les vents d'est et d'ouest prédominent et présentent des vitesses peu importantes. Les vitesses moyennes annuelles enregistrées aux stations de Bouira et Ain-Bessem sont respectivement : De 5,0 m/s et 3,2 m/s.

I.4. Caractéristiques du système d'alimentation en eau potable de la commune : [2]**I.4.1. Les ressources en eau :**

Le quota d'eau destiné à l'alimentation en eau potable de la commune d'Ahl El Ksar est assuré par le barrage de Tilsdit par l'intermédiaire des deux réservoirs 2X2500m³ de Matmoura implantés à la limite nord-est de la commune d'Ahl El Ksar (El Esnam), et ce par pompes successifs suivant les deux Stations de reprise de Boumnazel de la (SR₂) d'Ain Tiza et celle du chef lieux avec un volume d'eau réel de 75000 m³/mois.

I.4.2. L'Adduction

On distingue trois Adductions principales en eau potable à l'intérieur de la commune d'Ahl el ksar qui se font par refoulement ;

- ✓ La première de la station de reprise (SR₂) de Boumnazel vers la station de reprise (SR₃) d'Ain Tiza avec une conduite en fonte de diamètre Ø500. Cette station (SR₃) alimente à son tour les deux réservoirs 100m³ d'Ain Tiza et 500m³ de Tiliouate.

- ✓ La deuxième de l'ancienne Station de reprise de Boumnazel vers les trois réservoirs de 500m³ d'Outouf passant par le réservoir de 500m³ de Boumnazel et le réservoir de 2000m³ d'Ighil M'hallah avec des conduites de Ø200, Ø 150, Ø 350 PEHD respectivement.
- ✓ La troisième de la station de pompage de chef-lieu de la commune Ahl El Ksar vers le réservoir de 200 m³ d'Ighzer Boulghoum avec une conduite de Ø 90 PEHD.

I.4.3. Ouvrage de Stockage :

La commune d'Ahl El Ksar est dotée de 09 réservoirs dont 01 en projet répartis. Ces réservoirs sont représentés dans Le tableau I.5 :

Tableau I.5 : Ouvrage de Stockage.

Localisation	Destination	Capacité
Outouf	Au centre de L'ACL	500m ³
Boumnazel	Village de Boumnazel	100m ³ + 200m ³
Ighil M'hallah	Village de Ighil M'hallah	2000m ³
Ighzer Boulghoum	Village d'Ighzer Boulghoum	200m ³
Ain Tiza	Village d'Ain Tiza	100m ³
Tiliouete	Oueled Aissa et Tissoula	500m ³
Tigmite	Une partie de Tigmite	100m ³
Tizi n'Smail	Tizi n'Zmailet Talamine	100m ³
Tassafsaft	Tassafsaft et une partie de Tigmite	100m ³

Conclusion

Après ce résumé de la présentation du village, on a fait ressortir quelques points nécessaires, positifs basés essentiellement sur la situation topographique, type de terrain et hydraulique qui nous garantir une meilleure projection du système d'alimentation en eau potable de notre zone d'étude, de telle façon à assurer l'alimentation convenable de cette dernière.

Chapitre II :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction

Ce chapitre a pour objectif, l'étude de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable. L'estimation des besoins en eau potable exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit...etc.). Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

II.1. Estimation de la population à l'horizon 2041 :

Le réseau d'alimentation en eau potable de la région est conçu, tenant compte du nombre d'habitant et de leur croissance démographique dans le temps.

La population enregistrée de l'année 2013 du village M'Laoua est donnée par les services d'AEP de la direction des ressources en eau de la wilaya de Bouira qui est estimée à 1050 habitants.

Pour estimer la population on utilise la formule suivante :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

P_n : population future prise à l'horizon d'étude (hab).

P_0 : population de l'année de référence (hab).

τ : taux d'accroissement annuel de la population. (Égal à 2% dans cette région).

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

On calcul d'abord le nombre d'habitant à l'état actuel (2016) :

On a : $P_0(2013) = 1050$ hab.

$n = 3$ ans [2013 ÷ 2016]

AN : $P_{2016} = 1114$ hab

Les calculs seront établis pour l'horizon 2041. D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par application de la relation précédente.

Le tableau suivant présente l'évaluation du nombre d'habitants :

Tableau II.1 : Evaluation de la population.

Années	2013	2015	2016	2026	2041
Evaluation de la population [Hab.]	1050	1092	1114	1358	1828

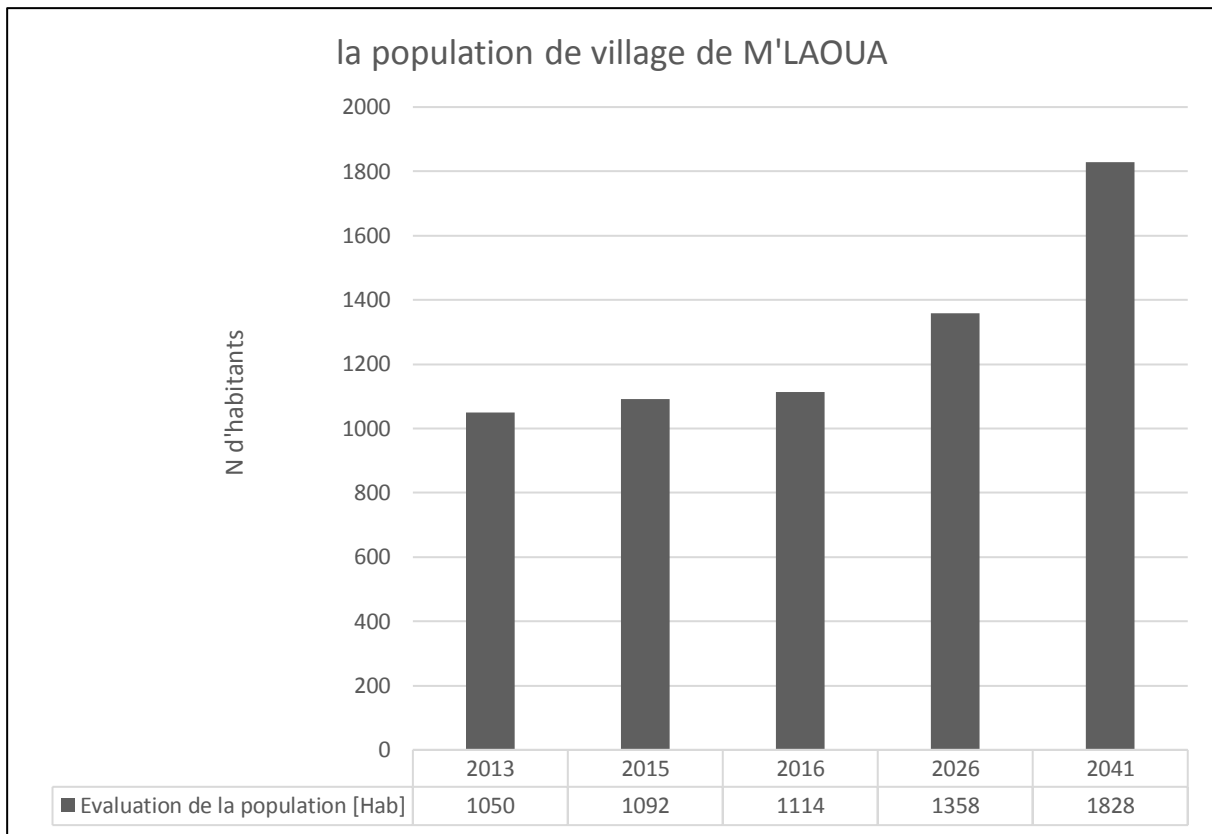


Figure II.01 : Estimation de la population pour différents horizons d'étude.

II.2. Catégories de consommation de la région d'étude :

La quantité et la qualité d'eau potable à garantir pour une agglomération sont fonction du type de consommateurs existants. C'est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de notre agglomération.

Pour notre cas, nous avons les :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins religieux.
- Equipements projeté au futur.

II.3. Choix de la norme unitaire de consommation :

II.3.1. Définition :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir, la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule...etc.

II.3.2. Critères de choix de la norme :

La norme de consommation dépend essentiellement du :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d’habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes.

II.4. Evaluation de la consommation moyenne journalière :

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

$$Q_{moy,j} = (Q_i * N_i) / 1000 \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots \text{(II.2)}$$

Avec :

Q_{moy,j} : consommation moyenne journalière (m³/j).

N : nombre d'habitants à l'horizon donné.

Q_i : dotation journalière [l/j/hab].

II.5.1. Besoins domestiques : [2]

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et les habitudes de la population et ils sont évolutifs d’un horizon.

D’après le relevé statistique, on pourra avoir les consommations suivantes :

- Commune rurale : considère comme étant une agglomération de moins de 2000 hab. :125l/j/hab. (200 l/j/hab., si l’élevage est intensif)
- Commune dont la population est supérieure à 2000 hab. :
 - Ville de moins de 20000 hab. :150 à 200 l/j/ hab.
 - Ville de 20000 à 100000 hab. :200 à 300 l/j/hab.
 - Ville plus de 100000 hab. :300 à 350 l/j/hab.

Dans notre cas, nous prenons 150l/j/ha tenant compte que notre agglomération est de type moyenne (1828 hab à l’horizon) et aussi de l’arrosage intensif des jardins familiale qui correspond généralement à plusieurs personnes.

Tableau II.2: Besoins domestiques.

Horizon	Population (hab)	Dotation (l/j/hab.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
2013	1050	80	84,000
2016	1114	100	111,400
2026	1358	125	169,750
2041	1828	150	274,200

II.5.2. Besoins scolaires :**Tableau II.3 : Evaluations des besoins scolaires.**

Nature de L'établissement	Nombre	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/unité)	Débit moy. jr (m ³ /j)
Écoles primaires	1	150	20	3.00
TOTAL				3.00

II.5.3. Besoins religieux :**Tableau II.4 : Evaluations des besoins religieux.**

Désignation	Unité	Dotation (l/j/f)	Débit moy. Jr (m ³ /j)
Mosquée	200 fidèles	25	5.00
TOTAL			5.00

II.5.4. Equipements projeté au futur :**Tableau II.5 : Evaluations des équipements projetés au futur.**

Equipements	Unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Q _{moyj} (m ³ /j)
Primaire (cantine)	Élève	120	10	1,2
CEM (cantine)	Élève	150	20	3.0
Un centre de santé	Lits	50	300	15,0
Polyclinique	Employé	50	300	15.0
Total				34.2

II.5.5. Récapitulation de la consommation moyenne totale en eau :

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif de toutes les différentes catégories de consommations afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Tableau II.6 : Récapitulation des besoins en eau potable du village.

Type des besoins	Consommation moyenne journalière [m³/j]
Domestiques	274.200
Scolaires	3.00
Religieux et sportifs	5.00
Projeté au futur	34.2
TOTAL	316.4

II.6. Variation des débits de consommation dans le temps :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de l’agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l’activité de la ville ;
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine.
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

II.6.1 Coefficient d’irrégularité :

II.6.1.1. Coefficient d’irrégularité maximale (Kmax j) :

L’irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de Qmax, j sur le Qmoy, j, sa valeur varie entre **1,1** et **1,3**. Ce coefficient est donné

par le rapport suivant :
$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}} \dots\dots\dots \text{(II.3)}$$

Avec :

Qmax, j : Débit de consommation maximum journalier ;

Qmoy, j : Débit de consommation moyen journalier ;

NB : pour notre étude on prend (**K max, j =1,3**) ;

II.6.1.2. Coefficient d’irrégularité minimale (Kmin j) :

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne.il varie de 0,7 à 0,9. Ce coefficient est donné par le rapport

suivant :
$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}} \dots\dots\dots \text{(II.4)}$$

NB : Pour notre cas on prend **Kmin, j = 0.8** ;

II.6.1.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire (Kmax, h) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée.

Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \dots\dots\dots \text{(II.5)}$$

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau N° II.9 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.9 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **1828 hab**, par interpolation $\beta_{\max} = 1,77$

AN : $K_{\max,h}=1,77*1,3=2.301$

II.6.1.4. Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kmin, h) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots\dots\dots \text{(II.6)}$$

α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.

β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°II- 10 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

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

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0.7

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **1828 hab**. donc $\beta_{\min} = 0.1$

AN : $K_{\min,h}=0.5*0.1=0.05$

II.6.2. Détermination des débits journaliers :

II.6.2.1. 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. Ce débit est donné par :

$$Q_{\max, j} = K_{\max, j} * Q_{\text{moy}, j} \dots\dots\dots \text{(II.7)}$$

Avec :

Q_{max, j} : débit maximum journalier en m³/j ;

Q_{moy, j} : débit moyen journalier en m³/j ;

K_{max, j} : coefficient d'irrégularité maximale journalière, voire la formule (II.3.1) ;

Donc : Q_{max, j} = 1,3 * Q_{moy, j}

AN : Q_{max, j} = 1,3 * 316,4 = 411,32 m³/j

$$Q_{\max, j} = 411,32 \text{ m}^3/\text{j} = 4,761 \text{ l/s}$$

II.6.2.2. Consommation minimale journalière (Q_{min j}) :

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année. La consommation minimale sera conclue par la relation II.8.

$$Q_{\min, j} = Q_{\text{moy}, j} * K_{\min, j} \dots\dots\dots \text{(II.8)}$$

On prend K_{min, j} = 0,8 ;

AN : Q_{min, j} = 0,8 * 316,4 = 253,12 m³/j

$$Q_{\min, j} = 253,12 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II.12: Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers.

Horizon	Q _{moy, j} (m ³ /j)	K _{max, j}	Q _{max, j} (m ³ /j)	K _{min, j}	Q _{min, j} (m ³ /j)
2041	316,4	1,3	411,32	0,80	253,12

II.7. Détermination des débits horaires :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II.7.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy}, h} = \frac{Q_{\max, j}}{24} \text{ (m}^3/\text{h)} \dots\dots\dots \text{(II.9)}$$

Avec :

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

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

AN: $Q_{moy, h} = \frac{411,32}{24} = 17,14 m^3/h.$

$Q_{moy, h} = 17,14 m^3/h = 4,76 l/s$

II.7.2. Détermination du débit maximum horaire :

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

$$K_{max, h} = \frac{Q_{max, h}}{Q_{moy, h}} \quad \text{Donc : } Q_{max, h} = K_{max, h} * Q_{moy, h} \dots\dots\dots \text{(II.10)}$$

Avec :

$Q_{moy, h}$: débit moyen horaire en $m^3/h = 17,14 m^3/h$;

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

$Q_{max, h}$: débit max horaire en m^3/h ;

AN : $Q_{max, h} = 2,301 * 17,14 = 39,43531 m^3/h$

II.7.3. Détermination du débit minimum horaire :

$$K_{min, h} = \frac{Q_{min, h}}{Q_{moy, h}} \quad \text{Donc : } Q_{min, h} = K_{min, h} * Q_{moy, h} \dots\dots\dots \text{(II.11)}$$

Avec :

$Q_{moy, h}$: débit moyen horaire en $m^3/h = 17,14 m^3/h$;

$K_{min, h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire ;

$Q_{min, h}$: débit max horaire en m^3/h ;

AN : $Q_{min, h} = 0,05 * 17,14 = 0,856917 m^3/h$

Tableau II.14: Récapitulatif des débits maximums et minimums horaires.

Horizon	$Q_{moy, h}(m^3/h)$	$K_{max, h}$	$Q_{max, h} (m^3/h)$	$K_{min, h}$	$Q_{min, h} (m^3/h)$
2041	17,14	2.031	39,44	0,05	0,86

II.7.4. Détermination de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires. Pour calculer le débit correspondant à chaque heure nous utilisons l'annexe II.1 qui

montre le pourcentage horaire du débit maximum journalier. et cela en fonction du nombre d'habitants donc :

$$Q_h = (P\% * Q_{moy.j}) / 100 \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(II.12)}$$

Avec :

Q= débit horaire nécessaire

P% = pourcentage horaire.

Les résultats sont représentés dans le Tableau II.15 ci-après :

Tableau II.15 : variation des débits horaires du village de M'Laoua.

Horaire	Consommation total		Courbe de la consommation	
	Q _{max j} =411,32m ³ /j		Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0--1	1	4,1132	1	4,1132
1--2	1	4,1132	2	8,2264
2--3	1	4,1132	3	12,3396
3--4	1	4,1132	4	16,4528
4--5	2	8,2264	6	24,6792
5--6	3	12,3396	9	37,0188
6--7	5	20,566	14	57,5848
7--8	6,5	26,7358	20,5	84,3206
8--9	6,5	26,7358	27	111,0564
9--10	5,5	22,6226	32,5	133,679
10--11	4,5	18,5094	37	152,1884
11--12	5,5	22,6226	42,5	174,811
12--13	7	28,7924	49,5	203,6034
13--14	7	28,7924	56,5	232,3958
14--15	5,5	22,6226	62	255,0184
15--16	4,5	18,5094	66,5	273,5278
16--17	5	20,566	71,5	294,0938
17--18	6,5	26,7358	78	320,8296
18--19	6,5	26,7358	84,5	347,5654
19--20	5	20,566	89,5	368,1314
20--21	4,5	18,5094	94	386,6408
21--22	3	12,3396	97	398,9804
22-23	2	8,2264	99	407,2068
23--24	1	4,1132	100	411,32

NB : D'après le tableau II.15 ci-dessus nous avons :

-Un débit de max horaire : **Q_{max, h} = 28,79 m³/h** entre 12h et 14h.

- Un débit minimum : **Q_{min, h} = 4,1132 m³/h** entre 23het 4h du matin.

II.8. Les graphes de la consommation en eau du village :

II.8.1. Graphique de consommation :

Le graphique de consommation d'écrit le régime de consommation horaire de la journée la plus chargée.

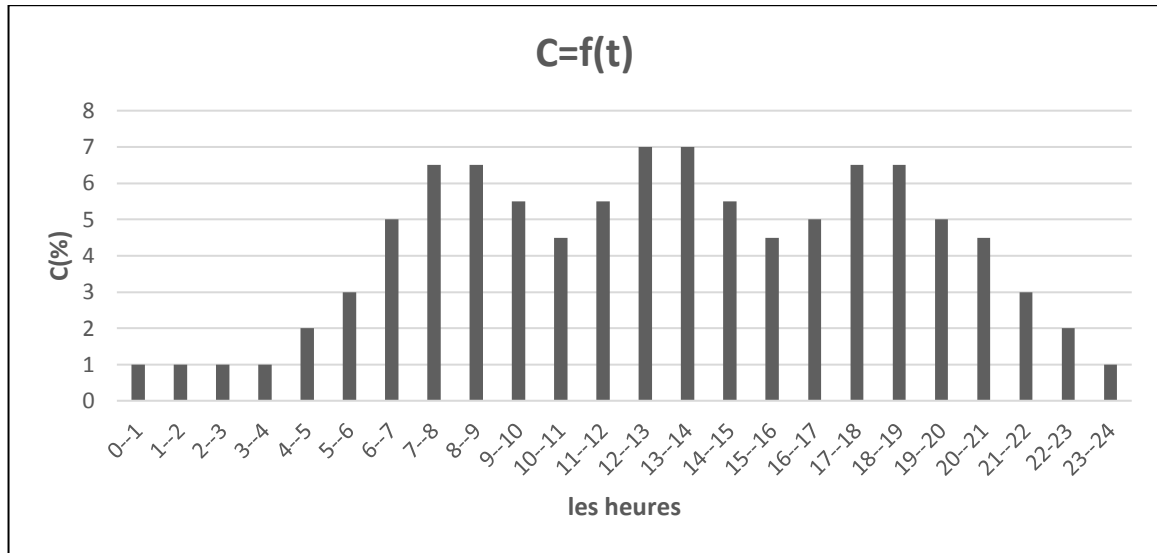


Fig. II.2 : Histogramme de la consommation horaire total.

II.8.2. La courbe de la consommation cumulée :

Cette courbe nous donne le volume total destiné à la consommation le long de la journée la plus chargée, il sert comme pour le dimensionnement du réservoir.

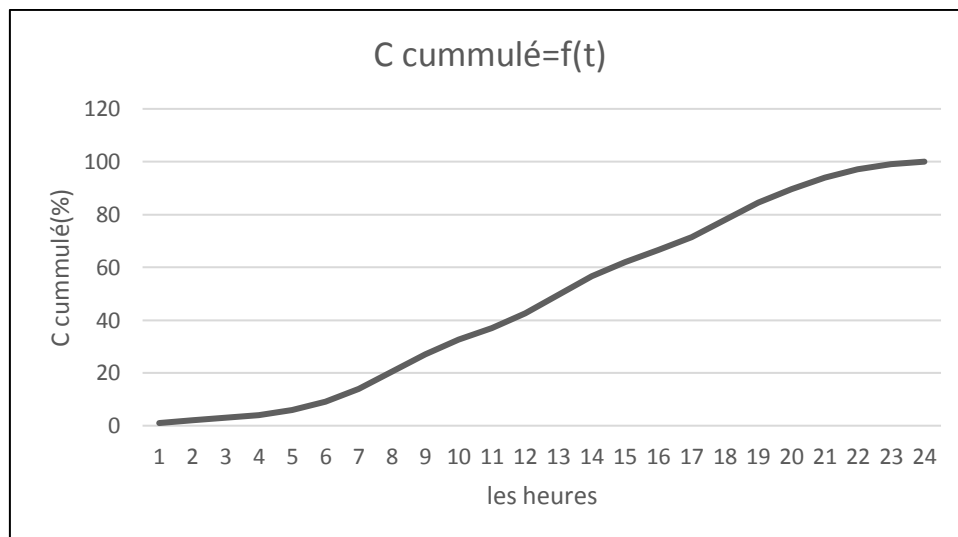


Fig. II.3 : Courbe de consommation cumulée.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé d'évaluer les différentes consommations afin de calculer les débits nécessaires au dimensionnement de notre réseau à l'horizon 2041 tel que le $Q_{\max, j}$ et $Q_{\max, h}$. et d'après la direction de ressource en eau de Bouira le débit qu'on peut piquer à partir de la conduite d'adduction du village Ighi M'hellah est suffisant largement notre besoin en eau.

Chapitre III :
ETUDE D'ADDUCTION

Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte.

Plusieurs variantes de transport de l'eau entre le point de piquage et le point d'accumulation peuvent se projeter. Il s'agit de trouver celle qui répondra aux normes hydrauliques cités et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et enfin celle qui est la plus économique.

III.1. Classification de l'adduction :

D'un point de vue hydraulique, l'adduction peut être :

- ✓ Adduction gravitaire ;
- ✓ Adduction par refoulement ;
- ✓ Adduction mixte ;

III.1.1. Adduction gravitaire :

L'adduction est dite gravitaire lorsque la source est située en altitude par rapport au site à alimenter. La force de déplacement de l'eau est l'énergie potentielle. Le débit transitant est modulé, permanent, commandé par l'aval.

III.1.2. Adduction par refoulement :

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

I.1.3. Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse.

NB : Dans le cas de notre projet, vu l'importance de la longueur de l'adduction et la nature du relief ; l'adduction projetée est une adduction mixte où la conduite gravitaire se transforme en conduite de refoulement, au départ de conduit gravitaire il y a le point de piquage.

III.2. Choix du tracé :[2]

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir.
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage de pompage.
- Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).
- Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des conduites et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous les dommages

subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.

- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importantes.

III.3. Choix du type de matériaux :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

- Diamètre ;
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et au trafic de surcharge (poids lourd) ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- De prix de la fourniture et de transport ;
- La disponibilité sur le marché (surtout local) ;

Parmi les matériaux utilise, nous pouvons citer : L'acier, la fonte, le béton, le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou bas densité PEBD.

Tableau (III.1) : Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
Acier	<ul style="list-style-type: none"> • Bonne étanchéité. • Soudable. • Résistance à des pressions élevées. • Disponible sur marché. • Plus léger que la fonte ductile. • Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus aux moins accidentés. 	<ul style="list-style-type: none"> • Sensibilité à la corrosion externe et interne (nécessite un revêtement intérieur et extérieur par enduit au bitume par exemple). • Durée de vie courte 20 ans

La suite de tableau (III.1) : Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
Fonte ductile	<ul style="list-style-type: none"> • Résistance aux pressions élevées. • Longévité importante (50ans). • Disponibilité des pièces spéciales en fonte. 	<ul style="list-style-type: none"> • Sensible à la surcharge. • Non disponible sur le marché. • Sensible à la corrosion. • Lourde et très onéreuse.
Chlorure de polyvinyle (P.V.C)	<ul style="list-style-type: none"> • 5 à 8 fois plus léger que les tubes traditionnels (acier et fonte). • Faible rugosité. • Bonne résistance chimique (pas de corrosion ni entartrage). • La pose facile des conduites. 	<ul style="list-style-type: none"> • Le risque de rupture. • Une pression nominale inférieure à 20 m. • Rigide.
Poly Ethylène à Haute Densité (P.E.H.D.)	<ul style="list-style-type: none"> • Faible rugosité qui se maintient au long des années. • Bonnes caractéristiques hydrauliques. • Montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats. • Répond parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites. • Plus souple et moins cher. • Résistance aux rayons U-violet. 	<ul style="list-style-type: none"> • Pression de service limitée. • Résiste peu aux hautes pressions • Nécessite une grande technicité pour la jonction.

NB : Dans ce présent projet, on opte pour des conduites en **PEHD** vu les avantages qu'elles présentent :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponibilité sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.
- Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique.
- Plus souple et moins cher.

III.4. Etude de l'adduction :

III.4.1. Les étapes du choix de l'emplacement de la station de pompage SP :

L'emplacement de la station de pompage doit assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates. On va prendre le diamètre normalisé par rapport à notre débit.

$Q = 4,71 \text{ l/s} \implies D = 125 \text{ mm}$. On trace la ligne statique à partir de la cote de terrain de point de piquage. Par la suite on va dessiner la ligne piézométrique et son intersection avec le terrain ça va être la cote du plan d'eau de notre bache de station de pompage.

III.4.2 Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de(s) station(s) de pompage. la zone d'étude s'étale de la source qui est le piquage de la conduite d'adduction du village Ighil M'helah (d'après la DHW de la wilaya de BOUIRA).

III.4.2.1 Proposition de variante :

On opte pour l'étude des variantes suivantes :

❖ Variante N°1 :

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué d'une station de pompage située à une cote de terrain égale à **437mNGA** là où la charge disponible réservée par la côte du piquage de la conduite de transfert s'épuise, pour refouler l'eau à une côte dominante de **562.4mNGA** au niveau d'un point haut du village de M'laoua ainsi :

- Le piquage de la conduite de transfert, à une côte piézométrique de **441.92mNGA**, alimente la station de pompage (SP) par une conduite gravitaire d'environ **2750m** de longueur.
- La station de pompage se trouve à une cote de terrain de **437mNGA** et refoule l'eau vers le réservoir d'alimentation situé à une côte de terrain de **562.4mNGA** par l'intermédiaire d'une conduite d'environ **2450m** de longueur.

❖ Variante N°2 :

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de deux (02) stations de reprise, la première est située à une cote égale à **437mNGA**, la deuxième est sise à une côte **469 mNGA** pour refouler l'eau au réservoir d'alimentation projeté à une côte dominante de **562.4mNGA** au niveau d'un point haut du village M'laoua ainsi :

- Le piquage de la conduite de transfert, à une côte de **441.92 mNGA**, alimente la première station de pompage (SP) par une conduite gravitaire d'environ **2750m** de longueur.

- La première station de pompage (SP) refoule l'eau vers la deuxième station de reprise (se trouve à une cote de terrain de **489 mNGA**) à une hauteur d'environ **52,24m** par l'intermédiaire d'une conduite d'environ **1371,50 m** de longueur.
- La deuxième station de reprise (SR) refoule l'eau vers le réservoir d'alimentation projeté à une hauteur d'environ **73,16m** à l'aide d'une conduite de **1078,34m** de longueur.

III.4.2.2. Analyse et choix de la variante :

Le choix de la variante définitive sera défini après une étude de calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et d'investissement des deux variantes. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

III.5. Etude technico-économique d'adduction :

III.5.1.cas de refoulement :

A) Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise

Les deux formules approchées suivantes :

-Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$ (III.1)

-Formule de BRESS : $D = 1,5\sqrt{Q}$ (III.2)

Q : débit à élever en m³/s.

A partir de ces diamètres déterminés par ces formules on choisit une gamme des diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

B) Calcul des pertes de charge :

➤ **Pertes de charge linéaires :**

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent du :

- ✓ Diamètre D de la conduite en (m) ;
- ✓ Débit Q en (m³/s) ;
- ✓ La rugosité absolue K s exprimée en mm ;
- ✓ La longueur du tronçon L en (m) ;

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots (III.3)$$

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) ;

I : gradient hydraulique en (m/m) ;

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la Conduite et du régime d'écoulement. Avec :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \text{ (Formule de Nikuradzé) (III.4)}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \text{ (Formule Colebrook) (III.5)}$$

Re : nombre de Reynolds, est calculé par :

$$R_e = \frac{V * D}{\nu}$$

ν : viscosité cinématique de l'eau.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)}$$

Donnée par la formule de STOCS :

t : température de l'eau en degré ;

A t= 20°C: $\nu=0.01$ Stocks = 10^{-6} m²/s.

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T ;$$

K₀ : rugosité absolue des tuyaux neufs ;

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT » ;

T : temps de service.

➤ **Pertes de charge singulières :**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l \text{ (III.6)}$$

➤ **Pertes de charge totales (ΔH_t) :**

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l \Longrightarrow \Delta H_t = 1,1 * \Delta H_l \text{ (III.7)}$$

C) Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique : $HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_t = H_g + \Delta H_t \text{ (III.8)}$

Avec :

Hg : la hauteur géométrique ;

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration ;

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

D) Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance absorbée par la pompe, définie comme suit :

$$P = \frac{\rho g * H_{mt} * Q}{\eta} \dots \dots \dots \text{(III.9)}$$

η : rendement de la pompe en (%) (65÷90) % dans notre cas on prend ($\eta=70\%$) ;

Q : débit refoulé par la pompe en (m³/s) ;

g : pesanteur (9.81 m/s).

E) Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \dots \dots \dots \text{(III.10)}$$

t : c'est le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas t=20h ;

P : puissance de la pompe en (kW) ;

F) Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots \dots \dots \text{(III.11)}$$

E : énergie consommée par la pompe en (Kw H))

e : prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA).

J) Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = Prc * A \text{ [DA]} \dots \dots \dots \text{(III.12)}$$

Prc : prix de ml de la conduite en (DA) ;

A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule (III.13) :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots \dots \dots \text{(III.13)}$$

i : Taux d'annuité annuel, i = 8 % ;

n : nombre d'années d'amortissement, n = 25 ans ;

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{25} - 1} + 0,08 = 0,094 = 9.4$$

III.5.2. Cas gravitaire :

A) Détermination du diamètre avantageux :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H = \frac{K' L_{eq} Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots \text{(III.14)}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{e\varepsilon} \dots\dots\dots \text{(III.15)}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

$L_{e\varepsilon}$: Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \implies L_{eq} = 1,1 * L_g$$

Avec :

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau III.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	M	β
Acier et fonte	0,00179-0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

(Source : Polycopié : Alimentation en eau potable des agglomérations de Mer SALAH.B)

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' L_g Q^\beta}{\Delta H}} \dots\dots\dots \text{(III.16)}$$

Dans notre cas, on prend : $K'= 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$;(matériau PEHD)

III.6. Dimensionnement de l'adduction :

III.6.1. Détermination du diamètre avantageux :

Dans ce type d'adduction, on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge ($\delta h_d = \Delta H$). la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du radier de la bache de la station de pompage et la cote piézométrie du point de piquage. On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule (III.16).

Tableau III.2: Détermination du diamètre de la conduite gravitaire.

Cote d'arrive	Q (l/s)	l (m)	K'	M	β	ΔH (m)
440	4.76	2750	0,001052	4,772	2	1,92

AN : D=0,118m

Donc le diamètre normalisé est de **125 mm** pour la conduite **PN16**.

Remarque :

- La cote piézométrique du point de piquage **C_p=441.92mNGA**
- on prend le diamètre normalisé de telle façon à assurer la fourchette de vitesse acceptable.

A) La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2m/s. On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \quad Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi : } V = \frac{4 * Q}{\pi D^2} \dots\dots\dots \text{(III.17)}$$

Q : débit véhiculé par l'adduction (m3/s) ;

S : section de la canalisation (m2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

AN :

$$V = \frac{4 * 4,76 * 10^{-3}}{3,14 * 0,1022^2} \implies V = 0,58 \text{ m/s}$$

B) Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau ci-après :

Tableau III.3: Frais d'investissement de la conduite gravitaire.

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
125	1 226,87	2750	3373892.5	0,094	317145.895

Conclusion

Avec un diamètre **DN = 125 mm**, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire (**V=0,58 m/s**) est admissible. Ainsi la bache de la station de pompage doit être implanté d'une manière à ce que sa côte piézométrique soit de **440 m NGA**.

III.6.2. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement :

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

III.6.2.1. La variante N°1 :**✓ Tronçon station de pompage - Réservoir :**

Débit d'exploitation de la station de pompage est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 411,32 \text{m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$\text{AN : } Q_{\text{exp},\text{SRI}} = \frac{411,32}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp}} = 5,71 * 10^{-3} \text{m}^3/\text{s} ;$$

D'après les formules (III.1) et (III.2), le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **90 et 200mm**.

➤ Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (III.3), (III.6) et (III.7), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau III.4.

Tableau III.4 : Variation des HMT en fonction du diamètre.

Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	λ	ΔH_{lin}	ΔH_{tot}	Hg	HMT
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)	(m)
90	2450	5.71	1,42	0,0173	60,91	67,00	125,4	192,4
110	2450	5.71	0,90	0,0184	20,55	22,61	125,4	148,01
125	2450	5.71	0,70	0,0190	11,25	12,37	125,4	137,77
160	2450	5.71	0,43	0,0203	3,50	3,85	125,4	129,25
200	2450	5.71	0,27	0,0216	1,22	1,34	125,4	126,74

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau III.5.

Tableau III.5 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Consommation Annuelle	Frais D'exploitation
(mm)	(l/s)	(m)	(KW)	(KWh)	(DA)
90	5.71	192,4	15,40	112391,898	524870,161
110	5.71	148,01	11,84	86461,1473	403773,558
125	5.71	137,77	11,02	80479,3748	375838,68
160	5.71	129,25	10,34	75502,3532	352595,989
200	5.71	126,74	10,14	74036,1179	345748,671

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.6.

Tableau III.6: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
90	648,38	2450	1588531	0,094	149322
110	962,02	2450	2356949	0,094	221553
125	1 226,87	2450	3005832	0,094	282548
160	2005,18	2450	4912691	0,094	461793
200	3 148,88	2450	7714756	0,094	725187

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau III.7.

Tableau III.7: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

DN (mm)	90	110	125	160	200
Investis (DA)	149322	221553	282548	461793	725187
Exploit (DA)	524870,161	403773,558	375838,68	352595,989	345748,671
TOTAL (DA)	674192.16	625326,7641	658386,8415	814388,9434	1070935,735

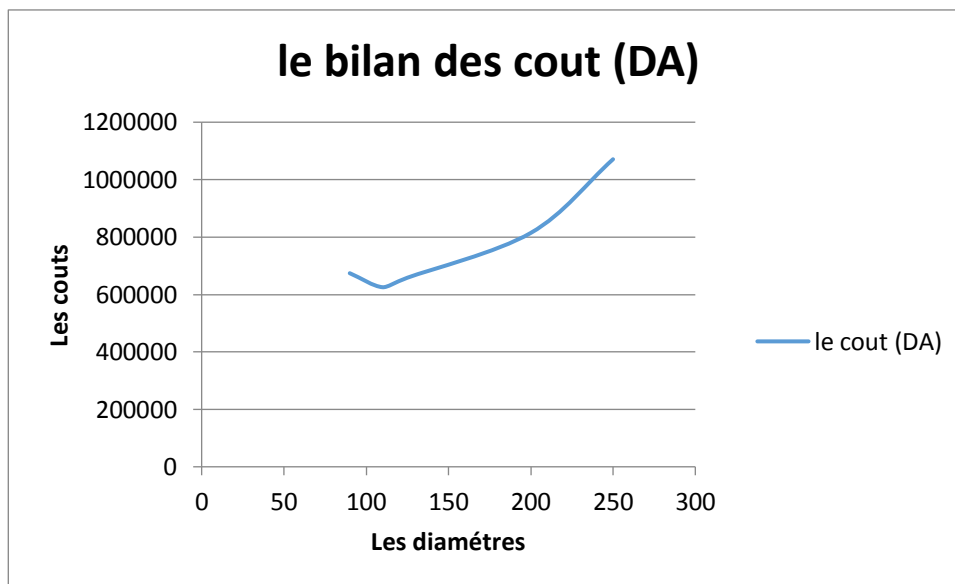


Figure III.5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 110** dont la vitesse est de **0,90m/s**.

III.6.2.2 La variante N°2 :

✓ **Refoulement : SP1-SR**

$Q = 0,00571 \text{ m}^3/\text{s}$

$L = 1371,50 \text{ ml}$

$H_g = 52,24 \text{ m}$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III.8, III.9, III.10, III.11 :

Tableau III.8: Calcul de la HMT du tronçon SP1-SR.

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin}	ΔH_{tot}	Hg	HMT
					(m)	(m)	(m)	(m)
90	1371,50	5.71	1,42	0,0173	34,10	37,51	52,24	89,75
110	1371,50	5.71	0,90	0,0184	11,50	12,65	52,24	64,89
125	1371,50	5.71	0,70	0,0190	6,30	6,93	52,24	59,17
160	1371,50	5.71	0,43	0,0203	1,96	2,16	52,24	54,4
200	1371,50	5.71	0,27	0,0216	0,68	0,75	52,24	52,99

Tableau III.9 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle (KWh)	Frais D'exploitation (DA)
90	5.71	89,75	7,18	52428,1331	244839,381
110	5.71	64,89	5,19	37905,9783	177020,919
125	5.71	59,17	4,73	34564,5976	161416,671
160	5.71	54,4	4,35	31778,1664	148404,037
200	5.71	52,99	4,24	30954,5044	144557,536

Tableau III.10: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
90	648,38	1371,50	889357	0,094	83599,5
110	962,02	1371,50	1319564	0,094	124039
125	1 226,87	1371,50	1682849	0,094	158188
160	2005,18	1371,50	2750425	0,094	258540
200	3 148,88	1371,50	4319193	0,094	406004

Tableau III.11: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

DN (mm)	90	110	125	160	200
Investis (DA)	83599,5	124039	158188	258540	406004
Exploit (DA)	244839,381	177020,919	161416,671	148404,037	144557,536
TOTAL (DA)	328429,1794	301045,4992	319585,978	406913,8481	550514,2941

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 110** dont la vitesse est de **0,90 m/s**.

✓ **Refolement : SP2-Réservoir d'accumulation :**

Q =0.00571 m³/s

L=1078,34 ml

Hg =77m

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III.12, III.13, III.14, III.15 :

Tableau III.12: Calcul de la HMT du tronçon SP2-R.

Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	λ	ΔH_{in}	ΔH_{tot}	Hg	HMT
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)	(m)
90	1078,34	5.71	1,42	0,0173	26,81	29,49	73.16	102,65
110	1078,34	5.71	0,90	0,0184	9,05	9,95	73.16	80,535
125	1078,34	5.71	0,70	0,0190	4,95	5,45	73.16	78,866
160	1078,34	5.71	0,43	0,0203	1,54	1,70	73.16	77,543
200	1078,34	5.71	0,27	0,0216	0,54	0,59	73.16	77,178

Tableau III.13: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Consommation	Frais
(mm)	(l/s)	(m)	(KW)	Annuelle	D'exploitation
				(KWh)	(DA)
90	5.71	86,643	8,21	59963,7644	280030,78
110	5.71	80,535	6,44	47045,122	219700,72
125	5.71	78,866	6,31	46070,1631	215147,662
160	5.71	77,543	6,21	45297,3228	211538,498
200	5.71	77,178	6,18	45084,1053	210542,772

Tableau III.14: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
90	648,38	1078,34	699174	0,094	65722,4
110	962,02	1078,34	1037385	0,094	97514,2
125	1 226,87	1078,34	1322983	0,094	124360
160	2005,18	1078,34	2162266	0,094	203253
200	3 148,88	1078,34	3395563	0,094	319183

Tableau III.11: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

DN	90	110	125	160	200
(mm)					
Investis	65722,4	97514,2	124360	203253	319183
(DA)					
Exploit	280030,78	219700,72	215147,662	211538,498	210542,772
(DA)					
TOTAL	345753,1443	317214,8764	339508,0635	414791,4828	529725,7183
(DA)					

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 110** dont la vitesse est de **0,90 m/s**.

III.6.2.3. Comparaison entre les deux variantes :

La comparaison entre le coût des deux variantes figure dans le tableau (III.12)

Tableau III.12 : comparaison entre le coût des deux variantes.

Variantes	Bilan (exploitation+ Amortissement) (DA)	Investissement(DA)	Bilantotal (DA)
1	538698,895	221553	760251,895
2	538699,095	336721,639	875420,734

Conclusion :

Sur la base du bilan total, on adopte au choix de la **variante N°1**. En revanche cette variante reste toujours la meilleure du point de vue technico-économique.

III.7. Accessoires nécessaires pour l'adduction :

Chaque tronçon du transfert doit être équipé de :

- ✓ Vanne papillon (à la sortie).
- ✓ Clapet anti retour (à la sortie).
- ✓ Vanne de sectionnement.
- ✓ Réservoir anti bélier (juste à la sortie de la station).
- ✓ Vane à fermeture lente (avant le réservoir).
- ✓ Vane de vidange.
- ✓ Vane à fermeture rapide (juste à la sortie de la station).
- ✓ Organes de raccordement.
- ✓ Organes de mesure.
- ✓ Crépine.
- ✓ By-pass.

III.8. Etude De Pompage :

III.8.1. Choix des pompes :

On opte pour les pompes Italienne (pompes à hautes pressions) de marque CAPRARI, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue. En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale avec une vitesse de rotation plus élevée.

III.8.2. Critère Choix Du Type De Pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé et la hauteur HMT.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Etre fabriquée en série.

III.8.3. Choix Du Nombre De Pompes :

Les critères à respecter dans le choix de pompe sont :

- Nombre minimal de pompes ;
- Rendement plus important ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) requis minimum ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Le nombre de tours par min plus important.

III.8.4. Couplage Des Pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

NB : Pour notre cas, on opte pour le couplage en série ; vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

III.8.5 Choix du nombre de pompe secours :

D'après le choix du nombre de pompe, on détermine le nombre de pompe secours.

Les intervalles de nombre de pompe est comme suit :

- Nombre de pompe $n \leq 4$ —————> une seule pompe de secours
- Nombre de pompe $4 < n \leq 6$ —————> deux pompes de secours
- Nombre de pompe $6 < n$ —————> trois pompes de secours

III.8.6. Etude de refoulement : station de pompage – réservoir R200m3 :

III.8.6.1. Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SP-R) :

- $Q = 5,71 \text{ l/s}$
- $L = 2450 \text{ m}$
- $H_{mt} = 148,01 \text{ m}$
- $D = 110 \text{ mm}$.

Tableau III.13 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	5,71	148,01	HMU25	70,1	158	2900	15	2,09
1	5,71	148,01	HMU40-1	69,3	150	2900	12	1,96
1	5,71	148,01	HMU50-1	67	165	2900	18,5	1,97
1	5,71	148,01	HMU40-1	66,6	147	2900	12,2	2,31
1	5,71	148,01	PM 65	66	154	1450	14,6	1,24
1	5,71	148,01	HVU18	65,2	154	2900	14,7	2,97
1	5,71	148,01	HVU35	58,8	148	2900	14,1	1,96

Résultat :

D'après le tableau III.13, on déduit que la variante 4 est la meilleure du point de vue : rendement et la puissance absorbée et vitesse.

NB : Nous avons choisis une pompe à axe horizontale.

III.8.6.2. Courbes caractéristiques de pompe :

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

$$* [H-Q] * [P_{abs} - Q] * [\eta - Q] * [(NPSH)_r - Q]$$

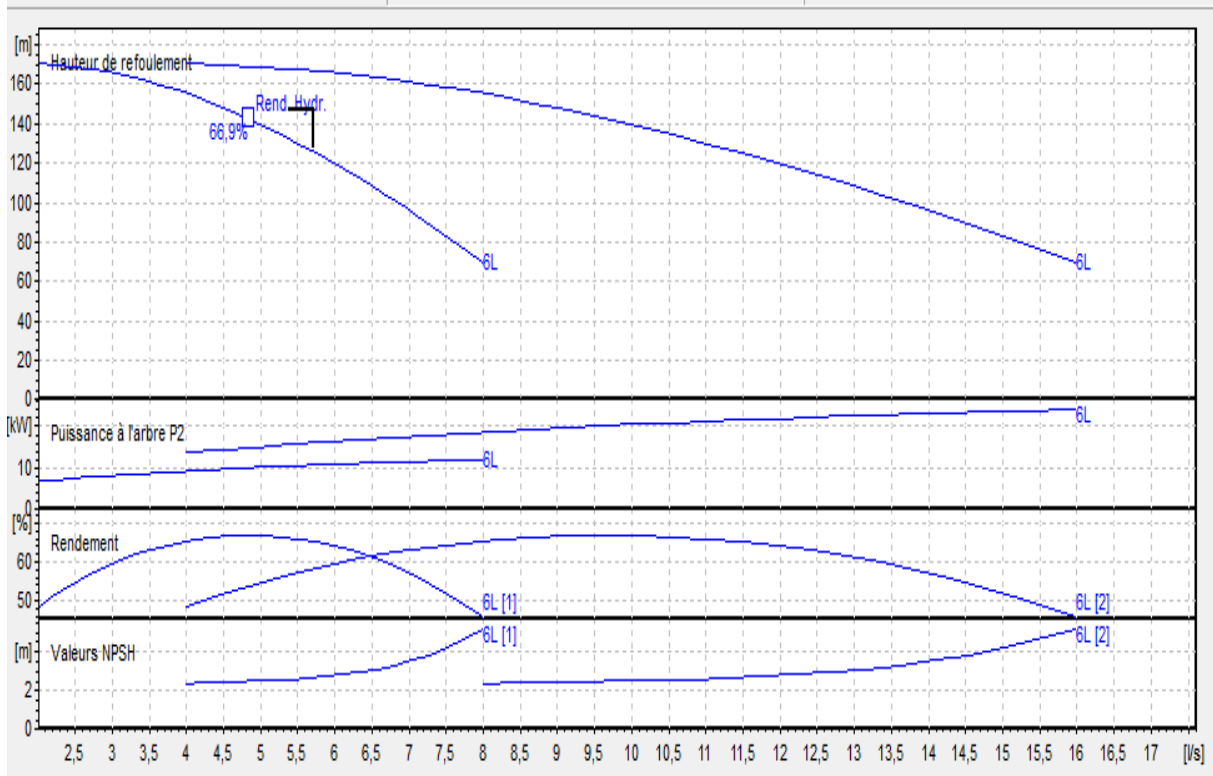


Figure V.5: Courbes caractéristiques de la pompe HMU40-1 (CAPRARI, 2008).

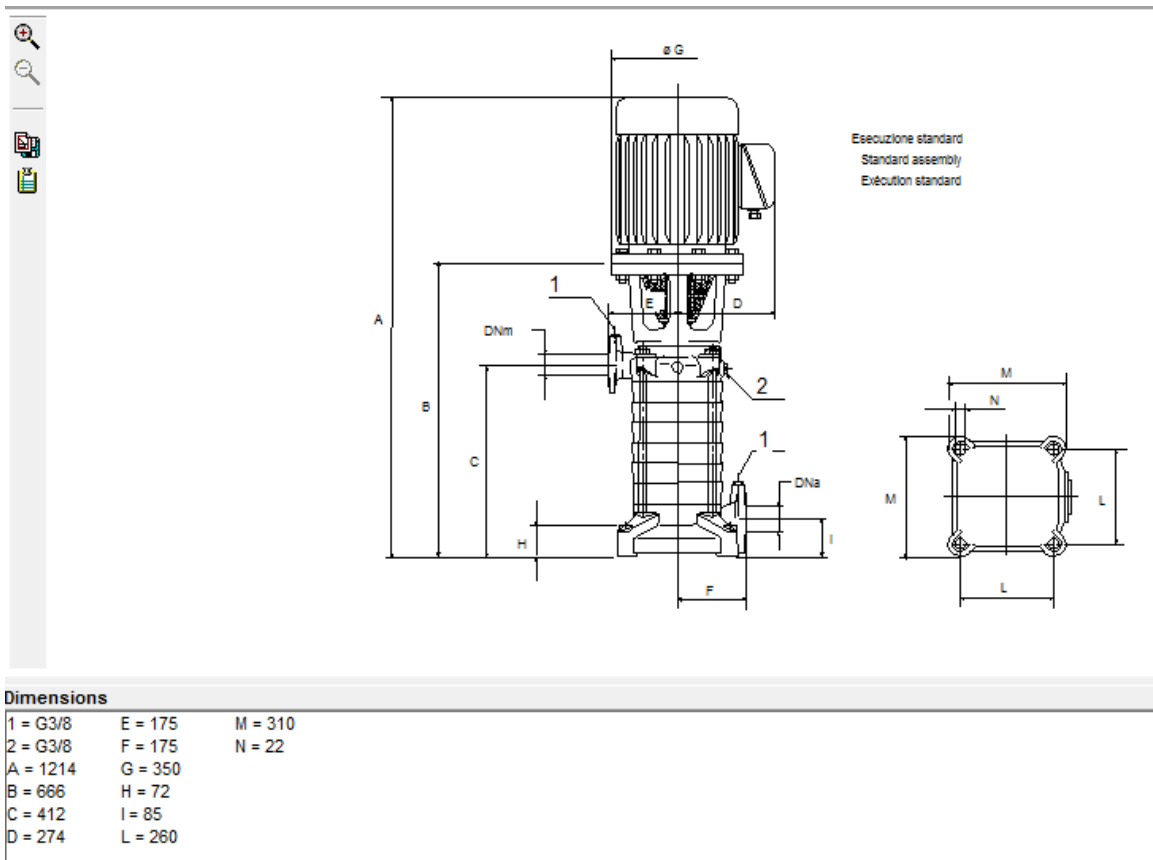


Figure V.6: Dimension de la pompe HMU40-1 (CAPRARI, 2008).

V.8.6.2. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en aspiration :

$$\nabla_{\text{axe}} = \nabla_{\text{min}} - h_{\text{asp}}^{\text{adm}} + r ;$$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m.NGA) ;

$$\nabla_{\text{min}} = C_p + h + h_{\text{inc}} ;$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

✓ **Le calcul du calage :**

La charge nette d'aspiration requise : $(\text{NPSH})_r = 2,31$ m.

La pression atmosphérique :

$$P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times H.$$

Avec : H : altitude de la station en (mNGA).

$$\text{AN} : P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times 437 \Rightarrow P_{\text{at}} = 9,722 \text{ mce.}$$

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 18^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,216$ mce.

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 150$ mm.

Diamètre du collecteur d'aspiration : $D_{\text{coll d'as}} = 90$ mm

Pour $D_a = 150$ mm, la vitesse sera :

$$V_{\text{asp}} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = 0,9 \text{ m/s (cette vitesse est admissible).}$$

$$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \Rightarrow \Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = 0,0025 \text{ m..}$$

La perte de charge totale à l'aspiration

$$\Delta h_{\text{asp}} = 1,1 \times 0,0025 = 0,0277 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 9,722 - 0,216 - 0,0277 - \frac{0,9^2}{2 \times 9,81} - 2,31 - 0,3 \Rightarrow h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 6,83 \text{ m ;}$$

-Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 437 \text{ m .}$$

-La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 437 + 6,83 + 0,3 = 444,13 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 444,13 \text{ m. NGA;}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 444,13 m. pour éviter la cavitation.

La charge nette d'aspiration requise : $(\text{NPSH})_r = 2,31 \text{ m.}$

Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : l'adduction sera composée d'une partie gravitaire de **2750 m** de longueur et de **125 mm** de diamètre avec une vitesse de **0,58m/s** et d'une partie refoulement de **2450 m** de longueur, constituée d'une seule station de pompage ou on trouve une pompe et une de secours. La conduite de refoulement à un diamètre de **110 mm** avec une vitesse de **0.9m/s**. En fin le choix du matériau des conduites (PEHD) est fait selon les mêmes critères technico-économique notamment en tenant compte de la nature du sol, la topographie et le coût.

Chapitre IV :

LES OUVRAGES DE STOCKAGE D'EAU POTABLE

Introduction :

Le stockage dans les systèmes de distribution est l'accumulation en un point de quantité d'eau pour résoudre un problème technique et/ou un problème économique (coût de l'énergie).

Sur le plan hydraulique le stockage peut être

- ✓ Un réservoir : ouvrage posé au sol, semi-enterré, enterré ;
- ✓ Un château d'eau : ouvrage surélevé selon les besoins, dont la hauteur peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

Dans ce chapitre nous allons déterminer le volume et les dimensions de réservoir de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement de réseau.

IV.1. Fonctions des réservoirs :

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples.

Ces fonctions sont résumées par le tableau IV.1.

Tableau IV .1 : Fonctions d'un réservoir.

Fonctions techniques	Fonctions économiques
-Régulation du débit	-Réduction des investissements sur les ouvrages de production -Réduction des investissements sur le réseau de distribution -Réduction des dépenses d'énergie
-Sécurité d'approvisionnement	
-Régulation de la pression	
-Simplification de l'exploitation	
-Réacteur participant au traitement	

Par conséquent, ils doivent être :

- Etanchés pour éviter les fuites ;
- Résistés contre la pression de l'eau ;
- Construit avec des matériaux qui ne doivent ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables ;
- Protégés contre toute la contamination de l'eau et contre les élévations importantes de températures.

IV.2. Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
 - Les réservoirs métalliques ;
 - Les réservoirs en maçonnerie ;
 - Les réservoirs en béton arme, ordinaire ou précontraint.

- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrées ;
 - Semi-enterrés ;
 - Surélève.
- D'après leurs formes :
 - Circulaires ;
 - Rectangulaires ;
 - Ou d'une forme quelconque.

IV.3. Critères de Choix du type de réservoir :

Le choix du réservoir dépend des :

- ✓ Conditions topographiques.
- ✓ Conditions géotechniques.
- ✓ Conditions hydrauliques.
- ✓ Conditions économiques.

Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré.

NB : Dans notre étude on a opté pour semi enterré et circulaire.

IV.4. Critères du choix d'emplacement et d'implantation des réservoirs :

Pour le meilleur choix de l'emplacement des réservoirs, nous devons tenir compte de certaines considérations techniques et économiques :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire.
- L'emplacement choisi pour les réservoirs de façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnées une pression suffisante.

IV.5. Equipements du réservoir : [4]

IV.5.1. Equipements hydrauliques des réservoirs :

Les réservoirs doivent être équipés de :

IV.5.1.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :

C'est la conduite qui transporte l'eau entre la station de traitement et le réservoir de stockage. Ce transport peut s'effectuer par :

- Gravitaire : si le niveau de la station de traitement (ou de captage) est supérieur à celui du réservoir (conduite d'adduction).
- Refoulement : si le niveau de la station de traitement (ou de captage) est inférieur au niveau du réservoir (conduite de refoulement).

Dans les deux cas, cette conduite arrive à la cuve soit :

- Par le haut (surverse) noyée ou dénoyée.
- Par le bas : côte latérale ou par le fond. (C'est le cas pour notre réservoir)

IV.5.1.2 Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm (0.15 à 0.2m) au-dessus du radier pour éviter l'entrée des matières en suspension qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex. Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite surtout dans le cas des réservoirs de grande capacité afin d'éviter les dégâts d'inondation en ville.

IV.5.1.3 Conduite de trop-plein :

A pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir, lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur. Le trop-plein est conçu d'être dimensionné afin d'assurer efficacement l'évacuation de l'eau dans un temps raisonnable et on prévoit un siphon qui va empêcher l'introduction des corps étrangers.

IV.5.1.4. Conduite de vidange :

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite trop plein, elle va permettre la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation de réservoir. Cette conduite doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

IV.5.1.5. Conduite by-pass :

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

(Voire figure IV.1)

IV.5.2. Equipement de nettoyage :

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

IV.6. Entretien des réservoirs :

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 telles que :

- Isolement et vidange de la cuve et élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection de la réserve d'eau à l'aide des produits chlorés.

IV.7. Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, par conséquent, le réservoir doit :

- Couverts pour les protéger contre les variations de températures et la contamination des eaux (l'introduction de corps étrangers) ;
- Eclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- Etanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peut s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride. (**Voire figure IV.1**)

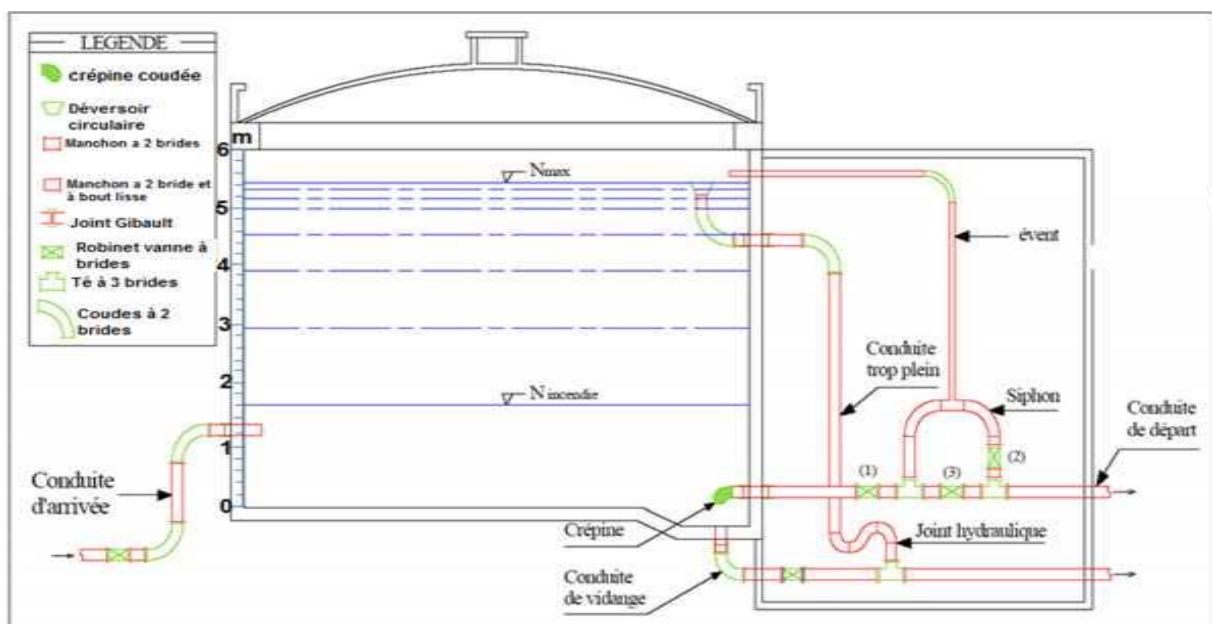


Figure IV.1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.

IV.8. Calcul de la capacité totale nécessaire pour le village de M'laoua :

Le plus souvent, la capacité du réservoir est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

- Soit à la méthode graphique, qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.
- Soit à la méthode analytique, qui tient compte du débit d'apport et débit de départ.

IV.8.1. La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{max,j}}{100} \text{ (m}^3\text{)} \dots \dots \dots \text{(IV.1)}$$

V_r : capacité résiduelle (m³),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

Q_{max} : La consommation maximale journalière (m³/j).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots \dots \dots \text{(IV.2)}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

IV.8.2. Méthode graphique :

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir de coefficients de variation horaires de la consommation, et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage (baisée sur le traçage des courbes de la consommation et l'apport de la station de pompage), en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc : $R_{max} = |V| + |V_-|$ (%)

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max,j} \cdot R_{max}}{100} \text{ (m}^3\text{)} \dots \dots \dots \text{(IV.3)}$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$. Notre cas le $V_{inc} = 0$

Dans notre étude nous utilisons la méthode analytique.

IV.8.3. Estimation de la capacité totale du réservoir d'alimentation par la méthode analytique :

Le volume du réservoir d'alimentation est calculé d'après le tableau ci-après.

Tableau VI.1 : calcul de la capacité du réservoir par la méthode analytique.

Heures	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
(h)	%	%	%	%	%
0--1	0	1	-	1	8,5
1--2	0	1	-	1	7,5
2--3	0	1	-	1	6,5
3--4	0	1	-	1	5,5
4--5	5	2	3	-	8,5
5--6	5	3	2	-	10.5
6--7	5	5	0	-	10,5
7--8	5	6,5	-	1,5	9
8--9	5	6,5	-	1,5	7,5
9--10	5	5,5	-	0,5	7
10--11	5	4,5	0,5	-	7,5
11--12	5	5,5	-	0,5	7
12--13	5	7	-	2	5
13--14	5	7	-	2	3
14--15	5	5,5	-	0,5	2,5
15--16	5	4,5	0,5	-	3
16--17	5	5	0	-	3
17--18	5	6,5	-	1,5	1,5
18--19	5	6,5	-	1,5	0
19--20	5	5	0	-	0
20--21	5	4,5	0,5	-	0,5
21--22	5	3	2	-	2,5
22-23	5	2	3	-	5,5
23--24	5	1	4	-	9,5
Total	100%	100%	--	--	--

Calcul de la capacité total du réservoir d'alimentation :

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{10.5 * 411.32}{100} = 43.1886\text{m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 100\text{m}^3$.

IV.9. Dimensions des réservoirs

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

➤ Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \dots\dots\dots (VI.4)$$

Vn : capacité normalisée du réservoir (m3) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On prend : h = 4 m pour le réservoir d'alimentation h = 3 pour la bêche.

IV.9.1. Dimensions du réservoir d'alimentation :

AN: $D = \sqrt{\frac{4 * 100}{3,14 * 4}} \Rightarrow D = 5,64m$, on prend: **D = 6 m**

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h :** $h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \dots\dots\dots (IV.5)$

AN : $h = \frac{4 * 100}{3,14 * 6^2} \longrightarrow \mathbf{h = 4 m}$

➤ **La section de la cuve :** $S = \frac{V_n}{h} \dots\dots\dots (IV.6)$

AN : $S = \frac{100}{4} \longrightarrow \mathbf{S = 25 m^2}$

➤ **La hauteur totale du réservoir :**

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,20 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$\mathbf{H = h + R} \dots\dots\dots (VI .7)$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend : R = 1 m

AN : $H = 4 + 1 \longrightarrow \mathbf{H = 5m}$

IV.10. Estimation de la capacité de la bêche de la station de pompage :

Le volume des bêches des stations pompage et de reprise est calculé d'après la formule suivant :

$$\mathbf{V_{bêche} = (Q_{max, j \times t}) / 20 (m^3) \dots\dots\dots (IV.8)}$$

$Q_{\max,j}$: débit maximal journalier total. ($Q_{\max, j} = 411.32 \text{ m}^3/\text{j}$).

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (on prend $t=45 \text{ mn}$)

$$\text{AN : } V_{\text{b\^a}che} = \frac{(411,32)}{20} * \left(\frac{3}{4}\right) = 15,42 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_t = 15,42 + 34,58 = 50 \text{ m}^3$

Le volume ajouté est pour la sécurité.

La capacité normalisée sera : **$V_n = 50 \text{ m}^3$** .

IV.10.1. Dimensions de la b\^a}che de stations de pompage :

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 50}{3,14 * 3}} \Rightarrow D = 4,6 \text{ m, on prend: } \quad \mathbf{D = 5 \text{ m}}$$

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h :** $h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$

$$\text{AN : } h = \frac{4 * 50}{3,14 * 5^2} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{h = 2,5 \text{ m}}$$

➤ **La section de la cuve :** $S = \frac{V_n}{h}$

$$\text{AN : } S = \frac{50}{2,5} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{S = 20 \text{ m}^2}$$

➤ **La hauteur totale de la b\^a}che :**

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,20 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend : $R = 1\text{m}$

$$\text{AN : } H = 3 + 1 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{H = 4 \text{ m}}$$

Conclusion

L'acheminement de l'eau jusqu'au réservoir d'alimentation s'effectuera par l'intermédiaire d'une station de pompage pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations, ainsi dimensionnées et moyennant des conduites d'adduction mixte (gravitaire-refoulement), le réservoir d'alimentation projeté est de **100 m^3** de volume et la b\^a}che d'aspirations est de **50 m^3** .

Chapitre V :

ETUDE DE LA DISTRIBUTION

Introduction :

Comme déjà cité au paravent notre agglomération n'a pas un réseau de distribution. C'est pour cette raison que nous procéderons à travers ce chapitre au dimensionnement du réseau et à sa conception, afin d'acheminer l'eau aux usagers en quantité et qualité satisfaisantes.

La distribution consiste à fournir à chaque instant aux consommateurs les débits dont ils ont besoin, sous une pression suffisante.

V.1. Définition et aspect descriptif :

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. Le système de distribution est le dernier maillon de la chaîne du système classique d'approvisionnement en eau potable. Son rôle est de transporter l'eau du stockage jusque chez les usagers et d'en assurer la livraison. Quatre exigences sont recherchées :

- L'accessibilité technique et financière aux usagers
- Une qualité de l'eau répondant aux normes de potabilité
- La continuité du service
- Une pression de service suffisante

Les réseaux de distribution sont constitués par :

V.1.1. Les conduites :

Une conduite est un tronçon de tuyau permettant l'acheminement de l'eau d'un point à un autre point du réseau. Chaque conduite est caractérisée par :

- Une longueur donnée L.
- Un diamètre D.
- Un coefficient de rugosité e traduisant la perte de charge
- Un sens d'écoulement.
- Un état : ouvert, fermé.

V.1.2. Les nœuds :

Les nœuds représentent les points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie de débits d'eau. Il existe deux catégories de nœuds :

- ✓ **Les nœuds à débit fixe :** Ces nœuds se caractérisent par une cote au sol connue et un débit connu (demande), l'inconnue est la pression au nœud qui doit être calculée.
- ✓ **Les nœuds à charge fixe :** ce sont des nœuds où la charge est fixée ou dont la cote piézométrique est connue. Pour ces nœuds le débit doit être calculé.

V.2. Topologie du réseau :

La topologie du réseau est la représentation schématique des différents nœuds d'un réseau et de leurs liaisons physiques (conduites). La disposition des nœuds et des conduites dépend de la localisation des abonnés, présence de routes, obstacles naturels, présence d'autres réseaux. En termes de topologie, nous distinguons :

V.2.1. Les réseaux ramifiés :

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales. Leur inconvénient ; c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible. Ce type de réseau présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité en cas de rupture d'une conduite principale, tous les consommateurs situés à l'aval seront privés d'eau.

V.2.2. Les réseaux maillés :

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

V.2.3. Réseau étagé :

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

V.2.4. Le réseau combiné :

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

NB : Le réseau que nous avons choisi pour l'alimentation de notre agglomération en eau potable, est le réseau ramifié qui présente l'avantage d'être le plus technico-économique, vu les distances importantes entre habitations.

V.3. Le tracé de réseau de distribution :

V.3.1. Les principes du tracé des réseaux :

L'objectif du tracé du réseau de distribution est d'assurer l'accès du réseau aux usagers dans des conditions économiques optimales tout en prévenant les difficultés d'exploitation et d'entretien. Les principes du tracé d'un réseau sont les suivantes :

- ✓ Fonctionnement hydraulique simple et efficace

- ✓ Continuité du service en évitant la création de points de faiblesse ou en prévoyant des alternatives en cas de rupture
- ✓ Optimisation de la longueur du réseau par le choix des rues devant recevoir les conduites et le choix de leur emplacement dans les rues,
- ✓ Équipement minimum afin de faciliter la maîtrise du réseau et son entretien : vannes, vidanges, ventouses.

V.3.2. Choix du type de matériau :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes, etc.). Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PEHD vu les avantages qu'elle présente :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponibilité sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.
- Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique.

V.4. Dimensionnement du réseau ramifié :

Pour le dimensionnement du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les points les plus défavorables. Ces conditions se produisent lorsque les robinets de prise ouverts sont situés le plus en aval possible. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et celui d'incendie avec une pression de service suffisante pour les habitations élevées.

- le prix de revient du réseau doit être minimum

- pour le calcul de réseau de distribution, les données de départ sont :

- La longueur des tronçons du réseau qui sont déterminée d'après les plans d'urbanisme et de topographie de l'agglomération
- Les débits en chaque point de la conduite principale et des branches puissent être obtenus en fonction des besoins de l'agglomération et calculés à la base des normes choisies.
- Le débit de distribution continue.
- Les cotes du terrain au point nodal du système déterminé d'après le plan topographique.

Le schéma de ce type de réseau est conçu de telle façon que :

- Les conduites reliées en série auront une forme arborescente.
- Chaque branche se termine par une conduite en impasse (pour les conduites destinées à l'alimentation domestique).
- L'écoulement ne se fait que dans un seul sens.

V.5. Calcul hydraulique du réseau :

Le calcul hydraulique du réseau projeté, se fera pour deux cas de pointe et de pointe plus incendie.

V.5.1. Détermination des débits du réseau :

D'après le tableau de consommation horaire de notre agglomération, le cas de pointe se situe entre 12 et 13 heures le débit de pointe est égal à $Q_{max,h} = 28,79 \text{ m}^3/\text{h}$ ($7,997 \approx 8 \text{ l/s}$).

$$Q_{max,h} = q_{\text{château}} = 8 \text{ l/s.}$$

V.5.1.1. Débits en route :

Il est défini comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,h} = Q_r + \sum Q_{\text{conc}} \dots \text{en [l/s]} \dots \dots \dots \text{(V.1)}$$

Q_r : débit route global.

$Q_{max,h}$: débit de consommation.

$\sum Q_{\text{cons}}$: Somme des débits concentrés.

Puisque dans notre agglomération $\sum Q_{\text{conc}} = 0$ donc : $Q_r = 8 \text{ l/s}$

V.5.1.2. Débit spécifique :

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route.

$$Q_{\text{spi}} = \sum Q_r / \sum L \dots \text{en [l/s / m]} \dots \dots \dots \text{(V.2)}$$

Q_{spi} = débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$ = somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre (m).

Les résultats donnés par les deux formules précédentes sont récapitulés dans le tableau 3.1 ci-après :

Tableau V.1 : Récapitulatif des débits de calcul :

Heures pointe	Q _{cons}		Q _{conc} (l/s)	Q _{route} (l/s)	∑L _i (m)	Q _{spi} (l/s/m)
	m ³ /h	(l/s)				
	28.79	8	0	8	8447,61	0,000947013

V.5.1.3. Les débits aux nœuds (nodaux) :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{\text{conc}} \dots \text{en [l/s]} \dots \dots \dots \text{(V.3)}$$

$Q_{n,i}$: débit au nœud i (l/s)

$\sum Q_{ri-k}$: somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s)

Q_{conc} : somme des débits concentrés au nœud (l/s) qui sont nuls.

➤ Cas de pointe :

Tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Traçons	Longueurs (m)	Qsp (l/s/ml)	Débits routes Qr(l/s)	Débits nodaux Qn(l/s)	
1	1 - 2	237	0,000947013	0,224	0,134	
	1 - 6	45,8	0,000947013	0,043		
2	1 - 2	237	0,000947013	0,224	0,16	
	2 - 3	51,27	0,000947013	0,049		
	2 - 23	36,21	0,000947013	0,049		
3	3 - 2	51,27	0,000947013	0,049	0,274	
	3 - 4	478,75	0,000947013	0,453		
	3 - 24	49,25	0,000947013	0,047		
4	4 - 3	478,75	0,000947013	0,453	0,874	
	4 - 5	1318	0,000947013	1,248		
	4 - 25	50,81	0,000947013	0,048		
5	5 - 4	1318	0,000947013	1,248	0,624	
	6	6 - 1	45,8	0,000947013		0,043
6	6 - 7	518	0,000947013	0,491	0,408	
	6 - 8	297	0,000947013	0,281		
	7	7 - 6	518	0,000947013		0,491
8	8 - 6	297	0,000947013	0,281	0,245	
	8 - 9	514,27	0,000947013	0,487		
	8 - 10	225	0,000947013	0,213		
9	9 - 8	514,27	0,000947013	0,487	0,244	
	10	10 - 8	225	0,000947013		0,213
	10 - 11	154	0,000947013	0,146		
11	10 - 12	173	0,000947013	0,164	0,073	
	12	11 - 10	154	0,000947013		0,146
	12 - 10	173	0,000947013	0,164		
12	12 - 13	87	0,000947013	0,082	0,149	
	12 - 14	54	0,000947013	0,051		
	13	13 - 12	87	0,000947013		0,082
14	14 - 12	54	0,000947013	0,051	0,041	
	14 - 15	578	0,000947013	0,547		
	14 - 18	583	0,000947013	0,552		
15	15 - 14	578	0,000947013	0,547	0,507	
	15 - 16	107	0,000947013	0,101		
	15 - 17	385	0,000947013	0,365		
16	16 - 15	107	0,000947013	0,101	0,051	
17	17 - 15	385	0,000947013	0,365	0,182	
18	18 - 14	583	0,000947013	0,552	0,553	
	18 - 19	128,18	0,000947013	0,121		
	18 - 20	457	0,000947013	0,433		

La suite du tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Traçons	Longueurs (m)	Qsp (l/s/ml)	Débits routes Qr(l/s)	Débits nodaux Qn(l/s)
19	19 - 18	128,18	0,000947013	0,121	0,061
20	20 - 18	457	0,000947013	0,433	1,125
	20 - 21	452,58	0,000947013	0,429	
	20 - 22	1467,49	0,000947013	1,390	
21	21 - 20	452,58	0,000947013	0,429	0,214
22	22 - 20	1467,49	0,000947013	1,390	0,695
23	23 - 2	36,21	0,000947013	0,034	0,017
24	24 - 3	49,25	0,000947013	0,047	0,023
25	25 - 4	50,81	0,000947013	0,048	0,024

➤ **Cas de pointe + incendie :**

Pour notre localité, le débit d'incendie n'a pas été prévu vu le type et la taille de notre agglomération ou on trouve que : $Q_{max, h} = 8 \text{ l/s} < Q_{inc} = 17 \text{ l/s}$ (dans ce cas on dimensionne seulement avec le cas pointe) et pour cela on propose comme solution la mise des bâches d'incendie dans les endroits les plus expose aux incendies.

V.5.1.4. Débits de dimensionnement :

On a établi tableau ci-dessous sachant que tous les tronçons assurent un service en route sauf un (1-R), pour ce le débit de dimensionnement doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{dim} = 0,55 * q_{r_{n-1, n}} \dots \dots \dots (V.4)$$

Tableau V.3 : Récapitulatifs des débits de dimensionnement.

Tançons	Débits de dimensionnement (l/s)
22 – 20	$Q_{dim} = 0,55 * q_{r_{22-20}} = 0,76$
21 – 20	$Q_{dim} = 0,55 * q_{r_{21-20}} = 0,24$
20 – 18	$Q_{dim} = 0,55 * q_{r_{20-18}} + q_{r_{22-20}} + q_{r_{21-20}} = 2,06$
19 – 18	$Q_{dim} = 0,55 * q_{r_{19-18}} = 0,07$
18 – 14	$Q_{dim} = 0,55 * q_{r_{18-14}} + q_{r_{22-20}} + q_{r_{21-20}} + q_{r_{20-18}} + q_{r_{19-18}} = 2,68$
17 – 15	$Q_{dim} = 0,55 * q_{r_{17-15}} = 0,20$
16 – 15	$Q_{dim} = 0,55 * q_{r_{16-15}} = 0,05$
14 – 15	$Q_{dim} = 0,55 * q_{r_{14-15}} + q_{r_{17-15}} + q_{r_{16-15}} = 0,77$

La suite de tableau V.3: Récapitulatif des débits de dimensionnement.

Tançons	Débits de dimensionnement (l/s)
14-12	$Q_{dim} = 0,55*qr_{14-12} + qr_{18-14} + qr_{22-20} + qr_{21-20} + qr_{20-18} + qr_{19-18} + qr_{14-15} + qr_{17-15} + qr_{16-15} = 4,00$
13 - 12	$Q_{dim} = 0,55*qr_{13-12} = 0,04$
12-10	$Q_{dim} = 0,55*qr_{12-10} + qr_{13-12} + qr_{14-12} + qr_{18-14} + qr_{22-20} + qr_{21-20} + qr_{20-18} + qr_{19-18} + qr_{14-15} + qr_{17-15} + qr_{16-15} = 4,16$
11-10	$Q_{dim} = 0,55*qr_{11-10} = 0,08$
10-08	$Q_{dim} = 0,55*qr_{10-8} + qr_{11-10} + qr_{12-10} + qr_{13-12} + qr_{14-12} + qr_{18-14} + qr_{22-20} + qr_{21-20} + qr_{20-18} + qr_{19-18} + qr_{14-15} + qr_{17-15} + qr_{16-15} = 4,5$
9-8	$Q_{dim} = 0,55*qr_{9-8} = 0,27$
8 - 6	$Q_{dim} = 0,55*qr_{9-8} + qr_{9-8} + qr_{10-8} + qr_{11-10} + qr_{12-10} + qr_{13-12} + qr_{14-12} + qr_{18-14} + qr_{22-20} + qr_{21-20} + qr_{20-18} + qr_{19-18} + qr_{14-15} + qr_{17-15} + qr_{16-15} = 5,24$
7 - 6	$Q_{dim} = 0,55*qr_{7-6} = 0,27$
6 - 1	$Q_{dim} = 0,55*qr_{6-1} + qr_{7-6} + qr_{9-8} + qr_{9-8} + qr_{10-8} + qr_{11-10} + qr_{12-10} + qr_{13-12} + qr_{14-12} + qr_{18-14} + qr_{22-20} + qr_{21-20} + qr_{20-18} + qr_{19-18} + qr_{14-15} + qr_{17-15} + qr_{16-15} = 5,88$
5 - 4	$Q_{dim} = 0,55*qr_{5-4} = 0,69$
25- 4	$Q_{dim} = 0,55*qr_{25-4} = 0,03$
4- 3	$Q_{dim} = 0,55*qr_{3-4} + qr_{25-4} + qr_{5-4} = 1,55$
24- 3	$Q_{dim} = 0,55*qr_{24-3} = 0,026$
3 -2	$Q_{dim} = 0,55*qr_{3-2} + qr_{24-3} + qr_{3-4} + qr_{25-4} + qr_{5-4} = 1,82$
23-2	$Q_{dim} = 0,55*qr_{23-2} = 0,019$
2 - 1	$Q_{dim} = 0,55*qr_{2-1} + qr_{23-2} + qr_{3-2} + qr_{24-3} + qr_{3-4} + qr_{25-4} + qr_{5-4} = 2,00$
R-1	$Q_{dim} = Q_{max, h} = 8$

V.5.2. Détermination des diamètres du réseau et les vitesses d'écoulements à partir des débits de dimensionnement :

1. On a repéré le point le plus défavorable comme étant le point 22 et on lui a imposé une pression de service égale à 15 m soit 1 bar.
2. Donc on aura une cote piézométrique au point 22 égale a :

$$C_{pd} = C_{td} + P_d = 453.02 + 15 = 468.02 \text{ mètre.}$$

3. Comme la cote du radier du réservoir alimentant l’agglomération est imposé et égal à 566 m alors on obtient une charge disponible le long de la conduite 22-R :

$$\Delta H_d = C_R - C_{pd} = 566 - 468.02 = 97.98 \text{ mètres}$$

4. Puis on calcul la pente hydraulique moyenne :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H_d}{\sum L_i} = \frac{97.98}{3716,29 \times 1.15} = 0.022 \text{ m/m}$$

Avec :

J_{moy} : la pente moyenne

ΔH : la charge disponible (m)

$\sum l_i$: la somme des longueurs géométriques (m) ($L_g = 1.15 L$)

5. Puis on a calculé les diamètres des tronçons de la conduite principale selon la formule

suivante :

$$D_i = \frac{m \sqrt{K' \cdot Q^\beta}}{\sqrt{I_{moy}}} \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

D : diamètre de tronçon.

β : exposant tenant compte du régime d’écoulement.

m : exposant tenant compte du type de matériau.

Dans notre cas : $K' = 0,001052$, $B = 2$, $m = 4,772$

Et la perte de charge de chaque tronçon donne par la formule :

$$\Delta H = \frac{K' L_g Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots (V.6)$$

Avec : L_g : Longueur géométrique ($L_g = 1.15 L$)

6. Normalisé tous les diamètres qu’on a obtenu par les calculs (PEHD) et afin de les validés on a vérifié les pressions dans chaque nœud tel qu’elle doit être supérieur ou égale à 8-10 mètres.

Les résultats des calculs dans le tableau V.04.

Tançons	Longueurs (m)	Qdim (l/s)	D (m)	Dn (mm)	V (m/s)	ΔH (m)
22 – 20	1467,49	0,764	26,3	40	0,61	4,86
21 – 20	452,58	0,235	16,06	20	0,75	3,89
20 – 18	457	2,056	30,82	63	0,66	1,25
19 – 18	128,18	0,066	9,46	20	0,21	0,088
18 – 14	583	2,676	44,47	75	0,61	1,18

La suite du tableau V.04.

Tançons	Longueurs (m)	Qdim (l/s)	D(m)	Dn (mm)	V (m/s)	$\Delta H(m)$
17-15	385	0,201	15,01	25	0,41	0,83
16-15	107	0,056	8,77	20	0,18	0,051
14-15	578	0,767	26,34	40	0,61	1,93
14-12	54	3,966	52,44	90	0,62	0,1
13-12	87	0,045	8,04	20	0,14	0,3
12-10	173	4,161	53,51	90	0,65	0,35
11-10	154	0,080	10,22	20	0,25	0,15
10-08	225	4,498	55,29	90	0,71	0,54
9-8	514,27	0,268	16,95	25	0,54	1,97
8-6	297	5,236	58,92	110	0,55	0,37
7-6	518	0,270	17	25	0,55	2,01
6-1	45,8	5,877	61,84	110	0,62	0,071
5-4	1318	0,686	25,44	40	0,55	3,52
25-4	50,81	0,026	6,41	20	0,08	0,005
4-3	478,75	1,546	35,33	50	0,79	2,24
24-3	49,25	0,025	6,33	20	0,08	0,005
3-2	51,27	1,823	37,86	63	0,58	0,11
23-2	36,21	0,018	5,57	20	0,06	0,0019
2-1	237	2,002	39,38	75	0,45	0,27
R-1	414	7,997	69,77	125	0,65	0,65

V.5.3. Résultats de simulation du réseau suivant logiciel Epanet :

Le dimensionnement du réseau de distribution se fait à la base d'un logiciel appelé EPANET.

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant une de ces trois formules :

- La formule de Hazen-Williams ne peut pas être utilisée pour des liquides autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents.
- La formule de Chezy-Manning est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres.

- La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et est la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

Pour notre cas on utilise la formule de Darcy-Weisbach.

V.5.4. Paramètres hydrauliques du réseau :

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.5 : Etats des nœuds de réseau.

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	522,38	0,17	567,4	45,02
Noeud 6	503	0,53	546,71	43,71
Noeud 7	502	0,32	533,67	31,67
Noeud 8	507	0,64	544,77	37,77
Noeud 9	483,26	0,32	531,92	48,66
Noeud 10	501	0,34	542,71	41,71
Noeud 11	491	0,09	538,17	47,17
Noeud 12	499	0,19	538,53	39,53
Noeud 13	488,77	0,05	537,58	48,81
Noeud 14	500	0,75	537,33	37,33
Noeud 18	497	0,72	535,26	38,26
Noeud 19	510,01	0,08	532,49	22,48
Noeud 20	502	1,46	532,21	30,21
Noeud 21	490,79	0,28	509,29	18,5
Noeud 22	453,02	0,9	504,85	51,83
Noeud 15	474	0,66	525,27	51,27
Noeud 16	471	0,07	523,57	52,57
Noeud 17	458	0,24	504,67	46,67
Noeud 2	501,42	0,21	526,42	25
Noeud 23	507,42	0,02	526,36	18,94
Noeud 3	500,52	0,36	525,7	25,18
Noeud 24	510,14	0,03	525,58	15,44
Noeud 4	499,95	1,14	520,55	20,6
Noeud 25	494,64	0,03	520,41	25,77
Noeud 5	477,94	0,81	500,26	22,32
Noeud 27	500	0	566,71	66,71
Noeud 26	500	0	563,25	63,25
Réservoir R	566	-10,41	568	2

Tableau V.6 : Etats des arcs du réseau.

ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Per chage Unit
	(m)	(mm)	(LPS)	(m/s)	(m/km)
Tuyau 1	414	163,6	10,41	0,5	1,46
Tuyau 10	518	24,8	0,32	0,66	25,19
Tuyau 11	297	102,2	6,79	0,83	6,53
Tuyau 13	225	90	5,83	0,92	9,17
Tuyau 14	154	15,4	0,09	0,51	29,49
Tuyau 15	173	71,6	5,4	1,34	24,17
Tuyau 16	87	15,4	0,05	0,29	10,94
Tuyau 17	54	71,6	5,15	1,28	22,19
Tuyau 22	583	90	3,44	0,54	3,55
Tuyau 23	128,18	15,4	0,08	0,43	21,61
Tuyau 24	457	71,6	2,65	0,66	6,66
Tuyau 18	578	38,8	0,96	0,81	20,86
Tuyau 20	107	15,4	0,07	0,36	15,88
Tuyau 12	514,17	24,8	-0,32	0,66	25
Tuyau 21	385	19	-0,24	0,83	53,51
Tuyau 25	452,58	20,4	-0,28	0,85	50,65
Tuyau 26	1467,49	38,8	-0,9	0,76	18,65
Tuyau 3	36,21	15,4	-0,02	0,12	1,67
Tuyau 4	51,27	58,8	2,37	0,87	14,09
Tuyau 5	49,25	15,4	0,03	0,16	2,48
Tuyau 6	478,75	58,2	1,98	0,74	10,75
Tuyau 7	50,81	15,4	0,03	0,17	2,72
Tuyau 8	1318	38,8	0,81	0,69	15,39
Tuyau 19	45,8	90	7,64	1,2	14,96
Tuyau 9	237	58,2	-2,6	0,98	17,5
Vanne 27	Sans Valeur	90	7,64	1,2	20
Vanne 28	Sans Valeur	58,8	2,6	0,96	36,83

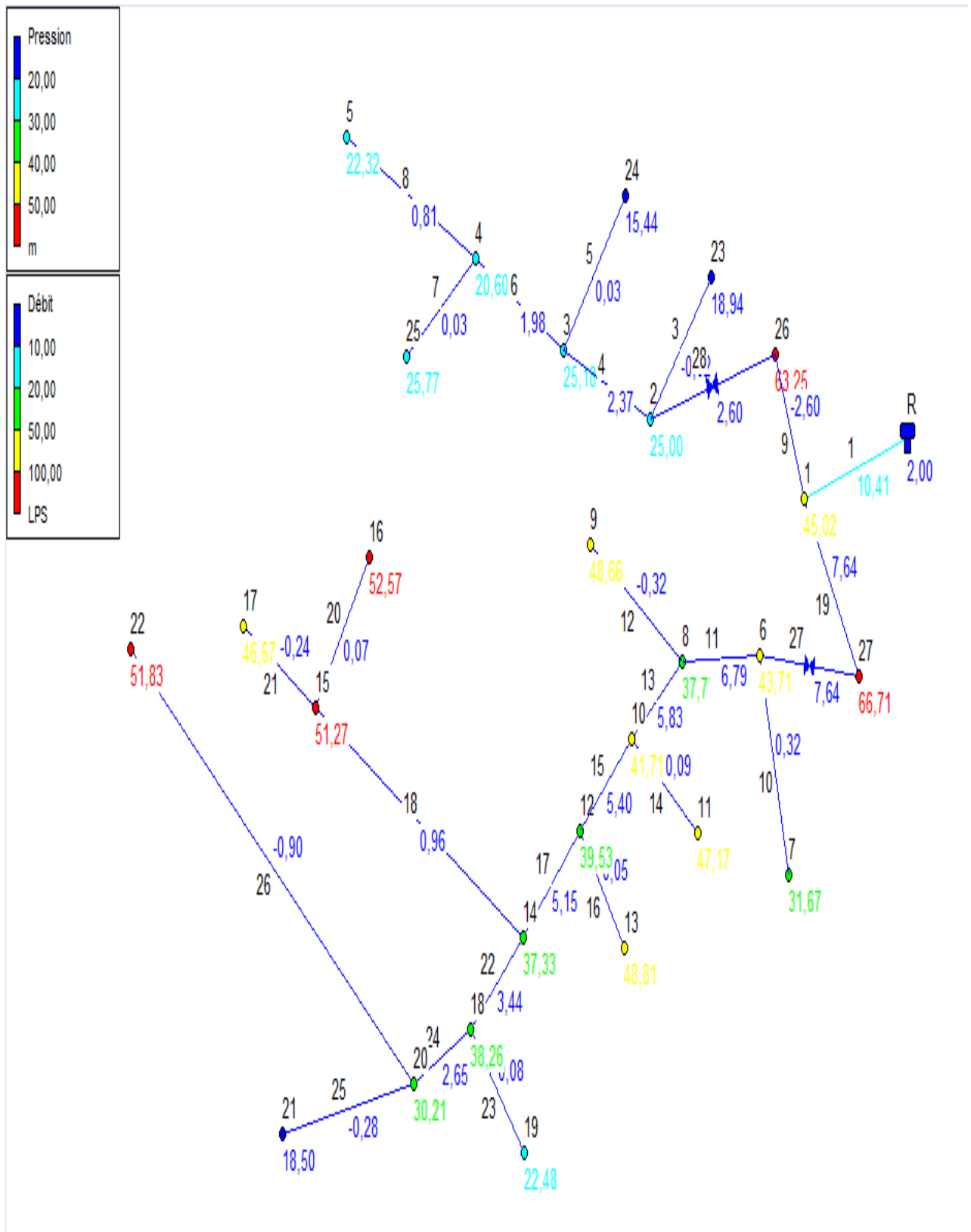


Figure V.1: Débit et pression pour le cas de (pointe).

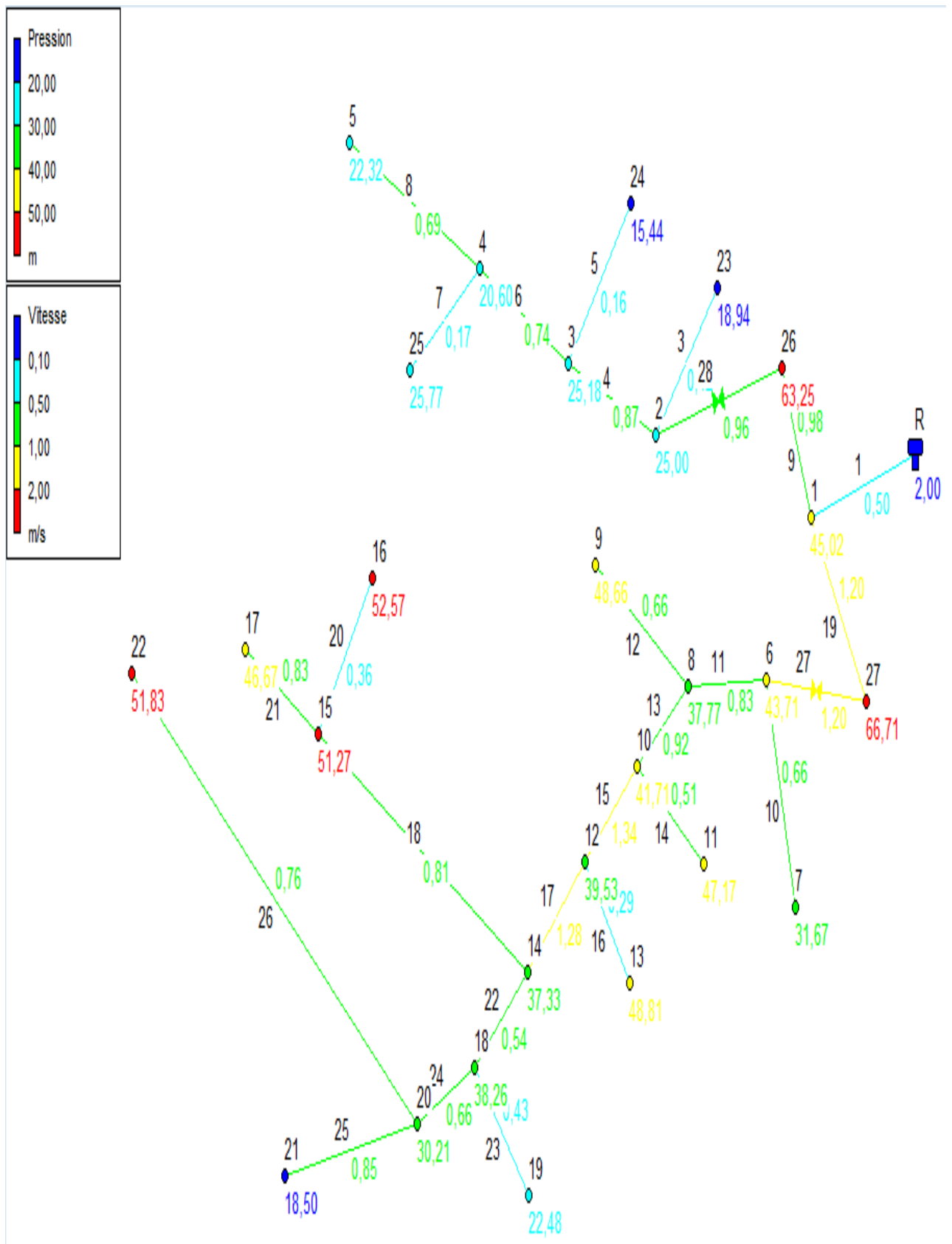


Figure V.2: vitesse et pression pour le cas de (pointe).

V.5.5. Interprétation des résultats :

• **Les vitesses** : Des vitesses faibles (inférieure à 0,50 m/s) ont été recensées pour quelques tronçons, et ceci peut conduire à la formation des dépôts de nature minérale à l'intérieure de ces derniers. Mais ce problème ne peut être évité, dans tous les cas nous nous trouvons dans l'obligation de cibler des pressions au sol en relation avec le niveau de construction au détriment des vitesses. Tout ce qu'on peut faire c'est de recommander des curages périodiques et systématiques des conduites et ceci par l'ouverture, soit des vannes de vidanges.

• **Les pressions** : Des pressions au sol qui dépassent les 60 m ont été trouvé sur les nœuds de notre réseau ne sont pas acceptable et déconseille et cela est à cause de la dénivelé importante remarque dans notre zone d'étude et ainsi à la dispersion des habitations ; pour cela des manœuvres de fermeture partielles de vanne sur les conduites seront nécessaires de même pour les réducteurs de pressions automatiques seront utile. **(Voir la figure V.1)**

V.6. Equipement du réseau de distribution : [5]**V.6.1- Type de canalisation :**

Le réseau de distribution sera constitué des tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 20 mm et 200 mm

V.6.2. Appareils et accessoires du réseau :

Le long d'une canalisation différents organes accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et assurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.

Les appareils qui sont utilisés pour notre réseau de distribution sont les suivants :

➤ Robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux, ils permettent ainsi de régler les débits.

➤ Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

➤ Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

➤ **Les compteurs :**

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation

➤ **Vanne de décharge :**

Ce sont des appareils que l'on place au niveau des points bas de la conduite en vue de vider celle-ci, dans le but d'éliminer les dépôts qui se sont formés ou dans le cas de réparation.

➤ **Pièces spéciales de raccordement :**

L'assemblage des canalisations sur le réseau de distribution, leur déviation, leur changement de diamètre nécessite l'emploi de certaines pièces :

a- Les coudes : Ce sont des pièces utilisées dans le cas de changement de la direction.

b- Divergent et convergent : Ces pièces nous permettent de raccorder deux conduites qui n'ont pas le même diamètre.

c- Les Tés et les croix : Permettent le raccordement des canalisations secondaires à la canalisation principale

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné notre réseau en utilisant le logiciel Epanet. Il a été obtenu des vitesses et des pressions conformes aux normes avec utilisation des réducteurs de pression pour seulement le cas de pointe. Ces résultats trouvés nous permettent de satisfaire la demande sans avoir des problèmes de fonctionnement du réseau.

Chapitre VI :
PROTECTION ANTI-BELIER

Introduction :

Le but de ce chapitre est la Protection des conduites d'adduction (adduction mixte) contre le coup de bélier, et nous avons la définition de ce phénomène.

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

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

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier : [6], [7]**VI.1.1. Les risques dus aux coups de bélier :**

En pratique, les risques dus au coup de bélier sont importants

VI.1.1.1. Forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées en plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

VI.1.1.2. Pressions négatives :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à $10mce$, il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

VI.1.1.3. Fatigue de la conduite :

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI.2. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit à travers la station de pompage et brusquement interrompu. Les clapets anti-retours situés à l'aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite. Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène de coup de bélier : (On prendra comme unité de temps d'un aller- retour d'onde c'est-à-dire : L/a)

VI.2.1. Première phase :

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est pas alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre.

L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse « a ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/a . Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

VI.2.2. Deuxième phase :

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps $\frac{L}{a}$ (c'est-à-dire $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

VI.2.3. Deuxième phase :

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps $\frac{L}{a}$ (c'est-à-dire $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

VI.2.4. Quatrième phase :

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $(4 L/a)$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

VI.3. Protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.

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

VI.3.1. Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Cet appareil n'est valable que pour la protection des conduites dont la longueur est inférieure ou égale à **100m**, et de faible diamètre.

VI.3.2. Les soupapes de décharge :

Ces appareils sont un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger.

VI.3.3. Les réservoirs d'air :

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

Remarque :

Dans notre projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

Tableau VI.1: Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement :

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD	110	0.0095	0.9	2450	125.4

VI.4 Calcul des valeurs de surpression et de dépression :

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par la relation suivante :

$$H_{\max} = \pm \frac{C.V_0}{g}$$

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

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

C : Célérité de propagation des ondes de surpression et de dépression (m/s).

H_g : la hauteur géométrique (m).

a) La surpression : $H_s = H_g + H_{\max}$

b) La dépression : $H_d = H_g - H_{max}$

VI.5. Calcul de la célérité :

Elle est donnée par la relation d'ALLIEVI suivante :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \cdot \frac{D}{e}}}$$

C : Célérité de propagation de l'onde (m/s).

K : coefficient d'élasticité dépend de la nature du matériau. ($K=83$; pour le PEHD).

D : diamètre de la conduite (m).

e : épaisseur des parois de la conduite (m) ; $e=0.0101$ mm.

VI.6. Calcul de la vitesse d'écoulement en régime permanent :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi \cdot D^2}$$

Avec :

Q : débit refoulé (m³/s).

D : diamètre de refoulement (m)

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : calcul des caractéristiques du coup de bélier.

N° SP	Q (m ³ /s)	D (m)	V_0 (m/s)	e (m)	C (m/s)	H_{max} (m)	H_g (m)	H_s (m)	H_d (m)
1	0.00571	0.110	0.9	0.0101	320.81	29,43	125,4	154,83	95,97

VI.7. Dimensionnement du réservoir d'air :

Pour la détermination du volume d'air du réservoir anti-bélier il y a plusieurs méthodes, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de BERGERON**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

- **Méthode de PUECH et MEUNIER**

La méthode de PEUCH et MEUNIER est une excellente méthode de dimensionnement des anti-béliers car elle met en évidence les enveloppes de dépressions qui permettent de protéger les zones vulnérables.

Remarque : Nous choisissons celle de VIBERT car c'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air et elle est fiable pour les petites installations.

a) La charge en tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g + \frac{C.V_0}{g}$$

b) La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10$$

c) La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C.V_0}{g}$$

d) Calcul de h_0 :

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$$

Connaissant les valeurs de (h_0/Z_0) et (Z_{\max}/Z_0) , on peut tirer les valeurs de $(U_0/L \cdot S)$ à partir de l'abaque de VIBERT. Et nous avons les valeurs de L et S (Longueur et Section de la conduite), on peut calculer U_0 (volume minimal du réservoir d'air). Puis on calcule U_{\max} (volume maximal du réservoir d'air) d'après la formule suivante :

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \quad \Longrightarrow \quad U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

Avec : $\frac{Z_{\min}}{Z_0}$ est à déterminer à partir de l'abaque de VIBERT

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI.3. Calcul des volumes (minimal et maximal) du réservoir d'air

Z_0 (m)	Z_{\max} (m)	h_0 (m)	$\frac{Z_{\max}}{Z_0}$	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \cdot S}$	L (m)	S (m ²)	U₀ (m ³)	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	U_{max} (m ³)	U_{max} + 100 (l)	Volume Normalisé (l)
135.4	164,83	0.041	1.21	0.00030	0.017	2450	0.0095	0.396	0.845	0.469	569	600

Remarque :

Pour mesures de sécurité, le volume maximal du réservoir d'air est majoré de 100 litres ; donc notre volume de réservoir d'air d'anti bélier est de **V=600 l**

VI.8. Installation du réservoir d'air anti bélier

Le réservoir d'air anti bélier est installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons cité les différents moyens de protection contre le phénomène du coup de bélier ainsi que les méthodes de calcul des réservoirs d'air, et nous avons déterminé le volume de ce dernier, et on prévoit l'installation juste à la sortie de chaque station de pompage, le réservoir d'air a une capacité de 600 litres.

Chapitre VII :
**POSE DE CANALISATION ET L'ORGANISATION DU
CHANTIER**

Introduction :

Pour une alimentation d'eau adéquate. La pose et la protection des conduites restent des facteurs très importants, elles nous permettent de réduire les pertes mais aussi pour nous assurer la longévité d'un réseau et son bon fonctionnement. Dans ce contexte, et dans le but d'obtenir une meilleure coordination des travaux sur terrain, nous allons exposer la pose de canalisation en général, à effectuer dans notre agglomération, une chronologie des travaux à entreprendre, ainsi que les engins de terrassement qui vont être utilisés pour la mise en place des conduites.

VII.1 Pose de canalisation :**VII.1.1 : Principe de pose des canalisations**

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VII.1.2 Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération :

Afin de répondre au critère de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites :

- la Pose en terre ;
- la Pose en mauvais terrains ;
- la Pose en galerie ;
- la Pose en pentes ;
- la Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées

- la Pose en immersion (cours d'eau) ;
- la Pose à proximité d'une conduite d'assainissement
- la Passage de ponts
- la Pose sans tranchée ouverte

Remarque :

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et sa nature, la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs on opte pour les poses suivantes :

VII.1.2.1 Pose de canalisation en terre :

Ce choix est justifié par la présence du réseau dans un terrain ordinaire en sa totalité. Dans ce type de pose on procède à l'enfouissement des canalisations dans une tranchée de largeur et profondeur suffisante (détaillé ci-après) avec établissement des niches, et cela va nous permettre de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de les mettre à l'abri du gel.

NB : Tous les tronçons seront posés en terre d'une façon ordinaire.

VII.1.2.2. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement : [7]

Ce cas concerne, quelque tronçons de l'adduction et distribution qui seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas il faut veiller à ce que les tuyaux d'eau potable soient posés au-dessus des tuyaux d'eau usée sur un rayon de 30m, comme l'indique la **figureVII.1** ci-après :

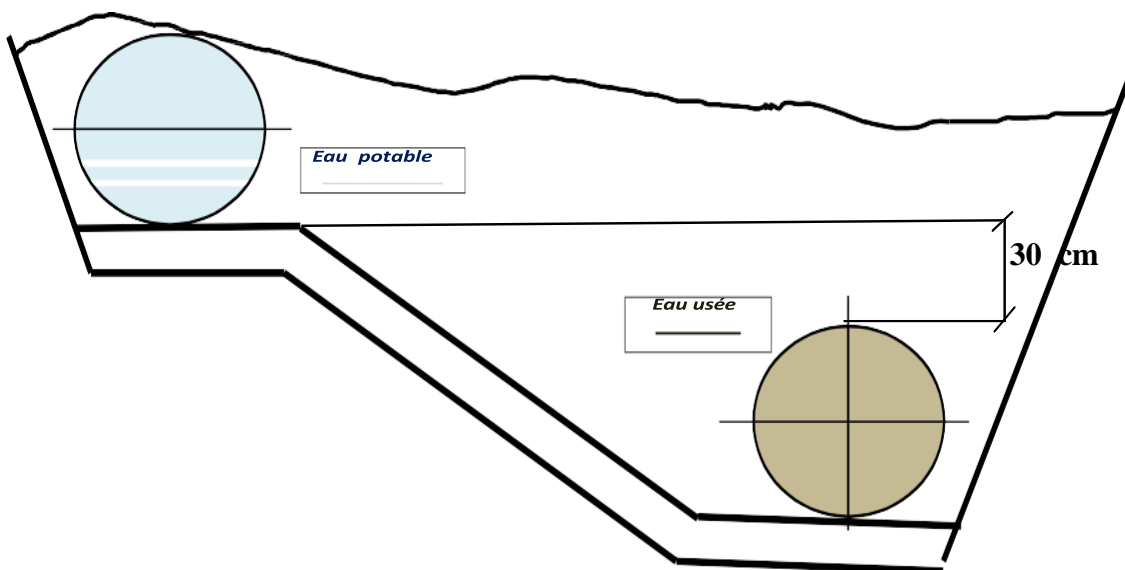


Figure VII.1: Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.

VII.1.2.3. Pose des conduites en traversées des routes :

Cette pose sera appliquée pour les tançons de distribution (R-1,1-6,4-5,21-22,20-21) pour l'adduction (p10 et le point juste avant le réservoir) pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux conduites et causer des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites introduites.

- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les conduites sont couvertes de béton.

NB : dans notre cas nous allons opter pour la traversée au moyen des gaines (**voir Figure VII.2**)

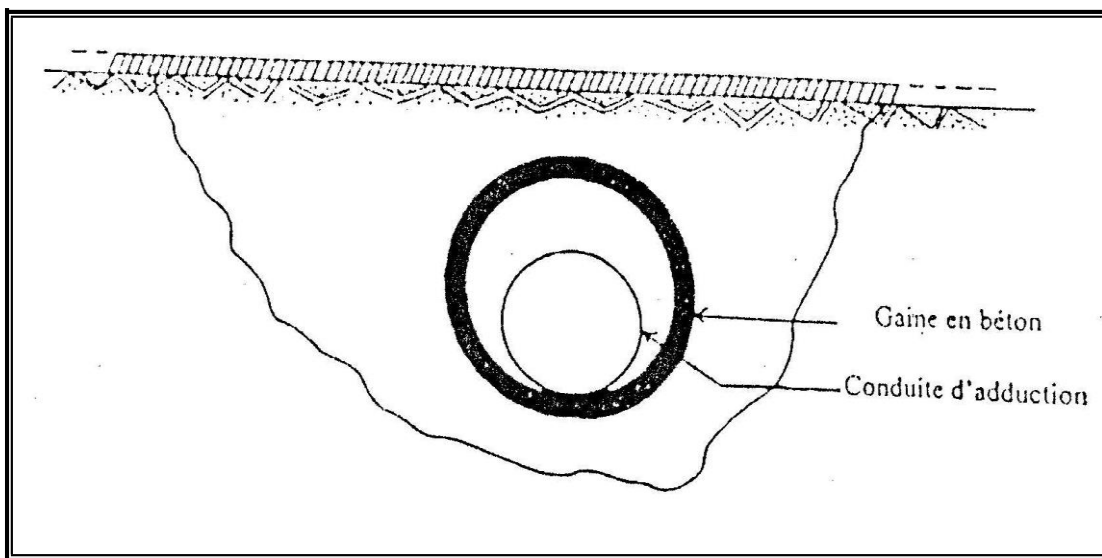


Figure VII.2: Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

VII.1.3. Utilisation des Butées et verrouillage :

Tout système de canalisation véhiculant un fluide sous pression subit d'importantes contraintes : des forces de poussées apparaissent aux changements de direction par exemple.

Pour éviter tout risque de déboîtement, il convient essentiel de rééquilibrer ces efforts, soit en réalisant des massifs de butée en béton, soit en verrouillant le système de canalisations.

VII.2.1. L'utilisation de massifs de butées en béton :

Est la technique la plus communément utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression, différents types de massifs en béton peuvent être conçus selon la configuration de la canalisation, la résistance de la nature de sol, la présence ou non de nappe phréatique. Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- Frottement sur le sol (massif poids) ;
- Appui sur le terrain en place (massif butée).

En pratique, les massifs en béton sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

VII.2.2. Verrouillage : [7]

Le verrouillage des joints à emboîtement est une technique alternative aux massifs en béton pour reprendre les efforts de poussées hydrauliques. Elle est essentiellement employée lorsqu'il existe des contraintes d'encombrement.

NB : pour notre cas on opte pour le verrouillage sur tout le réseau mise à part au niveau des deux coudes et du piquage, ou l'on prévoit des butées en béton.

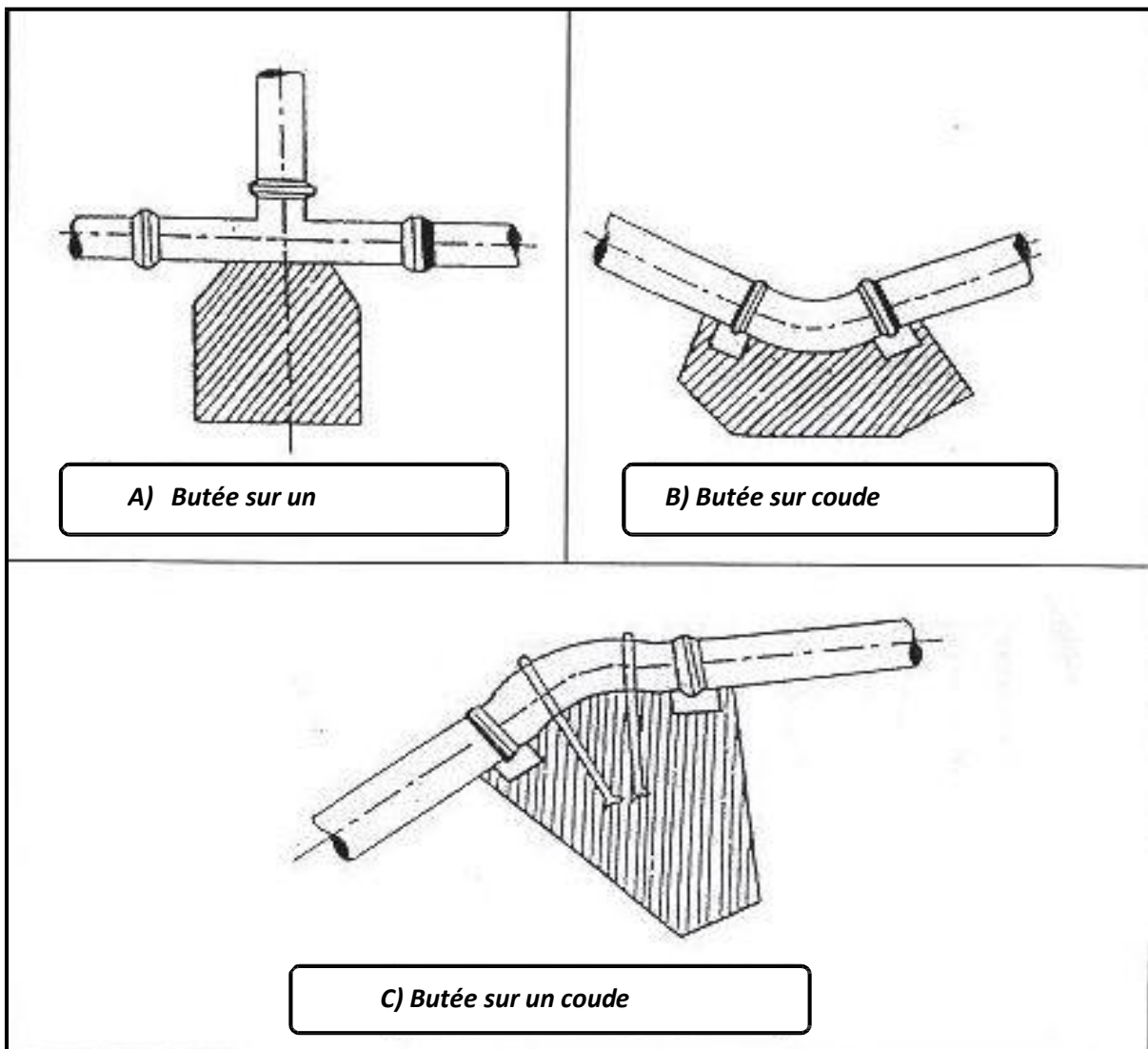


Figure VII .4 : Les butées

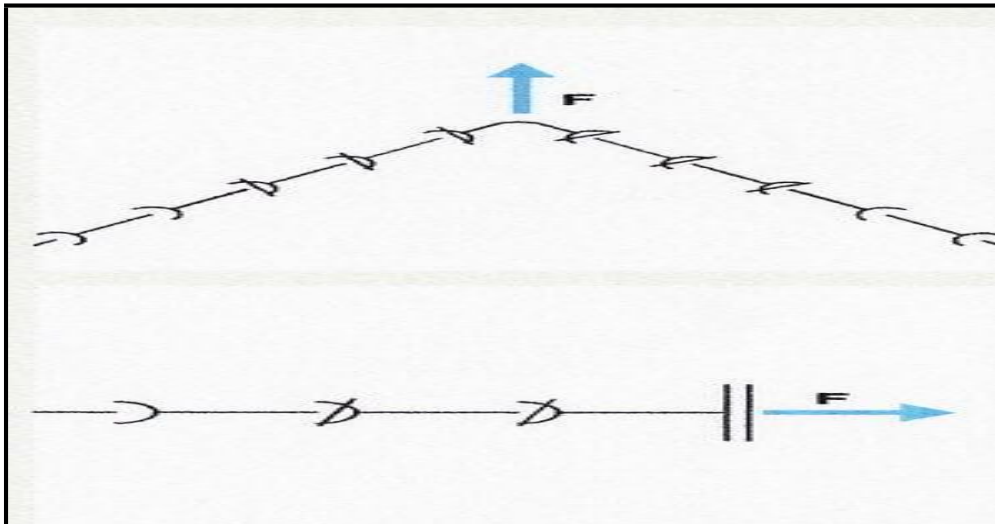


Figure VII.3: Verrouillage.

VII.2. Les différents travaux de mises en place des canalisations :

VII.2.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

VII.2.1.1. Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

VII.2.1.2. Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII.2.2. Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VII.2.2.1. Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un doser (**voir figure VII.10**).

VII.2.2.2. Réalisation des fouilles :

La réalisation de la tranchée et le remblaiement dépendent des paramètres suivants :

- Environnement ;
- Caractéristiques de la conduite (type de joint et diamètre) ;
- Nature du terrain (avec ou sans eau) ;
- Profondeur de pose.

NB : on choisit d'utiliser la pelle hydraulique pour la réalisation des fouilles (**figure VII.9**).

a. Largeur de la tranchée :

Elle doit être au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci. (**Figure-VII.5**). La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \text{ en (m) (VII.1)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m).

b. La profondeur de la tranchée :(H_{tr}) :

Les tranchées sont établies en chaque point à la profondeur indiqué au profil en long, en générale la profondeur est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + e \text{ (m)..... (VII.2)}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieure de conduite à la surface du sol, elle est variée entre 80 et 120cm. Dans notre projet on prend : h=1m

e : épaisseur du lit de pose (e = 0,2 m). $\Rightarrow H_{tr} = D+1,2 \text{ (m)}$.

c. Section tranchée (S_{tr}) :

Les sections des tranchées sont en forme rectangulaire dont l'aire est donnée par la formule :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b \text{ (VII.3)}$$

Avec :

H_{tr} : profondeur totale de la tranchée (m).

b : largeur du fond de la tranchée (m).

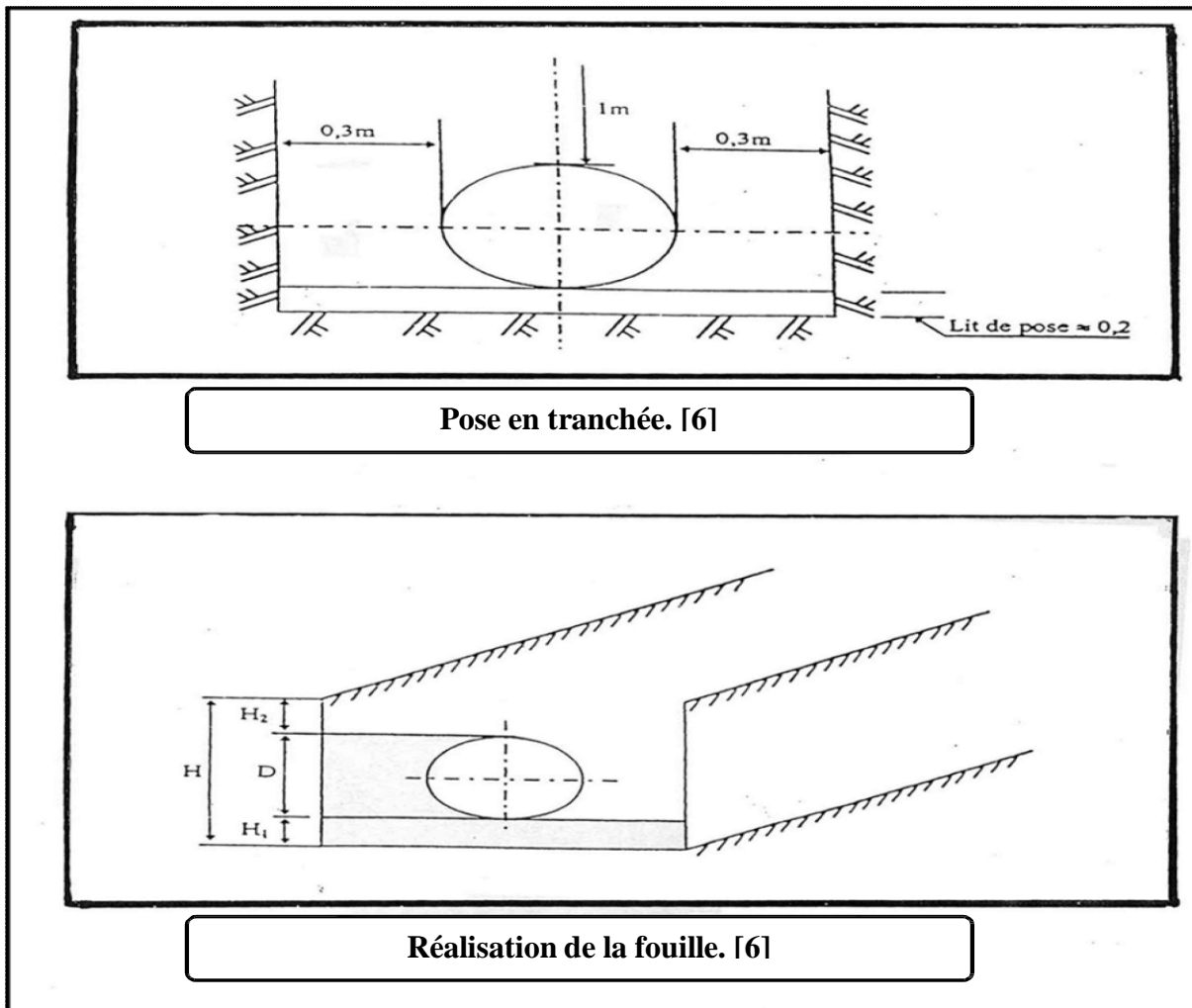


Figure VII.5 : Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire

d. Lit de pose :

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre cas on prend 0.15m.

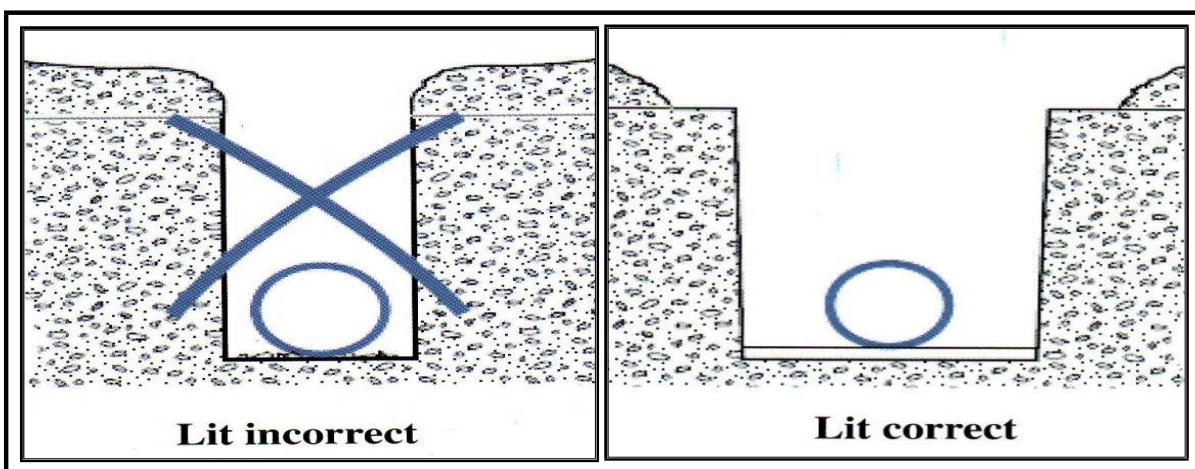


Figure VII.6 : Lit de pose

e. L'assise :

Au-dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue. L'ensemble du lit de pose et l'assise constituent l'appui.

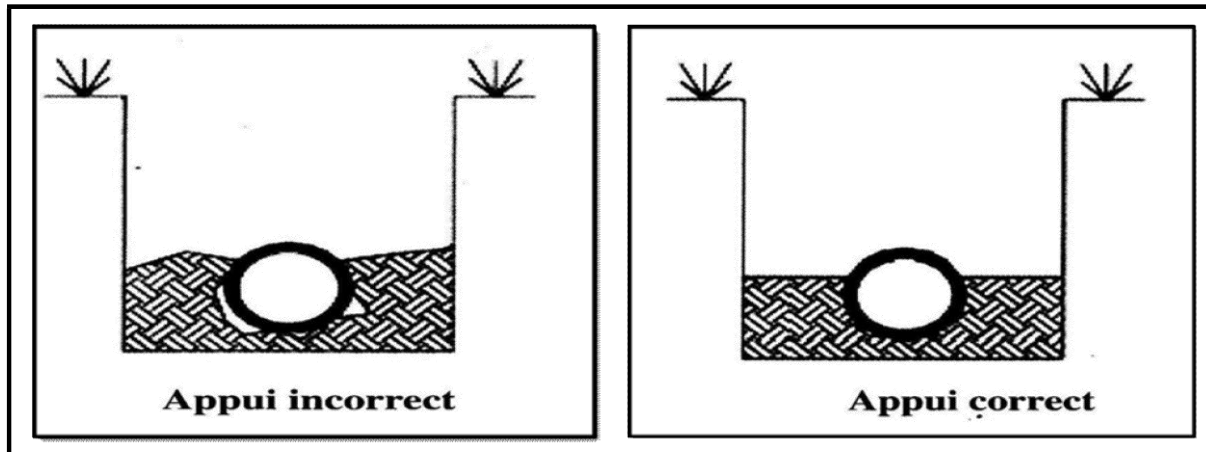


Figure VII.7 : Appui des conduites

VII.2.3. Mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur et éliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Creuser le fond de fouille à côté de l'emboîtement de façon à éviter que celui-ci ne se pose pas sur le sol.
- Réaliser si possible un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc égal au moins au quart de sa circonférence extérieure.

NB : puisque nous avons des petits diamètres (inférieur à 200mm) on va faire descendre les conduites de manuellement.

VII.2.4. Assemblages des conduites en PEHD :

Les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) peuvent être livrées en barres de 6 à 12 m ou en couronnes par longueurs de 50 à 100 m. Pour le raccordement de ces conduites, deux procédés sont employés :

1- Jusqu'au diamètre 63, le raccordement est mécanique à emboitement.

2-Raccord electro-soudables : les raccords electro-soudables en PEHD à emboitement femelle sont munis sur leur diamètre intérieur d'une résistance chauffante. Les deux extrémités de cette résistance sont reliées à des plots situés à l'entrée de chaque emboitement.

Le temps de soudage est de l'ordre d'une minute et celui du refroidissement est d'environ une heure. Pendant les cycles de chauffage et de refroidissement, le serrage, l'alignement et le maintien des tuyaux et accessoires en polyéthylène doivent être assurés par des positionneurs.

Ce procédé d'assemblage des tuyaux présente l'avantage d'éviter la mise en place des butées, d'où une économie d'exécution, à laquelle s'ajoute celle d'encombrement du sous-sol.

VII.2.5. VII.2.5. Epreuve de joints et de la canalisation :

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai (pompe d'épreuve), qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VII.2.6. Remblayage des tranchées :

Le remblai une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu).

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm.

Sachant que le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

VII.2.6.1. Le remblai d'enrobage :

Comprend le lit de pose, l'assise, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10cm au-dessus de sa génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui de lit de pose.

Le choix des matériaux d'enrobage et leur mise en œuvre ont une grande influence sur la durabilité du réseau ainsi. Il convient donc d'insister sur l'importance de la zone d'enrobage. Après l'enrobage, Il est vivement conseillé de repérer les tuyaux par un grillage plastique avertisseur en bleu posé dans la tranchée au-dessus de la couche d'enrobage.

VII.2.6.2. Le remblai supérieur :

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise. Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tout élément pouvant porter atteinte à la Canalisation.

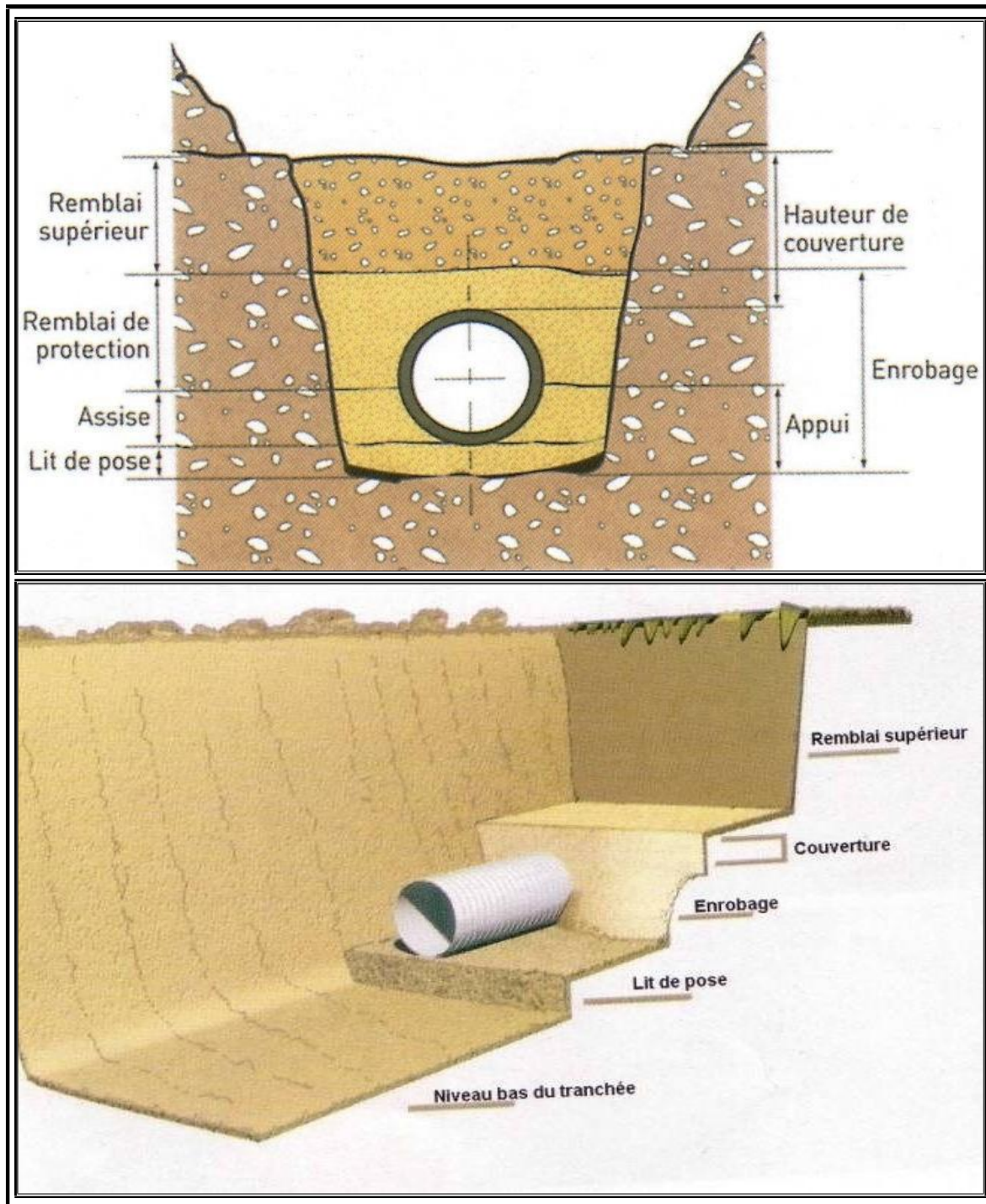


Figure VII.8: Remblayage des tranchées.

NB : nous utiliserons un chargeur pour le remblayage (**voir figure VII.11**).

VII.2.7. Nivellement et compactage :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

NB : nous optons pour un compacteur (vibrateur de sol) pour le compactage.

VII.2.8. Mise en service du réseau :

Malgré toutes les précautions prises, la propreté de la canalisation est insuffisante, elle contient toujours de la terre ou des pierres qui en se déposant dans les appareils de robinetterie ou de fontainerie peuvent gêner leur manœuvre, détériorer les sièges et les clapets de fermeture. Avant la mise en service définitive du réseau d'eau potable, comme après toute réparation sur une canalisation d'eau, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau avant la distribution d'eau aux consommateurs.

La désinfection peut s'effectuer soit au chlore soit au permanganate de potassium. Il est impératif de respecter un temps de contact minimum pour l'opération de désinfection. Après cette opération, on doit procéder un rinçage du réseau à l'eau claire.

Remarque : Lorsque le réseau désinfecté a été convenablement rincé à l'eau claire, des prélèvements de contrôle sont faits immédiatement par le laboratoire agréé chargé de la surveillance des eaux, et si les résultats sont défavorables, l'opération est renouvelée dans les mêmes conditions.

VII.2.9 Définitions des engins de terrassement utilisés :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont présente dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.1 : les engins utilisés pour la mise en place des conduites et leurs rôles.

NOM DE L'ENGIN	ROLE DE L'ENGIN
Un Doser équipé en rétro	Enlever les roches et les racines des arbres.
Un camion-citerne	Arroser le remblai avant le compactage.
Un chargeur	Charger les déblais excédentaires dans les camions
Une pelle mécanique	Extraire les déblais, et les charger directement si c'est possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai.
Compacteur (vibrateur de sol)	Sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles.
Un camion	Évacuer les déblais.
Appareil de soudure	Assurer l'assemblage des conduites.
Sonde battu	Contrôle le compactage des tranchées.



Figure VII.10: Bulldozer.



Figure VII.9 : Pelle hydraulique



Figure VII.11: Chargeur

VII.2.10. Calcul des volumes des travaux :**VII.2.10.1. Calcul du volume du déblai de notre étude :**

Le volume d'excavation est donné par la relation suivante :

$$V_d = L_{tr} \times S_{tr} = L_{tr} \times b_{tr} \times H_{tr} \dots\dots\dots (VII.4).$$

- L_{tr} : Longueur de la tranchée en (m).
- S_{tr} : Section de la tranchée en (m²).
- H_{tr} : Profondeur de la tranchée en (m).

Tableau VI.01 : Calcul du volume du déblai de l'étude.

D (mm)	L (m)	B (m)	H tr (m)	Sd (m2)	Vd (m3)
20	1065,03	0,62	1,22	0,7564	805,58869
25	385	0,625	1,225	0,76563	294,76563
32	1032,17	0,632	1,232	0,77862	803,67233
50	3363,49	0,65	1,25	0,8125	2732,8356
75	530,02	0,675	1,275	0,86063	456,14846
90	684	0,690	1,29	0,8901	608,8284
110	3303,8	0,71	1,31	0,9301	3072,8644
125	3047	0,725	1,325	0,96063	2927,0244
200	414	0,8	1,4	1,12	463,68
Volume totale					12165,40789

VII.2.10.2. Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \dots\dots\dots VII.04$$

Avec :

V_s : volume du lit de sable (m³).

e : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm.

L : longueur de la tranchée (m).

B : Largeur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.02)

Tableau VI.2: Calcul du volume du lit de sable.

D (mm)	L (m)	B (m)	e(m)	V (m ³)
20	1065,03	0,62	0,15	99,04779
25	385	0,625	0,15	36,09375
32	1032,17	0,632	0,15	97,849716
50	3363,49	0,65	0,15	327,940275
75	530,02	0,675	0,15	53,664525
90	684	0,690	0,15	70,794
110	3303,8	0,71	0,15	351,8547
125	3047	0,725	0,15	331,36125
200	414	0,8	0,15	49,68
Volume total				1418,286006

VII.2.10.3 Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais. Le volume d'une conduite est donné comme suit :

$$V_c = S_c \times L_c \dots\dots\dots (VII.7)$$

- S_c : Section du lit de sable en (m²). Avec : $S_c = \frac{\pi D^2}{4} \dots\dots\dots (VII.8)$

- D : diamètre des conduites à poser en (m).

Tableau VI.03 : Calcul du volume des conduites.

D (mm)	L (m)	S _c (m ²)	V _c (m ³)
20	1065,03	0,00031	0,3301593
25	385	0,00049	0,18865
32	1032,17	0,0008	0,825736
50	3363,49	0,00196	6,5924404
75	530,02	0,00442	2,3426884
90	684	0,00636	4,35024
110	3303,8	0,0095	31,3861
125	3047	0,0123	37,4781
200	414	0,0314	12,9996
Volume total			96,4937141

VII.2.10.4. Remblai compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc.} - V_s - V_c \dots\dots\dots (VI.07)$$

V_r : volume du remblai.

V_{exc} . volume du déblai (volume excavé).

V_c : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

A.N : $V_r = 12165,40789 - 96,4937141 - 1418,286006 = 10650.628 \text{ m}^3$

VII.2.10.5. Volume des Déblais foisonné (V_{df}) :

Il est donné par la relation suivante :

$$V_{df} = K_j \times V_d \dots\dots\dots \text{(VII.8).}$$

V_{df} : Volume du sol foisonné.

K_j : coefficient de foisonnement déterminé selon la nature du sol.

Puisque le sol de notre région est considéré Limoneux argileux : $K_j = (1,14 \div 1,28)$

Donc on prend : **$K_j = 1,20$** Alors : **$V_{df} = 1,2 \times V_d$**

AN : $12165,40789 * 1.2 = 14598,492 \text{ m}^3$

VII.2.10.6. Volume excédentaire (V_{Exc}) :

Il est calculé comme suit :

$$V_{Exc} = V_d - V_R \dots\dots\dots \text{(VII.9).}$$

V_d : Volume des déblais en (m^3).

V_R : Volume des remblais en (m^3).

AN : $12165,40789 - 10650.628 = 1514,78 \text{ m}^3$

Tableau VI.04 : Récapitulation des travaux.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m^3	12165,40789
2	Lit de sable	m^3	1418,286006
3	Les conduites	Ml	96,4937141
4	Remblais	m^3	10650.628
5	Déblais foisonné	m^3	14598,492
6	Excédentaire	m^3	1514,78

VII.2.10.7. Devis estimatif :

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet,

Tableau VI.05 : Devis estimatif et quantitatif du projet.

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblais	m ³	12165,40789	200	2433081,578
	Lit de sable	m ³	1418,286006	1500	2127429,009
	Remblais	m ³	96,4937141	150	14474,05712
Fourniture transport et pose des conduites	20	ml	1065,03	38,84	41365,7652
	25	ml	385	57,07	21971,95
	32	ml	1032,17	92,71	95692,4807
	50	ml	3363,49	222,64	748847,4136
	75	ml	530,02	495,12	262423,5024
	90	ml	684	648,38	443491,92
	110	ml	3303,8	962,02	3178321,676
	125	ml	3047	1 226,87	3738272,89
	200	ml	414	3 148,88	1303636,32
T.V.A 17%					2449531,456
Coût Total					16858540,02

Remarque : les prix unitaires sont fournis par la DHW Blida (année 2013).

Le cout total = seize millions huit cent cinquante-huit milles cinq cent quarante dinars.

VII.2.11. Planification de La pose des conduites :

Les taches de planification sont dans le tableau suivant

Taches	Durée
Décapage de la terre végétale - DEC	2 semaines
Excavation de la tranchée - EXC	8 semaines
Préparation de lit de sable – LS	5 semaines
Pose des conduites – PC	6 semaines
Remblais des tranches - RB	3 semaines
Compactage des tranches des conduites –C	3 semaines

Tableau VII.6: Les taches de planification de La pose des conduites.

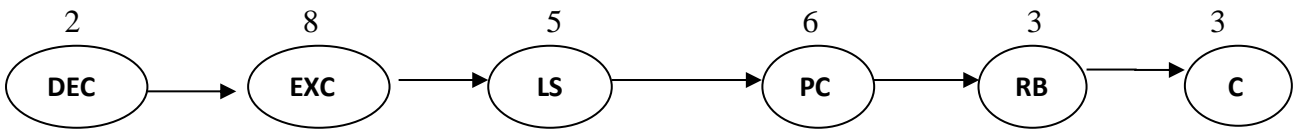


Figure VII.12. Réseau à nœuds pour la pose des conduites

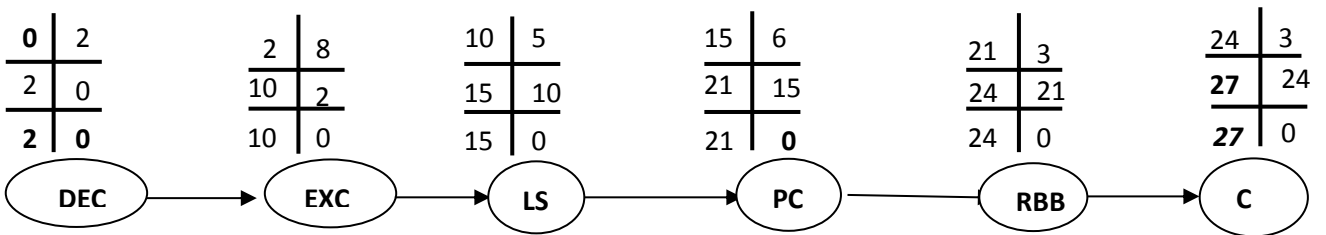


Figure VII.2. Calcul le temps de la pose des conduites

Le temps de la pose des conduites est donc : **T = 27 semaines**

Conclusion

Grâce à une bonne organisation du chantier on arrivera à achever les travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais avec la meilleure sécurité, ceci en choisissant les engins convenables aux différentes opérations de réalisation et en les planifiant de façon adéquate. Enfin nous estimons une durée de projet de 27 semaines et un cout total de **16858540,02 DA** pour la pose des conduites.

Conclusion générale

D'après notre travail, cette étude comporte une adduction mixte (gravitaire, refoulement) et elle est composée d'une seule station de pompage, équipée d'une pompe de type HMU40-1 et une de secours ; La conduite gravitaire transférant l'eau à partir du piquage est de 2750 m de longueur et de 125 mm de diamètre. et la conduite de refoulement est de 2450mm et de diamètre 110 mm, celle-ci assure le refoulement de station vers le réservoir de stockage. Après bien étudier cette adduction on a projeté un réseau de distribution en eau potable de type ramifié avec des diamètres qui sont évalué entre 20-200mm pour notre zone d'étude.

Nous avons opté pour le PEHD comme matériau et nous avons tenu compte de l'aspect technico-économique pour tous les calculs.

Après l'estimation financière on a trouvé un cout total de plus de 16 million DA d'une durée de 27semaine.

Nous avons pu résoudre le problème d'AEP du village de M'laoua.

ANNEXES

Annexe. I : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération type rural
0-1	1.0	1.5	3	3.3	0.75
1-2	1.0	1.5	3.2	3.2	0.75
2-3	1.0	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1.0	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2.0	2.5	3.5	3.2	3
5-6	3.0	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.0	4.5	4.5	3.8	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.4	5.5
8-9	6.5	6.2	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.2	4.6	5.0	3.5
10-11	4.5	6.2	4.8	4.8	6
11-12	5.5	6.2	4.7	4.6	8.5
12-13	7.0	5.0	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.5	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.7	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.6	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.3	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.7	3
22-23	2	2	4.6	3.7	2

Annexe II : Le prix des conduites en PEHD

TUBE PEHD EAU PE100 Ø 20 PN 16 EP. 2.0 mm	ML	33,20	38,84
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 25 PN 16 EP. 2.3 mm	ML	48,78	57,07
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN 16 EP. 3.0 mm	ML	79,24	92,71
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 16 EP. 3.7 mm	ML	122,69	143,55
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 16 EP. 4.6 mm	ML	190,29	222,64
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	301,05	352,23
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 16 EP. 6.8 mm	ML	423,18	495,12
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	554,17	648,38
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0 mm	ML	822,24	962,02
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	1 048,61	226,87
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	1 713,83	005,18
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	2 691,35	148,88
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	ML	4 163,97	871,85
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN16 EP. 28.6 mm	ML	6 309,37	381,96
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN16 EP. 36.3 mm	ML	10 192,06	11 924,71
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN16 EP. 45.4 mm	ML	15 889,78	18 591,04
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN16 EP. 57.2 mm	ML	25 229,57	29 518,59

Annexe. III : Abaque de VIBERT

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

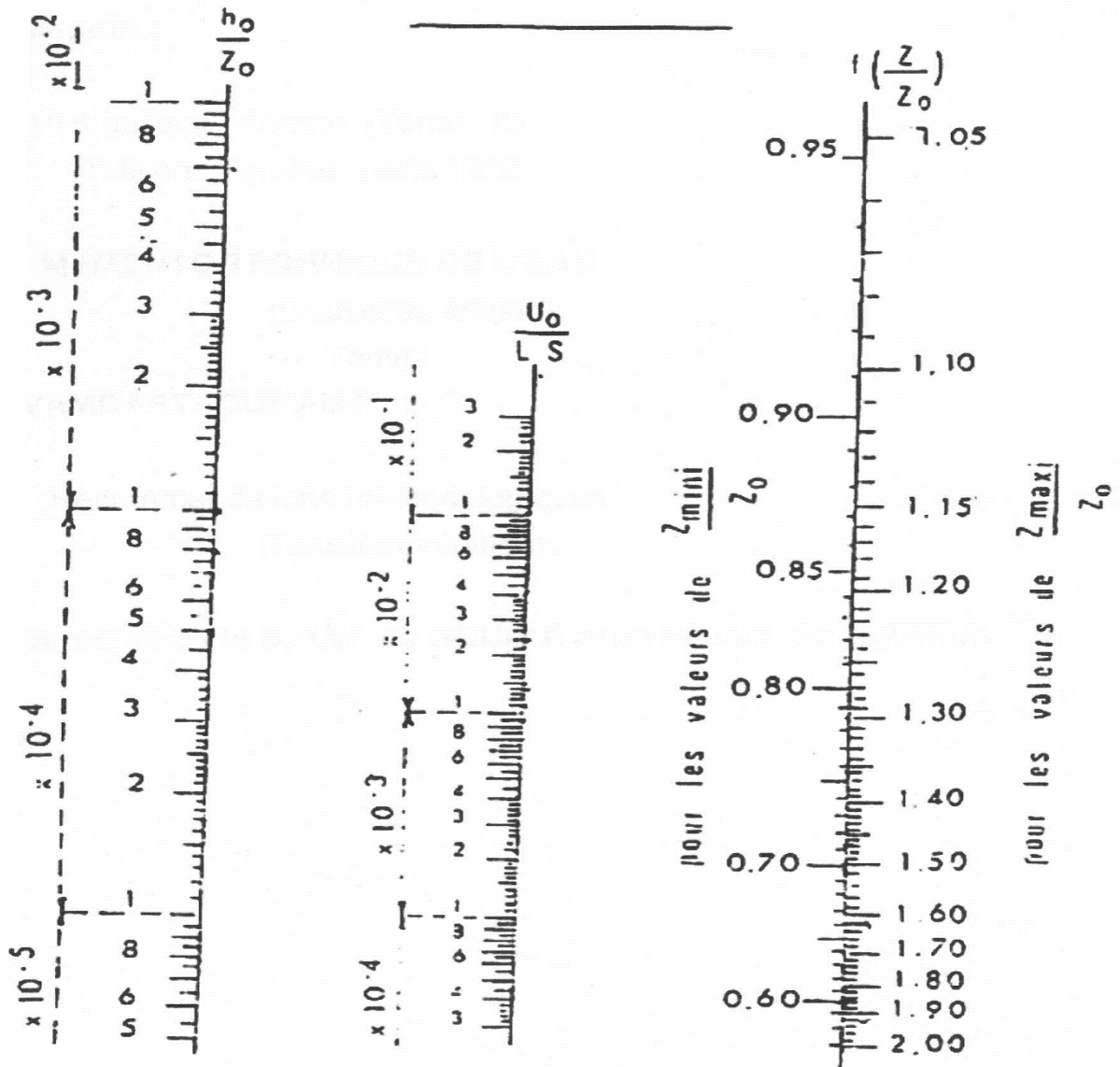


PLANCHE XXVII

Annexe IV : Prix et épaisseurs des conduites.



وحدة إنتاج أنابيب البلاستيك
PRODUCTION TUBES PVC - PEhd - PEbd
EAU - GAZ - IRRIGATION



TABLEAU DES PRIX DU TUBE PEHD
Polyethelene Haute Densite Pression 10 Bars

TUBE PEHD PN 10					
DIAMETRES (Ext)	TYPE matière	Ep./mm	P.H.T/ML	P.T.T.C/ML	OBS
Ø 020	80	2.00	34.00	39.78	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 025	80	3.00	39.00	45.63	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 032	80	3.00	65.00	76.05	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 040	80	3.00	99.00	115.83	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 050	80	3.70	154.00	180.18	Rx de 100 Mètres
Ø 063	80	4.70	230.00	269.10	Rx de 100 Mètres
Ø 075	80	5.50	325.00	380.25	Rx de 100 Mètres
Ø 090	100	6.60	390.00	456.30	Longueur de 12 Mètres & Rx de 100 Mètres.
Ø 110	100	6.60	580.00	678.60	Longueur de 12 Mètres & Rx de 50 Mètres.
Ø 125	100	7.40	748.00	875.16	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 160	100	9.50	1 200.00	1 404.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 200	100	11.90	1 830.00	2 141.10	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 250	100	14.80	2 950.00	3 451.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 315	100	18.70	4 550.00	5 323.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 400	100	23.70	7 500.00	8 775.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 450	100		11 000.00	12 870.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 500	100	23.70	11 550.00	13 513.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 630	100		17 700.00	20 709.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 800	100		32 500.00	38 025.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.

OBS : * Du Diamètre 20 au Diamètre 110 : En Rouleaux
* Du Diamètre 110 au Diamètre 400 : En Barres de 6 ou 12 Mètres à Souder

LES PRIX SONT DONNÉS À TITRE INDICATIF, ILS PEUVENT VARIER EN FONCTION
DU PRIX DU COÛT DE LA MATIÈRE PREMIÈRE ET DE LA FLUCTUATION DES COURS
DU DINAR.

B.P. 110 - BORDJ - Algérie - Tél : (041) 27 43 46/47 - 27 45 68/69 - Djedzy : (070) 26.05.02/03
Fax : (041) 27 43 47 - Email : contact@tubex.algerie.com - sarlitubex@gmail.com

Références bibliographiques :

[1] : Documents de la D.R.E et de l'A.P.C de Bouira. (2013)

[2] : B. SALAH « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable » (ENSH) septembre 2014, cinquième année.

[4] : A. Dupont : Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 ;

[5] : M : MOKRANE : cours de PSP 5^{eme} année ENSH 2008

[6] M. CARLIER « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.

[7] B. SALAH : Cours d'alimentation en eau potable,2015

[8] : A. CHIHATI, « Alimentation en eau potable de la zone des parcs de la wilaya de Bouira à partir d'un piquage », (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2008-2009)

[9] : ALOUACHE DJAMEL ; Mémoire de fin d'étude : étude du système d'alimentation en eau potable de la ville de MOUZAIA (**W. BLIDA**) ENSH 2003

[10]. Anonyme : **Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali**