

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Approvisionnement en eau potable de la zone rurale Ain Hammadi
commune El Marsa (w. chlef).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0002-15

APA Citation (APA توثيق):

**Mosbah, Ilyes (2015). Approvisionnement en eau potable de la zone rurale Ain
Hammadi commune El Marsa (w. chlef)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Alimentation en eau potable

THEME :

APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE LA
ZONE RURALE AIN HAMMADI COMMUNE EL
MARSA W.CHLEF

Présenté par :

M^r : MOSBAH ILYES

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r KHODJET-KESBA OMAR	Professeur	Président
M ^{me} DJELLAB MEHAMED	M.C.A	Examineur
M ^r HACHEMI ABDLKADER	M.A.A	Examineur
M ^{me} BERBACHE SABAH	M.A.A	Examinatrice
M ^r MOKRANE WAHIBA	M.A.A	Promotrice

Septembre 2015

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à Ma mère et Mon père pour tous leurs sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Et également à Mes frères, Mes sœurs ; Mes amies En un mot, à toute ma famille, mes amis et à tous ceux qui me sont chers.

Remerciement

*Je remercie tout d'abord **Dieu** tout puissant de m'avoir donné la chance et le courage pour mettre à terme ce travail.*

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à M^{me} MOKRANE .W (ma promotrice) pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.

Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants de l'ENSH de la première année jusqu'à la cinquième année, ainsi que toutes les personnes qui m'ont aidé à réaliser ce projet.

Mes compliments aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

MOSBAH IL'YES

العمل المنجز في اطار مذكره نهاية الدراسة يهدف الى تغطية حاجيات المستهلك المستقبلية لسكان قرية عين حمادي بلدية المرسى (ولاية الشلف) , عن طريق نقل المياه الصالحة للشرب من محطة ضخ المياه, ولهذا قمنا بدراسة جميع الهياكل اللازمة لنقل الماء .

Résumé

Notre projet de fin d'étude sert à une étude descriptive des structures nécessaires pour le transfert de l'eau potable vers la zone rural AIN HAMMADI la commune d'Almarssa (Wilaya de Chlef) à partir d'une station de pompage.

Abstract

The Work we done in the framework of the memorandum of the end of the study is designed to cover the future needs of the consumer in the rarely city AIN HAMMADI community of Almarssa (Wilaya of Chlef) through the transfer of potable water from the pumping station in, and for this we examined all the structures necessary for the transfer of water in the best of circumstances.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1.Description générale de la zone d'étude.....	2
I.2.Situation topographique.....	2
I.3.Situation géographique.....	3
I.4.climatologique.....	4
I.4.1.Climat.....	4
I.4.2.Température.....	4
I.4.3.Précipitation.....	5
I.4.4.les vents.....	5
I.5.situation géologique	5
I.6.Situation démographique	6
I.6.Sismicité.....	6
I.7.1.Population.....	6
I.7.2.équipement.....	6
I.8.Situation hydraulique.....	6
I.8.1. Réservoirs	6
Conclusion	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	7
II.1.Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	7
II.2.Catégories des besoins	8
II.3.Estimation des besoins.....	8
II.3.1.Choix de la norme unitaire de la consommation	8
II.3.2.Détermination de la consommation moyenne journalière.....	9
II.4.Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation.....	9
II.4.1.Agglomération.....	9
II.4.1.1.Besoins domestiques.....	9
II.4.1.2.Besoins scolaires	10
II.4.1.3.Besoins socioculturels.....	10
II.4.1.4.Besoins publics.....	10

II.5. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	10
II.6. Variation de la consommation.....	11
II.7. Etude de la variation des débits journaliers.....	11
II.8. Etude de la variation des débits horaires	12
II.8.1. Consommation maximale horaire.....	12
II.8.2. Consommation minimale horaire.....	13
II.8.3. Débit moyen horaire.....	13
II.8.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants	14
Conclusion.....	17

Chapitre III: Les réservoirs

Introduction.....	18
III.1. Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs	18
III.2. Classification des réservoirs.....	18
III.3. Choix du réservoir.....	18
III.4. Equipements du réservoir.....	19
III.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	19
III.4.1.1. Par Le haut.....	19
III.4.1.2. Par Le bas.....	19
III.4.2. Conduite de départ ou de distribution.....	19
III.4.3. Conduite de trop-plein.....	20
III.4.4. Conduite de vidange.....	21
III.4.5. Conduite by-pass.....	21
III.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	22
III.5. Dimensionnement du réservoir	24
III.5.1. Calcul de la capacité des réservoirs.....	24
III .5.1.1. La méthode analytique.....	24
III .5.1.2. Méthode graphique	24
III.5.2. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique.....	25
III.5.3. Forme des réservoirs.....	26
III.6. Dimensionnement des Bâches de reprises des stations de pompage.....	26
III.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	27
III.8. Hygiène et sécurité des réservoirs.....	27
Conclusion.....	28

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Introduction.....	29
IV.1.Types d'adduction.....	29
IV.1.1.Adduction gravitaire	29
IV.1.2.Adduction par refoulement	29
IV.1.3.Adduction mixte.....	29
IV.2. Quelques notions simples sur l'adduction	29
IV.2.1.Choix du tracé	29
IV.3.Choix des matériaux de canalisation.....	30
IV.3.1.Fonte.....	30
IV.3.2.Acier.....	30
IV.3.3.PR V (Polyester Renforcé de fibre de Verre)	30
IV.3.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène).....	31
IV.4.Proposition des variantes	31
IV.4.1.Etude des variantes.....	31
Variante N°1	31
Variante N°2	32
IV.4.2.Choix de la variante du tracé d'adduction.....	33
IV.5.Calcul hydraulique.....	34
IV.5.1.Calcul du diamètre avantageux pour la conduite gravitaire	34
IV.5.1.1.Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	35
IV.5.1.2.Altitudes des différents points	35
IV.5.1.3.Dimensionnement des différents tronçons	35
IV.5.2.Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement	37
IV.5.2.1.Calcul des pertes de charge	37
IV.5.2.1.1.pertes de charge linéaires	37
IV.5.2.1.2. pertes de charge singulières	38
IV.5.2.1.3. pertes de charge totales.....	38
IV.5.2.2.Calcul de la hauteur manométrique totale	38
IV.5.2.3.Puissance absorbée par la pompe	38
IV.5.2.4.Energie consommée par la pompe	39
IV.5.2.5. Frais d'exploitation	39
IV.5.2.6. Frais d'amortissement	39
IV.6.Résultats de calcul des diamètres économiques	39
IV.6.1.Tronçon (station de reprise-réservoir projeté).....	39
Conclusion.....	41

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction	42
V.1.Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	42
V.2.Situation	42
V.3.Choix de l'équipement hydromécanique et énergétique.....	42
V3.1.Généralités	42
V.4.Choix du type de pompe.....	43
V.5.Choix du nombre de pompes.....	43
V.6.Courbes caractéristiques de la pompe.....	44
V.7.Point de fonctionnement de la pompe.....	45
a-Courbe caractéristique de la conduite.....	46
b-Pertes de charge singulières.....	46
c-Pertes de charge totales (h_t).....	46
V.8.Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	48
Réglage qualitatif.....	48
Réglage quantitatif.....	48
Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement.....	49
Diminution de temps de pompage.....	49
Changement du type de la pompe.....	49
a) Vannage.....	50
b) Diminution du temps de pompage.....	50
V.9.Choix du moteur électrique.....	50
V.9.1.Critères de choix du moteur électrique.....	50
V.9.2. Caractéristiques du moteur.....	50
V.9.3.Etude de la cavitation.....	51
V.9.4.Calage de la pompe.....	53
V.10.schéma de la pompe	54
V.11. Génie civil de la station de pompage	55
V.11.1. Calcul génie civil.....	55
V.11.1.1. épaisseur des murs du bâtiment	55
V.11.1.2. Hauteur du bâtiment	55
V.11.1.3. Longueur du bâtiment	55
V.11.1.4. Largeur du bâtiment	56
V.11.1.5. Dimensions des portes.....	56
V.11.1.6. Dimensionnement des fenêtres	56
V.11.1.7. Dimensionnement des marches d'escalier	56
Conclusion.....	57

Chapitre VI : Réseau de distribution

Introduction.....	58
VI.1.Classification du réseau de distribution	58
VI.1.1.classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération.....	58
VI.1.1.1 .réseau unique	58
VI.1.1.2.réseau en zones étagées.....	58
VI.1.2.Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau	58
VI.1.2.1.réseau ramifié	58
VI.1.2.2.Les réseaux maillés	58
VI.2.Conception d'un réseau	59
VI.3.Calcul hydraulique du réseau de distribution	59
VI.3.1.Détermination des débits	59
VI.3.1.1.Cas de pointe	59
VI.3.1.1.1.Détermination du débit spécifique	59
VI.3.1.1.2.Calcul des débits en route	60
VI.3.1.1.3.Calcul des débits aux nœuds	61
VI.3.1.1.4.Détermination des débits de dimensionnement.....	63
VI.3.1.2.Cas de pointe + incendie.....	64
VI.3.1.2.1.Calcul des débits en route	64
VI.3.1.2.2.Calcul des débits aux nœuds	65
VI.3.1.2.3.Détermination des débits de dimensionnement.....	68
VI.4.Calcul du réseau par logiciel EPANET.....	70
VI.4.1.présentation du logiciel	70
VI.4.1.1.Définition	70
VI.4.1.2.Capacités pour la Modélisation Hydraulique	71
IV.4.2.Les résultats de calcul	71
VI.4.2.1.Cas de pointe	72
VI.4.2.2.Cas de pointe+incendie	75
VI.5. Equipement du réseau de distribution	78
VI.5.1. Type de canalisation	78
VI.5.2. Appareils et accessoires du réseau	78
VI.5.2.1. Robinets vannes	78
VI.5.2.2. Bouches ou poteau d'incendie	78
VI.5.2.3.Clapets	79
VI.5.2.4.Ventouses	79
VI.5.2.5.Robinets de vidange	79
VI.5.2.6.Bouche d'arrosage.....	79
VI.5.2.7.pièces spéciales de raccord	79
Conclusion	80

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction	81
VII.1. Différents travaux à entreprendre.....	81
VII.1.1. Travaux concernant l'adduction.....	81
a) Exécution des tranchées.....	81
b) Pose du lit de sable	81
c) Pose des conduites.....	81
d) Epreuve de joint et de la canalisation.....	81
e) Remblayage des tranchées.....	81
f) Nivellement et compactage.....	81
VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage.....	82
VII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	82
VII.2.1. Déblais d'excavation.....	82
VII.2.1.1. La profondeur de la tranchée.....	82
VII.2.1.2. Largueur de la tranchée.....	82
VII.2.2. Lit de sable.....	83
VII.2.3. Remblais compacté.....	84
VII.2.4. Volume de la conduite.....	85
VII.3. Calcul du volume des travaux de la station de pompage.....	87
V.3.1. volumes.....	87
a. Décapage.....	87
b. Excavation (Fouilles).....	87
c. Béton de propreté.....	87
d. Béton armé.....	87
e. remblai.....	88
f. Maçonnerie.....	89
VII.3. Choix des engins de terrassement.....	90
VII.3.1. Pelle hydraulique.....	90
VII.3.2. Bulldozer.....	91
VII.3.3. Chargeur.....	91
VII.3.4. Compacteur	92
VIII.4. Rendement d'exploitation de la pelle choisie	93
VIII.5. La durée d'excavation	93
VII.7. Protection et sécurité du travail.....	94
VII.7.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	95
VII.7.1.1. Facteurs humains	95
VII.7.1.2. Facteurs matériels	95
VII.7.2. Liste des conditions dangereuses	95
VII.7.3. Liste des actions dangereuses	96
VII.7.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	96
VII.7.4.1. Protection individuelle	96

VII.7.4.2. Autre protections	96
VII.7.4.3. Protection collective	97
VIII.7.4.3.1. Équipement de mise en œuvre du béton	97
VIII.7.4.3.2. Engin de levage	97
VIII.7.4.3.3. Appareillage électrique	97
Conclusion.....	97

Chapitre VIII : Protection des conduites

Introduction	98
VIII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	98
VIII.1.1. Les causes du coup de bélier	98
VIII.1.2 Les conséquences du coup de bélier	98
a) Cas de la surpression	98
b) Cas de dépression	99
c) Fatigue de la canalisation	99
VIII.1.3. Description des phénomènes physiques	99
VIII.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	100
VIII.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	101
VIII.2. Calcul des réservoirs d'air.....	102
Méthode de VIBERT.....	102
Méthode de BERGERON.....	102
VIII.3. Dimensionnement des réservoirs d'air.....	103
VIII.3.1. Calcul de la célérité d'onde C.....	104
VIII.3.2. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air.....	104
VIII.4. Protection des conduites contre la corrosion.....	105
VIII.4.1. Facteurs de la corrosion.....	105
VIII.4.2. Corrosion externe	105
VIII.4.3. Corrosion interne	106
VIII.4.4. principaux types de protection contre la corrosion extérieure	106
VIII.4.5. principaux types de protection contre la corrosion intérieure	107
Conclusion.....	107
Conclusion générale.....	108

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1.Températures moyennes mensuelles.....	4
TableauI.2.Répartition mensuelle des précipitations.....	5
Tableau I.3.Vitesses moyennes mensuelles du vent.....	5

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II.01.Evaluation de la population	8
Tableau II.02.Les normes unitaires de la consommation.....	9
Tableau II.03.Détermination des besoins domestique.....	9
Tableau II.04.Détermination des besoins scolaires	10
Tableau II.05.Calcul des besoins socioculturels	10
Tableau II.06.Détermination des besoins publics	10
Tableau II.07.Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale	10
Tableau II.08.Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville	12
Tableau II.09. $_{max}$ en fonction du nombre d'habitants.....	13
Tableau II.10. $_{min}$ en fonction du nombre d'habitants	13
Tableau II.11.Calcul des consommations maximales, minimales, horaires pour la zone.....	14
Tableau II.12.Variation des débits horaires de la ville.....	15

Chapitre III: Les Réservoirs

Tableau III.01.Evaluation du volume résiduel du réservoir d'AIN HAMMADI.....	25
Tableau III.02.Tableau donnant les dimensions des réservoirs.....	26
Tableau III.04.Tableau donnant la capacité et les dimensions du réservoir terminal et la bache de reprise.....	27

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Tableau IV.1.Coefficients K' , m , b pour différents types du tuyau	34
Tableau IV.2.Longueurs des différents tronçons de l'adduction :.....	35
Tableau IV.3.Les altitudes des différents points de l'adduction :.....	35
Tableau IV.4.Diamètres normalisés pour la conduite gravitaire.....	36
Tableau IV.5.Frais d'investissement de la conduite gravitaire.....	36
Tableau IV.6.Calcul de la HMT du tronçon du (STPP –Réservoir projeté).....	40
Tableau IV.7.Calcul des frais d'amortissement du(STPP –Réservoir projeté).....	40
Tableau IV-8: Calcul des frais d'exploitation du(STPP –Réservoir projeté).....	40
Tableau IV-9: Bilan du tronçon(STPP –Réservoir projeté).....	40

Chapitre V: Etude du Pompage

Tableau V.1.Caractéristiques de la station de pompage SP.....	43
Tableau V.2.Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	44
Tableau V.3.Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	47
Tableau V.4.Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	52
Tableau V.5.Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	57

Chapitre VI : Réseau de distribution

Tableau VI.1.Détermination de débit spécifique	60
Tableau VI.2.Détermination de débit route	60
Tableau VI.3.Détermination de débit aux nœuds.....	61
Tableau VI.4.Détermination des débits de dimensionnement.....	63
Tableau VI.5.Détermination de débit route	64
Tableau VI.6.Détermination de débit aux nœuds.....	66
Tableau VI.7.Détermination des débits de dimensionnement.....	68
Tableau VI.8.les diamètres avantageux en fonction des débits.....	69
Tableau IV.9.Détermination des diamètres avantageux.....	69
Tableau VI.10.Calcul des paramètres hydrauliques (Cas de pointe).....	72
Tableau VI.11.Calcul des pressions (Cas de pointe).....	73
Tableau VI.12.Calcul des paramètres hydrauliques (Cas de pointe+incendie)	75
Tableau VI.13.Calcul des pressions (cas de pointe + incendie).....	76

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1.calcul du volume du déblai de l’adduction.....83

Tableau VII.2.calcul du volume du lit de sable.....84

Tableau VII.3.calcul du volume des conduites.....85

Tableau VII.4.Volumes des travaux de l’adduction.....86

Tableau VII.5.frais total des travaux de l’adduction.....86

Tableau VII.6.récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....87

Tableau VII.7.les travaux de la station de pompage.....89

Tableau VII.8.Devis des différents travaux de la station de pompage.....89

Tableau VIII.5.Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....93

Chapitre VII: Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Tableau VIII.1.Calcul de la célérité 100

Tableau VIII.2.Valeurs du coup de bélier..... 101

Tableau VII.3.Calcul du temps de fermeture de la vanne.....101

Tableau VIII.4.Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de
 Refoulement.....104

Tableau VIII.5.Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction
 De refoulement.....104

Tableau VIII.6.Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de
 refoulement.....104

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I.1. Image de village captée par le satellite global.....	2
Figure I.2. situation administrative de la wilaya de CHLEF.....	3
Figure I.3. Diagramme climatique.....	4

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II.1. Graphique de la consommation en eau de l'agglomération.....	16
Figure II.2. Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération	17

Chapitre III: Les réservoirs

Figure III.1. Coup transversale d'un réservoir semi-enterré	24
---	----

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Figure IV.1. <i>Tracé de la variante N°01</i>	32
Figure IV.2. <i>Tracé de la variante N°02</i>	33
Figure IV.3. cout total (frais d'amortissement+frais d'exploitation) en fonction du diamètre.....	41

Chapitre V: Etude du pompage

Figure V.1. Les courbes caractéristiques de la pompe.....	45
Figure V.2. point de fonctionnement des pompes.....	47
Figure V.03. schéma de la pompe (.CAPRARI.).....	54

Chapitre VI : Réseau de distribution

Fig. VI.1.Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe).....74

Fig. VI.2.Variation de vitesse et de pression dans le réseau
(Cas de pointe+ incendie).....77

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII.1.Pelle hydraulique.....90

Figure VII.2.Bulldozer.....91

Figure VII.3.Chargeur.....91

Figure VII.4.Compacteur.....92

Chapitre VIII: Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Figure VIII.1.Installations de tuyaux recouverts d'une protection en
polyéthylène.....107

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1.Plan de situation de la zone rurale AIN HAMMADI W.CHLEF

Planche N° 2.Schéma synoptique

Planche N° 3.Profil en long de l'adduction (STPP-réservoir projeté)

Planche N° 4.Profil en long de la conduite principale de réseau

Planche N° 5.Plan de la station de pompage

Abréviations

- ANRH : Agence national des ressources en eau.
- PDAU : Plans directeurs de l'aménagement et de l'urbanisme.
- APC : Assemblée populaire communale.
- PNE : Plan National de l'Eau.
- hab. : Habitant.
- Dot : dotation
- STPP : Station de pompage.
- R200m³ : Réservoir projeté de 200m³.
- DN : Diamètre normalisé.
- AEP : Alimentation en eau potable.
- PRV : Polyester Renforcé de fibre de Verre
- PVC : Polychlorure de vinyle
- PEHD : Polyéthylène a haut densité.
- mce : Mètre colonne d'eau.

Introduction générale

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à l'étude de l'alimentation en eau potable de la zone rurale AIN HAMMADI de la commune EL MARSA wilaya de CHLEF a partir d'un réservoir existant pour répondre confortablement à la demande à notre horizon de calcul 2038.

Notre étude comporte huit chapitres qui peuvent être répartis sur quatre parties principales.

La première partie peut contenir les deux chapitres suivants:

Une présentation globale du site: avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases à savoir la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre d'habitants.

1- Estimation des besoins en eau: dans ce chapitre, nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire, pour l'utilisateur, le réseau d'adduction. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.

La deuxième partie: l'étude vise ici, à définir l'ensemble des ouvrages et équipements pour assurer un approvisionnement en eau optimal de notre zone cités si avant. Elle englobe les quatre chapitres suivants:

Les réservoirs: ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers. Leur dimensionnement peut se faire par deux méthodes (analytique et graphique).

2- L'adduction: dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.

3- Pompes et stations de pompage: l'accent est porté sur les équipements que comportera une station de pompage, le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement ainsi que les éventuelles modifications. Et on terminera ce chapitre par l'étude de la cavitation.

4- Réseau de distribution: ce chapitre consiste le dimensionnement de réseau de distribution.

La troisième partie sera consacrée pour les protections nécessaires pour le réseau, à savoir:

1- Le coup de bélier: dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène: les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans le réseau.

2- Organisation de chantier, protection et sécurité de travail.

Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de l'agglomération du point de vue géographique, climatologique et géologique, et connaître la situation hydraulique.

I.1.Description générale de la zone d'étude

La présente étude a pour objet la conception d'un réseau de distribution d'eau potable pour la zone rural d'Ain Hamadi de la commune d'EL MARSSA W.CHLEF. A partir d'un piquage.

I.2.Situation topographique:

La zone rurale d'Ain Hamadi de la commune d'EL MARSSA qui s'élève de 165.11 m et 228.03 m.

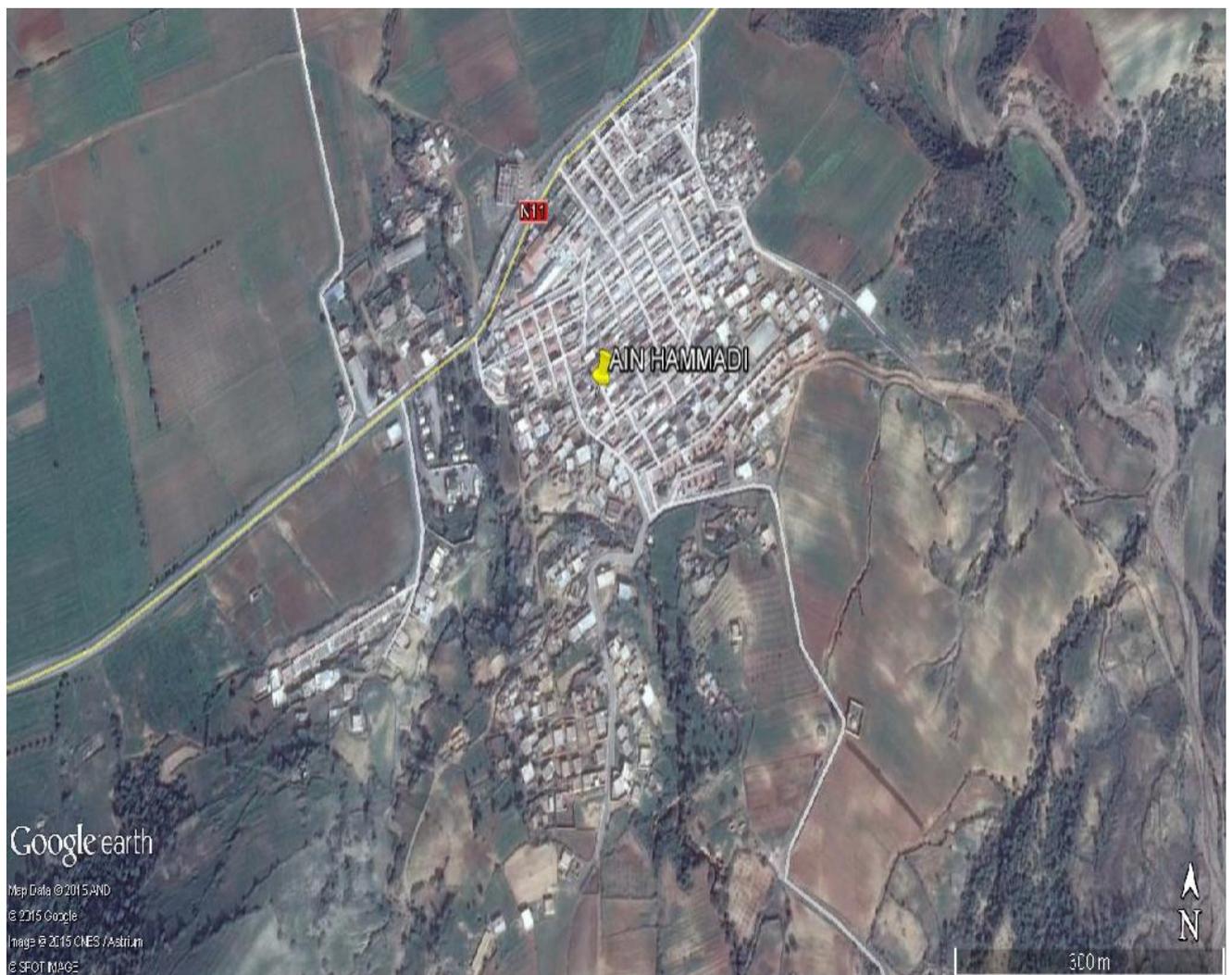


Figure I.1.Image de village captée par le satellite global [1]

I.3.Situation géographique

La zone d'AIN HAMMADI, elle est située à 3 km au sud du chef-lieu de la commune d'EL MARSA, est limitée comme suit :

- Au nord par la mer méditerranéenne
- Au sud par la commune de MOSADEK
- À l'Est par la commune de TALASSA
- À l'Ouest par la commune EL MARSA

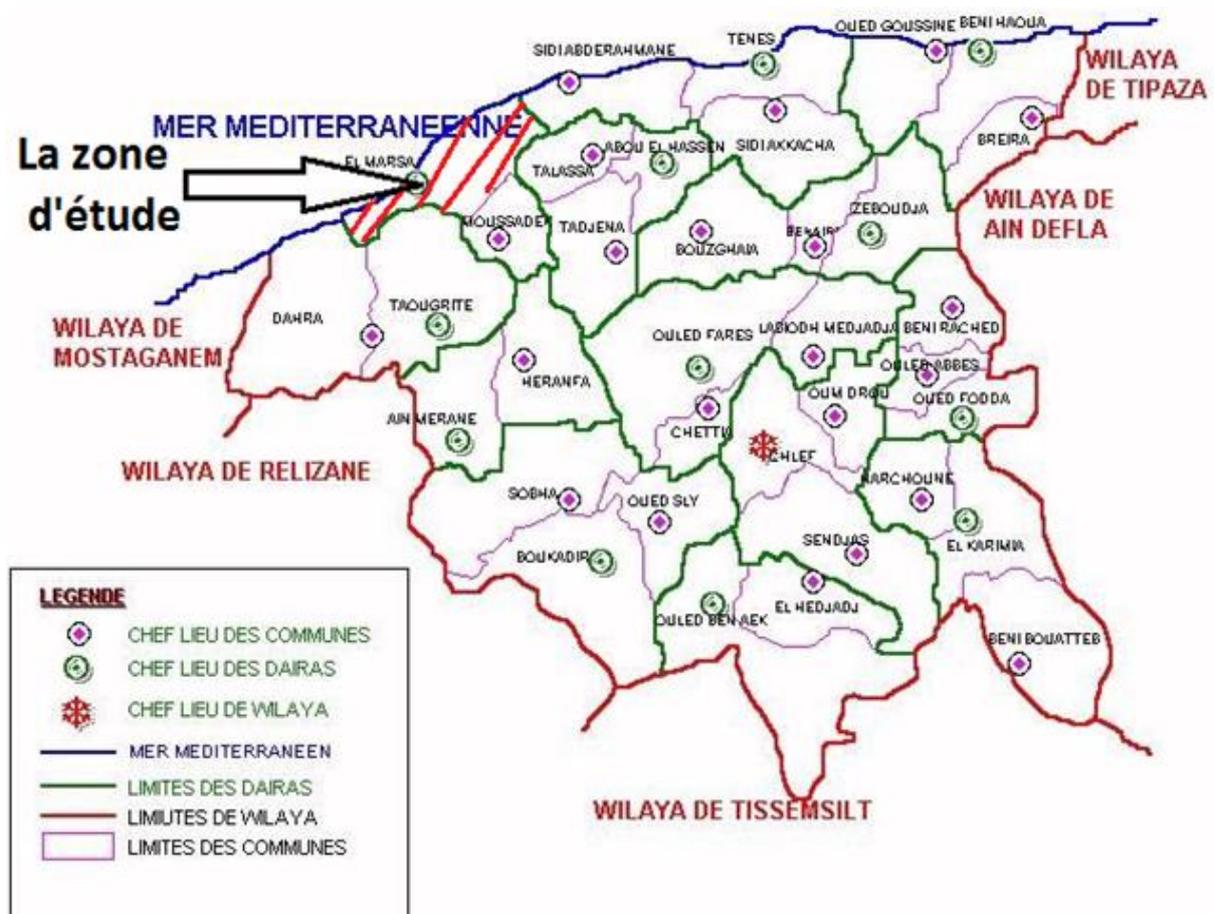


Figure I.2.situation administrative de la wilaya de CHLEF

I.4.Situation climatologique

I.4.1.Climat

Le climat d'Ain Hamadi est chaud et tempéré. L'été, à Aïn Hamadi, les pluies sont moins importantes qu'elles ne le sont en hiver. La carte climatique de Köppen-Geiger y classe le climat comme étant de type Csa. Sur l'année, Chaque année, les précipitations sont en moyenne de 442 mm

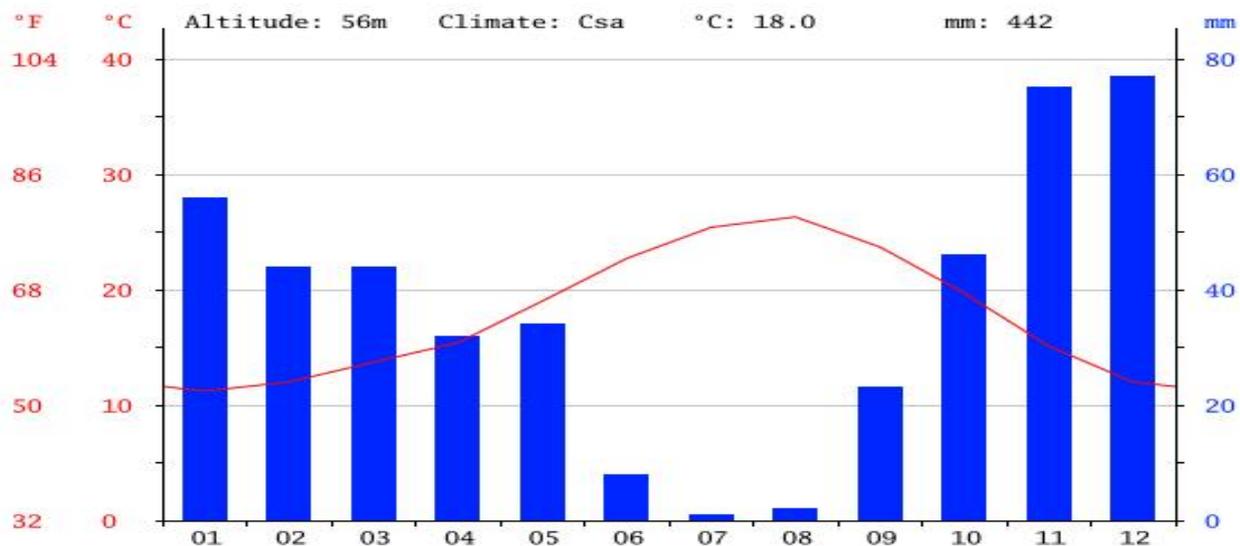


Figure I.3.Diagramme climatique

Juillet est le mois le plus sec, avec seulement 1 mm. Une moyenne de 77 mm fait du mois de Décembre le mois ayant le plus haut taux de précipitations.

I.4.2.Température

La température moyenne à Aïn Hamadi est de 18.0 °C, 26.3 °C font du mois d'Aout le plus chaud de l'année. 11.2 °C font du mois de Janvier le plus froid de l'année.

Entre la température la plus basse et la plus élevée de l'année, la différence est de 15.1 °C.

Tableau N° I.1.Températures moyennes mensuelles (1980/2007)

mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T° Moy	23.7	19.7	15.1	12	11.2	12	13.7	15.4	19	22.7	25.4	26.3

(Source ANRH)

I.4.3. Précipitations

Le climat est de type méditerranéen à tendance sub-humide s'illustrant par deux périodes : l'une sèche et chaude s'étalant d'avril à septembre et autre pluvieuse, et froide les pluies tombent surtout de novembre à février.

Entre le plus sec et le plus humide des mois, l'amplitude des précipitations est de 76 mm.

La répartition mensuelle des précipitations est donnée dans le tableau I.2

1980/2007

Tableau N° I.2. Répartition mensuelle des précipitations

mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Précipitation (mm)	23	46	75	77	56	44	44	32	34	8	1	2

(Source ANRH)

I.4.4. Les Vents

Les vents dominants sont généralement modérés et faibles, ayant les directions ouest et nord-est.

d'après les mesures de ANRH pour la période 1983 – 2006.

Tableau N° I.3. Vitesses moyennes mensuelles du vent

mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Vitesse (m/s)	22	12	24	19	23	17	21	20	28	24	24	22

(Source ANRH)

I.5. situation géologique

Le massif est formé essentiellement de calcaires secondaires, attribués au lias par Brive, sur la carte géologique au 50 000e de 1913. Glangeaud, dans une rectification de 1932, a noté, au dessus des calcaires blancs compacts du lias moyen, la présence de terrains jurassiques et crétacés, calcaires bréchoïdes roses lithoniques et calcaires siliceux foncés d'âge indéterminé. La transgression du Lutétien au Tertiaire a superposé aux calcaires secondaires des marnes, marno-calcaires et marnes sableuses à nummulites formant une bande étroite entre le lias et les poudingues oligocènes : elles affleurent dans les criques et détermine un -méplat- très net dans la topographie, mais masqué par les éboulis quaternaires.

I.6.Sismicité

Notre zone se trouve dans la zone territoriale où l'activité sismique n'est pas négligeable, car elle se situe au-dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen. Donc les études de génie civil doivent prendre en considération cette particularité.

I.7.Situation démographique

I.7.1.Population

Les principales sources d'information qui ont été la base pour mener cette analyse sont le recensement de 2008, la population du chef-lieu de commune de AIN HAMMADI s'élève à P=2000 habitants (d'après les données recueillies au niveau de l'APC EL MARSSA) qui s'est traduit par un taux d'accroissement.

T: taux d'accroissement pris égal à 1,74%

1.7.2. Equipement

<i>Équipements</i>	<i>Quantité</i>	<i>Unité</i>	<i>Dotation L/J/unité</i>	<i>Besoins M³/J</i>
Mosquée	300	fidèles	10	3
Gendarmerie	25	m ²	50	1,25
Primaire	120	élève	30	0,36
Total				4,61

I.8. Situation hydraulique

I.8.1 Réservoirs

-Notre zone est alimentée à partir d'un piquage dont les caractéristiques sont les suivants :

- Cote de terrain naturel de : CTN 194 m.

Ce dernier est alimenté à partir de deux réservoirs qui ont les caractéristiques suivantes :

- Le stockage existant s'élève à 2*1500m³.
- Cote de terrain naturel de : CTN 265 m.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la zone de **AIN HAMADI**. Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qu'est la conception d'un nouveau réseau de la ville de **AIN HAMADI**

Introduction

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

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'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.

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements, et il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement.

Dans les lignes qui suivent nous essaierons de connaître la variation des débits journaliers et horaires de la ville.

II.1. Evaluation de la population

En 2008 la population d'AIN HAMMADI a été estimée à **2000** habitants, les prévisions seront établies pour l'horizon 2038.

D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future pour application de la relation suivante :

$$P_n = P_0 [1 + t]^n \dots\dots\dots \text{(II.1)}$$

Avec :

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

P₀ : population de l'année de référence (hab).

t : taux d'accroissement annuel de la population

[En générale ce taux est pris égal à 1,74 % dans cette région].

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

Dans notre cas : P₀=2000 hab.

t = 1,74 %

n = 30 ans [2008 ÷ 2038]

Le tableau suivant présente le nombre d'habitant pour les différents horizons :

Tableau II.1.Evaluation de la population.

Années	Evaluation de la population [Hab]
2008	2000
2015	2257
2020	2460
2038	3356

II.2.Catégories des besoins

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que tend à connaître la zoned'AIN HAMMADI, il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telle que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins socioculturels;

II.3.Estimation des besoins

II.3.1. Choix de la norme unitaire de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Ressources existantes.

Cette norme est fixée à 150 l/j /hab.et répartie comme suit :

Tableau N° II.2. Les normes unitaires de la consommation

Destination	Norme unitaire [l/j/hab]
Boisson	3 à 5
Cuisine	4 à 5
Lavabo	8 à 12
Douche	20 à 30
Blanchissage sur place	15 à 20
Baignoire	100 à 150
Ménage	3 à 8
Arrosage privé	30 à 40

II.3.2. Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année :

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

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j]

N_i : Nombre de consommation dans chaque groupe [hab]

Q_i : Norme moyenne journalière de la consommation [l/j /hab]

i : Nombre de groupes ($i = 1, 2, 3 \dots n$)

II.4. Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation

II.4.1. Agglomération

II.4.1.1. Besoins domestiques

Le tableau suivant déterminer les besoins domestiques

Tableau N° II.3. Détermination des besoins domestique.

Année	N ^{bre} d'habitant [hab]	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m^3/j]
2008	2000	150	300
2015	2257	150	338.55
2020	2460	150	369
2038	3356	150	503.4

II.4.1.2. Besoins scolaires

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau scolaire comme suite :

Tableau N°II.4.Détermination des besoins scolaires.

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/j/élève	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Ecole internat	120	30	3.6

II.4.1.3. Besoins socioculturels**Tableau II.5.**Calcul des besoins socioculturels.

Désignation	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Mosquées	300 fidèles	10 (l/j/fidèle)	3

II.4.1.4. Besoins publics

Le tableau suivant nous montre les besoins en eau administratifs.

Tableau N°II.6.Détermination des besoins publics.

Nature de l'établissement	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Gendarmerie	25	50	0.36

II.5. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon.

Tableau N° II.7.Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques	503.4
Scolaires	3.6
Socioculturels	3
publics	0.36
Total	510.36

II.6. Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

II.7. Etude de la variation des débits journaliers

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale.

Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne.

Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté K_{maxj} .

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et notée K_{minj} .

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} * K_{maxj} [m^3/j] \dots\dots\dots (II.3)$$

$$Q_{minj} = Q_{moyj} * K_{minj} [m^3/j] \dots\dots\dots (II.4)$$

Avec :

Q_{moyj} : débit moyen journalier (m^3/j).

Q_{maxj} : débit maximum journalier (m^3/j).

Q_{minj} : débit minimum journalier (m^3/j).

K_{maxj} : varie entre 1.1 à 1.3

Pour notre cas nous prenons $K_{maxj} = 1,3$ pour les besoins domestiques et 1.1 pour les

autres besoins

$K_{\min,j}$: varie entre 0,7 à 0,9

Pour notre cas nous prenons $K_{\min,j} = 0,9$ pour les besoins domestiques et 0,7 pour les autres besoins

Le tableau suivant représente la Récapitulation des besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville.

Tableau N°II.8. Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	$K_{\text{max},j}$	$Q_{\text{max},j}$ (m ³ /j)	$K_{\text{min},j}$	$Q_{\text{min},j}$ (m ³ /j)
Domestiques	503.4	1,3	654.42	0,9	453.06
Scolaires	3.6	1,1	3.96	0,7	2.52
Socioculturels	3	1,1	3.3	0,7	2.1
Public	0.36	1,1	0.14	0,7	0.25
Total	510.36		661.82		457.93

II.8. Etude de la variation des débits horaires

II.8.1. Consommation maximale horaire

Elle est représentée par le **coefficient d'irrégularité maximale horaire** ($K_{\text{max},h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : $K_{\text{max},h}$ et $K_{\text{max},j}$; tel que :

$$K_{\text{max},h} = K_{\text{max},j} \cdot K_{\text{max},h} \dots \dots \dots \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- $K_{\text{max},j}$: coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $K_{\text{max},j} = 1,2$.

▪ $K_{\text{max},h}$: coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant :

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

$$\text{Donc : } Q_{\text{moy h}} = \frac{661.82}{24}$$

$$Q_{\text{moy,h}} = 27.58 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tableau N° II.11. Calcul des consommations maximales, minimales, horaires pour la zone

La ville	$Q_{\text{moy, h}}$ [m ³ /h]	$K_{\text{min, h}}$	$Q_{\text{min, h}}$ [m ³ /h]	$K_{\text{max, h}}$	$Q_{\text{max,h}}$ [m ³ /h]
AIN HAMMADI	27.58	0.05	1.38	2.04	56.26

Dans notre travail nous avons opté pour la détermination du débit de pointe pour la méthode donnant les variations en se rapportant au nombre d'habitants

II.8.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants (**voir l'annexe 3**)

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisit la répartition dans la colonne qui concerne (Agglomération de type rurale.). (Puisque le nombre d'habitants à l'année **2038** sera 3356 hab.), dont la répartition est indiquée dans le tableau **N°/II.12.**

Tableau N°II.12.Variation des débits horaires de la ville

Heure	Agglomération		Le débit cumulé	
	$Q_{\max j}=661.82 \text{ m}^3/\text{j}$		$Q_{\max j}$	
h	%	m^3/h	%	Qc
0-01	0.75	4.9637	0.75	4.9637
01-02	0.75	4.9637	1.5	9.9273
02-03	1.00	6.6182	2.5	16.546
03-04	1.00	6.6182	3.5	23.164
04-05	2.00	13.236	5.5	36.4
05-06	5.50	36.4	11	72.8
06-07	5.50	36.4	16.5	109.2
07-08	5.50	36.4	22	145.6
08-09	3.50	23.164	25.5	168.76
09-10	3.50	23.164	29	191.93
10-11	6.00	39.709	35	231.64
11-12	8.50	56.255	43.5	287.89
12-13	8.50	56.255	52	344.15
13-14	6.00	39.709	58	383.86
14-15	5.00	33.091	63	416.95
15-16	5.00	33.091	68	450.04
16-17	3.50	23.164	71.5	473.2
17-18	3.50	23.164	75	496.37
18-19	6.00	39.709	81	536.07
19-20	6.00	39.709	87	575.78
20-21	6.00	39.709	93	615.49
21-22	3.00	19.855	96	635.35
22-23	3.00	19.855	99	655.2
23-24	1.00	6.6182	100	661.82
Total	100%			

D'après ce tableau de répartition des débits nous avons :

$$Q_{\min h} = 1.38 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max h} = 56.26 \text{ m}^3/\text{h}$$

Nous pouvons donc tracer les graphes

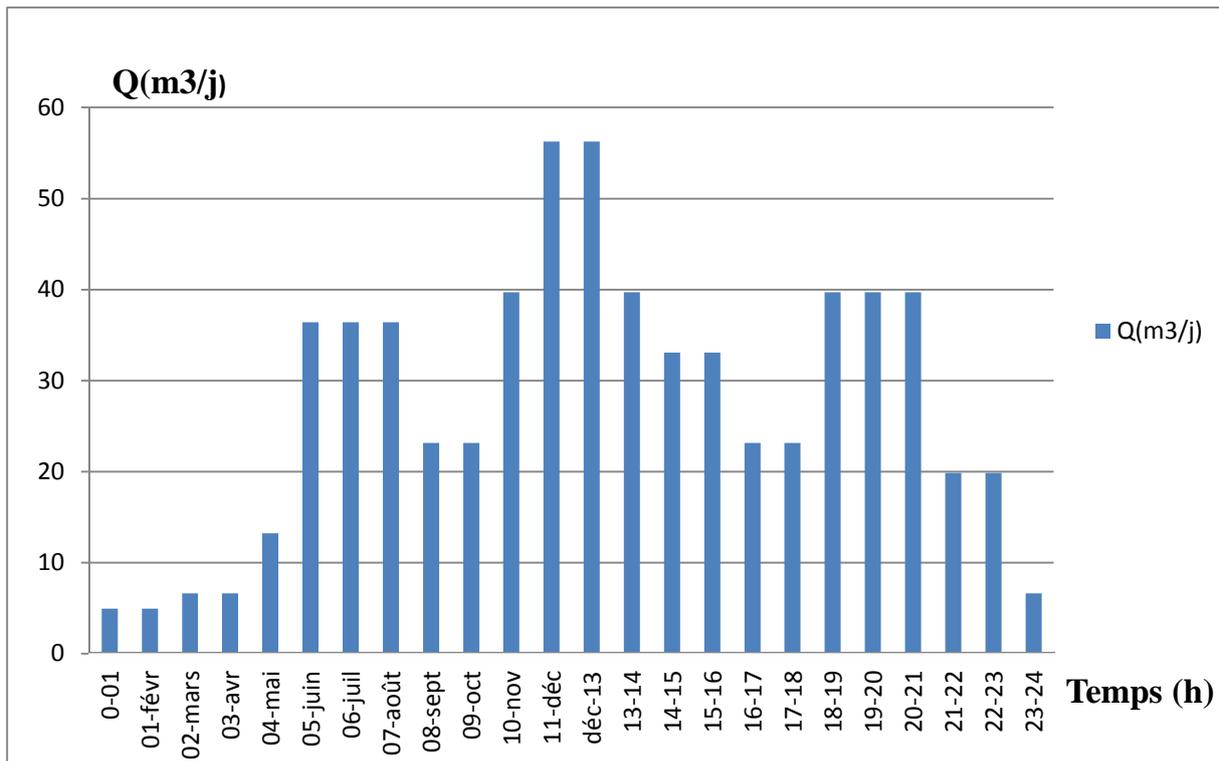


Figure II.1. Graphique de la consommation en eau de l'agglomération

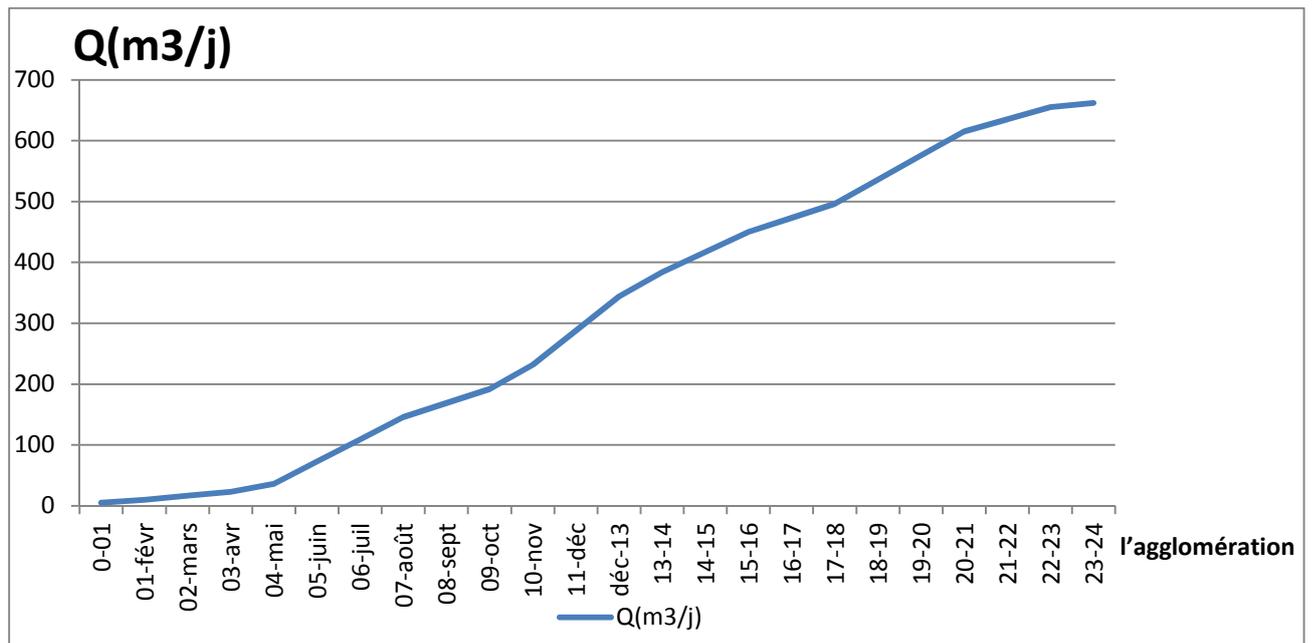


Figure II.2. Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de connaître tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

Introduction

Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable.

III.1.Types d'adduction [2]

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

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

III.1.1.Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

III.1.2.Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

III.1.3.Adduction mixte

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

III.2.Quelques notions simples sur l'adduction**III.2.1.Choix du tracé**

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

1. Le tracé doit être le plus court possible en raison d'économie.
2. Des ventouses et des vidanges doivent être prévues au point haut et bas pour évacuer l'air qui s'y accumule.
3. Il serait préférable de suivre l'accotement des pistes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau et aussi éviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées.

III.3.Choix des matériaux de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

III.3.1.Fonte

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

III.3.2.Acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

III.3.3.PR.V (Polyester Renforcé de fibre de Verre)

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.

III.3.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Conclusion

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes.
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

III.4.Proposition des variantes

IV.II.1.Etude des variantes

Avant de lancer notre étude on opte pour l'étude des variantes suivantes :

- **Variante N°1**

Ce système, consiste a ramené l'eau potable par une conduite d'adduction à partir d'un piquage vers une station de pompage en suite en relie cette station avec un réservoir projetée par une conduite d'adduction

La station de pompage (SP (193.41 m)) qui est alimentée gravitairement à partir d'une conduite à une longueur de 36.97m et qui refoule l'eau vers un réservoir projetée (216.45m) à une longueur de 389.78m.

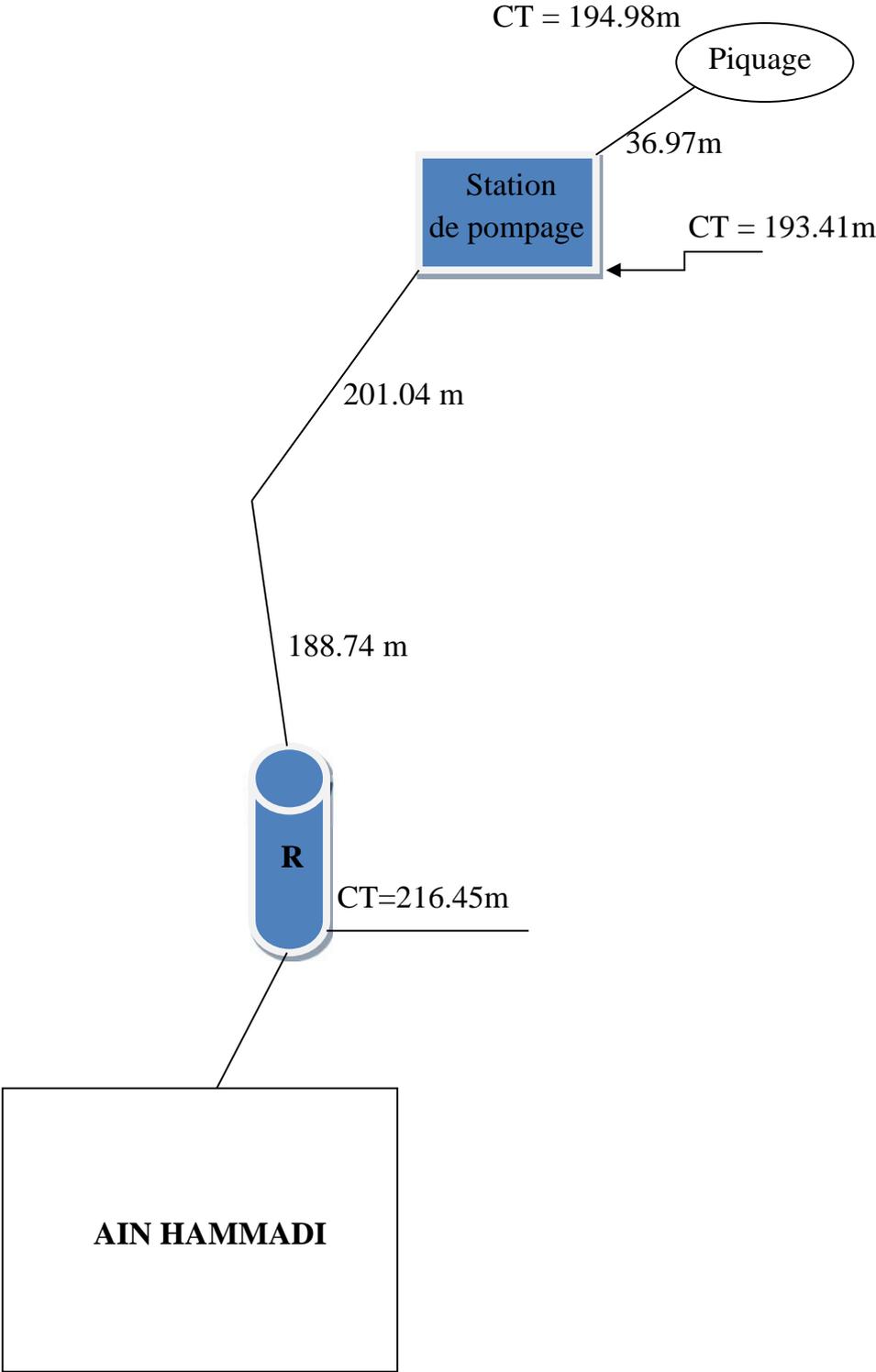


Figure III.1. Tracé de la variante N°01

- **Variante N°2**
- Ce système, consiste a ramené l'eau potable par une conduite d'adduction à partir d'un piquage vers une station de pompage en suite en relie cette station avec un réservoir projetée par une conduite d'adduction
- La station de pompage (SP (193.41 m)) qui est alimentée gravitairement à partir d'une conduite à une longueur de 36.97m et qui refoule l'eau vers un réservoir projetée (216.45m) à une longueur de 441.7m.

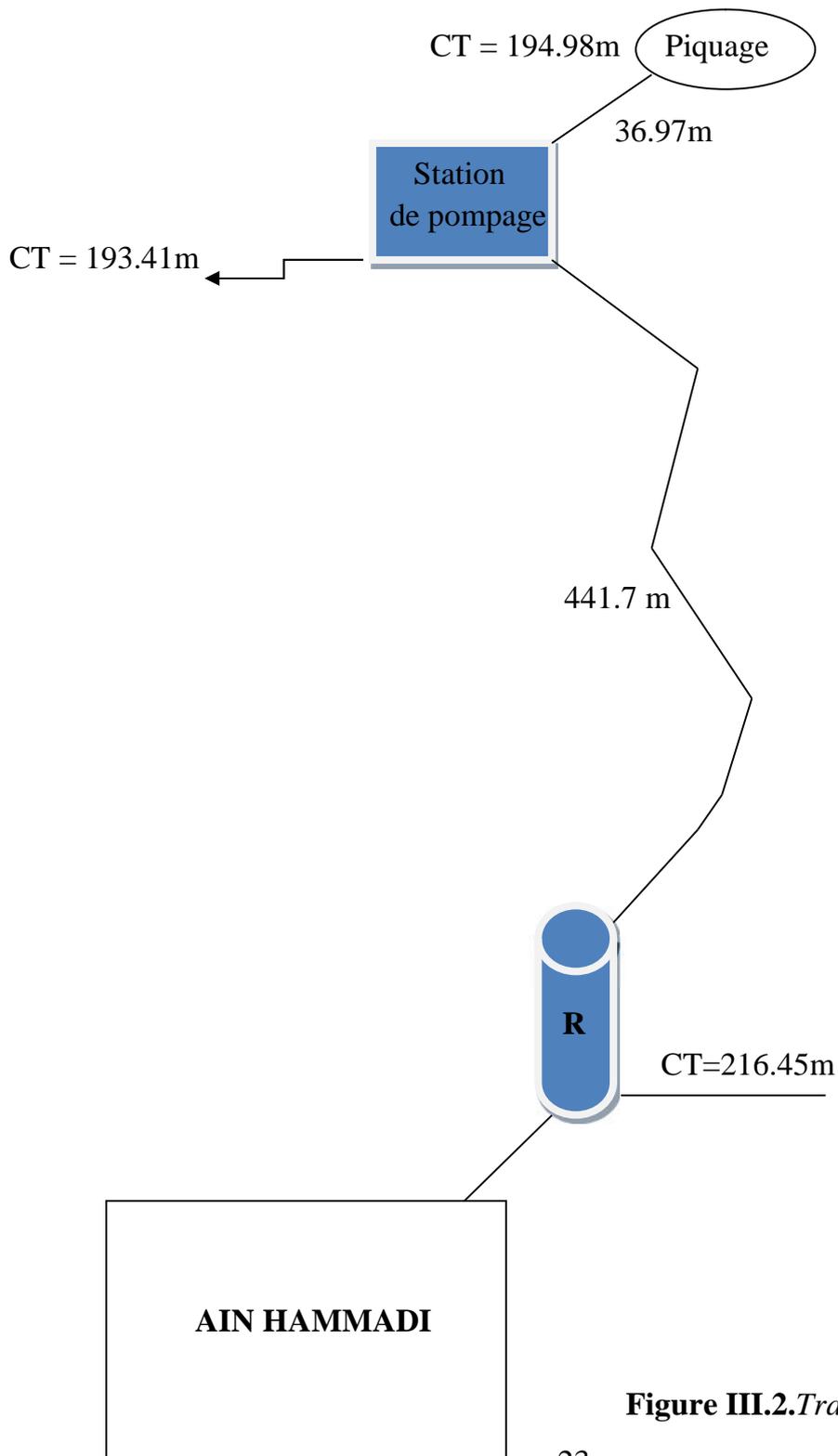


Figure III.2.Tracé de la variante N°02

III.4.2.Choix de la variante du tracé d'adduction

La première variante présente plusieurs contraintes à savoir :

Notre tracé est suivre l'accotement des pistes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau.

Et pour la deuxième variante :

Dans cette variante, notre tracé comprend deux stations de pompage

III.5.Calcul hydraulique

III.5.1.Calcul du diamètre avantageux pour la conduite gravitaire

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

$$\Delta H_T = \frac{L * V^2}{D * 2g} \text{ Sachant que } Q=V*S \Rightarrow \Delta H_T = \frac{8 * L * Q^2}{g * f^2 * D^5} \dots\dots\dots(III.1)$$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de la perte de charge ;

$$\Delta H_T = \frac{K' * L_e * Q^s}{D_{av}^m} \dots\dots\dots(III.2)$$

ΔH_T : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{ev} \dots\dots\dots(III.3)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{ev} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **05%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_L = 1.10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^s}{\Delta H_T}} \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

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) ;

s : 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 s sont donnés dans le tableau III.1

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

Tuyau	K'	m	S
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

Pour notre cas, on prend : $K' = 0,001735$; $S = 2$; $m = 5,3$

III.5.1.1. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons sont regroupées dans le tableau VI.2 :

Tableau III.2.Longueurs des différents tronçons de l'adduction

Point de départ	Point d'arrivée	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
piquage	Station de pompage	36.97	40.67

III.5.1.2. Altitudes des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont regroupées dans le tableau ci-après:

Tableau III.3.Altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Points	Côte de terrain naturel (m)
1	piquage	194
2	Station de pompage	193.41

III.5.1.3. Dimensionnement des différents tronçons

- Charge disponible :
 $P_s(\text{piquage}) = 1.5 \text{ bar}$
 $P_s(\text{stpp}) = 1 \text{ bar}$

$$\Delta Hd = C_{\text{piquage}} - C_{\text{psp}} \quad \Delta Hd = 209 - 203.41$$

$$\Delta Hd = 5.59 \text{ m}$$

$$C_{\text{piquage}} = CT + P_s = 194 + 15 = 209 \text{ m}$$

$$C_{\text{psp}} = CT + P_s = 193.41 + 10 = 203.41 \text{ m}$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 \times 40.67 \times 0.0077^2}{5.59}} = 0.07 \text{ m} = 70 \text{ mm DN} = 75 \text{ mm}$$

- Vitesse d'écoulement :

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant

l'équation de continuité : $Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{f * D^2}{4}$ Ainsi: $V = \frac{4 * Q}{f * D^2}$

Avec :

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).

Pour un diamètre normalisé DN= 100mm, la vitesse d'écoulement sera :

$$V = \frac{4 * Q}{f * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.0077}{f * 0.1^2} = 1.74 \text{ m/s}$$

Donc, le tronçon (piquage-station de pompage) aura un diamètre normalisé DN= 100mm sur une longueur égale à 42.52m et une vitesse de 0.98m/s.

- Les pertes de charge :

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^5}{D^m} \Rightarrow \Delta H = \frac{0.001735 * 40.67 * 0.0077^2}{0.1^{5.3}} \Rightarrow \Delta H = 3.83m$$

Tableau III.4.Diamètres normalisés pour la conduite gravitaire

Point de départ	Point d'arrivée	L _{équivalente} (m)	Débit (m ³ /j)	D (mm)	V (m/s)	H _i (m)	C _T départ (m)	C _P départ (m)	P _S (départ) (m)
piquage	Station de pompage	40.67	661.82	75	1.74	3.83	194	209	15

III.5.2.Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement

La gamme de diamètre est déterminée par les deux formules suivantes :

- **Formule de BRESSE :**

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots(III.5)$$

- **Formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(III.6)$$

D : diamètre en mètre (m) ;

Q : débit à élever en m³/s.

Le diamètre économique sera compris entre les deux valeurs calculées par les formules précédentes, et sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable.

III.5.2.1.Calcul des pertes de charge

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

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

III.5.2.1.1.pertes de charge linéaires

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

- 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).

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH suivante :

$$\Delta H_l = I * L = \left\} \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots (III.7)$$

Le coefficient } est obtenu par les formules suivantes:

$$\left\} = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \dots\dots\dots (III.8)$$

$$\text{(Formule de Nikuradzé)} \frac{1}{\sqrt{\left\}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\left\}}\right) \dots\dots\dots (III.9)$$

(Formule Colebrook)

R_e: nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\epsilon} \dots\dots\dots (III.10)$$

v: viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\epsilon = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \dots\dots\dots (III.11)$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: v=0.01 Stocks =10⁻⁶ m²/s

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

$$K_s = K_0 + T \dots\dots\dots (III.12)$$

D'où :

K₀: rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm.

: vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»
 =0,04 mm/an

T: temps de service, T=30 ans.

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 30 = 2\text{mm}$.

III.5.2.1.2. pertes de charge singulières

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots(\text{III.13})$$

III.5.2.1.3. pertes de charge totales

Les pertes de charge totales (H_t) à considérer, représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, alors:

Donc : $H_T = H_L + 0.10 H_L = 1.10 H_L \dots\dots\dots(\text{III.14})$

III.5.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \dots\dots\dots(\text{III.15})$$

- H_g: la hauteur géométrique (m)
- H_a: pertes de charge à l'aspiration (m)
- H_r: pertes de charge au refoulement (m)

IV.5.2.3. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\dots * g * Q * HMT}{\eta} \text{ [W]} \dots\dots\dots (\text{III.16})$$

- : rendement de la pompe en (%) (n=82%)
- Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)
- g: Accélération de pesanteur (9.81 m/s²)
- ... : Masse volumique de l'eau (kg/ m³)

III.5.2.4. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \dots\dots\dots (\text{III.17})$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

III.5.2.5. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots\dots\dots(\text{III.18})$$

- E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)
- e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

III.5.2.6. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par :

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \dots\dots\dots(\text{III.19})$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots \dots \dots (III.20)$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088 = 8.88 \%$$

III.6.Résultats de calcul des diamètres économiques

III.6.1.Tronçon (station de pompage-réservoir projeté)

$$-Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{max,j} = 661.82 \text{ m}^3/\text{j}$.

t: Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20$ h.

$$-Q_{exp} = \frac{661.82}{20 * 3600} = 0,0092 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$-L = 389.87\text{m}$$

$$-H_g = 26.45 \text{ m}$$

$$-D_{CBRESSE} = 0,144\text{m}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans le tableau III.6

Tableau III.6.Calcul HMT du tronçon (STPP-réservoir projeté)

Diamètre (mm)	V (m/s)		L (m)	H _T (m)	HMT(m)
90	1,45	0,051	389,78	16,94	44,26
110	0,97	0,047	389,78	7,579	34,90
125	0,75	0,045	389,78	3,85	31,17
160	0,46	0,042	389,78	1,045	28,37
200	0,29	0,038	389,78	0,319	27,64
250	0,19	0,036	389,78	0,0979	27,42
315	0,12	0,033	389,78	0,0286	27,35
400	0,07	0,031	389,78	0,00814	27,33
500	0,05	0,028	389,78	0,00253	27,32

Tableau III.7.Calcul des frais d'amortissement (STPP-réservoir projeté)

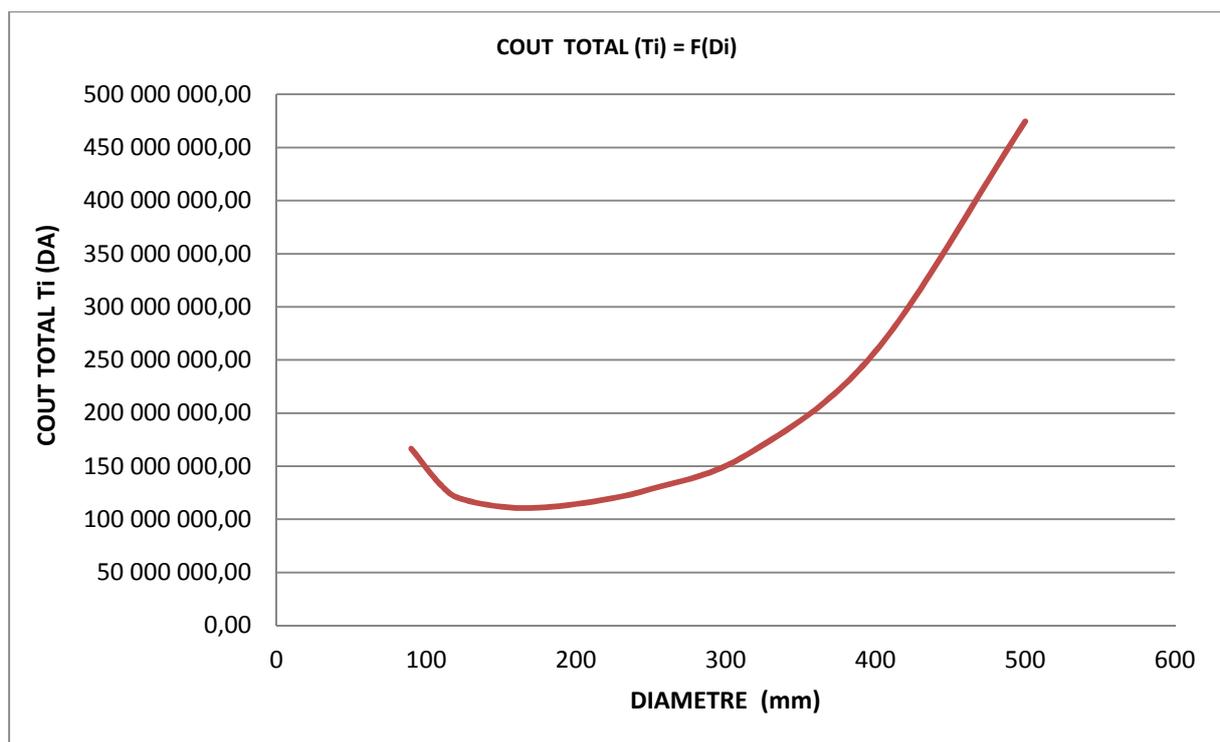
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amorti} (DA)
90	663,09	389,78	439688,348
110	983,83	389,78	967921,469
125	1 273,73	389,78	1622388,11
160	2 081,77	389,78	4333766,33
200	3 269,16	389,78	10687407,1
250	5 057,93	389,78	25582655,9
315	7 681,42	389,78	59004213,2
400	12 473,71	389,78	155593441
500	19 288,95	389,78	372063592

Tableau III.8.Calcul des frais d'exploitation (STPP-réservoir projeté)

Diamètre (mm)	P (KW)	E (Wh)	F _{ex} (DA)
90	4871,41	35561269,14	166071127
110	3841,10	28040052,68	130947046
125	3430,68	25043939,43	116955197
160	3121,95	22790225,92	106430355
200	3042,04	22206911,83	103706278
250	3017,71	22029266,18	102876673
315	3010,08	21973586,20	102616648
400	3007,83	21957147,35	102539878
500	3007,21	21952639,92	102518828

Tableau III.9.Bilan du tronçon(STPP-réservoir projeté)

Diamètre (mm)	F _{ex} (DA)	F _{amorti} (DA)	Bilan (DA)
90	166071127	439688,348	166510815
110	130947046	967921,469	131914968
125	116955197	1622388,11	118577585
160	106430355	4333766,33	110764121
200	103706278	10687407,1	114393685
250	102876673	25582655,9	128459329
315	102616648	59004213,2	161620861
400	102539878	155593441	258133319
500	102518828	372063592	474582421

**Figure III.3.**cout total (frais d'amortissement+frais d'exploitation) en fonction du diamètre

Le diamètre économique est de 160 mm, avec une vitesse de $V = 0.46$ m/s, une perte de charge totale de 1.045m et une HMT de 28.37m.

Conclusion

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer le diamètre approprié de la conduite d'adduction par refoulement projetées dans le cadre de ce projet de fin d'études. Cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleur estimation des diamètres.

Introduction

Dans la cadre de notre projet, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, Donc le but de ce chapitre et de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

IV.1. choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnées une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

IV.2. Classification des réservoirs [3]

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton arme ou ordinaire

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

IV.3. Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas .cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépend des :

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

IV.4. Equipements du réservoir [2]

Le réservoir doit être équipé :

IV.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

IV.4. 1.1. Par Le haut

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

IV.4. 1.2. Par Le bas

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

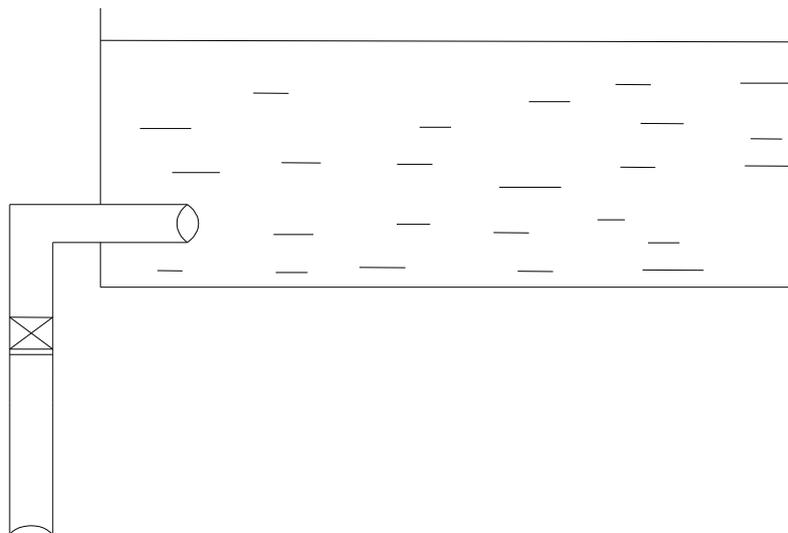


Figure IV .1 : conduite d'arrivée

IV.4.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourraient se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

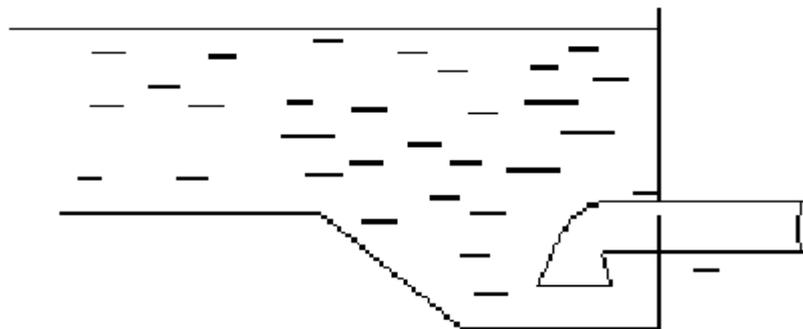


Figure IV.2.conduite de départ

IV.4.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

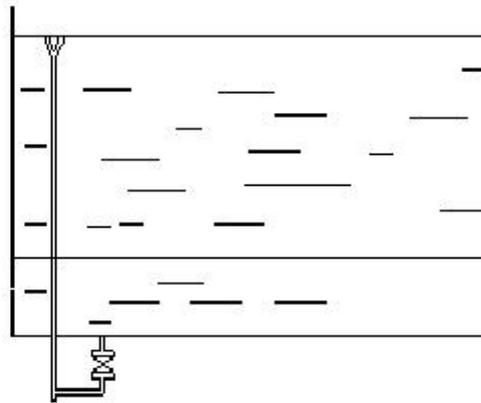


Figure IV .3 .conduite de trop plein et de vidange

IV.4.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

IV.4.5. Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

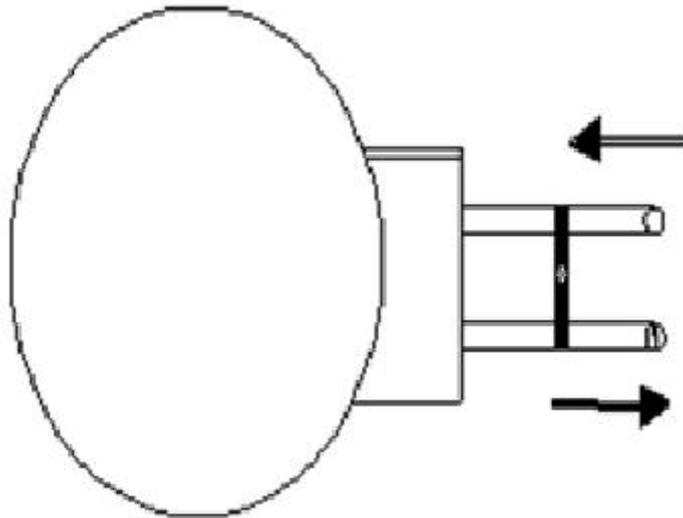


Figure IV.4 : conduite by-pass

IV.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

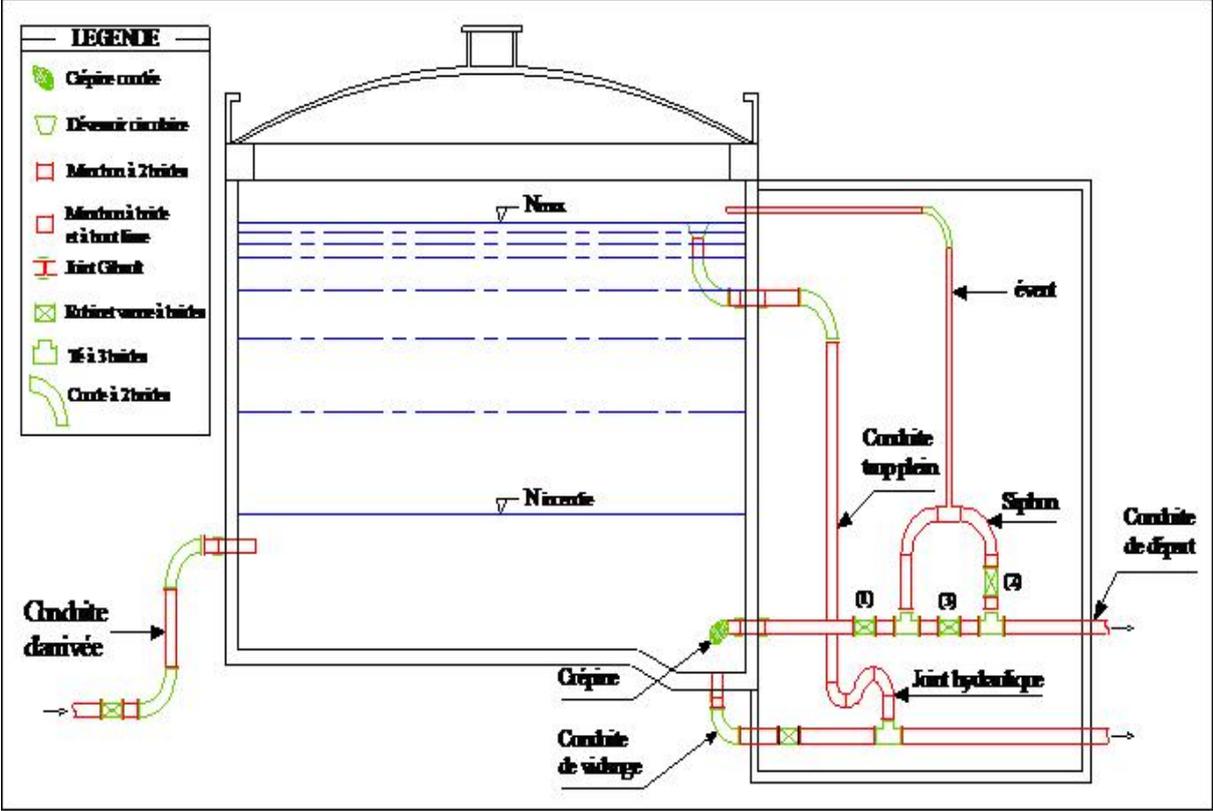


Figure IV.5 .Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

IV.5.Dimensionnement du réservoir

IV.5.1.Calcul de la capacité des réservoirs

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

Pour notre projet, nous avons projeté (07) sept ouvrages hydrotechniques

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:

La méthode analytique.

La méthode graphique.

IV.5.1.1.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 :

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

Q_{max} :La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

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

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

IV.5.1.2. Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant 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 :

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| \quad ()$$

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

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

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

En utilisant la méthode analytique, on calcule les différentes capacités des réservoirs. Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

Dans cette présente étude sept communes sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable.

IV.5.2. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tableau IV.1. Evaluation du volume résiduel du réservoir d'AIN HAMMADI

Heures	Apports (%)	refoulement d'eau (%)	Excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00-01	0.75	-	0.75		2.25
01-02	0.75	-	0.75		3
02-03	1.00	-	1		4
03-04	1.00	-	1		5
04-05	2.00	5		3	2
05-06	5.50	5	0.5		2.5
06-07	5.50	5	0.5		3
07-08	5.50	5	0.5		3.5
08-09	3.50	5		1.5	2
09-10	3.50	5		1.5	0.5
10-11	6.00	5	1		0
11-12	8.50	5	3.5		3.5
12-13	8.50	5	3.5		7
13-14	6.00	5	1		8
14-15	5.00	5	0		8
15-16	5.00	5	0		8
16-17	3.50	5		1.5	6.5
17-18	3.50	5		1.5	6.5
18-19	6.00	5	1		7.5
19-20	6.00	5	1		8.5
20-21	6.00	5	1		9.5
21-22	3.00	5		2	7.5
22-23	3.00	5		2	5.5
23-00	1.00	5		4	1.5
Total	100	100	-	-	-

Calcul de la capacité du réservoir de DELLYS :

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{9,5 * 661.82}{100} = 62.87 \text{m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 62.87 + 120 = 182.87 \text{m}^3$$

$$\text{La capacité normalisée sera : } V_n = 200 \text{m}^3.$$

IV.5.3. Forme des réservoirs

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieur à 10000 m³.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les Réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{f * h}} \dots\dots\dots(\text{IV.4})$$

La hauteur totale du réservoir :

On a : $H = h + R \dots\dots\dots(\text{IV.5})$

R : marge de sécurité

La hauteur de la réserve d'incendie :

On a :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots(\text{IV.6})$$

Tableau IV.2. Tableau donnant les dimensions des reservoirs

Réservoirs	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
AIN HAMMADI	200	9.2	66.67	3	1.8	0.5	3.5

IV.6. Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage(SP)

La station de pompage (SP) se situe à 36.97m du piquage est alimentée gravitairement avec un débit de 661.82 m³/j. Alors le volume de la bache de (SP) est déterminé par la méthode analytique.

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max,j} * t}{20}$$

Avec :

Q_{max,j}: débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

Le débit entrant à la station de pompage est de $0.0077\text{m}^3/\text{s}$

Donc le volume de la bache de reprise est :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max}} \cdot j \cdot t}{20}$$

$$V_{\text{bache}} = \left(\frac{661.82}{20} \right) \cdot \left(\frac{1}{4} \right) = 8.27 \text{ m}^3$$

On choisi un volume normalise de **10 m³**.

Tableau IV.4. Tableau donnant la capacité et les dimensions du réservoir terminal et la bache de reprise.

Réservoirs A projeté	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	Hinc (m)	R (m)	H (m)
Terminal	200	9.2	66.67	3	1.8	0.5	3.5
Bache de reprise	10	2.06	3.33	3	-	0.5	3.05

IV.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

- Le système à deux prises: ce système à deux prises est rarement utilise du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée.
- Système à évent: ce système à l'avantage renouveler constamment la réserve d'incendie.

IV.8. Hygiène et sécurité des réservoirs

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure.
- Ils doivent être protégés contre les élévations importantes de températures.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.

Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à

l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire.
- Au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau

CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité de du réservoir et de la station de pompage pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations.

Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale en tenant compte des conditions de bon fonctionnement

V.1.Choix de l'emplacement de la station de pompage

L'emplacement ou bien le site où la station de pompage doit être déterminée à partir du calcul technico- économique, tiendra compte des conditions locales et des conditions de l'exploitation. Ildépend aussi du relief, d'accès de l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement. L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau, de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

V.2.Situation

La station de pompage se trouve au Nord-est du centre d'AIN HAMMADI commune EL MARSSA wilaya de CHLEF.

V.3.Choix de l'équipement hydromécanique et énergétique

V3.1.Généralités

Tout l'équipement de la station de pompage est classé en deux groupes : hydromécanique et énergétique par la suite, à leur tour, ces derniers sont groupés en équipement principal et celui auxiliaires.

Nous citerons l'équipement principal, à savoir pompes et moteurs principaux robinets-vannes, clapets installés sur les conduites de refoulement et d'aspiration au voisinage immédiat des pompes principales. Cet équipement intervient de façon permanente dans l'adduction. Le choix de l'équipement principal est un problème délicat, puisqu'il s'agit du dimensionnement ou bien du type de bâtiment et le choix de l'équipement auxiliaire dépend des facteurs suivants: conditions locales, type de l'équipement principal et type du bâtiment.

V.4.Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} 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

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal) de marque CAPRARI.

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelée avec une vitesse de rotation variant (3500-1750) tr/min

Les données à introduire sont celles du tableau :

Tableau V.1.Caractéristiques de la station de pompage SP

Côte Départ (m)	Côte d'arrivée (m)	Diamètre Conduite (mm)	Longueur Conduite (m)	Débit (m ³ /h)	HMT (m)
193.41	219.71	160	389,78	33.1	26.45

V.5.Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont

- Nombre de pompes n minimal
- Meilleur rendement
- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale
- Nombre d'étage minimal
- Puissance absorbée minimale

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.2 :

Tableau V.2.Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	(%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	9.55	26.45	MEC-A1/50	72.6	28.5	2850	3.79	2.85
2	9.72	26.45	MEC-A1/40	62.4	29.6	2900	4.6	1.59
3	9.32	26.45	MEC-A1/40	55.6	27.2	2900	4.53	1.88

A partir du tableau V.2 on déduit que la variante d'une (01) pompe est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Remarque

On opte pour un nombre de pompe de une (01) en plus un (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **MEC-A1/50**

V.6.Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe : [H-Q], [P_{abs}-Q], [P_p-Q], [(NPSH)_r-Q] Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1)

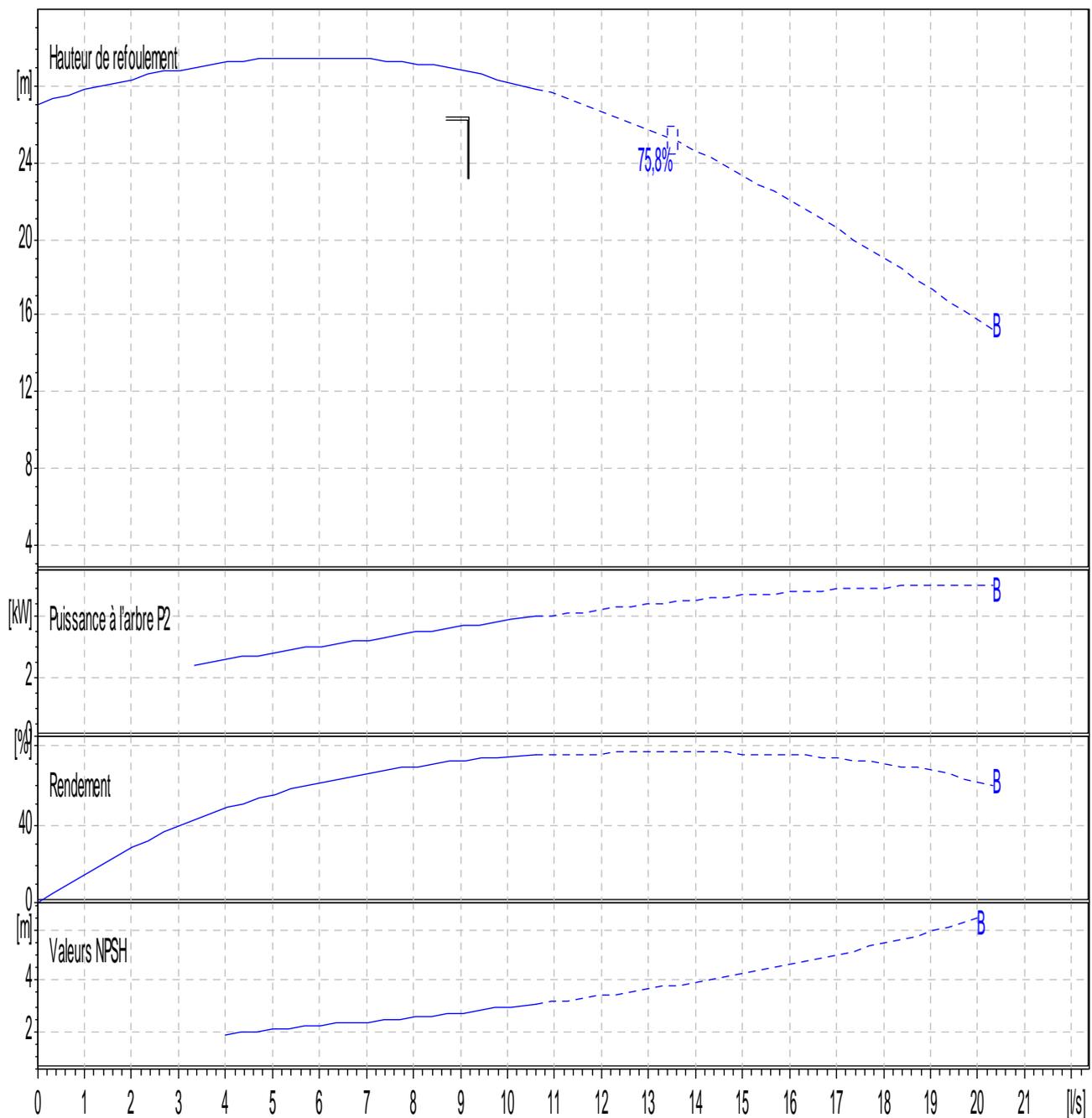


Figure V.1. Les courbes caractéristiques de la pompe

V.7. Point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q]

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

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal

a) Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m)

Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

b) 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

c) Pertes de charge totales (h_t)

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

$$\Delta H_t = 1.1 \Delta H_l \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec :

ΔH_l : Perte de charge linéaire (m)

$$\Delta H_l = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L_{ref} \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D_{ec}^{5.3}} \dots \dots \dots (V.3)$$

Avec :

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m)

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s)

D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m)

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

Tableau V.3. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m^3/h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	$\Delta h_{p_{lin}}$ (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	26.3	389,78	250	0,035	0	0	26,30
2	2.99	26.3	389,78	250	0,035	0,015	0,0165	26,32
3	6.01	26.3	389,78	250	0,035	0,063	0,0693	26,37
4	9	26.3	389,78	250	0,035	0,14	0,154	26,45
5	12	26.3	389,78	250	0,035	0,25	0,275	26,58
6	15	26.3	389,78	250	0,035	0,39	0,429	26,73
7	18	26.3	389,78	250	0,035	0,57	0,627	26,93
8	20.3	26.3	389,78	250	0,035	0,72	0,792	27,09

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la (figure V.2)

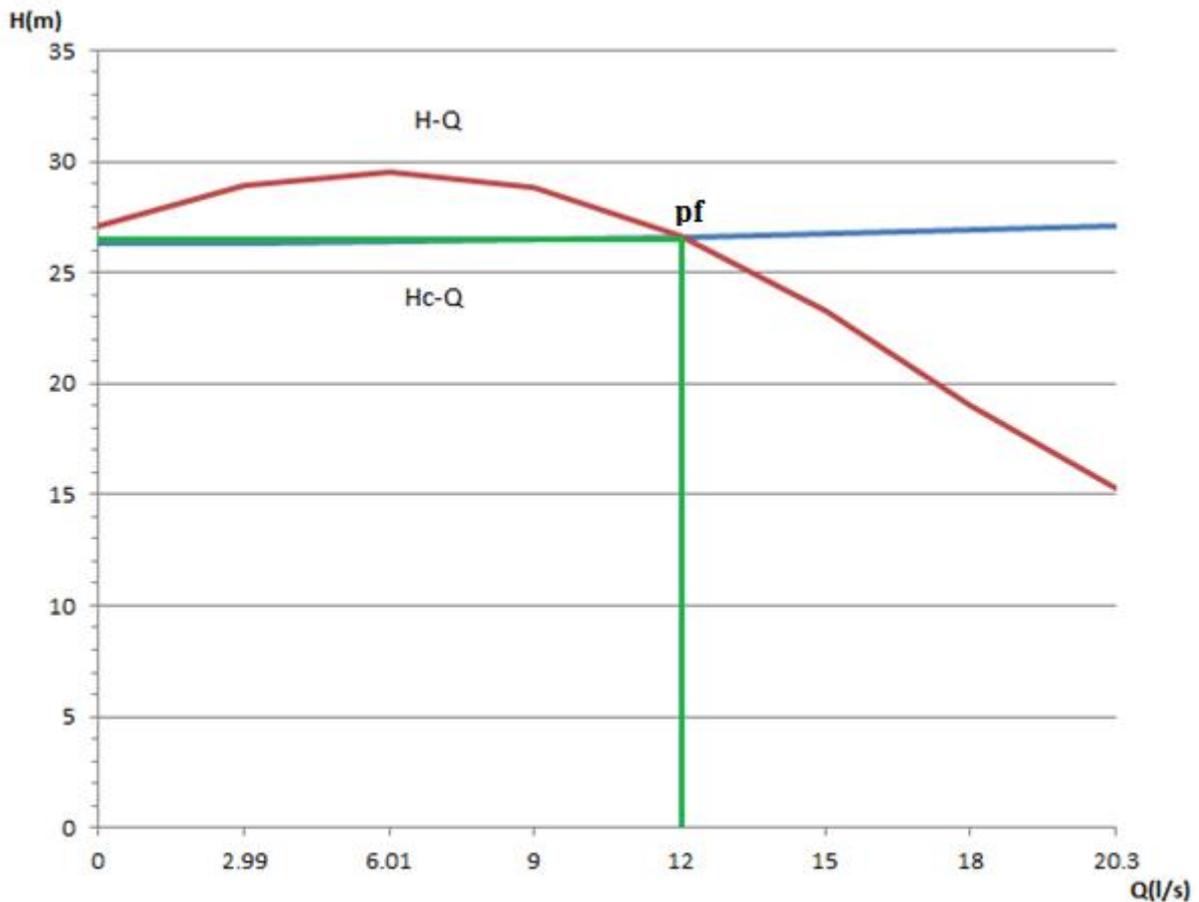


Figure V.2. point de fonctionnement des pompes

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$\begin{cases} Q_B = 43.2 \text{ m}^3/\text{h} \geq Q_{app} = 33.1 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_B = 26.7 \text{ m} > H_{app} = 26.45 \text{ m} \end{cases}$$

V.8. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

A- Débit disponible > Débit appelé

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{apvan}^{inst} = \eta_{avvan}^{inst} \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec :

η_{apvan}^{inst} : Rendement de l'installation après le vannage (%)

η_{avvan}^{inst} : Rendement de l'installation avant le vannage (%)

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m)

h_v : différence entre la hauteur H_c et la hauteur appelée

$$h_v = H_c - H_{app} \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

H_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m)

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).
- **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} t \dots \dots \dots (V.6)$$

Avec :

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h)

- **Changement du type de la pompe** : si cela est possible

B- Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe
- **Changement de type de pompe**

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage et la diminution du temps de pompage

a) Vannage

$$H'_c = 29 \text{ m}$$

$$h_v = 29 - 26.45 \quad h_v = 2.55 \text{ m}$$

$$\eta_{\text{av van}}^{\text{inst}} = 72.6\%$$

$$\eta_{\text{ap van}}^{\text{inst}} = 72.6 \frac{26.45}{26.45 + 2.55} \quad \eta_{\text{ap van}}^{\text{inst}} = 66.22 \%$$

On détermine la nouvelle puissance absorbée

$$P_{\text{abs}} = \frac{9.81 \cdot 33.1 \cdot 26.45}{0.6622 \cdot 3600} \quad P_{\text{abs}} = 3.6 \text{ Kw}$$

b) Diminution du temps de pompage

Le nouveau temps de pompage sera :

$$t = \frac{33.1}{43.2} \cdot 20 \quad t = 15 \text{ h et } 19 \text{ min}$$

Le rendement correspondant au débit $Q_A=43.2\text{m}^3/\text{h}$ est : 66.84 %

On détermine la nouvelle puissance absorbée

$$P_{\text{abs}} = \frac{9.81 \cdot 43.2 \cdot 26.45}{0.6684 \cdot 3600} \quad P_{\text{abs}} = 4.66 \text{ Kw}$$

C) Réglage par la diminution de la vitesse de rotation

C'est la variation de la vitesse de rotation, consiste à diminuer le nombre de tours de la pompe en gardant les mêmes dimensions, ce type de réglage est utilisé pour les deux cas (pour $q < Q_p$ et $q > Q_p$) et pour calculer la nouvelle vitesse de rotation, on utilise toujours les lois de similitude :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q}{q} = \lambda \dots\dots\dots(V.7) \\ \frac{H}{h} = \lambda^2 \dots\dots\dots(V.8) \end{array} \right.$$

De (V.7) et (V.8) on aura :

$$H = \frac{h}{q^2} \times Q^2 = a \times Q^2 ;$$

La courbe de proportionnalité : $H = 0.3131 \times Q^2$;

q : débit appelé par la pompe (m^3/h) ;

h : la hauteur appelée (m).

la courbe de proportionnalité coupe la courbe de la pompe dans le point 'B'.

En outre

$$\left[\frac{H}{h} \right] = \left[\frac{N}{n} \right]^2 \Rightarrow n = N \times \sqrt{\frac{h}{H}} ;$$

N : vitesses de rotation initiale de la pompe (tr/mn) ;

H : la hauteur appelée (m) ;

n : vitesse de rotation après réglage (tr/mn) ;

h : la hauteur correspondante au point 'B' (m).

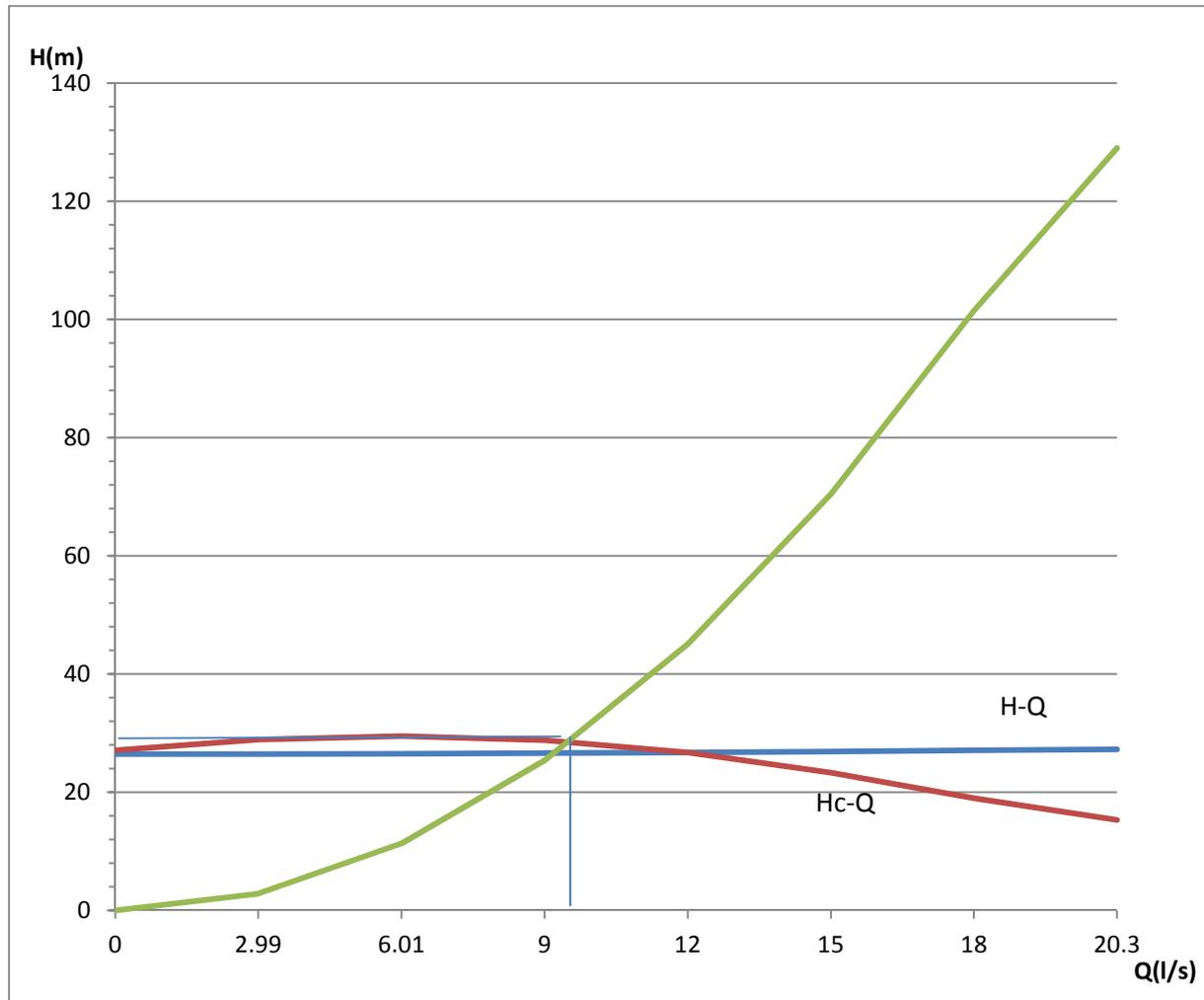


Figure V.3.Réglage par diminution de la vitesse de rotation.

La nouvelle vitesse de rotation serait :

$$n = 2850 \times \sqrt{\frac{27.1}{26.45}} = 2885 \frac{\text{tr}}{\text{mn}} \Rightarrow n = 2885 \text{ tr/mn};$$

Le rendement après réglage est :

$$\eta_{ap} = \eta_{av} \times \frac{H}{h} = 72.6 \times \frac{26.45}{27.1} = 70.86 \%;$$

$$\text{La puissance absorbée est : } P_{ab} = \frac{9.81 \times 27.1 \times 34.2}{0.7621 \times 3600} = \mathbf{3.31 \text{ Kw}};$$

Remarque :

On opte pour le réglage par diminution de la vitesse de rotation car ceci nous donne une puissance absorbée minimale et un rendement maximal.

V.9.Choix du moteur électrique

V.9.1.Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale
- Tension d'alimentation fonction de la puissance du moteur et de l'investissement

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

V.9.2. Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2850tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 4Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

V.9.3.Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lors qu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.[2]

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

Avec :

(NPSH)_r : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur

(NPSH)_d : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots \dots \dots (V.9)$$

r : marge de sécurité, r = (0,3 – 0,5) m.

On prend : r = 0,3 m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limited'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + h_{asp} \dots \dots \dots (V.10)$$

Avec :

Va : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s)

Pat : pression atmosphérique (m.c.e)

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 H \dots \dots \dots (V.11)$$

Avec :

H : altitude de la station

Tv : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

Tableau V.4. Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (C°)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

h_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$h_{asp} = (1,10 - 1,15) h_{asp}^{lin} \dots \dots \dots (V.12)$$

Avec :

h_{asp}^{lin}: Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration.

$$h_{asp}^{lin} = 0,001735 \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5.3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5.3}} \right) \dots \dots \dots (V.13)$$

Avec :

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 40.67$ m

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, $l_r = 40.67$ m

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s)

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \dots \dots \dots (V.14)$$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m)

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{app}}{\pi \cdot V_c}} \dots \dots \dots (V.15)$$

Avec :

V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s)

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration

$$D_a = (1,2 - 1,5) \quad DN1 \dots \dots \dots (V.16)$$

Avec :

DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm)

V.9.4. 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 duplan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation Pour les installations en charge :

$$axe = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots \dots \dots (V.17)$$

Avec :

axe : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA)

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA)

$$min = C_p - h + h_{inc} \dots \dots \dots (V.18)$$

Avec :

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)

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

On a :

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2.85 \text{ m}$

La pression atmosphérique :

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 \cdot 193,41 \quad P_{at} = 10,06 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ \text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$

Le diamètre de la conduite d'aspiration $DN1 = 75 \text{ mm}$

Donc :

$$D_a = 1,2 \cdot 75 \quad D_a = 90 \text{ mm}$$

La vitesse d'aspiration :

$$V_a = \frac{4 \cdot 33,1}{\pi \cdot 0,09^2 \cdot 3600} \quad V_a = 1,45 \text{ m/s}$$

La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$h_{asp}^{lin} = 0,001735 \left(\frac{40,67 \cdot \left(\frac{33,1}{3600}\right)^2}{0,075^{5,3}} + \frac{40,67 \cdot \left(\frac{16,55}{3600}\right)^2}{0,09^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 5,99 \text{ m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$h_{asp} = (1,10 - 1,15) + 5,99 \quad h_{asp} = 6,59 \text{ m}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2,85 + 0,3 - 10,06 + 0,24 + \frac{1,74^2}{2 \cdot 9,81} + 6,59 \quad h_{asp}^{adm} = 0,074 \text{ m}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$min = 196,46 - 3 + 1,8 \quad min = 195,26 \text{ mNGA}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$axe = 195,26 - 0,074 + 0,3 \quad axe = 195,49 \text{ m}$$

V.10. schéma de la pompe

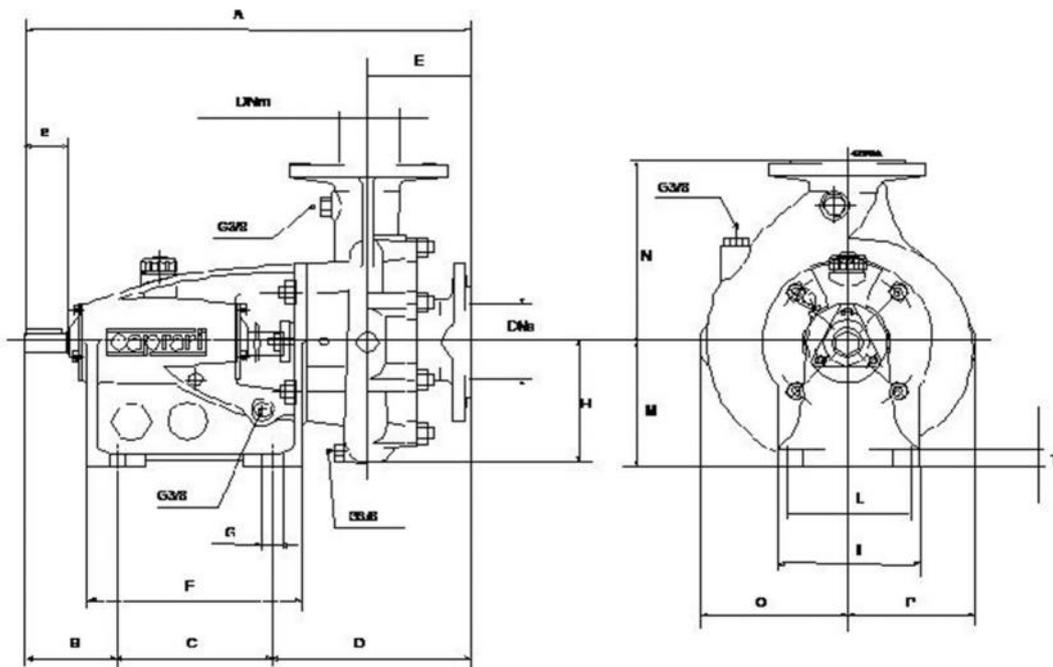


Figure V.03. schéma de la pompe (.CAPRARI)

V.11. Génie civil de la station de pompage

Vu l'égalité du nombre de groupes électropompes au niveau de toutes les stations de pompage et du moment que leurs longueurs et leurs largeurs sont à peu près les mêmes, les dimensions des bâtiments des stations de pompage seront elles aussi égales.

V.11.1. Calcul génie civil

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

V.11.1.1. épaisseur des murs du bâtiment

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de 30 cm.

V.11.1.2. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (V.19)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots \dots \dots (V.20)$$

- H_p : hauteur de la pompe $H_p = 625 \text{ mm}$
- H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3 \text{ m}$
- H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5 \text{ m}$;
- A.N : $H_5 = 0,625 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,425 \text{ m}$
- H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2 \text{ m}$;
- H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3 \text{ m}$;
- H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8 \text{ m}$;
- H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5 \text{ m}$;

$$A.N : H_b = 1,425 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,225 \text{ m}$$

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 5,5 \text{ m}$.

Puisque le bâtiment de la station sera semi enterré et vu son plan d'architecture, on opte alors pour une hauteur du bâtiment de $5,5 \text{ m}$.

V.11.1.3. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n * L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \dots \dots \dots (V.21)$$

n: nombre de pompes, $n = 2$ (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_{pe} + L_m$;

L_{pe} : longueur de la pompe, $L_{pe} = a + f$;

$$A.N : L_{pe} = 883 + 423 \Rightarrow L_{pe} = 1306 \text{ mm} ;$$

L_m : longueur du moteur, $L_m = (A-C) + B + C + E$;

$$A.N : L_m = 260 + 623 + 110 + 100 \Rightarrow L_m = 1093 \text{ mm}$$

$$A.N : L = 1306 + 1093 \Rightarrow L = 2399 \text{ mm, soit: } L = 1.399 \text{ m.}$$

$$L = 4 * 2.399 \Rightarrow L = 9.596 \text{ m.}$$

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8-1,2) \text{ m}$,

On prend : $L_{int} = 1,2 \text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3 \text{ m}$.

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3) \text{ m}$;

On prend : $L_r = 3 \text{ m}$.

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 4 \text{ m}$;

$$A.N : L_b = 9.596 + 1,2 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow L_b = 21 \text{ m.}$$

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de 21 m .

V.11.1.4. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \dots \dots \dots (V.22)$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,3 \text{ m}$;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3 \text{ m}$;

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 1,2 \text{ m}$;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \dots \dots \dots (V.23)$$

Où :

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 1.306 \text{ m}$;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 * D_a$

$$A.N : l_{tr} = 2 * 65 \Rightarrow l_{tr} = 0,13 \text{ m} ;$$

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tasp} = 0,9 \text{ m}$;

l_c : longueur du convergent, $l_c = 1,4 \text{ m}$;

$$A.N : l_3 + l_4 = 1.306 + 0,13 + 0,9 + 1,4 \Rightarrow l_3 + l_4 = 3.736 \text{ m}$$

$$A.N : l_b = 0,3 + 1,2 + 3.736 + 2 * 0,3 \Rightarrow l_b = 5.536 \text{ m}$$

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de 5.5 m .

V.11.1.5. Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **4.2*3.2**
- ✓ porte secondaire : **2,2*1,2**

V.11.1.6. Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,125 * 21 * 4 \Rightarrow \sum S_f = 10.5 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots\dots\dots(V.24)$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f: surface d'une seule fenêtre, S_f = (1,5 * 3) ;

A.N : $n = \frac{10.5}{2.2 * 1.4} \Rightarrow n = 4 \text{ fenêtres}$

V.11.1.7. Dimensionnement des marches d'escalier

- ✓ hauteur : **17 cm** ;
- ✓ largeur : **30 cm** ;
- ✓ pente : **1/1,75**.

Le plan d'architecture du bâtiment des stations de pompage figure sur la planche N° 7.

Tableau V.5.Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
21	5.5	5.5	0,3	2.2*1.2	2.2*1.2	4.2*3.2

Conclusion

D'après l'étude que nous avons faite dans ce chapitre, on a adapté pour la station de pompage qui assure le refoulement vers un réservoir R200, des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal de type **CAPRARI** ont les caractéristiques suivantes:

- 01 pompe + 1 pompe de secours ;
- Typedepompe: MEC-A1/50-CAPRARI.

Introduction

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

VI.1.Classification du réseau de distribution

Les deux principales classifications des réseaux sont :

VI.1.1.classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération

VI.1.1.1 .réseau unique

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté ; on peut projeter un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

VI.1.1.2.réseau en zones étagées

Dans le cas d'un relief accidenté la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevée, c'est à dire, lorsqu'une pression minimale est assurée pour les points amont ; les points bas se retrouvent sous des pressions très importantes. Dans ce cas la solution du réseau en zones étagées s'impose.

VI.1.2.Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau

VI.1.2.1.réseau ramifié

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principal et des conduites secondaires (branches) : c'est un réseau arborescent,

Ce réseau n'assure aucune distribution de retour

Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population d'aval soit privée d'eau.

VI.1.2.2.Les réseaux maillés

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

VI.2. Conception d'un réseau

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs principaux.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

VI.3. Calcul hydraulique du réseau de distribution

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- Cas de pointe.
- Cas de pointe plus incendie.

-On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau ramifié.

-On calcul le débit en route pendant l'heure de pointe.

-On détermine le débit spécifique.

VI.3.1. Détermination des débits

Dans notre projet, on fait une simulation

VI.3.1.1. Cas de pointe

VI.3.1.1.1. Détermination du débit spécifique

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau:

$$q_{sp} = Q_{\max.h} / \sum L_i \dots\dots\dots(VI.1)$$

$Q_{\max.h}$: débit maximum horaire calculé dans le chapitre II (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : Somme des longueurs du tronçon (m).

Tableau VI.1. Détermination de débit spécifique

Heure de pointe	$Q_{\max h}$ (l/s)	15.63
	$\sum_{i=1}^{n=100} L_i$ (m)	1549.58
	q_{sp} (l/s/m)	0.0100866

VI.3.1.1.2. Calcul des débits en route

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

Avec : $Q_r = q_{sp} \cdot L_i$ (VI.2)

Q_{ri} : débit en route dans le tronçon i (l/s).

q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : longueur du tronçon (m).

Tableau VI.2. Détermination de débit route

Tronçons	q_{sp} (l/s)	Longueur (m)	Débit en route
R-01	0,0100866	82,93	15,62999363
01-02		48,14	11,21337409
02-03		19,24	0,194066184
02-04		26	11,0193079
04-05		45,24	0,456317784
04-06		30,11	10,56299012
06-07		75,42	0,760731372
06-08		10,61	9,802258746
08-09		52,93	0,533883738
08-10		17,38	9,161356182
10-11		43,21	0,435841986
10-12		9,3	8,725514196
12-13		129,27	1,303894782
12-14		26,44	7,421619414
14-15		135,51	1,366835166
14-16		7,32	6,054784248
16-17		34,28	0,345768648
16-18		52,29	5,7090156
18-19		1,61	0,749232648

19-20		37,3	0,37623018
19-21		36,98	0,373002468
18-22		4,74	4,432354638
22-23		33,21	0,334975986
22-24		58,72	4,097378652
24-25		38,61	0,389443626
24-26		50,34	3,707935026
26-27		71,74	2,076528342
27-28		63,91	0,644634606
27-29		70,22	0,708281052
26-30		161,74	1,631406684
01-31		54,67	4,416619542
31-32		55,08	0,555569928
31-33		266,34	3,861049614
33-34		80,71	0,814089486
33-35		86,72	3,046960128
35-36		25,19	0,254081454
35-37		190,17	1,918168722

VI.3.1.1.3. Calcul des débits aux nœuds

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$\text{Où : } Q_{ni} = 0.5 * Q_{ri-k} + Q_{ci} \dots\dots\dots(\text{VI.3})$$

Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

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

Q_{ci} : la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Dans le cas de pointe le débit concentré égale à 0.

Tableau VI.3. Détermination de débit aux nœuds

Nœud	tronçons	longueurs(m)	Débits des tronçons (l/s)	débit nodal (l/s)
R	R-01	82,93	15,62999363	15,62999363
1	01-R	82.93	15,62999363	15,62999363
	01-02	48.14	11,21337409	
	01-31	54.67	4,416619542	
2	02-01	48.14	11,21337409	11,21337409
	02-03	19.24	0,194066184	
	02-04	26	11,0193079	
3	03-02	19.24	0,194066184	0,097033092
4	04-02	26	11,0193079	11,0193079

	04-05	45.24	0,456317784	
	04-06	30.11	10,56299012	
5	05-04	45.24	10,56299012	5,281495059
6	06-04	30.11	10,56299012	10,56299012
	06-07	75.42	0,760731372	
	06-08	10.61	9,802258746	
7	07-06	75.42	0,760731372	0,380365686
8	08-06	10.61	9,802258746	9,748749333
	08-09	52.93	0,533883738	
	08-10	17.38	9,161356182	
9	09-08	52.93	0,533883738	0,266941869
10	10-08	17.38	9,161356182	9,161356182
	10-11	43.21	0,435841986	
	10-12	9.30	8,725514196	
11	11-10	43.21	0,435841986	0,217920993
12	12-10	9.30	8,725514196	8,725514196
	12-13	129.27	1,303894782	
	12-14	26.44	7,421619414	
13	13-12	129.27	1,303894782	0,651947391
14	14-12	26.44	7,421619414	7,421619414
	14-15	135.51	1,366835166	
	14-16	7.32	6,054784248	
15	15-14	135.51	1,366835166	0,683417583
16	16-14	7.32	6,054784248	6,054784248
	16-17	34.28	0,345768648	
	16-18	52.29	5,7090156	
17	17-16	34.28	0,345768648	0,172884324
18	18-16	52.29	5,7090156	5,445301443
	18-19	1.61	0,749232648	
	18-22	4.74	4,432354638	
19	19-18	1.61	0,749232648	0,749232648
	19-20	37.30	0,37623018	
	19-21	36.98	0,373002468	
20	20-19	37.30	0,37623018	0,18811509
21	21-19	36.98	0,373002468	0,186501234
22	22-18	4.74	4,432354638	4,432354638
	22-23	33.21	0,334975986	
	22-24	58.72	4,097378652	
23	23-22	33.21	0,334975986	0,167487993
24	24-22	58.72	4,097378652	4,097378652
	24-25	38.61	0,389443626	
	24-26	50.34	3,707935026	
25	25-24	38.61	0,389443626	0,194721813
26	26-24	50.34	3,707935026	3,707935026

	26-27	71.74	2,076528342	
	26-30	161.74	1,631406684	
27	27-26	71.74	2,076528342	1,714722
	27-28	63.91	0,644634606	
	27-29	70.22	0,708281052	
28	28-27	63.91	0,644634606	0,322317303
29	29-27	70.22	0,708281052	0,354140526
30	30-26	161.74	1,631406684	0,815703342
31	31-01	54.67	4,416619542	4,416619542
	31-32	55.08	0,555569928	
	31-33	266.34	3,861049614	
32	32-31	55.08	0,555569928	0,277784964
33	33-31	266.34	3,861049614	3,861049614
	33-34	80.71	0,814089486	
	33-35	86.72	3,046960128	
34	34-33	80.71	0,814089486	0,407044743
35	35-36	80.72	0,254081454	2,60960515
	35-33	86.72	3,04696013	
	35-37	190.17	1,918168722	
36	36-35	80.72	0,254081454	0,127040727
37	37-35	190.17	1,918168722	0,959084361

VI.3.1.1.4.Détermination des débits de dimensionnement

Tableau VI.4.Détermination des débits de dimensionnement

Tronçons	Débit de dimensionnement
R-01	15,6299936
01-02	11,2133741
02-03	0,1067364
02-04	11,0193079
04-05	0,25097478
04-06	10,5629901
06-07	0,41840225
06-08	5,39124231
08-09	0,29363606
08-10	9,16135618
10-11	0,23971309
10-12	8,7255142
12-13	0,71714213
12-14	7,42161941
14-15	0,75175934
14-16	6,05478425
16-17	0,19017276

16-18	3,13995858
18-19	0,74923265
19-20	0,2069266
19-21	0,20515136
18-22	4,43235464
22-23	0,18423679
22-24	4,09737865
24-25	0,21419399
24-26	3,70793503
26-27	1,14209059
27-28	0,35454903
27-29	0,38955458
26-30	0,89727368
01-31	4,41661954
31-32	0,30556346
31-33	3,86104961
33-34	0,44774922
33-35	1,67582807
35-36	0,1397448
35-37	1,0549928

VI.3.1.2. Cas de pointe + incendie

VI.3.1.2.1. Calcul des débits en route

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

Avec : $Q_r = q_{sp} * L_i$ (VI.4)

Q_{ri} : débit en route dans le tronçon i (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : longueur du tronçon (m).

Tableau VI.5. Détermination de débit route

Tronçons	q_{sp} (l/s)	Longueur (m)	Débit en route
R-01		82,93	32,62999363
01-02		48,14	28,21337409
02-03		19,24	17,19406618
02-04		26	28,0193079
04-05		45,24	17,45631778

04-06	0,0100866	30,11	27,56299012
06-07		75,42	17,76073137
06-08		10,61	26,80225875
08-09		52,93	17,53388374
08-10		17,38	26,16135618
10-11		43,21	17,43584199
10-12		9,3	25,7255142
12-13		129,27	1,303894782
12-14		26,44	7,421619414
14-15		135,51	1,366835166
14-16		7,32	6,054784248
16-17		34,28	0,345768648
16-18		52,29	5,7090156
18-19		1,61	0,749232648
19-20		37,3	0,37623018
19-21		36,98	0,373002468
18-22		4,74	4,432354638
22-23		33,21	0,334975986
22-24		58,72	4,097378652
24-25		38,61	0,389443626
24-26		50,34	3,707935026
26-27		71,74	2,076528342
27-28		63,91	0,644634606
27-29		70,22	0,708281052
26-30		161,74	1,631406684
01-31		54,67	20,78221365
31-32		55,08	17,55556993
31-33		266,34	20,22664372
33-34		80,71	17,81408949
33-35		86,72	20,04696013
35-36		25,19	17,25408145
35-37		190,17	18,91816872

VI.3.1.2.2.Calcul des débits aux nœuds

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

Où : $Q_{ni} = 0.5 * Q_{ri-k} + Q_{ci} \dots\dots\dots(VI.5)$

Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

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

Q_{ci} : la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Dans le cas de pointe le débit concentré égale à 0.

Tableau VI.6. Détermination de débit aux nœuds

Nœud	tronçons	longueurs(m)	Débits des tronçons (l/s)	débit nodal (l/s)
R	R-01	82,93	32,6299936	32,6299936
1	01-R	82.93	32,6299936	40,8127907
	01-02	48.14	28,2133741	
	01-31	54.67	20,7822137	
2	02-01	48.14	28,2133741	36,7133741
	02-03	19.24	17,1940662	
	02-04	26	28,0193079	
3	03-02	19.24	17,1940662	8,59703309
4	04-02	26	28,0193079	36,5193079
	04-05	45.24	17,4563178	
	04-06	30.11	27,5629901	
5	05-04	45.24	17,4563178	8,72815889
6	06-04	30.11	27,5629901	36,0629901
	06-07	75.42	17,7607314	
	06-08	10.61	26,8022587	
7	07-06	75.42	17,7607314	8,88036569
8	08-06	10.61	26,8022587	35,2487493
	08-09	52.93	17,5338837	
	08-10	17.38	26,1613562	
9	09-08	52.93	17,5338837	8,76694187
10	10-08	17.38	26,1613562	34,6613562
	10-11	43.21	17,435842	
	10-12	9.30	25,7255142	
11	11-10	43.21	17,435842	8,71792099
12	12-10	9.30	25,7255142	17,2255142
	12-13	129.27	1,30389478	
	12-14	26.44	7,42161941	
13	13-12	129.27	1,30389478	0,65194739
14	14-12	26.44	7,42161941	7,42161941
	14-15	135.51	1,36683517	
	14-16	7.32	6,05478425	
15	15-14	135.51	1,36683517	0,68341758
16	16-14	7.32	6,05478425	6,05478425
	16-17	34.28	0,34576865	
	16-18	52.29	5,7090156	
17	17-16	34.28	0,34576865	0,17288432
18	18-16	52.29	5,7090156	5,44530144
	18-19	1.61	0,74923265	
	18-22	4.74	4,43235464	

19	19-18	1.61	0,74923265	0,74923265
	19-20	37.30	0,37623018	
	19-21	36.98	0,37300247	
20	20-19	37.30	0,37623018	0,18811509
21	21-19	36.98	0,37300247	0,18650123
22	22-18	4.74	4,43235464	4,43235464
	22-23	33.21	0,33497599	
	22-24	58.72	4,09737865	
23	23-22	33.21	0,33497599	0,16748799
24	24-22	58.72	4,09737865	4,09737865
	24-25	38.61	0,38944363	
	24-26	50.34	3,70793503	
25	25-24	38.61	0,38944363	0,19472181
26	26-24	50.34	3,70793503	3,70793503
	26-27	71.74	2,07652834	
	26-30	161.74	1,63140668	
27	27-26	71.74	2,07652834	1,714722
	27-28	63.91	0,64463461	
	27-29	70.22	0,70828105	
28	28-27	63.91	0,64463461	0,3223173
29	29-27	70.22	0,70828105	0,35414053
30	30-26	161.74	1,63140668	0,81570334
31	31-01	54.67	20,7822137	29,2822137
	31-32	55.08	17,5555699	
	31-33	266.34	20,2266437	
32	32-31	55.08	17,5555699	8,77778496
33	33-31	266.34	20,2266437	29,0438467
	33-34	80.71	17,8140895	
	33-35	86.72	20,0469601	
34	34-33	80.71	17,8140895	8,90704474
35	35-36	80.72	17,2540815	28,1096052
	35-33	86.72	20,0469601	
	35-37	190.17	18,9181687	
36	36-35	80.72	17,2540815	8,62704073
37	37-35	190.17	18,9181687	9,45908436

VI.3.1.2.3.Détermination des débits de dimensionnement**Tableau VI.7.Détermination des débits de dimensionnement**

Tronçons	Débit de dimensionnement
R-01	32,6299936
01-02	28,2133741
02-03	9,4567364
02-04	28,0193079
04-05	9,60097478
04-06	27,5629901
06-07	9,76840225
06-08	14,7412423
08-09	9,64363606
08-10	26,1613562
10-11	9,58971309
10-12	25,7255142
12-13	0,71714213
12-14	7,42161941
14-15	0,75175934
14-16	6,05478425
16-17	0,19017276
16-18	3,13995858
18-19	0,74923265
19-20	0,2069266
19-21	0,20515136
18-22	4,43235464
22-23	0,18423679
22-24	4,09737865
24-25	0,21419399
24-26	3,70793503
26-27	1,14209059
27-28	0,35454903
27-29	0,38955458
26-30	0,89727368
01-31	20,7822137
31-32	9,65556346
31-33	20,2266437
33-34	9,79774922
33-35	11,0258281
35-36	9,4897448
35-37	10,4049928

Diamètres avantageux en fonction des débits.

Tableau VI.8.les diamètres avantageux en fonction des débits

Diamètres (mm)	50	75	100	125	150	175	200	250	300
Débit limites (l/s)	<3	3-7.3	7.3-10.6	10.6-15.10	15.10-19.8	19.8-26.5	26.5-42	42-65	65-93

Tableau IV.9.Détermination des diamètres avantageux

Tronçon	Longueur (m)	Débit de Pointe (l/s)	Débit de Pointe +incendie (l/s)	Debit max (l/s)	Diamètre (mm)
R-01	82,93	15,6299936	32,6299936	32,6299936	630
01-02	48,14	11,2133741	28,2133741	28,2133741	500
02-03	19,24	0,1067364	9,4567364	9,4567364	110
02-04	26	11,0193079	28,0193079	28,0193079	400
04-05	45,24	0,25097478	9,60097478	9,60097478	110
04-06	30,11	10,5629901	27,5629901	27,5629901	400
06-07	75,42	0,41840225	9,76840225	9,76840225	110
06-08	10,61	5,39124231	14,7412423	14,7412423	315
08-09	52,93	0,29363606	9,64363606	9,64363606	110
08-10	17,38	9,16135618	26,1613562	26,1613562	315
10-11	43,21	0,23971309	9,58971309	9,58971309	110
10-12	9,3	8,7255142	25,7255142	25,7255142	250
12-13	129,27	0,71714213	0,71714213	0,71714213	50
12-14	26,44	7,42161941	7,42161941	7,42161941	200
14-15	135,51	0,75175934	0,75175934	0,75175934	40
14-16	7,32	6,05478425	6,05478425	6,05478425	160
16-17	34,28	0,19017276	0,19017276	0,19017276	25
16-18	52,29	3,13995858	3,13995858	3,13995858	160
18-19	1,61	0,74923265	0,74923265	0,74923265	40
19-20	37,3	0,2069266	0,2069266	0,2069266	25
19-21	36,98	0,20515136	0,20515136	0,20515136	25
18-22	4,74	4,43235464	4,43235464	4,43235464	125
22-23	33,21	0,18423679	0,18423679	0,18423679	25
22-24	58,72	4,09737865	4,09737865	4,09737865	110
24-25	38,61	0,21419399	0,21419399	0,21419399	25
24-26	50,34	3,70793503	3,70793503	3,70793503	90
26-27	71,74	1,14209059	1,14209059	1,14209059	50
27-28	63,91	0,35454903	0,35454903	0,35454903	32
27-29	70,22	0,38955458	0,38955458	0,38955458	32
26-30	161,74	0,89727368	0,89727368	0,89727368	40

01-31	54,67	4,41661954	20,7822137	20,7822137	315
31-32	55,08	0,30556346	9,65556346	9,65556346	110
31-33	266,34	3,86104961	20,2266437	20,2266437	315
33-34	80,71	0,44774922	9,79774922	9,79774922	110
33-35	86,72	1,67582807	11,0258281	11,0258281	200
35-36	25,19	0,1397448	9,4897448	9,4897448	110
35-37	190,17	1,0549928	10,4049928	10,4049928	110

VI.4.Calcul du réseau par logiciel EPANET

VI.4.1.présentation du logiciel

VI.4.1.1.Définition

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

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. **EPANET** offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- préciser l'usage des stations de rechloration (ou autres retraitements) en réseau,
- planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

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

VI.4.1.2.Capacités pour la Modélisation Hydraulique

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

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

IV.4.2.Les résultats de calcul

Les résultats de calcul de réseau se indiquées dans des tableaux selon les cas :

VI.4.2.1.Cas de pointe

Tableau VI.10.Calcul des paramètres hydrauliques(Cas de pointe)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (HW)	Debit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC (m/km)
R-01	82,93	630	0,1	132,32	0,40	0,19
01-02	48,14	500	0,1	104,02	0,53	0,47
02-03	19,24	110	0,1	0,10	0,34	4.22
02-04	26	400	0,1	92,71	0,58	0,65
04-05	45,24	110	0,1	5,28	0,67	5,38
04-06	30,11	400	0,1	76,41	0,61	0,81
06-07	75,42	110	0,1	0,38	0,53	2.40
06-08	10,61	315	0,1	65,47	0,68	1,17
08-09	52,93	110	0,1	0,27	0,43	19.33
08-10	17,38	315	0,1	55,45	0,78	1,85
10-11	43,21	110	0,1	0,22	0,31	17.27
10-12	9,3	250	0,1	46,07	0,94	3,26
12-13	129,27	50	0,1	0,65	0,33	3,48
12-14	26,44	200	0,1	36,69	1,17	6,50
14-15	135,51	40	0,1	0,68	0,54	11,47
14-16	7,32	160	0,1	28,59	1,42	12,49
16-17	34,28	25	0,1	0,17	0,35	9,32
16-18	52,29	160	0,1	22,37	1,27	10,82
18-19	1,61	40	0,1	1,13	0,90	29,73
19-20	37,3	25	0,1	0,19	0,39	11,41
19-21	36,98	25	0,1	0,19	0,39	11,41
18-22	4,74	125	0,1	15,80	1,29	14,01
22-23	33,21	25	0,1	0,17	0,35	9,32
22-24	58,72	110	0,1	11,20	1,43	22,50
24-25	38,61	25	0,1	0,19	0,39	11,42
24-26	50,34	90	0,1	6,91	1,37	27,72
26-27	71,74	50	0,1	2,38	1,21	39,44
27-28	63,91	32	0,1	0,32	0,40	8,69
27-29	70,22	32	0,1	0,35	0,44	10,24
26-30	161,74	40	0,1	0,82	0,65	16,26
01-31	54,67	315	0,1	12,67	0,63	13.03
31-32	55,08	110	0,1	0,28	0,52	10.28
31-33	266,34	315	0,1	7,97	1.28	19.21
33-34	80,71	110	0,1	0,41	0,55	11.44
33-35	86,72	200	0,1	3,70	0,33	13.06
35-36	25,19	110	0,1	0,13	0,41	12.75
35-37	190,17	110	0,1	0,96	0,62	13.23

Tableau VI.11.Calcul des pressions(Cas de pointe)

Nœud	Altitude (m)	Débit demandé (l/s)	Cote de charge (m)	pression (m)
R	216.47	15.63	218,21	4,00
1	202.99	15,63	218,19	15,20
2	199.41	11,21	218,17	18,76
3	200.83	0,10	218,17	17,34
4	198.47	11,02	218,15	19,68
5	200.77	5,28	217,91	17,14
6	195.25	10,56	218,13	22,88
7	195	0,38	218,13	23,13
8	193.19	9,75	218,12	24,93
9	195.86	0,27	218,12	22,26
10	192.26	9,16	218,09	26,83
11	195.11	0,22	218,08	22,97
12	190.52	8,73	218,06	27,54
13	193	0,65	217,61	24,61
14	189.08	7,42	217,88	28,80
15	192.6	0,68	216,33	23,73
16	187.27	6,05	217,79	30,52
17	192.55	0,17	217,47	24,92
18	181.14	5,44	217,23	36,09
19	182.83	0,75	217,18	34,35
20	185.78	0,19	216,75	30,97
21	176.55	0,19	216,76	40,21
22	180.62	4,43	217,16	36,54
23	180	0,17	216,85	36,85
24	172.61	4,10	215,84	43,23
25	172.24	0,19	215,40	43,16
26	168.39	3,71	214,44	46,05
27	180.56	1,71	211,61	31,05
28	192.89	0,32	211,06	18,17
29	182.63	0,35	210,90	28,27
30	173.16	0,82	211,81	38,65
31	203.91	4,42	218,19	14,28
32	204.83	0,28	218,19	13,36
33	171.58	3,86	218,18	46,60
34	170.23	0,41	218,17	47,94
35	162.03	2,61	218,17	56,14
36	163.55	0,13	218,17	54,62
37	165.11	0,96	218,12	53,01

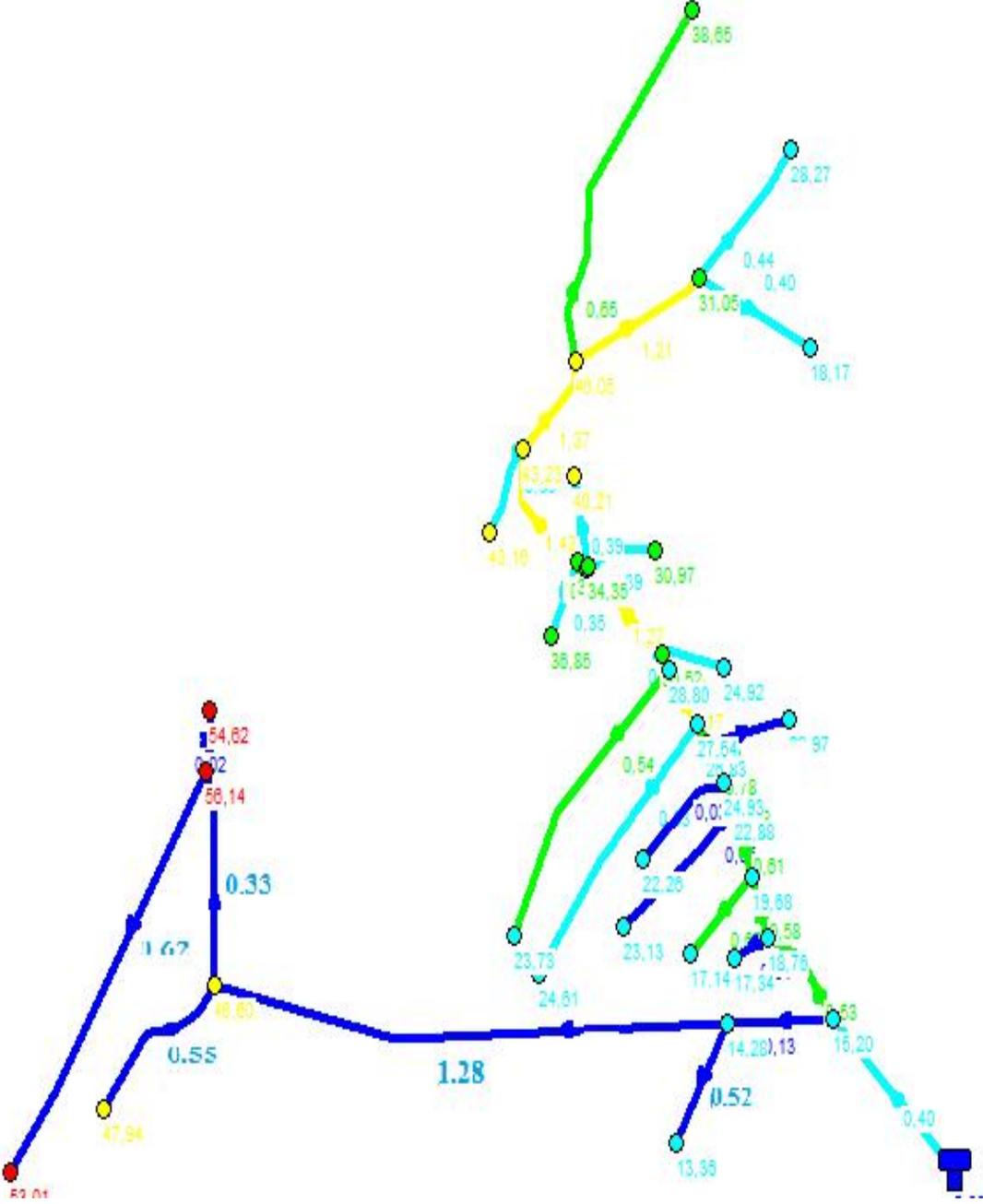


Fig. VI.1. Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe)

VI.2.2.Cas de pointe+incendie

Tableau VI.12.Calcul des paramètres hydrauliques (Cas de pointe+incendie)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (HW)	Debit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC (m/km)
R-01	82,93	630	0,1	440,49	1,33	1,99
01-02	48,14	500	0,1	277,47	1,41	3,08
02-03	19,24	110	0,1	8,60	1,09	13,56
02-04	26	400	0,1	232,16	1,46	3,72
04-05	45,24	110	0,1	8,73	1,11	13,95
04-06	30,11	400	0,1	186,91	1,49	4,45
06-07	75,42	110	0,1	8,88	1,13	14,42
06-08	10,61	315	0,1	141,97	1,48	5,15
08-09	52,93	110	0,1	8,77	1,12	14,08
08-10	17,38	315	0,1	97,95	1,39	5,50
10-11	43,21	110	0,1	8,72	1,11	13,92
10-12	9,3	250	0,1	54,57	1,11	4,50
12-13	129,27	50	0,1	0,65	0,33	3,48
12-14	26,44	200	0,1	36,69	1,17	6,50
14-15	135,51	40	0,1	0,68	0,54	11,47
14-16	7,32	160	0,1	28,59	1,42	12,49
16-17	34,28	25	0,1	0,17	0,35	9,32
16-18	52,29	160	0,1	22,37	1,27	10,82
18-19	1,61	40	0,1	1,13	0,90	29,73
19-20	37,3	25	0,1	0,19	0,39	11,41
19-21	36,98	25	0,1	0,19	0,39	11,41
18-22	4,74	125	0,1	15,80	1,29	14,01
22-23	33,21	25	0,1	0,17	0,35	9,32
22-24	58,72	110	0,1	11,20	1,43	22,50
24-25	38,61	25	0,1	0,19	0,39	11,42
24-26	50,34	90	0,1	6,91	1,37	27,72
26-27	71,74	50	0,1	2,38	1,21	39,44
27-28	63,91	32	0,1	0,32	0,40	8,69
27-29	70,22	32	0,1	0,35	0,44	10,24
26-30	161,74	40	0,1	0,82	0,65	16,26
01-31	54,67	315	0,1	122,21	1,27	3,86
31-32	55,08	110	0,1	8,78	1,12	14,11
31-33	266,34	315	0,1	84,15	1,19	4,11
33-34	80,71	110	0,1	8,91	1,13	14,51
33-35	86,72	200	0,1	46,20	1,47	10,13
35-36	25,19	110	0,1	8,63	1,10	13,65
35-37	190,17	110	0,1	9,46	1,20	16,27

Tableau VI.13.Calcul des pressions (cas de pointe + incendie)

Nœud	Altitude (m)	Débit demandé (l/s)	Cote de charge (m)	pression (m)
R	216.47	40,81	218,21	2,00
1	202.99	40,81	218,05	15,06
2	199.41	36,71	217,90	18,49
3	200.83	8,60	217,64	16,81
4	198.47	36,52	217,80	19,33
5	200.77	8,73	217,17	16,40
6	195.25	36,06	217,67	22,42
7	195	8,88	216,58	21,58
8	193.19	35,25	217,61	24,42
9	195.86	8,77	216,87	21,01
10	192.26	34,66	217,52	26,26
11	195.11	8,72	216,91	21,80
12	190.52	17,23	217,47	26,95
13	193	0,65	217,02	24,02
14	189.08	7,42	217,30	28,22
15	192.6	0,68	215,75	23,15
16	187.27	6,05	217,21	29,94
17	192.55	0,17	216,89	24,34
18	181.14	5,44	216,65	35,51
19	182.83	0,75	216,60	33,77
20	185.78	0,19	216,17	30,39
21	176.55	0,19	216,18	39,63
22	180.62	4,43	216,58	35,96
23	180	0,17	216,27	36,27
24	172.61	4,10	215,26	42,65
25	172.24	0,19	214,82	42,58
26	168.39	3,71	213,86	45,47
27	180.56	1,71	211,03	30,47
28	192.89	0,32	210,48	17,59
29	182.63	0,35	210,31	27,68
30	173.16	0,82	211,23	38,07
31	203.91	29,28	217,84	13,93
32	204.83	8,78	217,06	12,23
33	171.58	29,04	216,74	45,16
34	170.23	8,91	215,57	45,34
35	162.03	28,11	215,86	53,83
36	163.55	8,63	215,52	51,97
37	165.11	9,46	212,77	47,66

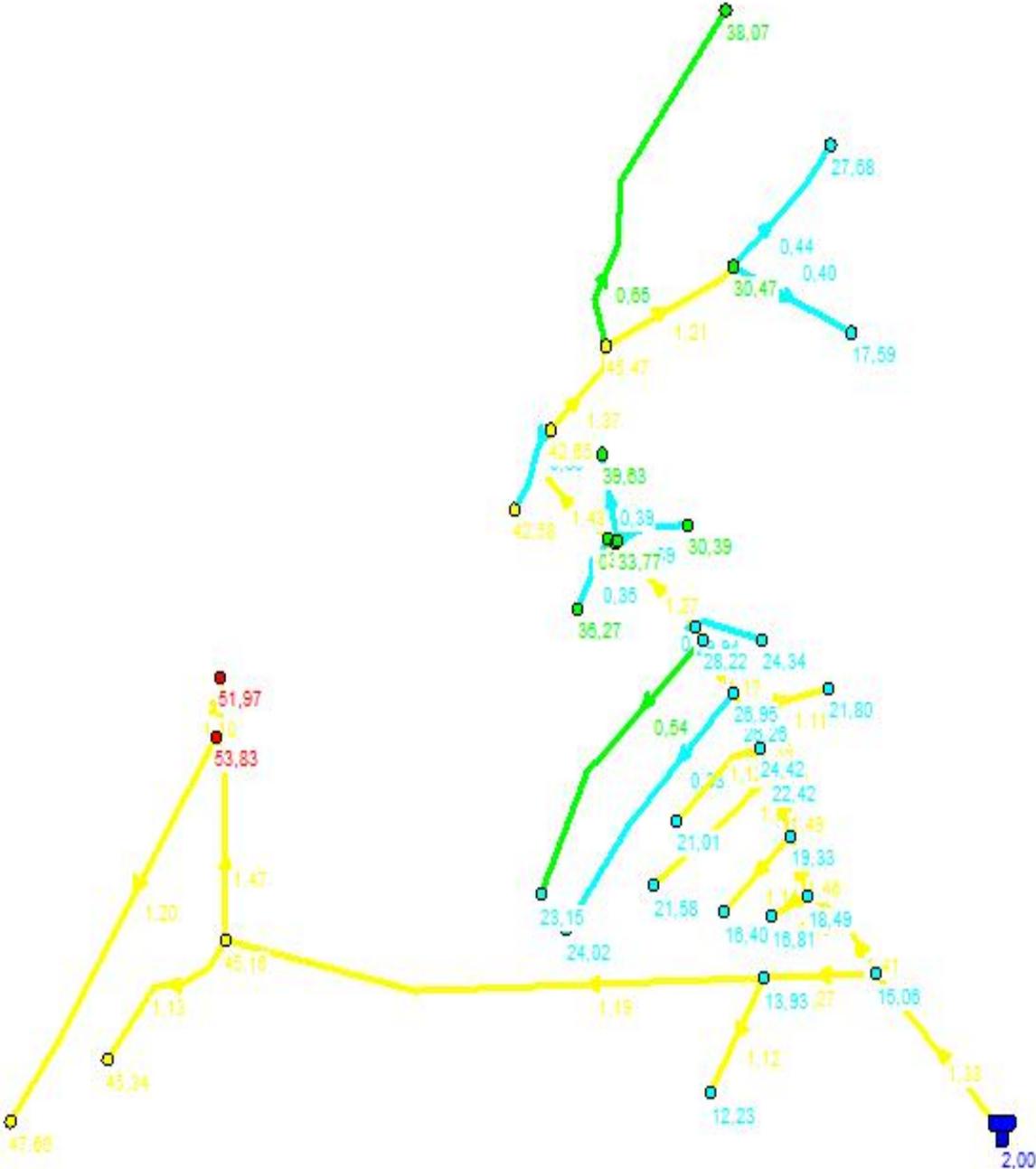


Fig. VI.2. Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe+ incendie)

VI.5. Equipement du réseau de distribution

VI.5.1. Type de canalisation

Comme nous allons dit au début de ce chapitre, le réseau sera constitué de tuyaux en acier de diamètres variés entre 80 et 400, pour les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- Ils supportent des pressions élevées ;
- Une résistance aux contraintes (choc, écrasement, déplacement du terrain) est supérieure à celle des tuyaux en matière plastiques et en fonte ;
- Ils peuvent être adaptés à toutes les conditions de service si dures soient – elles ;
- Ils offrent une bonne flexibilité ;
- Disponible sur le marché.

VI.5.2. Appareils et accessoires du réseau

Les accessoires qui devront être utilisé pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

VI.5.2.1. 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, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

VI.5.2.2. Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

VI.5.2.3. Clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

VI.5.2.4. Ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

VI.5.2.5. 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.

VI.5.2.6. Bouche d'arrosage

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

VI.5.2.7. pièces spéciales de raccord

a) **les Tés** : on envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.

b) **les coudes** : utilisés en cas de changement de direction.

c) **les cônes de réduction** : ce sont des organes de raccord en cas de différents diamètres.

d) **Les bouts d'extrémités** : pour la mise en place d'appareils hydrauliques.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau des tronçons et nœuds; pour un bon fonctionnement du système d'alimentation.

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

VII.1. Différents travaux à entreprendre

VII.1.1. Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

c) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

d) Epreuve de joint 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 qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

e) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) 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.

VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII.2.1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers
Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \dots \dots \dots (VII.1)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;
b : largeur de la tranchée;
h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \dots \dots \dots (VII.2)$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;
L : distance entre deux coupes consécutives.

VII.2.1.1. La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.
Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots \dots \dots (VII.3)$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).
D : diamètre de la conduite (m).
h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.
 h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VII.2.1.2. Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VII.1.calcul du volume des déblais

Diamètre (mm)	Longueur (m)	b(m)	H _{tr} (m)	S (m ²)	V (m ³)
650	82,93	1,25	1,8	2,25	186,59
500	74,14	1,1	1,65	1,815	134,56
400	30,11	1	1,55	1,55	46,67
315	65,28	0,915	1,465	1,340475	87,51
300	283,72	0,9	1,45	1,305	370,25
250	9,3	0,85	1,4	1,19	11,07
200	113,16	0,8	1,35	1,08	122,21
160	449,39	0,76	1,31	0,9956	447,41
125	4,74	0,725	1,275	0,924375	4,38
110	688,43	0,71	1,26	0,8946	615,87
80	50,34	0,68	1,23	0,8364	42,10
50	201,01	0,65	1,2	0,78	156,79
40	298,86	0,64	1,19	0,7616	227,61
32	134,13	0,632	1,182	0,747024	100,20
25	180,38	0,625	1,175	0,734375	132,47
					2685,70

VII.2.2.Lit de sable

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

$$V_s = b * e * L \dots \dots \dots (VIII.4)$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.2)

Tableau VII.2.calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m ³)
650	82,93	1,25	0,15	15,55
500	74,14	1,1	0,15	12,23
400	30,11	1	0,15	4,52
315	65,28	0,915	0,15	8,96
300	283,72	0,9	0,15	38,30
250	9,3	0,85	0,15	1,19
200	113,16	0,8	0,15	13,58
160	449,39	0,76	0,15	51,23
125	4,74	0,725	0,15	0,52
110	688,43	0,71	0,15	73,32
80	50,34	0,68	0,15	5,13
50	201,01	0,65	0,15	19,60
40	298,86	0,64	0,15	28,69
32	134,13	0,632	0,15	12,72
25	180,38	0,625	0,15	16,91
Volume Total				302,44

VII.2.3.Remblais compacté

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \dots \dots \dots (VII.5)$$

V_r : volume du remblai

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

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

Vs : volume du lit de sable.

VII.2.4. 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.

$$S_c = \frac{f * D^2}{4} \dots\dots\dots(VII.6)$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \dots\dots\dots(VII.7)$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Tableau VII.3.calcul du volume des conduites

D (mm)	L (m)	S (m)	V (m³)
650	82,93	0,33166	27,50
500	74,14	0,19625	14,55
400	30,11	0,12560	3,78
315	65,28	0,07789	5,08
300	283,72	0,07065	20,04
250	9,3	0,04906	0,46
200	113,16	0,03140	3,55
160	449,39	0,02010	9,03
125	4,74	0,01227	0,06
110	688,43	0,00950	6,54
80	50,34	0,00502	0,25
50	201,01	0,00196	0,39
40	298,86	0,00126	0,38
32	134,13	0,00080	0,11

25	180,38	0,00004	0,09
Volume Total			91.82

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \dots \dots \dots (VII.8)$$

V_r : volume du remblai

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

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$A.N : V_r = 2685,70 - 302,44 - 91.82 = 2291.44 \text{ m}^3$$

Tableau VII.4. Volumes des travaux

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	2685,70
2	Lit de sable	m ³	302,44
3	Les conduites	ml	91.82
4	Remblais	m ³	2291.44

Tableau VII.5. frais total des travaux de l'adduction.

Travaux	Quantité (M 3)	Prix unitaire(DA)	Prix total(DA)
Déblais	2685,70	348	934623.6
Lit de sable	302,44	1000	302440
Remblais	2291.44	400	916576
TOTAL :			2153639.6

VII.3. Calcul du volume des travaux de la station de pompage

Tableau VII.6.récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	Porte	
					Secondaire	Principale
21	5.5	5.5	0,3	2.2*1.2	2.2*1.2	4.2*3.2

Poteaux : bxb =40x40

Poutres : bxb = 40x40

V.3.1. volumes

a. Décapage

$$V_d = e \times l \times L = 0,15 \times (21+1) \times (5.5+1) = 21.45 \text{ m}^3$$

$$V_d = 21.45 \text{ m}^3$$

b. Excavation (Fouilles)

Pour une fouille $V = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$

Pour 14 fouilles ; $V_{exa} = 3,375 \times 14 = 47,25 \text{ m}^3$

$$V_{exa} = 47.25 \text{ m}^3$$

c. Béton de propreté

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{bp} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3$$

Pour les 14 fouilles $V_{bp} = 14 \times 0,225 = 3,15 \text{ m}^3$.

$$V_{bp} = 3.15 \text{ m}^3$$

d. Béton armé

Semelles

$$V = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}^3, V_s = 14 \times 0,9 = 12,6 \text{ m}^3$$

$$V_s = 12.6 \text{ m}^3$$

Demi – poteaux

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16\text{m}^3$$

$$V = 0,16 \times 14$$

$$\mathbf{V_{dp} = 2,24\text{m}^3}$$

Poutre inférieure

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 21 \times 3) + (0,4 \times 0,4 \times 5,5 \times 6) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 14) = 14,46\text{m}^3$$

$$\mathbf{V_{pinf} = 14,46\text{m}^3}$$

Chape inférieure

La chape inférieure a une épaisseur de 7cm,

$$\text{on aura : } V = (3,48 \times 3,4 \times 10) \times 0,07 = 8,28\text{m}^3$$

$$\mathbf{V_{cinf} = 8,28\text{m}^3}$$

Poteaux

$$V = 5,5 \times 0,4 \times 0,4 = 0,88 \text{ m}^3 ; \text{ donc pour 14}$$

$$\text{poteaux est : } V_p = 14 \times 0,88 = 12,32 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_p = 12,32\text{m}^3}$$

Chape supérieure

$$V = (21 \times 5,5) \times 0,07 = 8,09\text{m}^3$$

$$\mathbf{V_{cs} = 8,09 \text{ m}^3.}$$

e.remblai

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté. Volume de remblais des fouilles :

$$V_{rf} = 14 \times [(1,5 \times 1,5 \times 1,1) - (0,4 \times 0,4 \times 1/1)] = 41,38 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{rf} = 41,38 \text{ m}^3}$$

Volume de remblais des case:

$$V_{rf} = (21 \times 5,5) - (21,24 + 8,2) = 86,06 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{rc} = 86,06 \text{ m}^3}$$

f. Maçonnerie**Maçonnerie mur**

On utilise le type de

briques ; Briques

(30x20x10) Si=0,06 m²

Surface du mur S = 2x5,5x (21+5.5)=291.5 m²

Nb=291.5/0,06=4859 briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est :

Nb+100=100+4859=4959 briques

Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure

S=0,9x2x(21+5.5)=47.7 m²

Nb=47.7/0,06=795briques.

Nb.tot=4959+795=5754 briques

Tableau VII.7.les travaux de la station de pompage.

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	28.35
2	Excavatio	m ³	60.75
3	Remblai compacté	m ³	171.94
4	Béton de propreté	m ³	4.05
5	Béton armé	m ³	74.56
6	Béton armé de la chape sup	m ³	11.2
7	Maçonneries	Unité	6074

Tableau VII.8.Devis des différents travaux de la station de pompage.

Travaux	Quantité (M 3 /unités)	Prix unitaire (DA)	Montant(DA)
Décapage	28.35	142	4025.70
Excavation	60.75	348	21141
Remblai compacté	171.94	400	68776

Béton de propreté	4.05	656	2656.8
Béton armé	74.56	32000	2385920
Béton armé de la chape sup	11.2	32000	358400
Maçonneries	6074	23	139702
			TOTAL :

VII.4.Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps desterrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblementdiminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Lebulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

VII.4.1.Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

Les premières pelles ont été construites aux Etats-Unis vers 1842.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

Godet normal pour travail en butée.

Godet retro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spécial de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

Pour une pelle équipée en retro ou pelle fouilleuse la flèche et le bras sont simplement articulés l'un sur l'autre.



Figure VII.1.Pelle hydraulique

VII.4.2.Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VII.2.Bulldozer

VII.4.3.Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utiliserapour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VII.3.Chargeur

VII.4.4.Compacteur

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VII.4.Compacteur

Tableau VII.5. Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	10000	10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est inférieur à 10000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0,30 m³.

VII.5. Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h) \quad \dots\dots\dots(VIII.9)$$

Avec :

- q : capacité du godet 0,30 m³.
- K_r : coefficient de remplissage du godet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,8
- K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8
- K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.
- T_c : la durée d'un cycle de remplissage du godet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 20 s.

$$AN : R_p = \frac{3600 \times 0,30 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 28,8 m^3/h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R_p = 230 m³/j.

VII .6. La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours} \dots\dots\dots(\text{VIII.10})$$

V : volume du sol excavé (m³)

➤ R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

AN :
$$T = \frac{2673.14}{230} = 11.62 \text{ jours}$$

$$T = 12 \text{ jour}$$

V.7. Protection et sécurité du travail

Introduction

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

VII.7.1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VII.7.1.1.Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.7.1.2.Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VII.7.2.Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.

- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables. [4]

VII.7.3.Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller. [4]

VII.7.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VII.7.4.1.Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.) [4]

VII.7.4.2.Autre protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.

- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII.7.4.3. Protection collective

VIII.7.4.3.1. Équipement de mise en œuvre du béton

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

VIII.7.4.3.2. Engin de levage

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VIII.7.4.3.3. Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet qui est de 12jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Introduction

Les conduites, en général sont posées en terre, ou en galeries, d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées et ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fonte, acier, etc...

VIII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier [1],[5]

Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

VIII.1.1. Les causes du coup de bélier

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

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VIII.1.2 Les conséquences du coup de bélier

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

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

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de

sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression

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 produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation

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.

VIII.1.3. Description des phénomènes physiques

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01: Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02: Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04:Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

VIII.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation

donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots(VIII.1)$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e: épaisseur de la conduite (mm) ;

K: Coefficient de dépendant du matériau constituant la canalisation; k =0.5.

Tableau VIII.1.Calcul de la célérité

	D (mm)	e (mm)	k	a (m/s)
picage-sp	75	6	0.5	1340.41

La valeur du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2.L.V_0}{g.t} \dots\dots\dotsVII-2$$

L : la longueur de la conduite (m) ;

V₀ : Vitesse d'écoulement m /s ;

Les dépressions et les surpressions sous moyens de protection peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes :

•**La surpression :**

$$H_s = H_g + b$$

•**La dépression:**

$$H_d = H_g - b$$

Les valeurs du coup de bélier sont données dans le Tableau VII.2 :

Tableau VIII.2. Valeurs du coup de bélier

	L(m)	V ₀ (m/s)	b(m)	H _g	H _s	H _d
Forage- R1000	40.67	1.74	237.75	0.59	238.34	-237.16

Le temps de fermeture de la vanne est régi par la formule :

$$tr = \frac{2L}{a} \dots \dots \dots \text{VII-3}$$

tr : temps de fermeture de la vanne (s) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

a : célérité d'onde (m/s) ;

Le temps de fermeture de la vanne est donné dans le Tableau VII.3 :

Tableau VII.3. Calcul du temps de fermeture de la vanne

	L(m)	a(m/s)	tr(s)
piquage-stpp	40.67	1340.41	0.061

VIII.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) 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 immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b) Cheminée d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à l'astation de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c) Soupape de décharge : C'est appareils font intervenir 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, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d) Volant d'inertie : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant 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. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Remarque

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

VIII.2. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air

Comme méthode de calcul, on distingue :

a) 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.

b) Méthode de BERGERON

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

VIII.3.Dimensionnement des réservoirs d'air

La célérité de l'onde élastique c est fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue

Elle est donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \dots\dots\dots(\text{VIII.2})$$

Avec :

- C : Célérité en [m/s]
- k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal
- ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$
- e_m : Epaisseur de la conduite (m)
- a : Rayon intérieur de la conduite (m)
- ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,46$ (PEHD)
- ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$
- E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 3 \cdot 10^9$ Pascal
- E_s : Module de Young du sol considéré $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pascal

1. La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \dots\dots\dots(\text{VIII.3})$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximale absolue:

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

D'où :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI})$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \dots\dots\dots(\text{VIII.4})$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VIII.4. Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD	160	0.020	0.46	389.78	26.45

VIII.3.1. Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VIII.5. Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

K (Pa) (x10 ⁹)	(Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (x10 ⁸)	E _m (Pa) (x10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
2,07	1000	0,0654	0,46	0,33	2	3	0.0146	670.36

VIII.3.2. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Tableau VIII.6. Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

N° de Station	Z0 (m)	Zmax (m)	V0 (m/s)	g (m/s ²)	h0 (m)	h0/Z0 (x10 ⁻⁴)	U0/L*S (x10 ⁻³)	Z _{min} /Z0	U0 (m ³)	Umax (m ³)	V (l)
SP	36.45	67.88	0.46	9,81	0.01	2.74	1.7	0.59	0.013	0.022	50

VIII.4. Protection des conduites contre la corrosion

Définition

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

VIII.4.1. Facteurs de la corrosion

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO₂ et H₂S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.
- La vitesse de l'eau : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
 - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
 - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.
 - Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains de natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
 - Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux de natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur des métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction de l'électrolyte et le métal se corrode.

VIII.4.2. Corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des

installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des Canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VIII.4.3. Corrosion interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses. L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

VIII.4.4. principaux types de protection contre la corrosion extérieure

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène



Figure VIII.1. Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène

VIII.4.5. principaux types de protection contre la corrosion intérieure

- Revêtement intérieur au mortier de ciment
- Revêtement intérieur en polyuréthane

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP), un réservoir d'air d'une capacité.50 litres d'air. Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une 2^e couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

Conclusion Générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains Objectifs à savoir:

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- La répartition de l'eau et son acheminement vers les localités Concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2038, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 2000 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 661.82 m³/j des eaux à partir d'un piquage.

L'adduction à une longueur totale des de 426.75m et des diamètres variés de 110 à 160 mm.

La différence d'altitude exigé l'implantation d'une station de pompage pour élever l'eau jusqu'à le réservoir.

L'emplacement de réservoir de tel sort à assurer une alimentation gravitaire de notre zone.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons projeté des réservoirs d'air.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Annexes

Tableau : variation du coefficient _{min}

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

Tableau : variation du coefficient _{max}

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

Tableau : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source : (polycop d'A.E.P de Salah Boualem).

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

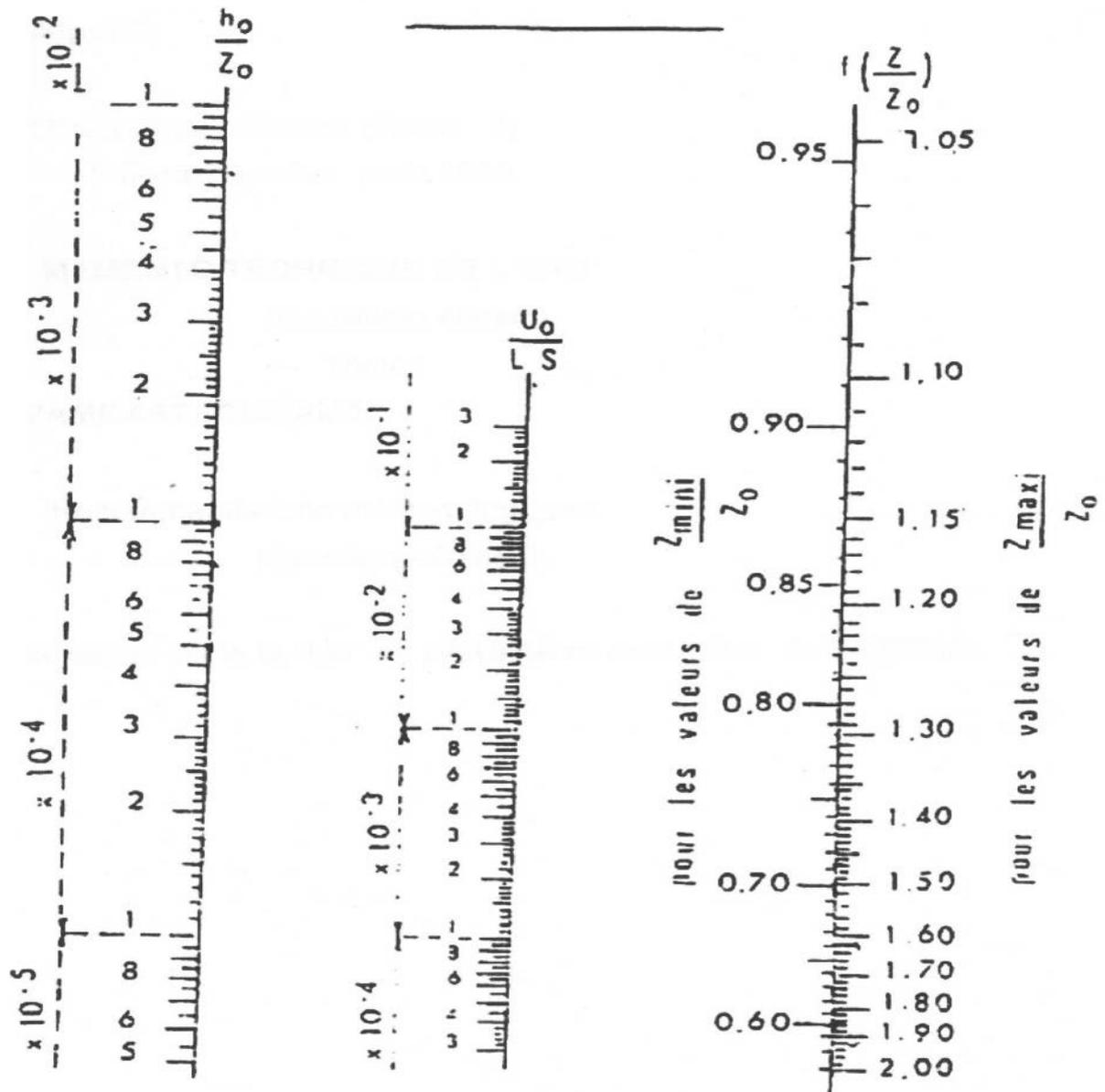


PLANCHE XXVII

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

[1] Google earth

[2] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.

[3] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I

[4] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289.

[5] **A. LENCASTRE** Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.349.

[6] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.

[7] **A.G.H.T.M** Paris 1982 « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, p.101.

[8] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL

Catalogues

[10] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».

[11] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».

[13] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».