

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude du transfert des eaux de la station de pompage Hammam
Melouane vers la nouvelle ville de Bouinan.**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0006-11

APA Citation (APA توثيق):

**Benhafed, Youcef (2011). Etude du transfert des eaux de la station de pompage
Hammam Melouane vers la nouvelle ville de Bouinan[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE

-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

OPTION : Conception Des Systèmes D'alimentation En Eau Potable

THEME :

**Etude du transfert des eaux de la station de pompage
Hammam Melouane vers la nouvelle ville de Bouinan**

Présenté par :

M^r BENHAFED Youcef

Promoteur :

M^r O.RAISSI

Devant le jury composé de :

Présidente: M^{me} H.MEDDI
Examineurs: M^r M. DJELLAB
M^r A. RASSOUL
M^{me} M.KAHLERRAS
M^{me} S.HOULI

Octobre 2011

Remerciements

Avant de présenter mon projet de fin d'étude, je tiens à remercier ALLAH qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour arriver jusque-là.

J'adresse mes remerciements les plus sincères à Mr. Raissi, pour son encadrement, sa disponibilité et ses conseils fructueux qu'il m'a prodigués le long de mon projet.

A tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH.

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Et en fin, je tiens à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Benhafed Youcef

Dédicace

A mes très chers parents

Dont leurs mérites, leurs sacrifices, leurs qualités humaines m'ont permis de vivre ce jour :
Les mots me manquent pour exprimer toute la reconnaissance, la fierté et le profond amour que je vous porte pour les sacrifices qu'ils ont consenti pour ma réussite, qu'ils trouvent ici le témoignage de mon attachement, ma reconnaissance, gratitude et respect, que dieu leur préserve bonne santé et longue vie. Tous mes sentiments de reconnaissance pour vous.

A mes sœurs

J'espère atteindre le seuil de vos espérances. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection Je vous remercie pour le soutien moral et l'encouragement que vous m'avez accordés .Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez
En leur souhaitant un brillant avenir

A mes oncles et ma famille

Que je ne pourrais nommer de peur d'en oublier mon attachement et mes affections les plus sincères

A mes amis: Hamza, Hichem, Chahine, Adel, Fouaz, Tarek, Khaled, Nadji ...

Et à tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

Benhafed Youcef

ملخص

العمل المنجز في اطار مذكره نهاية الدراسة يهدف الى تغطية حاجيات المستهلك المستقبلية لسكان المدينة الجديدة بوينان , عن طريق نقل المياه الصالحة للشرب من محطة ضخ المياه الموجودة في حمام ملوان, ولهذا قمنا بدراسة جميع الهياكل اللازمة لنقل الماء في احسن الظروف.

Résumé

Notre projet de fin d'étude sert à une étude descriptive des structures nécessaires pour le transfert de l'eau potable vers la ville nouvelle de Bouinane à partir d'une station de pompage de hammam melouane.

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 new city Boinan , through the transfer of potable water from the pumping station in hamam Miloan, 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. La situation géo-administrative de la commune de BOUINAN	2
I.2. topographie	4
I.3. climatologie	5
- La plaine de la Mitidja	5
- La zone du piémont	5
- La zone de montagne	5
I.3.1. les précipitations	5
I.3.2. la température	6
I.3.3. l'humidité	7
- l'action de l'eau	7
- l'action du gel	7
- la neige	7
I.3.4. le vent	7
I.3.5. le couvert végétal	7
I.4. Hydrogéologie	8
I.5. Géologie	8
I.6. sismicité	9
Conclusion	9

Chapitre II Estimation des besoins en eau

Introduction	10
II.1. Estimation de la population	10
II.2. Catégories des besoins en eau	11
II.3. L'évaluation de la consommation moyenne journalière	12
II.3.1. Besoins domestiques	12
II.3.2. Autre besoins	12
II.4. Calcul du débit majoré	13
II.5. Etude des variations des débits	13
II.5.1. Variation de la consommation journalière	13
II.5.2. Détermination des consommations maximales et minimales journalières	13
1. Consommation maximale journalière	14
2. Consommation minimale journalière	14
II.5.3. Etude des variations des débits horaires	14
II.6. Calcul de déficit de consommation	17
Conclusion	17

Chapitre III Etude de transfert

Introduction	18
III.1. Les conduites d'adduction	18
III.1.1. Types d'adduction	18
a) Adduction gravitaire	18
b) Adduction par refoulement	18
c) Adduction mixte	19
III.1.2. Choix des matériaux de canalisation	19
III.1.3. Principe du choix du tracé	19

III.1.4. Description des variantes proposées	20
• Variante 1	20
• Variante 2	20
III.1.5. Etude et choix de la variante	23
• La première variante	23
• La deuxième variante	23
III.2. Dimensionnement de l'adduction refoulement	24
III.2.1. Méthode de calcul	24
• Formule de BRESS	24
• Formule de BONNIN	24
III.2.2. Calcul des pertes de charge	24
- Pertes de charge linéaires	24
- Pertes de charge singulières	25
- Pertes de charge totales	25
• Calcul de la hauteur manométrique totale	25
• Puissance absorbée par la pompe	25
• Energie consommée par la pompe	25
• Frais d'exploitation	26
• Frais d'amortissement	26
III.2.3. Dimensionnement Refoulement	26
III.3. Dimensionnement de l'adduction gravitaire	28
III.3.1. Méthode de calcul	28
III.3.2. Calcul de diamètre avantageux de l'adduction gravitaire	29
III.3.3. La vitesse d'écoulement	29
III.3.4. Normalisation de diamètre avantageux	30
III.3.5. Eude d'une brise charge	30
Conclusion	30

Chapitre IV Réservoirs

Introduction	31
IV.1. Classification des réservoirs	31
IV.2. Les réservoirs de système de transfert	32
• La bêche de reprise	32
• Le Réservoir tampon	32
• Réservoirs terminaux	32
IV.3. Capacité de réservoirs	32
IV.4. Principe de calcul	32
1. Capacité pratique d'un réservoir	32
2. La méthode analytique	33
3. Méthode graphique	33
IV.5. Dimensionnement de Bêche de reprise de la station de pompage	33
IV.6. Dimensionnement de réservoir tampon	35
IV.7. Dimensionnement des réservoirs terminaux	35
• Calcul forfaitaire	35
IV.8. Forme des réservoirs	35
• Le diamètre D de la cuve	36
• Réévaluation de la hauteur d'eau	36
• La section de la cuve	36
• La hauteur totale H du réservoir	36
IV.9. Equipements du réservoir	37
IV.9.1. Généralités	37
IV.9.2. Equipements d'intervention	37

IV.9.3. Equipements hydrauliques	37
• Conduite d'arrivée	38
• Conduite de départ	38
• Conduite de décharge ou de vidange	38
• Conduite de trop-plein	38
• Conduite by-pass	38
IV.9.4. Hygiène et sécurité	39
IV.9.5. Entretien du réservoir	40
IV.9.6. Traversée des conduites dans les parois du réservoir	40
1er cas	40
2eme cas	40
Conclusion	41

Chapitre V Etude de la station de 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
V.3.1 Généralités	42
V.4 Choix du type de pompe	43
V.5 Choix du nombre de pompes	43
Remarque	44
V.6 Courbes caractéristiques de la pompe	44
V.7 Points de fonctionnement des pompes	45
a) Courbe caractéristique de la conduite	46
b) Pertes de charge singulières	46
c) Pertes de charge totales	46
V.8 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	48
A- Débit disponible > Débit appelé	48
• Réglage qualitatif	48
• Réglage quantitatif	48
• Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement	48
• Diminution de temps de pompage	48
• Changement du type de la pompe	49
B- Débit disponible < Débit appelé	49
• Qualitatif	49
• Changement de type de pompe	49
Remarque	49
a) Vanage	49
b) Diminution du temps de pompage	49
Conclusion	50
V.9 Choix du moteur électrique	50
V.9.1 Critères de choix du moteur électrique	50
Caractéristiques du moteur	50
V.10 Etude de la cavitation	50
Calage de la pompe	52
Conclusion	54

Chapitre VI Protection des conduites contre coup de bélier

Introduction	55
VI.1 Définition de coup de bélier	55
VI.2 Notions générales	55
VI.3 Risques dus aux coups de bélier	56
a) Cas de la surpression	56
b) Cas de dépression	57
c) Fatigue de la canalisation	57
VI.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	57
a) Réservoirs d'air	57
b) Cheminée d'équilibre	57
c) Soupape de décharge	57
d) Volant d'inertie	58
VI.4.1 Calcul des réservoirs d'air	58
• Méthode de VIBERT	58
• Méthode de BERGERON	58
VI.4.2 Dimensionnement des réservoirs d'air	58
1) Les données de base	60
2) Calcul de la célérité d'onde C	60
3) Calcul de capacité de réservoir d'air	60
4) Caractéristiques finales du réservoir d'air	60
5) Détails du réservoir d'air	61
6) Installation du réservoir d'air	61
Conclusion	61

Chapitre VII Pose de canalisation et accessoires

Introduction	62
VII.1 Pose de canalisation	62
VII.1.1 Principe de pose de canalisations	62
VII.1.2 Différents types de pose de conduites	65
1. Pose en terre	65
2. Pose en mauvais terrains	65
3. Pose en galerie	66
4. Pose en pente	66
5. Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées	66
VII.1.3 Remblaiement de la tranchée	66
1. L'enrobage	66
2. Le remblai supérieur	67
VII.2 Accessoires	67
VII.2.1 Robinets vannes	67
a. Robinet vanne à coin (à opercule)	68
b. Vannes papillons	68
VII.2.2 Robinet à flotteur	68
VII.2.3 Clapets anti retour	69
VII.2.4 Ventouses	70
VII.2.5 Vannes de décharge	70
VII.2.6 By-pass	70
VII.2.7 Crépines	71
VII.2.8 Joints de raccordement	71
VII.2.9 Organes de mesure	72
1. Mesure de débit	72

2. Mesure de pression	73
• Manomètres à aiguilles	73
• Manomètres à soufflet	73
VII.2.9 Organes de raccordement	73
1. Coudes	73
2. Les cônes	73
3. Joints de démontage	74
Conclusion	74

Chapitre VIII Organisation de chantier

Introduction	75
VIII.1 Différents travaux à entreprendre	75
VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction	75
1. Exécution des tranchées	75
2. Construction des regards	75
3. Pose du lit de sable	75
4. Pose des conduites	75
5. Epreuve de joint et de la canalisation	76
6. Remblayage des tranchées	76
7. Nivellement et compactage	76
VIII.1.2 Travaux concernant la station de pompage	76
1. Décapage	76
2. Exécution des fouilles	76
3. Coulage du béton de propreté	77
4. Remblayage	77
5. Coulage du béton	77
6. Maçonnerie	77
VIII.1.3 Travaux concernant la construction des réservoirs projetés	77
VIII.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction	77
VIII.2.1 Déblais d'excavation	77
VIII.2.2 La profondeur de la tranchée	78
VIII.2.3 Largueur de la tranchée	78
VIII.2.4 Lit de sable	79
VIII.2.5 Volume de la conduite	79
VIII.2.6 Remblais compacté	80
VIII.3 Planification des travaux de l'adduction	80
VIII.3.1 Définitions des tâches et leurs durées	81
VIII.3.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	81
VIII.4 Choix des engins de terrassement	82
VIII.4.1 Pelle hydraulique	82
VIII.4.2 Dozer	83
VIII.4.3 Chargeur	84
VIII.4.4 Compacteur (vibrateur de sol)	84
Conclusion	85
Conclusion générale	86

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle	5
Tableau I-2: Répartition mensuelle de la température	6
Tableau I-3: Direction et fréquence des vents	7
Tableau I-4: Répartition mensuelle de la vitesse du vent en m/s	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II-1: croissance de la population	10
Tableau II-2: Synthèse programmatique de la ville nouvelle de bouinan A l'horizon 2025	11
Tableau II-3: besoins domestiques	12
Tableau II-4: Evaluation d'autre besoins	12
Tableau II-5: débits moyens, maximums et minimums journaliers	14
Tableau II-6: Variations du débit horaire	15

Chapitre III : Etude de transfert

Tableau III-1: Calcul de la HMT du tronçon	26
Tableau III-2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon	27
Tableau III-3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon	27
Tableau III-4: Bilan du tronçon	27
Tableau III-5: Coefficients : K' , m , β pour différents types du tuyau	29
Tableau III-6: Diamètres calculés pour l'adduction gravitaire	29
Tableau III-7: Diamètres normalisés pour l'adduction gravitaire	30

Chapitre IV : Réservoirs

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel de la bache	34
Tableau IV.2: Tableau donnant les dimensions des réservoirs	36

Chapitre V : Etude de la station de 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	51

Chapitre VI : Protection des conduites contre coup de bélier

Tableau VI-1: Les caractéristiques de l'adduction de refoulement	60
Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde	60
Tableau VI-3: Calcul de volume de réservoirs d'air de l'adduction de refoulement	60
Tableau VI-4: Les dimensions de réservoirs d'air de l'adduction de refoulement	60

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII.1: Calcul du volume des déblais	78
Tableau VIII.2: Calcul du volume du lit de sable	79
Tableau VIII.3 : calcul du volume de la conduite	80
Tableau VIII.4:Volumes des travaux de l'adduction	80
Tableau VIII.5 : temps de réalisation des opérations de l'adduction	81
Tableau VIII.6 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction	81

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : situation administrative de la commune de BOUINAN	3
Figure I-2 : Graphique de la répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle	6
Figure I-3 : Graphique de la répartition mensuelle de la température	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II-1 : Graphique de la consommation Totale pour l'agglomération	16
Figure II-2 : Graphique de la consommation cumulée pour l'agglomération	16

Chapitre III : Etude de transfert

Figure III-1 : Schéma de la variante No1	21
Figure III-2 : Schéma de la variante No2	22
Figure III-3: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation	27

Chapitre IV : Réservoirs

Figure IV.1: Equipements hydrauliques des réservoirs	38
Figure IV-2. Traversée des conduites (manchon à bout lisse)	40
Figure IV-3.Traversée des conduites (Gaine en fonte)	41

Chapitre V : Etude de la station de pompage

Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe	45
Figure V.2 : point de fonctionnement des pompes	47

Chapitre VI : Protection des conduites contre coup de bélier

Figure VI- Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE	61
--	----

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Figure VII-1 : Pose de canalisation	62
Figure VII-2 : Les différents cas de pose de canalisation	63
Figure VII-3 : Butée sur un coude horizontal	64
Figure VII-4 : Butée sur un coude vertical	64
Figure VII-5 : Butée sur un cône	65
Figure VII-6:Robinet vanne à opercule	68
Figure VII-7. Robinet à flotteur	69

Figure VII-8: Clapet anti retour	69
Figure VII-9: ventouse	70
Figure VII-10: joints pour canalisations en fonte (d'après Guide DIPRA)	71
Figure VII.11 : Débitmètres	72
Figure VII-12 : Joints de démontage pour canalisations en fonte	74

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Figure VIII.1 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction	82
Figure VIII.2 : Pelle hydraulique	83
Figure VIII.3 : Bulldozer	84
Figure VIII.4 : Chargeur	84

LISTE DES PLANCHES

- Planche n° 1 : trace en plan : conduite de refoulement
- Planche n° 2 : trace en plan : conduite gravitaire
- Planche n° 3 : profil en long : conduite de refoulement
- Planche n° 4 : profil en long : conduite gravitaire : réservoir tampon - brise charge
- Planche n° 5 : profil en long : conduite gravitaire : brise charge - réservoir de stockage

Introduction générale

« L'eau est la vie », c'est l'expression qui révèle la valeur et l'importance de cette ressource naturelle comme composant de l'écosystème.

Cette ressource hydrique est indissociable du développement durable dans la mesure où elle doit répondre aux différents besoins des populations.

En effet la présence de cette potentialité hydrique varie d'une région à une autre, comme c'est le cas de la commune de Bouinan qui a bénéficié récemment d'un projet d'implantation d'une ville nouvelle, qui va recevoir un nombre important de population estimé à 150.000 habitants à l'horizon de 2025. Ainsi qu'un programme considérable d'équipement et d'infrastructure de grande envergure.

A cet effet, les ressources hydriques existantes dans la région semblent incapables de répondre à ces besoins évolutifs en toutes sortes.

Afin de faire face aux accroissements de la consommation en eau potable, engendrés par la croissance de l'urbanisation.

Notre étude portera sur l'approvisionnement de cette localité en eau traitée à partir de la station de pompage de hammam melouane.

Pour cela, nous allons procéder à :

- Une présentation de la zone d'étude, plus une estimation de ses besoins en eaux potable.
- Une étude de transfert, réservoirs, et de la station de pompage.
- La protection de réseau contre les pressions importantes et les régimes transitoires, dans le but d'augmenter la durée de vie de ce réseau.

Donc l'objectif de notre étude est de faire une analyse descriptive des composants du réseau de transfert de l'eau vers la ville nouvelle, tout en quantifiant en parallèle les consommations dont elle aura besoin.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.1. La situation géo-administrative de la commune de BOUINAN

La commune de BOUINAN occupe une position centrale au sein de la plaine de la Mitidja, situées sur les piémonts de l'atlas ; sur l'axe nord-sud d'Alger. Le territoire communal s'étend au Nord sur la plaine et au sud sur les piémonts et sur la montagne.

Sur le plan administratif, la commune de BOUINAN fait partie de la wilaya de Blida, ou elle occupe une position centrale avec une distance d'une quinzaine de kilomètres du chef-lieu de la wilaya et de 35 km de la capitale Alger,

La commune jouit d'une accessibilité aisée et rapide du fait de la présence de plusieurs axes de desserte, lui assurant ainsi une fluidité favorable aux relations qu'elle doit entretenir avec le reste de la région notamment la capitale Alger. Ces axes sont :

- La route national RN29 qui travers la commune d'Est en Ouest
- Le chemin de wilaya CW135 qui lie à Boufarik
- Le chemin de wilaya CW111 qui lie à BIRTOUTAT vers ALGER
- Le chemin wilaya CW114 qui lie à CHEBLI

Ces axes sont en voie de réaménagement (revêtement, élargissement, dédoublement...etc.) dans le but d'assurer une bonne liaison avec le reste de l'aire métropolitaine. Ajoutant à cela les grands projets de liaison ferroviaire qui relie les agglomérations de piémont de l'Atlas Blidéen ainsi que le raccordement avec le nouvelle rocade SUD et la route nationale RN1. Couvrant une superficie de 7309 ha, dont plus de 60 % s'étend sur la montagne (4385), les altitudes varient de 70 m en venant de la plaine pour atteindre 1085 m en montagne

Elle est limitée par :

- La commune de BOUFARIK au Nord.
- La commune de CHEBLI à l'Est.
- La commune de HAMMAM MELOUANE et CHREA au sud
- La commune de SOUMAA à l'ouest

Cette commune est structurée par quatre agglomérations qui sont:

- L'agglomération Chef-lieu de BOUINAN.
- L'agglomération AMROUSSA.
- L'agglomération HASSINIA.
- L'agglomération MELLAHA (CHERA).

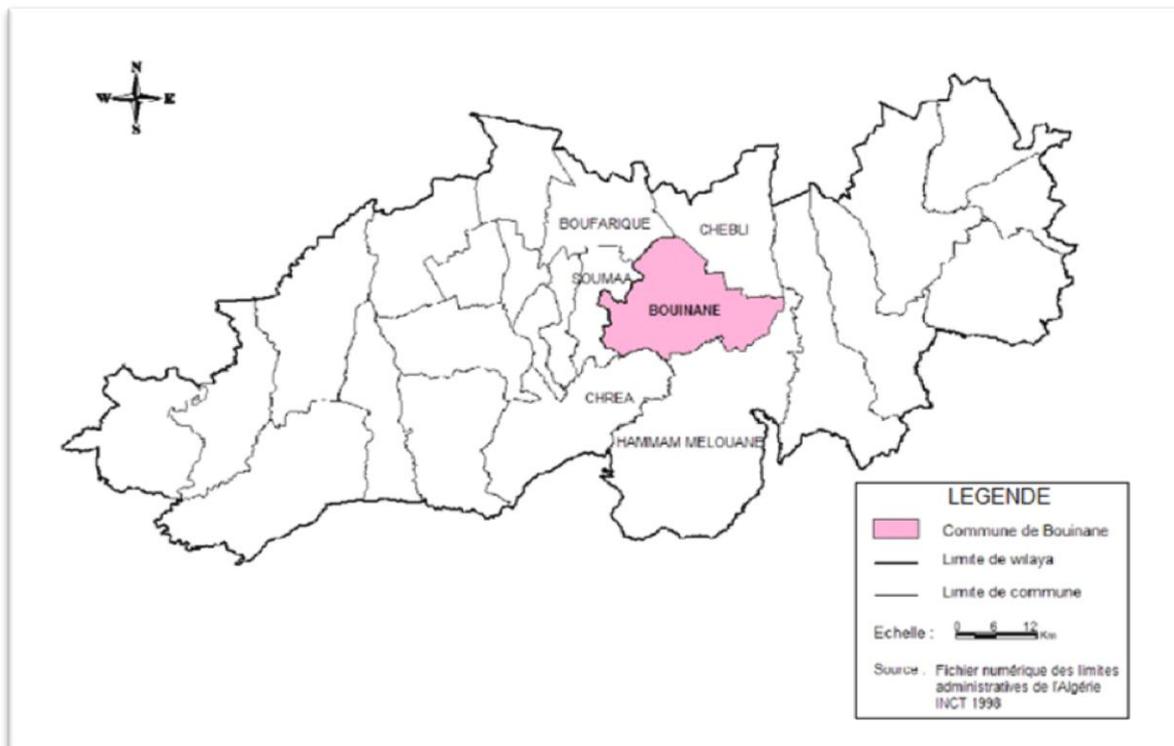


Figure I-1 : situation administrative de la commune de BOUINAN [5]

I.2. topographie

L'Atlas Blidéen est une chaîne de montagnes qui s'étend sur plus de 70 Km, depuis le massif volcanique d'El Afroun à l'Ouest jusqu'au massif calcaire du Dj. Bou Zegza à l'Est.

C'est une chaîne de reliefs continus et sans interruptions notables, et ce à l'exception de quelques cluses empruntées par des vallées très étroites et profondes, ex, des oueds Djer, Bouroumi, Chiffa, El Harrach... .

Les altitudes sont régulières à travers cette chaîne, elles varient de 900 à 1500m en général. Mais les points les plus hauts se localisent presque tous à l'ouest, avec 1629m au Dj. Chréa et 1603m au Dj. Mouzaia.

Le relief dans cette zone s'agence de la même manière que la majeure partie des chaînes tello-atlasiques de l'Algérie septentrionale, il s'oriente généralement d'est en ouest à Nord-Est/sud-ouest, les altitudes sont également constant suivant la même direction, bien qu'elles perdent de l'ampleur à l'est. Ainsi elles atteignent plus de 1500m dans les massifs de Chréa et de Mouzaia, tandis qu'elles n'atteignent que 1047m au Dj. Bou Zegza en transitant par Dj. Djama Draa (1448m), Dj. Guerroumène (1549m), Dj.Ferroukha (1481m), Kt Esserdj (822m) et. Mais en descendant de cette ligne de crêtes vers le nord, la transition vers le piémont se fait par l'intermédiaire d'autres

Ces reliefs s'interrompent localement aux environs de Bouguerra pour reprendre à l'Est et au sud-est de Larbaa par l'intermédiaire de Dj. ZEROUELA (501m). [5]

L'espace communale de BOUNIN se trouve dans un relief qui varie entre 100 m à 1100 m d'altitude, faisant distinguer trois types de relief ordonnés comme suit :

- La partie de la plaine
- La zone de piémont
- La zone de montagne

Globalement, la morphologie du site analysé accuse des pentes qui varient de la manière suivante

- 34% de la superficie du site présente des pentes de 00% à 05%.
- 10% de la superficie du site présente des pentes de 05% à 10%
- 37% de la superficie du site présente des pentes de 10% à 20%.
- 19% de la superficie de site présente des pentes supérieures à 25%. [5]

I.3. climatologie

Compte tenu de la multiplicité des altitudes dans les différentes parties de la région et de leur éloignement de la mer, le territoire de la commune peut être subdivisé en trois grandes zones bioclimatiques :

- **La plaine de la Mitidja** : Caractérisée par un climat méditerranéen Subhumide avec un hiver frais et pluvieux.
- **La zone du piémont** : Caractérisée par un climat méditerranéen chaud et modérément humide.
- **La zone de montagne** : Caractérisée des pluies intenses, et par des températures plus basses par rapport aux deux zones.

Les principaux paramètres et facteurs du climat qui influent d'une façon directe et à long terme sur les édifices ou toute infrastructure sont la précipitation, la température, l'humidité, le vent et le couvert végétal. [5]

I.3.1. les précipitations

Les précipitations se trouvent sous l'influence de plusieurs facteurs tels que les facteurs géographiques (altitude, latitude, distance par rapport à la mer, orientation des versants), ainsi que, les facteurs météorologiques (les vents et leurs directions, masse d'air)

On remarque deux périodes pluvieuses :

- La première commence à partir de septembre et se caractérise par une augmentation rapide de la pluviosité et ceci jusqu'à Novembre.
- La deuxième à partir de Février et dure jusqu'à Mai.

La pluviométrie annuelle moyenne est de l'ordre de 600 mm à 800 mm

Tableau I-1:Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (Période 1996-2008)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	année
Pluie (mm)	20.44	77.63	111.82	79.98	88.39	93.83	98.62	82.11	70.06	7.92	2.14	3.89	736.82
Pluie (%)	2.77	10.53	15.17	10.85	11.99	12.73	13.38	11.14	9.50	1.07	0.29	0.52	100

(source : ANRH)

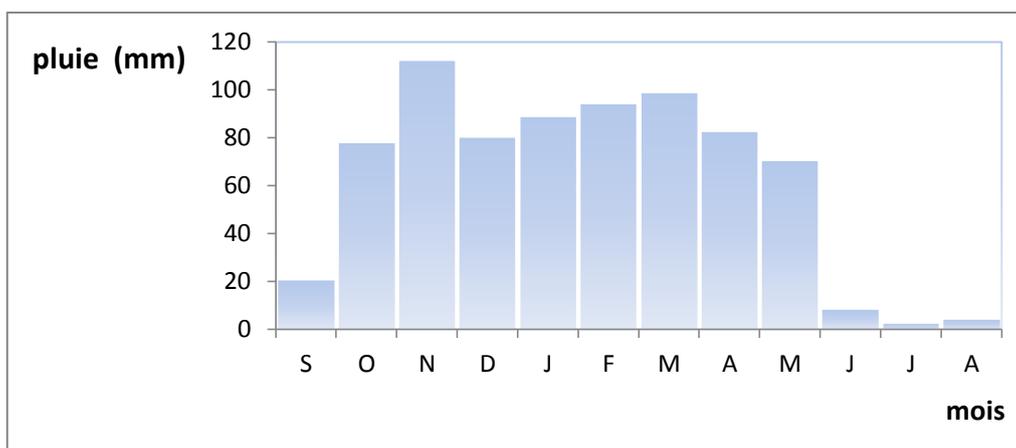


Figure I-2 : Graphique de la répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (Période 1996-2008)

I.3.2. la température

La température est un élément important et fondamental du climat qui influe sur les constructions soit durant la réalisation ou après pendant l'exploitation

La zone d'étude est caractérisée par un hiver rigoureux. Froid de Novembre jusqu'à Mars et un été chaud et presque sec durant les autres mois.

Les mois les plus chauds sont Juin, Juillet, Août où la température moyenne varie entre (22,9 et 26,4 °C). Les mois les plus froids sont Décembre, Janvier et Février où la température moyenne oscille entre 10,8 et 12°C.

Tableau I-2:Répartition mensuelle de la température (Période : 1993-2003)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	MOY
T°C	22.5	19.9	15.3	12	10.8	11.8	14.5	16.4	18	22.9	25.6	26.4	18

(source : ANRH)

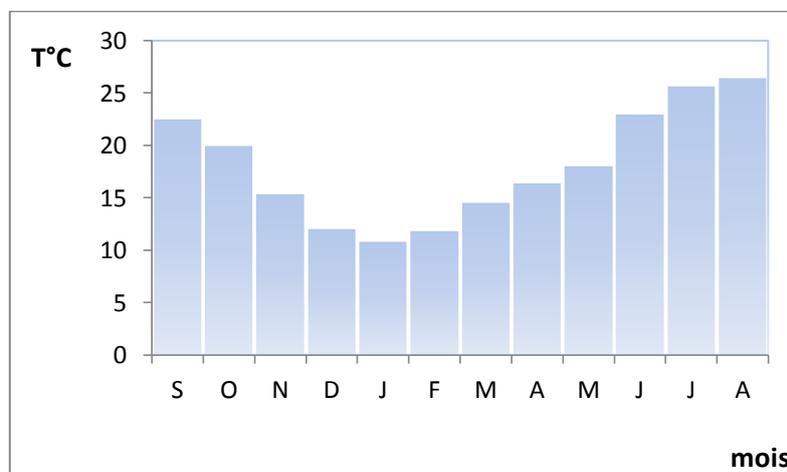


Figure I-3 : Graphique de la répartition mensuelle de la température (source : ANRH- Période : 1993-2003)

I.3.3. l'humidité

L'humidité relative de l'air dans la région varie entre 77% et 80%. C'est un taux considérable.

- l'action de l'eau

L'eau joue un rôle dissolvant comme un élément principal d'érosion et à la zone d'étude les précipitations moyennes annuelles sont un peu intenses (en général 737mm/an).

- l'action du gel

L'action du gel est définie par la somme des températures de chacune des journées durant les périodes de l'année où les températures sont négatives.

- la neige

L'influence du relief sur la neige se combine avec celle du régime pluviométrique.

La région de BOUINAN totalise une moyenne de 5 jours de neige au sol pour la plaine et le piémont et plus de 20 jours sur le massif montagneux où l'altitude se situe à 1000 m (Djebel MARMOUCHA) [5]

I.3.4. le vent

Les vents sont accompagnés généralement d'orages et des pluies, les plus fréquents sont de direction NORD-OUEST.

Tableau I-3: Direction et fréquence des vents

direction	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
%	10	15.6	5.6	1.6	3.1	10.2	18.6	5.9

(DHW de Blida)

Tableau I-4: Répartition mensuelle de la vitesse du vent en m/s

J	F	M	A	M	J	JU	A	S	O	N	D
2.8	3.5	3.2	3.3	3.3	3	2.9	3	2.9	3.2	3.1	3.7

(DHW de Blida)

La moyenne de l'année étant de : 3,13 m/s

Donc les vents ne sont pas assez puissants et notre projet consiste à la construction d'un réservoir de stockage considéré comme un ouvrage d'art de faible hauteur.

I.3.5. le couvert végétal

Celui-ci est considéré comme l'un des facteurs le plus important dans l'érosion des sols, a la zone d'étude, le couvert végétal est généralement continu.

I.4. Hydrogéologie

Notre région d'étude appartient à un système aquifère étanche vu la lithologie existante dans le massif montagneux, le crétacé n'offre que des faibles débits en période d'étiage.

Dans la zone d'étude les formations géologiques sont à dominance imperméables (argiles, marnes et schistes). Seul au Nord Est existé un aquifère à extension très limitée.

Il se manifeste par les grès quartziques du Danien à porosité d'interstices. La présence des sources notamment celle de Tigoulmamine est signe d'un sous-sol imperméable qu'on peut attribuer aux argiles feuilletées du Danien. La source est de type de contact provoquant parfois des instabilités du sol sous l'effet de l'érosion.

Pour notre site, aucune trace d'humidification ou impact dû au système aquifère approprié à la zone d'étude n'a été relevée. [5]

I.5. Géologie

La zone d'étude située dans un massif montagneux appelé l'Atlas Blidéen qui fait partie de l'Atlas Tellien. Ce dernier prédomine le relief existant dans la région et limité par deux ensembles morpho-structuraux distincts qui sont l'Anticlinal du Sal tel au nord et l'Atlas Tellien au sud.

Aux alentours de la zone d'étude, les formations qui affleurent sont :

- **le Quaternaire** : alluvions anciennes constituées de dépôt caillouteux du pied de l'atlas, constituées de cônes de déjection
- **Le Miocène inf (m1-d)** : Calcaire blancs avec foraminifères
- **Le Miocène inf (cartésien m1-c)** : calcaires bleuâtres à cassures conchoïdes
- **Le Miocène inf (cartésien m1-a)** : poudingues et grès cartésiens, développés d'une façon irrégulière ils peuvent atteindre 150m d'épaisseur au-dessus de Hammam Malouine
- **Eocène moyen** : Grés micacés gris et jaunâtres intercalés de brèches à gros éléments provenant principalement des lias
- **Eocène moyen (étage infra nummulitique)** : puissante assise complexe des marnes grises et jaunâtres, marnes violacés, calcaires gréseux avec nummulites
- **Danien** : argiles feuilletées verdâtres et quartzites à surface ondulée, marquée de saillies en relief forme le prolongement de la zone de crétacé supérieur qui se développe sur tout le flanc de l'Atlas avec le même faciès depuis la région de

Palestro. A la partie supérieure dominant les grès quartzeux quelquefois friables, recouverts d'une zone forestière au Koudiat Osfène (Sud Bouinan)

- **Sénonien** : Marnes bleuâtres, feuilletés, avec rognons de calcaire jaune passant à des marnes noires parfois très foncées
- **Cénomanién** : Calcaires et marnes en couches bien réglées ; les bons calcaires parfois puissants donnent lieu à des escarpements remarquables. Les fossiles sont rares
- **Albien** : Argiles grises ou noires feuilletées intercalées de quartzites avec rognons ferrugineux les fossiles sont très rares
- **Crétacé** : Puissante série d'argiles schisteuses avec grès et quartzites surmontées de marnes bleuâtre avec l'intercalation de lentilles calcaires [5]

I.6. sismicité

Les conséquences suite à des tremblements de terre peuvent conduire à des dégâts très importants dans la région. L'étude géologique devra s'étendre sur l'examen de ce phénomène dans la région en question. La zone d'étude est une zone instable géologiquement.

Cette instabilité est due à l'existence des trois lignes tectoniques majeure du Tell de la région algéroise :

- La bordure Sud de la Mitidja.
- Le bassin PLIO-QUATERNAIRE de Cheliff.
- Le couloir transversal reliant le Cheliff à la Mitidja.

Tous les travaux réalisés sur la sismicité de l'ALGÉRIE indiquent que notre zone d'étude se trouve dans une zone de moyenne sismicité appartenant à la zone IIB caractérisée par une période de retour de 30 à 40 ans et un séisme d'une magnitude parfois supérieure à 6 sur l'échelle de Richter ,entraînant des dégâts importants avec une accélération sismique de l'ordre de 150 cm/seconde. [5]

Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, et hydrogéologie.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction :

L'alimentation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateurs, cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur. Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population...), elle diffère d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II.1. Estimation de la population :

Pour les calculs de la population future nous utiliserons la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0(1 + t)^n$$

Avec :

- P_n : est la population à l'horizon.
- P_0 : Population actuelle
- t : Taux d'accroissement de la population en %
- n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Tableau II-1:croissance de la population [9] :

Années	2008	2025
Population de la ville nouvelle	31070	150 000

D'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Blida, la nouvelle ville projetée devra recevoir 150 000 habitants à l'horizon 2025.

II.2. Catégories des besoins en eau

Tableau II-2:Synthèse programmatique de la ville nouvelle de Bouinan A l'horizon 2025 [9] :

Structure du périmètre	Catégories	Sup (ha)	Types	Nombre
Equipements	Educatifs et universitaires	67	Une université	01
			foyer universitaire	01
			lycées	04
			CEM	03
			Ecoles Primaires	15
			crèches	05
			CFPA	02
	Hospitaliers et sanitaires	09	Hôpital	01
			polyclinique	03
			centre de santé	06
			foyer pour personne âgées	03
	Administratifs et autres	04	Sûreté urbaine	03
			Protection civile	03
			PTT	04
			Centre téléphonique	03
			Tribunal	01
			annexe APC	02
			Antenne administrative	04
	Culturels	15	Maisons de cultures	01
			maisons de jeunes	03
bibliothèques			02	
mosquées			02	
Sportifs	120	Salle de sport polyvalente	02	
		Terrains de foot et de jeux	06	
		Parc omnisport	01	
Infrastructures	technique	46	Gare multimodale	01
			stations de services	05
Activités économiques	Commerce et tourisme	60	centre commercial	03
			marché	04
			hôtels	05
			auberges	03
			restaurants	10
			complexe touristique et de loisir	02
	Tertiaires	60	Sièges de ministère	02
			Siege de fédérations	-
			Centre d'affaire	01
			Siège de banque	-
Technologique	80	Centre de recherche	01	
Espace vert	Espace vert	40	Espace vert et coulés verte	-
	parcs urbain	100	parcs urbain	01
	terrain de golf	160	terrains de golfs 27 tours	03

II.3. L'évaluation de la consommation moyenne journalière

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 60 à 100 l/j/hab et de 100 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations.

Pour notre projet il s'agit des grandes agglomérations et d'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Blida, les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab, pour l'année 2025.

II.3.1. Besoins domestiques:

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/jr)$$

Avec :

- dot: dotation moyenne en (l/j/hab)
- N: nombre d'habitants

Tableau II-3: besoins domestiques

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
2025	150 000	150	22 500

II.3.2. Autre besoins :

Les besoins des équipements et des besoins de service, correspond à 10% de la consommation domestique.

Tableau II-4: Evaluation d'autre besoins

Horizon	Consommation domestique (m ³ /j)	Autre besoins (m ³ /j)
2025	22 500	22 50

A l'horizon 2025, les besoins moyens journaliers totaux sont estimés à 24 750 m³/j, soit un débit de 286.46 l/s.

II.4. Calcul du débit majoré

Les pertes d'eau sont constituées par des fuites diverses (joints de raccordement) contrairement au jugement que l'on pourrait croire les pertes sont loin d'être négligeables, elles atteignent des chiffres de 10 à 20 % du volume distribué et même 40 % dans le cas d'un réseau ancien et mal entretenu

Les fuites sur les branchements particuliers sont en règle générale les plus nombreuses La valeur de taux de fuite est estimée à 15 %

$$Q_{\text{moy,j}} = 24\,750 * 1.15$$

$$Q_{\text{moy,j}} = 28\,462.5 \text{ m}^3/\text{j}$$

A l'horizon 2025, les besoins moyens journaliers total majoré sont estimés à 28 462.5 m³/j

II.5. Etude des variations des débits

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation.

II.5.1. Variation de la consommation journalière

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

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en weekend

En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité.

II.5.2. Détermination des consommations maximales et minimales journalières

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation.

Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité K_{maxj} et K_{minj}

1. Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j}$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière (m^3/j)
- $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j}=(1.1-1.3)$

On prend : $K_{max,j}=1.2$

2. Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j}$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière (m^3/j)
- $K_{min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum , $K_{min,j}=(0.7-0.9)$

On prend : $K_{min,j}=0.9$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II-5:débits moyens, maximums et minimums journaliers

Horizons	$Q_{moy,j}$		$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$		$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$	
	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s		m^3/j	l/s
2025	28 462.5	329.87	1.2	34155	395.31	0.9	25616.25	296.48

II.5.3.Etude des variations des débits horaires

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j}/24$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire (m^3/h)
- $Q_{\text{max,j}}$: débit maximal journalier (m^3/j)

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur l'annexe : II-1.Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Tableau II-6:Variations du débit horaire

Heures	Consommation totale $Q_{\text{max,j}}=34155\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
00-01	3.35	1144.19	3.35	1144.19
01-02	3.25	1110.04	6.60	2254.23
02-03	3.30	1127.12	9.90	3381.35
03-04	3.20	1092.96	13.10	4474.31
04-05	3.25	1110.04	16.35	5584.34
05-06	3.40	1161.27	19.75	6745.61
06-07	3.85	1314.97	23.60	8060.58
07-08	4.45	1519.90	28.05	9580.48
08-09	5.20	1776.06	33.25	11356.54
09-10	5.05	1724.83	38.30	13081.37
10-11	4.85	1656.52	43.15	14737.88
11-12	4.60	1571.13	47.75	16309.01
12-13	4.60	1571.13	52.35	17880.14
13-14	4.55	1554.05	56.90	19434.20
14-15	4.75	1622.36	61.65	21056.56
15-16	4.70	1605.29	66.35	22661.84
16-17	4.65	1588.21	71.00	24250.05
17-18	4.35	1485.74	75.35	25735.79
18-19	4.40	1502.82	79.75	27238.61
19-20	4.30	1468.67	84.05	28707.28
20-21	4.30	1468.67	88.35	30175.94
21-22	4.20	1434.51	92.55	31610.45
22-23	3.75	1280.81	96.30	32891.27
23-24	3.70	1263.74	100.00	34155.00

Les résultats trouvés nous permettent de tracer les graphiques de la consommation totale et celui de la courbe intégrale.

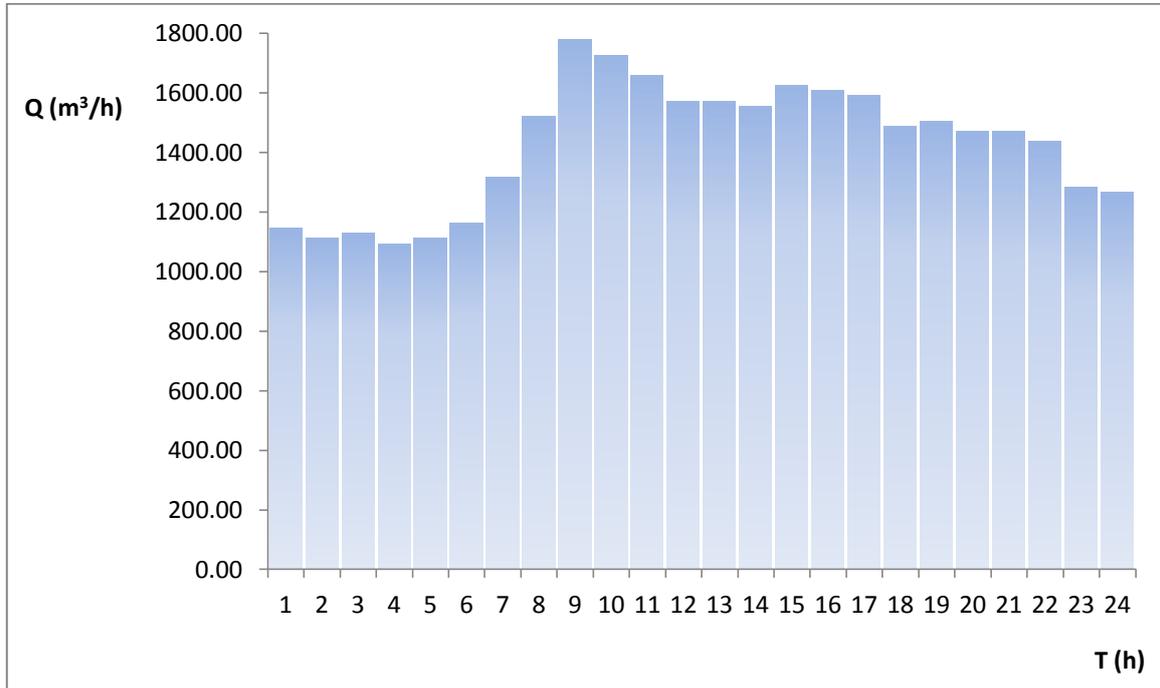


Figure II-1 : Graphique de la consommation Totale pour l'agglomération

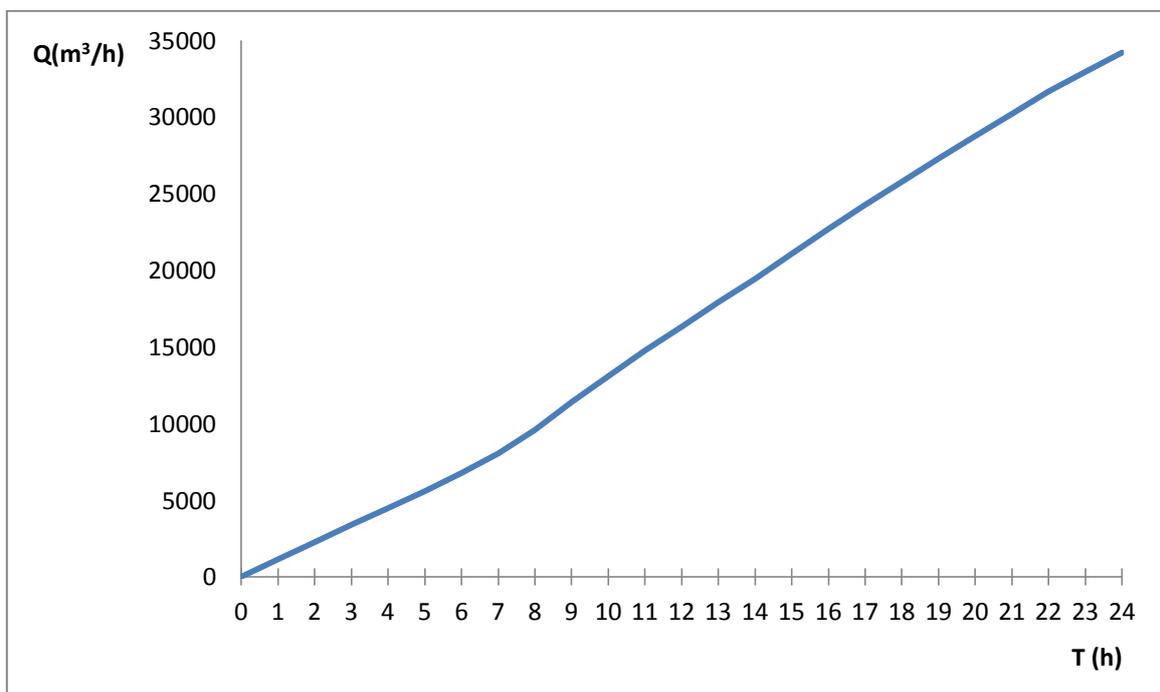


Figure II-2 : Graphique de la consommation cumulée pour l'agglomération

II.6. Calcul de déficit de consommation

Ressources en eau :

- La localité de Chef-lieu de bouinan est alimentée par cinq forages (un forage est abandonné) d'une capacité totale de 63 l/s soit 5443 m³/j
- Hassainia est alimentée par le forage F1 bis de capacité 13 l/s soit 1123 m³/s
- Amroussa est alimentée par les eaux souterraines de trois forages d'une capacité totale de 40 l/s soit 3456 m³/j

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le débit total d'exploitation des sources et forages est de 10 022 m³/j, débit très faible pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2025) qui sont de 34155m³/j Par conséquent il est nécessaire de transférer la quantité qui manque qui est de 24 133m³/j soit 279.32 l/s.

Conclusion

Afin de transférer cette quantité de la station de traitement vers les consommateurs à raison d'un fonctionnement de 23 heures, la station de traitement ayant un débit de 600 l/s dont 300 l/s seront réservées à la nouvelle ville de BOUINAN. (01 heure étant à l'entretien des équipements de la station de traitement).

CHAPITRE III

ETUDE DE TRANSFERT

Chapitre III : Etude de transfert

Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, parfois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Nous devons examiner toutes les conditions dans lesquelles devra être établie notre canalisation, tout d'abord du point de vue technique puis économique. Etant donné les deux aspects sont liés entre eux, l'étude nous permettra de choisir la meilleure solution. [4]

III.1. Les conduites d'adduction

Les conduites d'adduction assurent un service permanent et leur arrêt perturbe la distribution. Les réparations doivent être aussi rares et rapides que possible. L'accès aux ouvrages divers doit être aisé : le maintien de voies de circulation le long des adductions est utile, au minimum, une servitude de passage doit être prévue.

Certaines adductions peuvent parfois être très longues et comporter un refoulement avec un réservoir de tête pour la partie gravitaire ou contraire comprendre une ou plusieurs reprises par pompage. [8]

III.1.1. Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes : [3]

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

a) Adduction gravitaire

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

b) Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques

On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée

c) **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.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire refoulement).

III.1.2. Choix des matériaux de canalisation

Dans le « gros » diamètre et les pressions supérieures à 10 bars, quatre types de matériaux sont utilisés : acier, béton, fonte et polyester renforcé en fibre de verre.

Le choix porté se fait en fonction de :

- Les conditions d'installation
- Les revêtements
- La disponibilité
- Du prix unitaire
- Du type de sol
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important

Dans le projet, nous avons opté pour les conduites en fonte.

III.1.3. Principe du choix du tracé

Dans le cas d'un projet d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont:

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).
- L'examen des conditions dans lesquelles seront établies ces canalisations, aussi bien au point de vue technico-économique.

III.1.4. Description des variantes proposées

Suivant la nature de relief du site, nous avons proposé deux variantes pour l'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de BOUINAN :

- **Variante 1**

Cette variante consiste à un seul refoulement à partir de la station de pompage vers le réservoir tampon qui sera projeté à SIDI SERHANE et puis une conduite gravitaire vers les réservoirs de stockage.

Cette première variante se décompose en deux parties :

- Conduite de refoulement à partir de la station de pompage vers le Réservoir Tampon projeté à SIDI SERHANE d'une hauteur géométrique égale à :

$$\text{Cote Terrain Réservoir Tampon} - \text{Cote Terrain Station de Pompage} =$$

$$1107,39 - 873 = 234,39 \text{ m}$$

- Conduite gravitaire à partir de Réservoir Tampon projeté à SIDI SERHANE vers les réservoirs de stockage qu'on doit projeter d'une dénivelée géométrique égale à :

$$\text{Cote Terrain Réservoir Tampon} - \text{Cote Terrain Réservoirs de Stockage} =$$

$$1106,92 - 843,90 = 263,02 \text{ m.}$$

- **Variante 2**

Cette variante propose le schéma suivant :

- Première Conduite de Refoulement à partir de la station de pompage vers une deuxième station de pompage implantée au milieu de tracé avec une hauteur géométrique égale à:

$$\text{Cote Terrain Station de Pompage2} - \text{Cote Terrain Station de Pompage1} =$$

$$985 - 873 = 112 \text{ m.}$$

- 2eme Conduite de Refoulement à partir cette dernière vers le Réservoir Tampon projeté à SIDI SERHANE avec une hauteur géométrique égale à :

$$\text{Cote Terrain Réservoir Tampon} - \text{Cote Terrain Station de Pompage2} =$$

$$1107,39 - 985 = 122,39 \text{ m.}$$

- 3eme Conduite Gravitaire à partir de Réservoir Tampon projeté de SIDI SARHANE vers les réservoirs de stockages qu'on doit projeter d'une dénivelée géométrique égale à Cote Terrain Réservoir Tampon – Cote Terrain Réservoirs de Stockage =
 $1106,92 - 843,90 = 263,02 \text{ m.}$

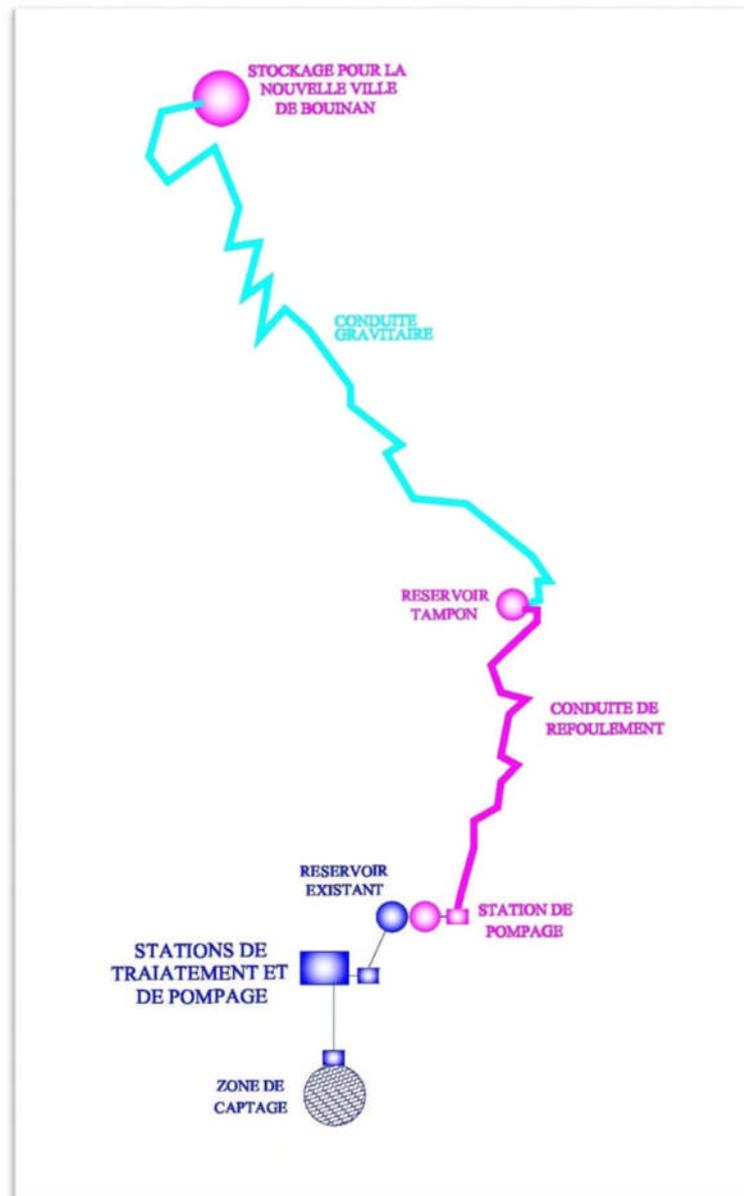


Figure III-1 : Schéma de la variante N°1

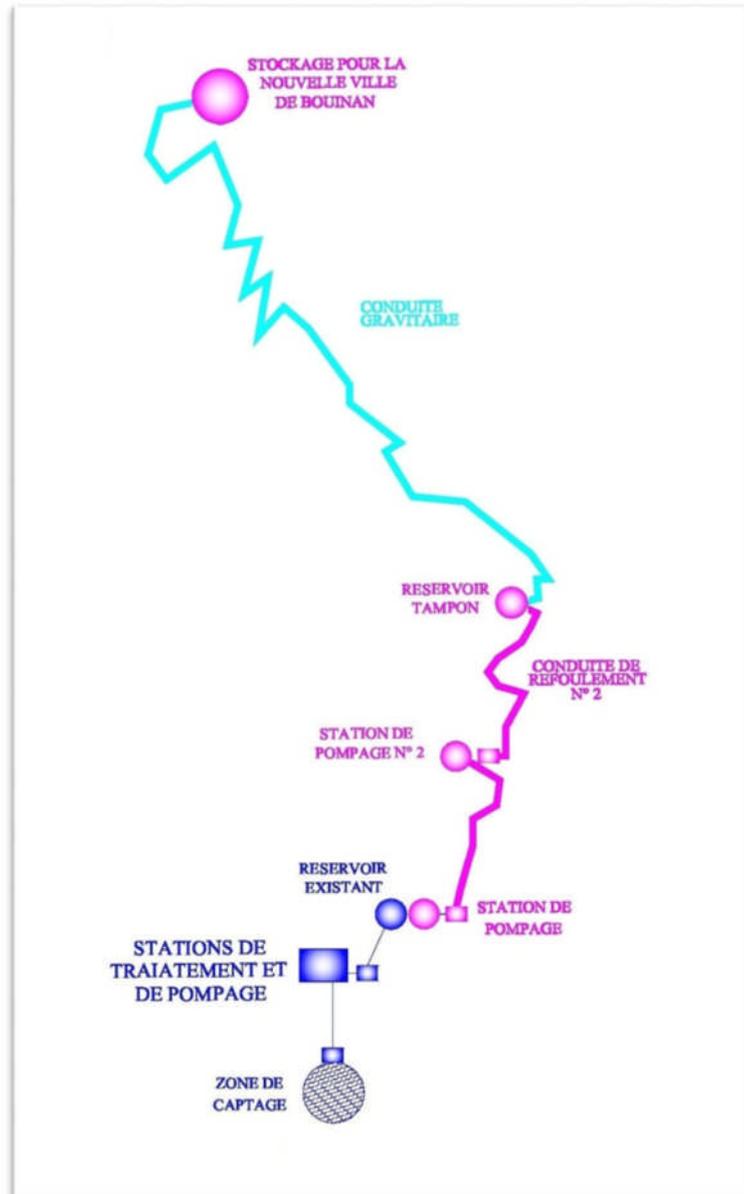


Figure III-2 : Schéma de la variante N°2

III.1.5. Étude et choix de la variante

- **La première variante**

Cette variante présente l'avantage de disposer d'une seule station de pompage à partir de la station de Pompage jusqu'au réservoir tampon. Elle présente néanmoins l'inconvénient majeur suivant:

Une hauteur manométrique très élevée plus 230 m qui nécessite des protections anti bélier importantes et des équipements électromécaniques importants.

- **La deuxième variante**

Cette variante présente l'avantage de diviser la hauteur manométrique en deux. Elle présente néanmoins les inconvénients majeurs suivants:

Une deuxième station de pompage sur la conduite ce qui entraînera d'autres équipements hydromécaniques, de protection des équipements et un génie civil supplémentaire.

La difficulté d'alimenter la station en matière d'électricité, ce qui entraînera d'importants coûts d'investissement en matière d'amenée d'énergie.

Conclusion

De point de vu technico-économique la première variante est la plus avantageuse, donc c'est la variante choisie.

III.2. Dimensionnement de l'adduction refoulement

III.2.1. Méthode de calcul

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes: [3]

- **Formule de BRESS**

$$D = 1.5\sqrt{Q}$$

- **Formule de BONNIN**

$$D = \sqrt{Q}$$

Avec :

Q: débit refoulé en m³/s.

Remarque

La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite <1 Km

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

III.2.2. Calcul des pertes de charge

- **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)

$$\Delta H = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

Avec :

λ : coefficient de frottement

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

ΔH : Pertes de charge linéaires en (m)

I : gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par le Formule de Nikuradzé

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{K_s}{D}\right)^{-2}$$

Avec :

K_s : rugosité absolue de la conduite

- Pertes de charge singulières

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

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l$$

- Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\Delta H_t = 1.10 * \Delta H_l$$

• Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t$$

Avec :

Hg : la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

• Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$$

Avec :

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta = 82\%$)

Q : débit refoulé par la pompe en (m^3/s)

g : pesanteur ($9.81 m/s^2$)

• Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad [Kwh]$$

Avec :

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

P: puissance de la pompe en (kW)

- **Frais d'exploitation**

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

$$F_{ex} = E * e \quad [DA]$$

Avec :

E: énergie consommée par la pompe en (KWh)

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

- **Frais d'amortissement**

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

$$F_{am} = Prc * A \quad [DA]$$

Avec :

Prc: prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{15} - 1} + 0.08 = 0.1168 = 11.683 \%$$

III.2.3. Dimensionnement Refoulement

Le diamètre de la conduite moyennant la relation (IV.1) est tel que :

A.N :

$$D = \sqrt{300} \Rightarrow D = 0.548 \text{ m}$$

Donc $D = 548 \text{ mm}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau III-1: Calcul de la HMT du tronçon

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
500	2408	300	1.528	0.023131	13.25	14.58	237.89	252.47
600			1.061	0.022066	5.08	5.59		243.48
700			0.780	0.021222	2.26	2.49		240.38
800			0.597	0.020529	1.12	1.23		239.12
900			0.472	0.019946	0.60	0.67		238.56

Tableau III-2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon

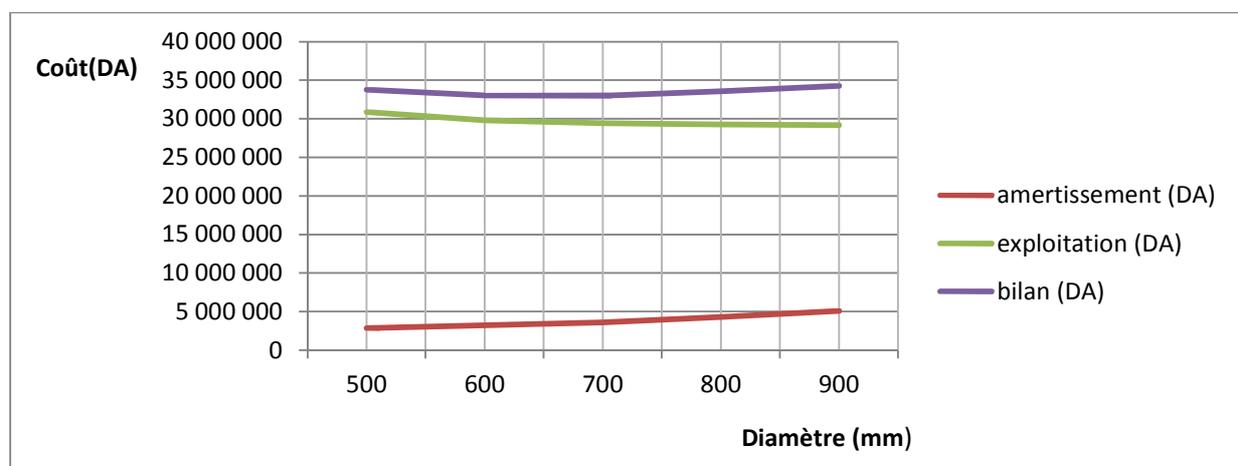
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famort (DA)
500	10178.12	2408	2863376.30
600	11527.06		3242869.06
700	12769.28		3592338.64
800	15367.72		4323349.03
900	18078.16		5085868.01

Tableau III-3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
500	906.12	6614675.29	30890533.61
600	873.85	6379133.01	29790551.15
700	862.72	6297851.71	29410967.49
800	858.22	6265020.73	29257646.79
900	856.18	6250121.14	29188065.72

Tableau III-4: Bilan du tronçon

Diamètre mm	500	600	700	800	900
F _{explo} (DA)	30890533.6	29790551.2	29410967.5	29257646.8	29188065.7
F _{amort} (DA)	2863376.301	3242869.059	3592338.638	4323349.032	5085868.01
Bilan (DA)	33753909.9	33033420.2	33003306.1	33580995.8	34273933.7

**Figure III-3 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 600mm, avec une vitesse de 1,06 m/s et sur une longueur de 2408 m.

III.3. Dimensionnement de l'adduction gravitaire

III.3.1. Méthode de calcul

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh : [3]

$$\Delta H = L_e * I = \frac{\hat{k} * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

Avec :

- ΔH : Perte de charge totale (m)
- K' : Coefficient de perte de charge
- I : Gradient hydraulique
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s)
- D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m)
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement
- m : Exposant tenant compte du type du matériau
- L_e : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_e = L_g + L_{e\varepsilon}$$

Avec :

- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)
- $L_{e\varepsilon}$: Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

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

$$\Delta H_t = 1.10 * \Delta H_l \Rightarrow L_e = 1.10 * L_g$$

Avec :

- ΔH_t : Perte de charge totale (m)
- ΔH_l : Perte de charge linéaire (m)

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

Tableau III-5: Coefficients : K' , m , β pour différents types du tuyau :

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

Dans notre cas, on prend :

$$K' = 0.00179$$

$$\beta = 2$$

$$m = 5.3$$

III.3.2. Calcul de diamètre avantageux de l'adduction gravitaire

Les résultats trouvés pour le calcul de diamètre avantageux sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III-6: Diamètres calculés pour l'adduction gravitaire:

Débit (l/s)	L_g (m)	$L_{e\epsilon}$ (m)	I (m/m)	ΔH_i (m)	$D_{calculé}$ (mm)
300	3279	3 606.9	0.072	259.02	316.35

III.3.3. La vitesse d'écoulement

Dans le cas d'un système gravitaire en charge le diamètre de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau à l'amont et celui à l'aval) et du débit d'eau demandé. Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne v de l'eau dans la conduite reste acceptable. C'est-à-dire comprise entre 0.50 m/s et 1.50 m/s. [7]

En effet une vitesse inférieure à 0.50 m/s favorise les dépôts dans la conduite. Parfois difficiles à évacuer et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : le coup de bélier croit cavitation et bruits possibles plus de risques de fuites ...

III.3.4. Normalisation de diamètre avantageux

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III-7:Diamètres normalisés pour l'adduction gravitaire :

Débit (l/s)	D (mm)	V (m/s)	L_{eq} (m)	ΔH_i (m)	C_p (m)	CT (m)	P (m)
300	600	1.061	3606.9	7,54	1102,18	846,70	255,48

D'après ces résultats on remarque qu'au point d'arrivée la conduite est soumise à une très forte pression ce qui nécessite l'installation d'un brise charge sur la conduite afin de briser la charge et protéger la conduite.

III.3.5. Etude d'une brise charge :

La ligne piézométrique tracée sur le profil montre qu'au point d'arrivée au réservoir la pression est trop élevée environ 255.48 m soit ≈ 26 bars qui n'est pas admissible, nécessite l'installation d'un brise charge au point du distant de 1652 m par rapport au départ.

La pression à l'amont du brise charge $P = 141,86$ m ≈ 15 bars.

La pression à point d'arrivée $P = 116,35 \approx 12$ bars.

Selon l'importance de la charge a dissipée le choix de l'équipement se fait sur l'obturateur à disque sous capot du type NEYRPIC.

Ce choix n'est pas arbitraire, mais dépend des facteurs suivants :

- Hauteur statique max H_s susceptible d'être appliquée sur l'appareil.
- Le débit maximum de 300 l/s de l'adduction a équipé.
- La charge résiduelle H_r sous laquelle l'appareil doit laisser passer le débit.
- Un fonctionnement progressif et sans heurte.
- Une résistance à l'usure et à la cavitation.

Conclusion

L'étude faite dans ce chapitre a permis de choisir la variante de transfert la plus avantageuse du point de vue économique et technique, ainsi que le calcul de diamètre des conduites qui doit être choisi de telle façon que les vitesses doivent se situées dans une gamme acceptable

CHAPITRE IV

RÉSERVOIRS

Chapitre IV : Réservoirs

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation de l'eau. Ils doivent être résistants, étanches tout en assurant :

- Une régularité dans le fonctionnement du pompage
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage
- Une régularité de la pression dans le réseau de distribution
- Rôle de régulateur et accumulateur
- Utilité pour briser la charge
- Stockage de la réserve d'incendie

IV.1. Classification des réservoirs

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être comme suit [8]

- Enterrés
- Semi enterres
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

Le choix de type de réservoir se fait à savoir des avantages qu'ils présentent suivant

- Economie sur les frais de construction
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critiques
- Etanchéité plus facile à exécuter
- Conservation de l'eau à une température constante

IV.2. Les réservoirs de système de transfert

Les réservoirs à dimensionner dans notre cas sont un réservoir de transit au niveau de station de pompage, un réservoir tampon et des réservoirs terminaux de stockage

- **La bêche de reprise**

Les bèches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimentation directe en eau des stations de pompages

- **Le Réservoir tampon**

Les réservoirs tampons sont des réservoirs généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement ces ouvrages

- **Réservoirs terminaux**

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution

IV.3. Capacité de réservoirs

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, de la variation de la demande

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie

IV.4. Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à :

1. Capacité pratique d'un réservoir

La capacité d'un réservoir est égale en règle générale à 50 % de la plus forte consommation journalière avec une réserve d'incendie de 120 m³

$$V = 50\% * Q_{max} + V$$

Avec :

$$V = 120\text{m}^3$$

2. 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 :

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

Avec :

V_r : capacité résiduelle (m^3)

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%)

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

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

Avec :

V_T : capacité totale du réservoir (m^3)

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de $60m^3/h$

3. 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 extrêmes 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

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

Donc le volume total sera

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

IV.5. Dimensionnement de Bâche de reprise de la station de pompage

A raison d'un fonctionnement de 23 heures, la station de traitement produira journalièrement $49\,680\,m^3$ (01 heure étant à l'entretien des équipements de la station de traitement) dont $300\,l/s$ soit $24\,840\,m^3/j$ seront réservées à la nouvelle ville de BOUINAN

Le volume de la bache de cette station de reprise est déterminé par la méthode analytique

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel de la bache

Heures	Apports	sorties (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4.35	4.30	0.05		0.05
01 - 02	4.35	4.30	0.05		0.10
02 - 03	4.35	4.30	0.05		0.14
03 - 04	4.35	4.30	0.05		0.19
04 - 05	4.35	4.20	0.15		0.34
05 - 06	4.35	4.00	0.35		0.69
06 - 07	4.35	4.00	0.35		1.03
07 - 08	4.35	4.00	0.35		1.38
08 - 09	4.35	4.00	0.35		1.73
09 - 10	4.35	4.00	0.35		2.08
10 - 11	4.35	4.00	0.35		2.43
11 - 12	4.35	4.00	0.35		2.77
12 - 13	4.35	4.00	0.35		3.12
13 - 14	4.35	4.00	0.35		3.47
14 - 15	4.35	4.00	0.35		3.82
15 - 16	0.00	3.70		3.70	0.12
16 - 17	4.35	4.30	0.05		0.17
17 - 18	4.35	4.40		0.05	0.11
18 - 19	4.35	4.40		0.05	0.06
19 - 20	4.35	4.40		0.05	0.01
20 - 21	4.35	4.30	0.05		0.06
21 - 22	4.35	4.30	0.05		0.10
22 - 23	4.35	4.30	0.05		0.15
23 - 24	4.35	4.50		0.15	0.00
Total	100	100	4.17	4.17	--

$$V_{bache} = \frac{a \cdot Q_{max,j}}{100} (m^3)$$

Avec :

V_{bache} : capacité résiduelle (m^3)

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%)

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

$$V_{bache} = \frac{3.82 \cdot 24840}{100} = 948.24 m^3$$

On choisit un volume normalisé de $1000 m^3$

IV.6. Dimensionnement de réservoir tampon

Le réservoir localisé à Sidi Serhane joue le rôle de tampon, qui sert à transiter le débit refoulé par la station de pompage gravitaire ment vers les réservoirs de stockage

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule suivante

$$V_r = \frac{Q_{tr}}{2} * t$$

$$V_r = \frac{18}{2} * t$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=18 \text{ m}^3/\text{mn}$)

t : le temps de stockage ($t = 50 \text{ mn}$)

V_r : capacité totale du réservoir (m^3)

La capacité normalisée sera : $V_n=500 \text{ m}^3$

IV.7. Dimensionnement des réservoirs terminaux

• Calcul forfaitaire

On prend, forfaitairement une capacité des réservoirs égal à

- En alimentation rurale : 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- En alimentation urbaine : Au minimum 50 % de la consommation journalière maximale de l'agglomération
- Dans le cas d'une grande ville: Au minimum 25 %.de la consommation journalière maximale de l'agglomération [7]

Pour 12 heures de consommation et de sécurité, nous obtiendrons $12\,750 \text{ m}^3$, ce qui entrainerait un stockage normalisé de l'ordre de $15\,000 \text{ m}^3$ ou $3 \times 5000 \text{ m}^3$

IV.8. Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m^3 , ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet. La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres

Les dimensions seront déterminées comme suit:

- **Le diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$D = \sqrt{\frac{4*V_n}{\pi*h}}$$

Avec :

V_2 : capacité normalisée du réservoir (m^3)

D : diamètre de la cuve (m)

h : hauteur utile optimale d'eau (m), $3 < h < 6$ m

- **Réévaluation de la hauteur d'eau h**

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule

$$h = \frac{4*V}{\pi*D_n^2}$$

- **La section de la cuve**

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V}{h}$$

- **La hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m)

h: hauteur d'eau (m)

R : revanche (m)

Les dimensions des différents réservoirs sont portées dans le tableau suivant

Tableau IV.2: Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	V (m^3)	C.T.N	D (m)	S (m^2)	h (m)	R (m)	H (m)
Bâche de reprise	1000	875.34	16	4.9	4.98	0.52	5.5
Tampon	500	1106.92	12	113.09	4.42	0.58	5
terminaux	3*5000	843.90	32	804.25	6.22	0.78	7

IV.9. Equipements du réservoir

IV.9.1. Généralités

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas par ailleurs de vue qu' il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques...).

Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Sont à éviter, même pour les petits ouvrages les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Tous ces équipements doivent être facilement accessibles et manœuvrables et l'on prévoira à cet effet toutes les passerelles et escaliers de service, d'accès et de manœuvre nécessaires .tous les équipements hydrauliques doivent être facilement démontables et les joints de démontage nécessaires doivent être prévus.

Le problème de la manutention d'équipements parfois très lourds (plusieurs centaines de kilogrammes) doit être étudié avec soin et les locaux, suivant les cas, doivent être équipés de crochets, rails ou poutre roulante permettant l'utilisation de palans. [8]

IV.9.2. Equipements d'intervention

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles On prévoit généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux.

Tous les accès (portes, trappes, échelles,...) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégés contre les intrusions des personnes étrangères au service.

IV.9.3. Equipements hydrauliques

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides. [3]

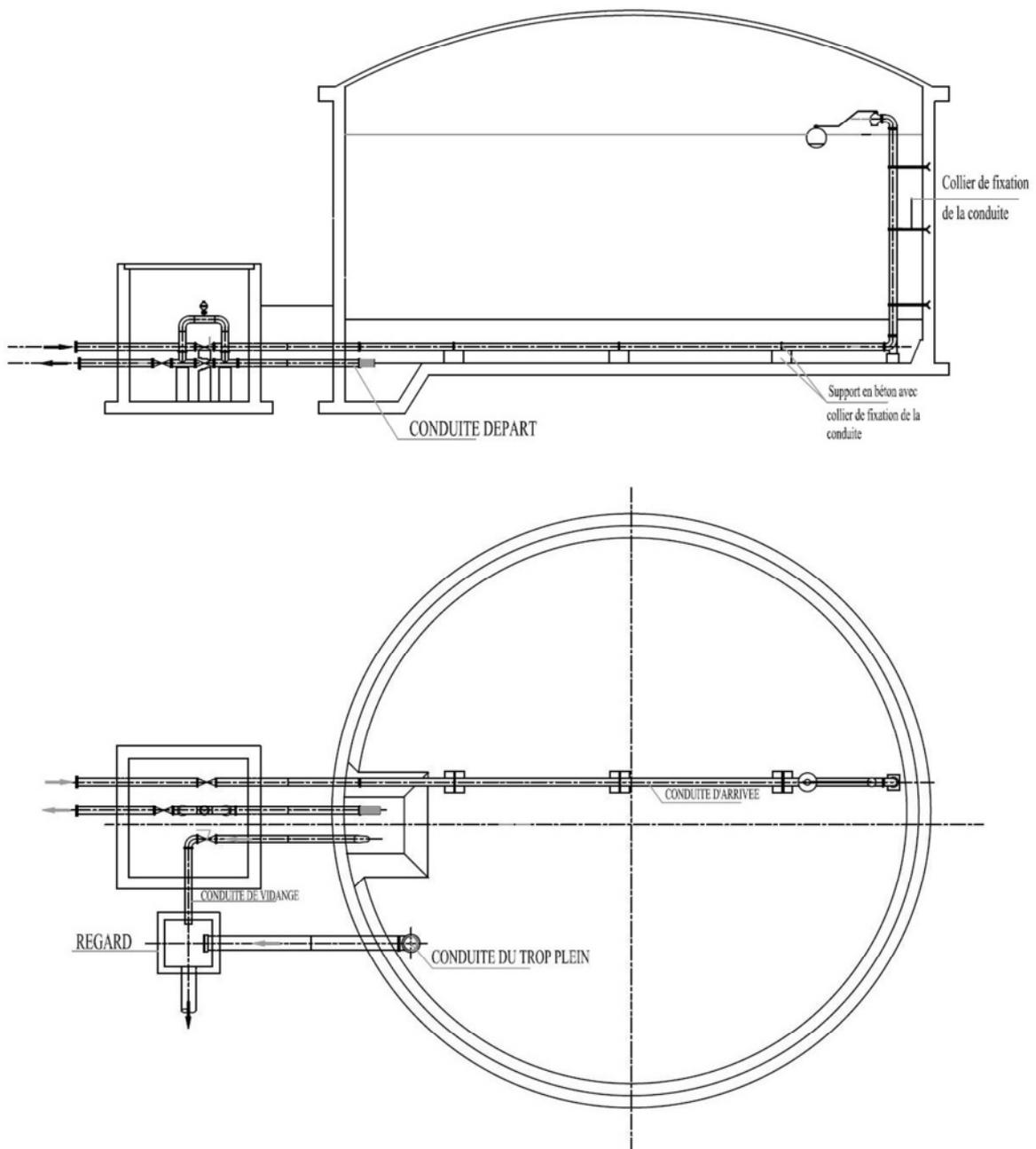


Figure IV.1: Equipements hydrauliques des réservoirs

- **Conduite d'arrivée**

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à

interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable

- **Conduite de départ**

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

- **Conduite de décharge ou de vidange**

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas de radier, afin de pouvoir évacuer les dépôts. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite.

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein.

- **Conduite de trop-plein**

La conduite de trop-plein a pour but d'assurer le déversement du réservoir, c'est-à-dire l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où l'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge. En limitant la vitesse dans la conduite de trop-plein à 3 ou 4 m/s

- **Conduite by-pass**

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

IV.9.4. Hygiène et sécurité

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les trois réservoirs sont

- Couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers
- Éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre
- Étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau

IV.9.5. Entretien du réservoir

Le réservoir doit faire l'objet d'une surveillance régulière concernant : La corrosion, les fissures éventuelles et la dégradation

Le nettoyage périodique de la cuve comporte les phases suivantes

- Isolement et vidange de la cuve
- Elimination des dépôts sur les parois
- Examen des parois et réparations éventuelles
- Désinfection à l'aide des produits chlorés
- Remise en service

IV.9.6. Traversée des conduites dans les parois du réservoir :

La traversée des conduites dans les parois de réservoirs doit se faire tout en assurant l'étanchéité des parois et cela peut se faire par deux méthodes

1er cas : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de U

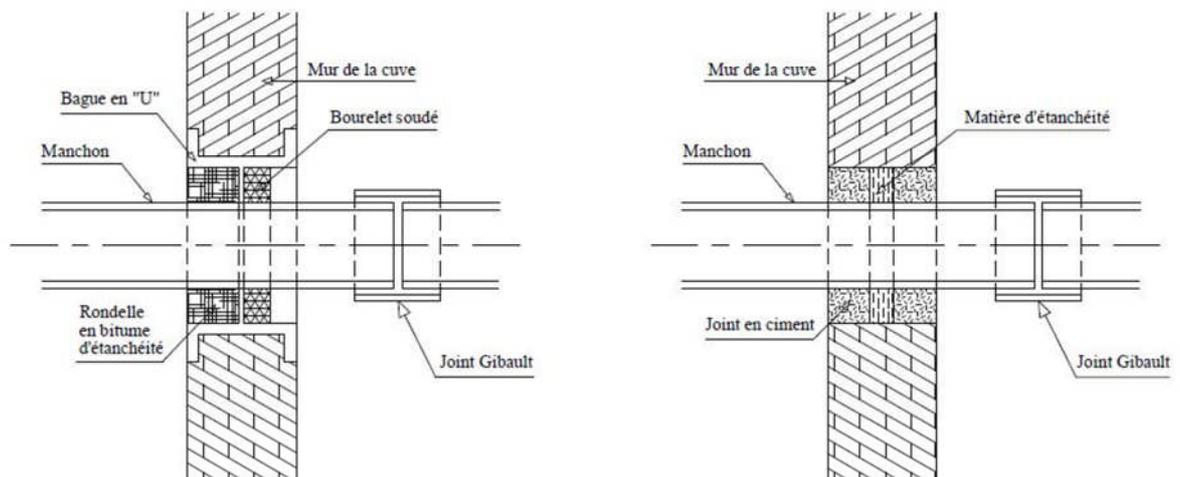


Figure IV-2. Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

2eme cas : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette

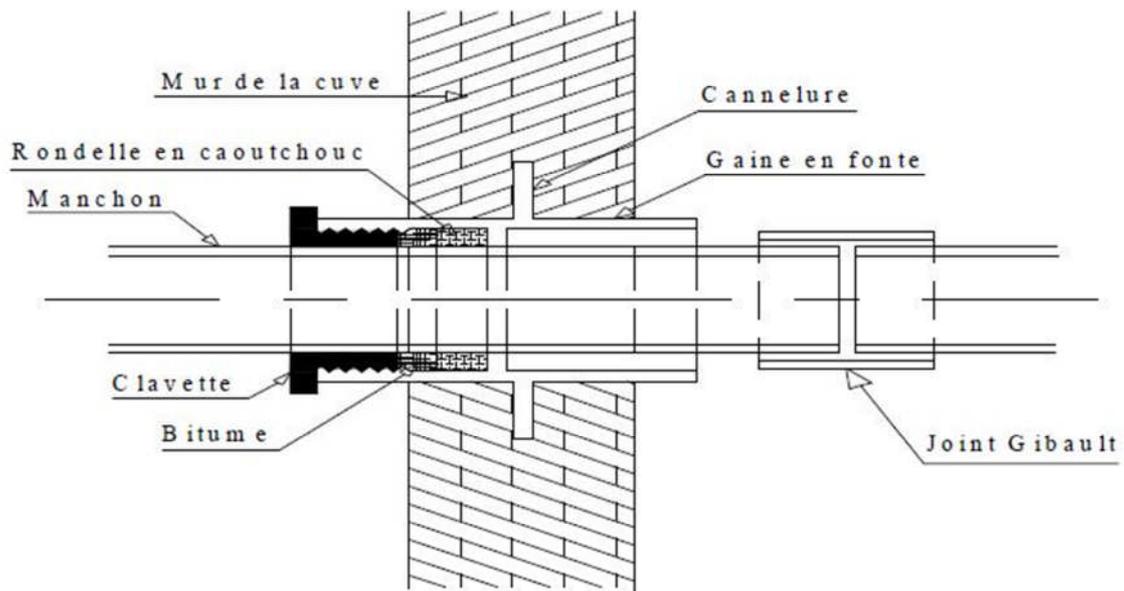


Figure IV-3. Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion

L'étude précédente a permis de calculer les capacités des réservoirs qui sont comme suit :

- Un réservoir de capacité de 1000 m^3
- Un réservoir de capacité de 500 m^3
- Trois réservoirs de capacité de stockage de 5000 m^3

CHAPITRE V

ETUDE DE LA STATION DE POMPAGE

Chapitre V : Etude de la station de pompage

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. Il dépend 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-Ouest du centre de Magtâa Lazreg commune HAMMAM MELOUANE wilaya de Blida et appartient au parc national de Chréa à une côte de 873mNGA

V.3 Choix de l'équipement hydromécanique et énergétique

V.3.1 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 (l/s)	HMT (m)
871,50	1109,39	600	2408	300	244

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 (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N _{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	1 080	244	-	-	-	-	-	-	-	-
2	540	244	-	-	-	-	-	-	-	-
3	360	244	PM125/3A	76.6	376	2950	3	325	10.1	125
4	270	244	PM125/3B	73.6	317	2950	3	235	6.88	125
5	216	244	PM125/3C	74.6	301	2950	3	205	4.76	125

A partir du tableau V.2 on déduit que la variante de trois (03) pompes 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 trois (03) en plus un (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type PM125/3A

V.6 Courbes caractéristiques de la pompe

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

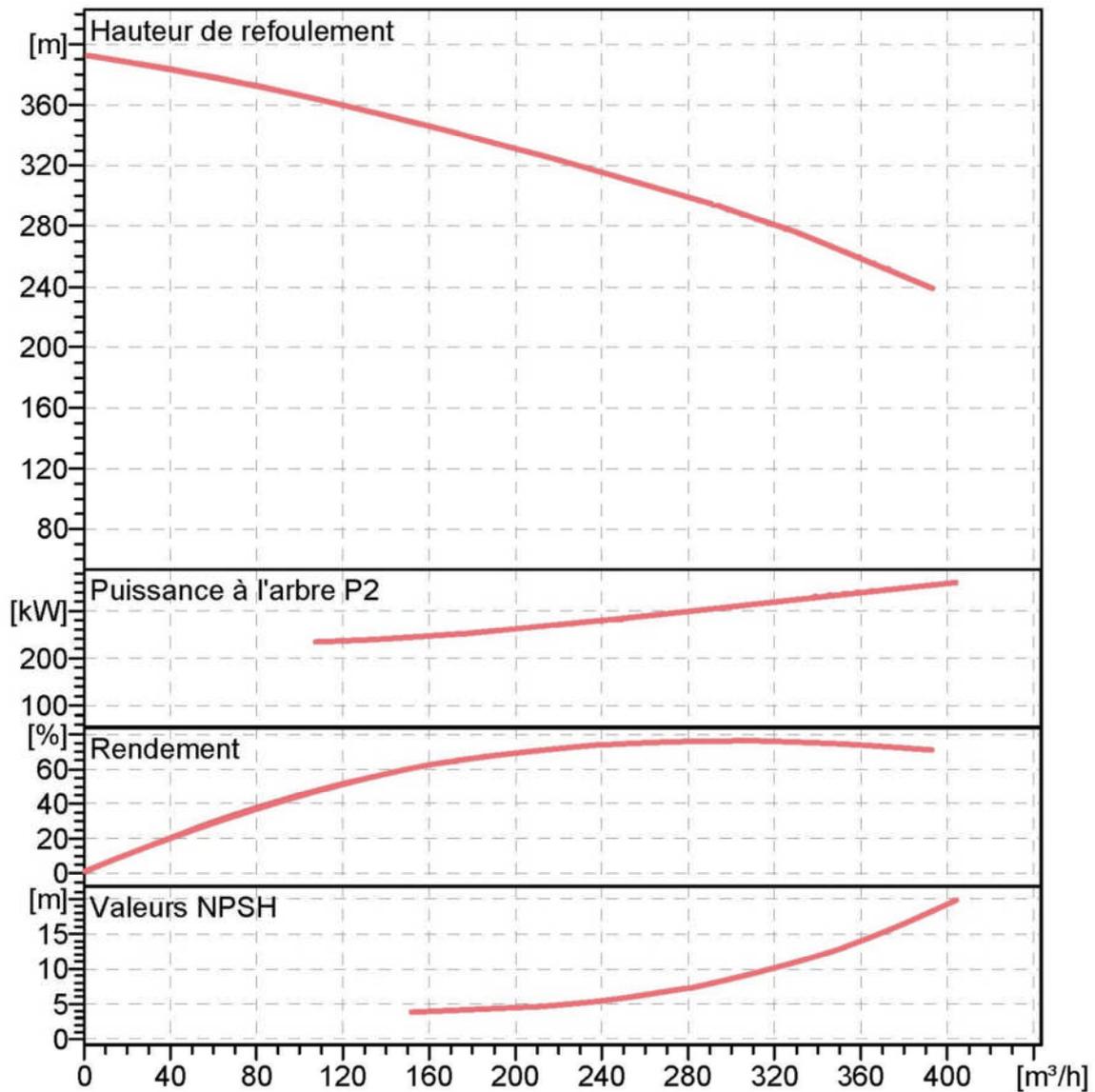


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe

V.7 Points de fonctionnement des pompes

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 :

$$H_c = H_g + \Delta h_t$$

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 (Δh_t)

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

$$\Delta H_t = 1.1\Delta H_l$$

Avec :

ΔH_l : Perte de charge linéaire (m)

$$\Delta H_l = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5}$$

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)

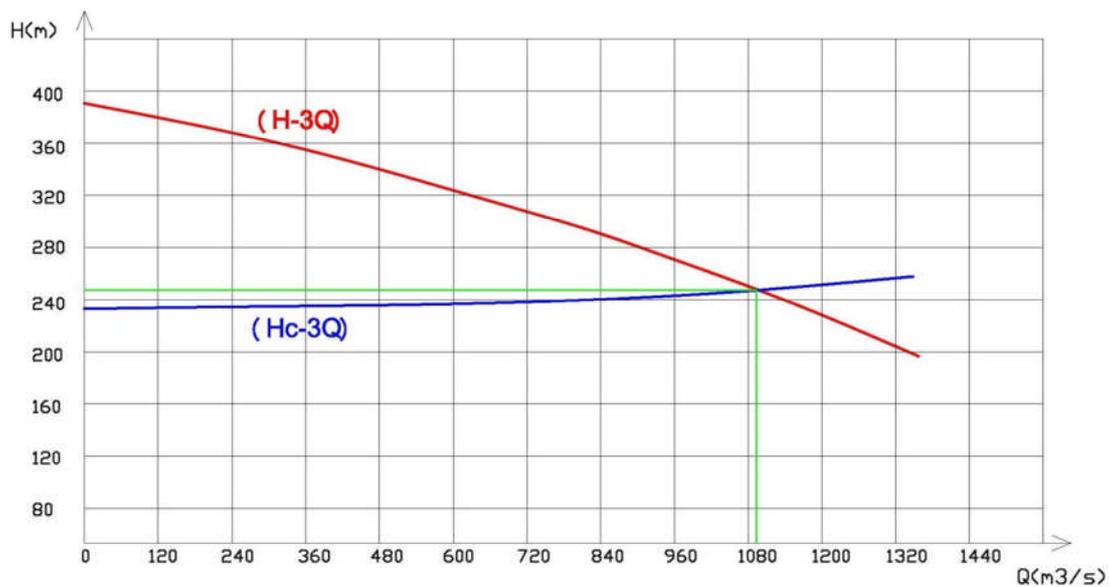
D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m)

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

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

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δhp _{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	00	0	237.89	2408	600	0.0221	0.00	0.00	237.89
2	50	150	237.89	2408	600	0.0221	0.10	0.11	239.00
3	100	300	237.89	2408	600	0.0221	0.39	0.43	240.32
4	150	450	237.89	2408	600	0.0221	0.88	0.97	241.86
5	200	600	237.89	2408	600	0.0221	1.57	1.73	243.62
6	250	750	237.89	2408	600	0.0221	2.45	2.70	245.59
7	300	900	237.89	2408	600	0.0221	3.53	3.88	247.77
8	350	1050	237.89	2408	600	0.0221	4.80	5.28	250.17
9	400	1200	237.89	2408	600	0.0221	6.27	6.90	252.79
10	450	1350	237.89	2408	600	0.0221	7.94	8.73	255.62
11	500	1500	237.89	2408	600	0.0221	9.80	10.78	258.67

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 :

$$\begin{cases} Q_B = 1091 \text{ m}^3/\text{h} \geq Q_{\text{app}} = 1080 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_B = 245.5 \text{ m} > H_{\text{app}} = 244 \text{ m} \end{cases}$$

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 :

$$\eta_{ap\ van}^{inst} = \eta_{av\ van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v}$$

Avec :

$\eta_{ap\ van}^{inst}$: Rendement de l'installation après le vannage (%)

$\eta_{av\ van}^{inst}$: 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

$$h_v = H'_c - H_{app}$$

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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t$$

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

$$H'c=248.1 \text{ m}$$

$$h_v = 248.1 - 244 \Rightarrow h_v = 4.1 \text{ m}$$

$$\eta_{\text{av van}}^{\text{inst}} = 76.6 \%$$

$$\eta_{\text{ap van}}^{\text{inst}} = 76.6 * \frac{244}{244 + 4.1} \Rightarrow \eta_{\text{ap van}}^{\text{inst}} = 75.33 \%$$

On détermine la nouvelle puissance absorbée

$$P_{\text{abs}} = \frac{9.81 * 360 * 248.1}{0.7533 * 3600} \Rightarrow P_{\text{abs}} = 323.09 \text{ Kw}$$

b) Diminution du temps de pompage

Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{1080}{1091} * 24 \Rightarrow t' = 23 \text{ h et } 45 \text{ min}$$

Le rendement correspondant au débit $Q_A=1091 \text{ m}^3/\text{h}$ est : 76.3 %

On détermine la nouvelle puissance absorbée

$$P_{\text{abs}} = \frac{9.81 * \left(\frac{1091}{3}\right) * 248.1}{0.763 * 3600} \Rightarrow P_{\text{abs}} = 322.23 \text{ Kw}$$

Conclusion :

On opte pour le réglage par Vannage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

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.

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2950tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 250Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3 ~

V.10 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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

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 limite d'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 :

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

Avec :

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

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e)

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$$

Avec :

H : altitude de la station

T_v : 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
T _v (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

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin}$$

Avec :

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

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

Avec :

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 15$ m

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, $l_r = 1,5$ m

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

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n}$$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m)

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}}$$

Avec :

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

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$$

Avec :

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

Calage de la pompe

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

Pour les installations en charge :

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

Avec :

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA)

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

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

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 : $(NPSH)_r = 10.1 \text{ m}$

La pression atmosphérique :

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 871.5 \Rightarrow P_{at} = 9.12 \text{ mce}$$

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

Le diamètre de la conduite d'aspiration $DN1 = 150 \text{ mm}$

Donc :

$$D_a = 1.2 * 150 \Rightarrow D_a = 200 \text{ mm}$$

La vitesse d'aspiration :

$$V_a = \frac{4 * 360}{\pi * 0.2^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 3.18 \text{ m/s}$$

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{13 * \left(\frac{1080}{3600}\right)^2}{0.8^{5.3}} + \frac{1.5 * \left(\frac{360}{3600}\right)^2}{0.2^{5.3}} \right) \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0.14 \text{ m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * 0.14 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0.15 \text{ m}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 10.1 + 0.3 - 9.12 + 0.24 + \frac{3.18^2}{2 * 9.81} + 0.15 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 2.19 \text{ m}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 880.32 - 4.98 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 875.94 \text{ mNGA}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 875.94 - (2.19) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 874.05 \text{ m}$$

Conclusion

Après le choix, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type CAPRARI. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation nous sommes astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

CHAPITRE VI
PROTECTION DES CONDUITES CONTRE
COUP DE BÉLIER

Chapitre VI : Protection des conduites contre coup de bélier

Introduction

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de béliers. Et de même pour les conduites d'adduction dont le débit est réglé à l'aval par une vanne.

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux et de faire détériorer les installations de pompes avec des pressions qui peuvent atteindre des valeurs égales à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il résultera une économie dans la construction des conduites, lesquels sont calculés, notamment pour résister à une pression donnée.

Alors vu l'importance de la conduite de refoulement de Magtaa Lazreg qui a un diamètre de 600 mm et une longueur 2408 ML, et une pompe qui débite 300 l/s avec une HMT de 240 m on doit déterminer la protection du système.

VI.1 Définition de coup de bélier

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, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées

VI.2 Notions générales

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines. [1]

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes 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.

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.3 Risques dus aux coups 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 engendrées par les manœuvres brusques. [6]

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

VI.4 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 la station 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.

VI.4.1 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 :

- **Méthode de VIBERT**

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

- **Méthode de BERGERON**

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

VI.4.2 Dimensionnement des réservoirs d'air

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (SALAH.B) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - v_m^2) * (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - v_s)}}$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau, $K = 2,07 \cdot 10^9$ Pascal

ρ : Masse volumique de l'eau $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite $E_m = 1 \cdot 10^{11}$ pour la fonte

E_s : module de Young du sol $E_m = 2 \cdot 10^8$ Pascal

ν_m : coefficient de poisson du matériau $\nu_m = 0.3$ (fonte)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite $\nu_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m) $e_m = 0.0099 \text{ m}$

a : rayon intérieur de la conduite (m)

La charge tenant compte du coup de bélier:

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

Avec :

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s)

g: l'accélération de pesanteur

La charge statique absolue:

$$Z_0 = H_g + 10$$

La charge maximale absolue:

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

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS} ; \frac{Z_{min}}{Z_0} \quad (\text{voir Annexe (VI. 1)})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{LS} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}}$$

Avec :

U_{\max} : volume du réservoir d'air

1) Les données de base

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI-1: Les caractéristiques de l'adduction de refoulement

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
Fonte	600	0,283	1.061	2408	237.89

2) 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 VI-2: Calcul de célérité d'onde

K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	v_m	vs	Es (Pa) (*10 ⁸)	Em (Pa) (*10 ¹¹)	em (m)	C (m/s)
2.07	1000	0.3	0.3	0.33	2	1	0.0099	1003.69

3) Calcul de capacité de réservoir d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-3: Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement:

Z_0 (m)	Z_{\max}	V_0 (m/s)	G (m/s ²)	h_0	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{LS}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{\max} (m ³)	Volume normalisé
247.89	350.31	1.061	9.81	0.054	2.18×10^{-4}	5.5×10^{-3}	0.733	3.748	5.113	6000

4) Caractéristiques finales du réservoir d'air

D'après la figure VI-1 les dimensions de réservoir d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI-4: Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement

volume (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400

5) Détails du réservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure VI-1

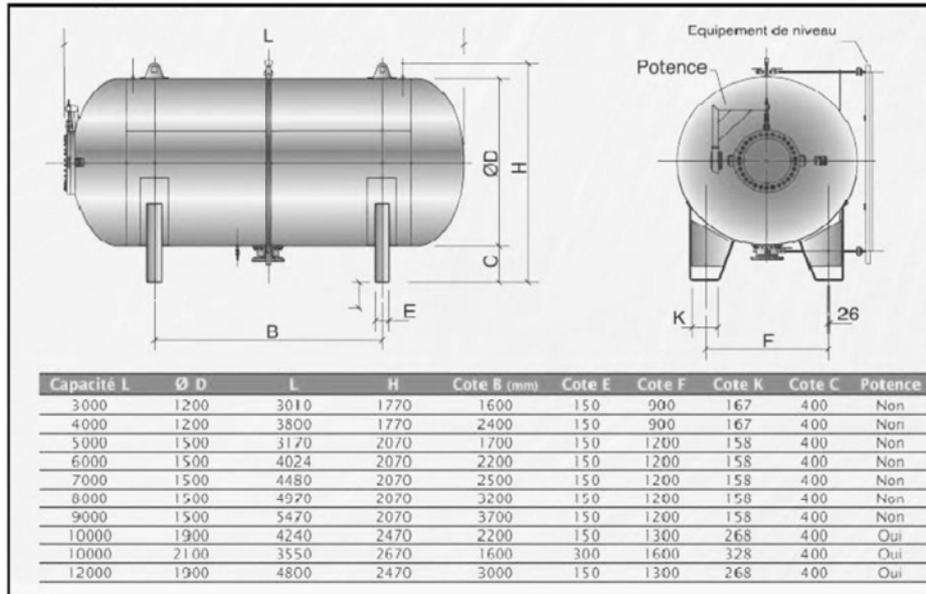


Figure VI-1 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE

6) Installation du réservoir d'air

Vu ses dimensions, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil

Conclusion

La protection contre le coup de bélier de la conduite reliant la station de pompage au réservoir tampon sera au moyen d'un réservoir d'air de volume 6000 litres d'air. Ce réservoir sera placé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage

CHAPITRE VII

POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Introduction

L'étude de dimensionnement d'une adduction d'eau potable n'est jamais complète qu'avec une bonne réalisation de cette dernière.

Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour une pose de canalisation pour une bonne réalisation de l'étude, ainsi que les différents accessoires placés le long de l'adduction pour assurer un bon fonctionnement et protéger l'adduction.

VII.1 Pose de canalisation

VII.1.1 Principe de pose de canalisations

Les conduites se posent généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite. Ce fond est garni d'un lit de sable de 15 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au-dessous du tuyau.

Ce dernier est descendu à sa place définitive par des moyens appropriés (chariots portetuyaux pour les gros diamètres), et assemblé avec les tuyaux voisins. La fouille est ensuite remblayée en ayant soin, s'il s'agit de tuyaux en tôle d'acier ou de tuyaux en fonte, de prendre toutes dispositions utiles pour que la paroi du tuyau ne soit pas en contact direct avec de gros cailloux ou de gros fragments de roche dure. [7]

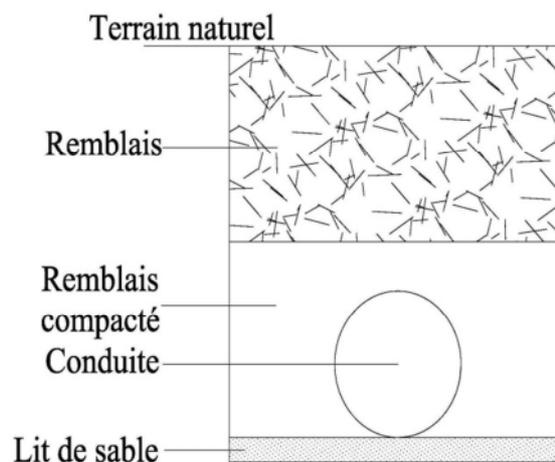


Figure VII-1 : Pose de canalisation

A la traversée des points particuliers (cours d'eau, lignes de chemin de fer, routes, croupes surélevées, etc.), on se trouve parfois dans l'obligation d'employer des dispositions spéciales : ponceaux, ponts, aqueducs, arcades, souterrains, tunnels, etc.

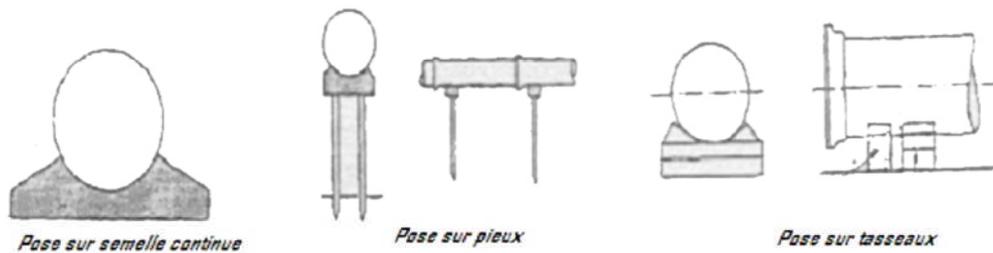


Figure VII-2 : Les différents cas de pose de canalisation

Quand il s'agit de grands diamètres, le profil en long doit être tel qu'il ne puisse se former des poches d'air au moment du remplissage. Ces dernières sont, en effet, dangereuses par leur élasticité au moment des surpressions. Il faut donc faciliter la collecte de l'air en des points hauts naturels ou artificiellement créés, de façon à permettre son évacuation aisée par des ventouses automatiques ou non. En pays plat, pour des vitesses de l'ordre de 1 m/s, la pente d'une grosse conduite doit être de l'ordre de 1/1 000 quand la conduite est ascendante dans le sens de l'écoulement de l'eau, et de 1/500 dans le cas contraire.

Ces valeurs doivent être considérées comme des minimums, pour assurer une évacuation correcte de l'air contenu dans les conduites.

La purge de ce fluide sera d'ailleurs facilitée par une étude préalable et soignée du profil en long des conduites.

C'est ainsi que l'on doit s'efforcer de réaliser qu'une montée lente de la conduite soit suivie par une descente rapide, une ventouse, ou un purgeur automatique de dimensions convenables, étant placé au point haut séparant ces pentes de sens contraires.

Les tronçons horizontaux de conduite doivent être rigoureusement évités.

Il va de soi que toutes les dispositions appropriées doivent être prises pour éviter la pénétration ou le dégagement de l'air dans la conduite, soit à la prise d'eau éventuellement, soit le long de son tracé, dans les parties à très faible pression.

L'air est un élément indésirable qui a été la cause de nombreux éclatements sur des conduites de petits et gros diamètres, particulièrement lorsqu'il s'agissait d'un matériau relativement fragile, comme l'ancienne fonte grise.

Quand il s'agit d'une conduite posée en terre, le terrain qui la recouvre et l'entoure ne tarde pas à prendre sa cohésion initiale et à produire un véritable blocage de la conduite, suffisant pour assurer une stabilisation définitive de cette dernière. Toutefois, dans le cas où le terrain ne présente pas de garanties de résistance suffisantes, ou lorsque la conduite doit être posée à l'air libre, on est parfois dans l'obligation de stabiliser cette dernière par des dispositions appropriées. C'est ainsi que, dans ses parties inclinées, la conduite est parfois amarrée à des massifs de maçonnerie très solidement implantés dans le terrain. Les amarrages sont constitués par des pièces en acier forgé qui ensèrent la conduite et sont scellés dans les massifs préalablement construits.

De même, dans les coudes, il s'exerce sous l'effet de la pression des efforts dont la résultante tend à produire le déboîtement des joints et, par conséquent, la dislocation de la conduite.

Cette poussée est située dans le plan du coude, et dirigée extérieurement suivant son axe. Aussi, ces coudes doivent-ils être butés par des massifs de maçonnerie plus ou moins importants, dont les dimensions sont calculées en fonction des éléments à prendre en compte (pression à l'intérieur de la conduite, rayon de cette dernière et angle du coude).

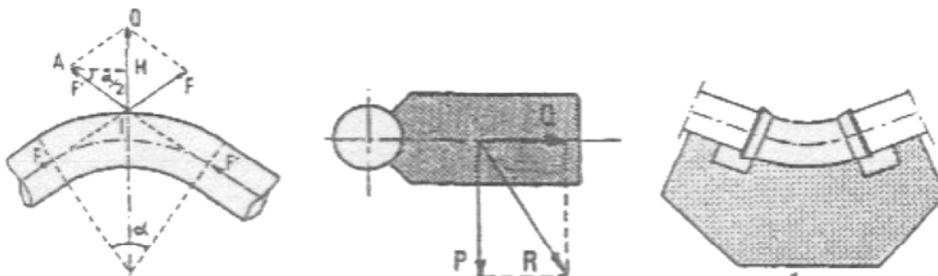


Figure VII-3 : Butée sur un coude horizontal

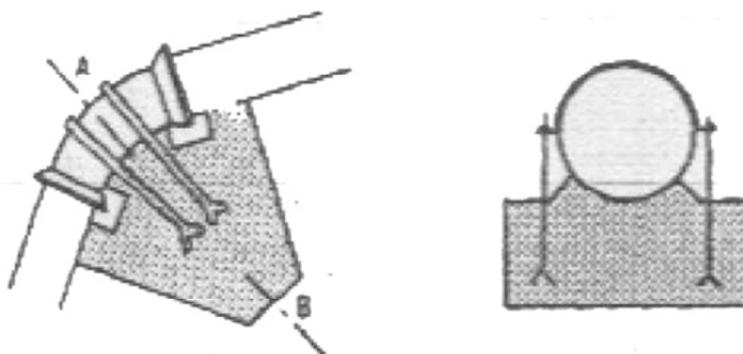


Figure VII-4 : Butée sur un coude vertical

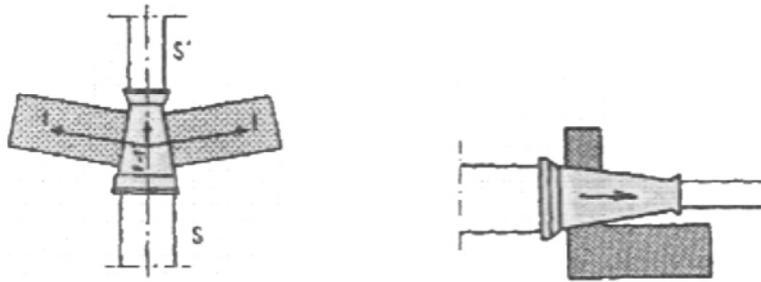


Figure VII-5 : Butée sur un cône

Dans certains cas, s'il n'est pas possible de buter le coude, on amarre ce dernier, dans les conditions sus-indiquées, à un massif de maçonnerie (mur de galerie, par exemple) construit à l'intérieur du coude et épousant la forme de celui-ci. Les calculs auxquels donne lieu l'établissement des butées, massifs et amarrages divers deviennent moins simples si l'on tient compte de la poussée des terres, on en trouvera le principe dans l'article Ouvrages de soutènement.

VII.1.2 Différents types de pose de conduites

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

1. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieurs, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

2. Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

3. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

4. Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente, les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

5. Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées

Pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau
- Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton
- Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage)
- Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

VII.1.3 Remblaiement de la tranchée

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

1. L'enrobage

L'enrobage des conduites comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection il est réalisé conformément au projet en tenant compte notamment des caractéristiques des tuyaux, des risques d'ovalisation et en mettant en place des matériaux de nature appropriée qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles expurgés de tous

matériaux susceptibles d'endommager les conduites et leurs revêtements par des effets de chocs ou l'effet des tassements lors de la consolidation (blocs rocheux, produits de démolition...etc.), il est également nécessaire de s'assurer de l'absence d'action chimique néfaste de certains matériaux (débris végétaux, mâchefer, produits gypseux...etc.) sur les matériaux constitutifs des tuyaux et de leur revêtement. [7]

2. Le remblai supérieur

Il est exécuté après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est réalisé en mettant les déblais des fouilles, dont on élimine les éléments impropres comme dans le cas dans la précédente opération.

Les conditions de mise en œuvre et la reconstitution de la couche supérieure dépendent des situations rencontrées comme en zone rurale ou en milieu urbaine dans le premier cas (zone rurale), le remblayage est effectué par couches successives et régulièrement damées et la couche supérieure de terre végétale est reconstituée par réemploi de la terre végétale mise en dépôt. Une légère sur hauteur est réservée pour les tassements ultérieurs.

VII.2 Accessoires

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

- Assurer un bon écoulement
- Régulariser les pressions et mesurer les débits
- Protéger les canalisations
- Changer la direction
- Raccorder deux conduites
- Changer le diamètre
- Soutirer les débits

VII.2.1 Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

a. Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.



Figure VII-6: Robinet vanne à opercule

b. Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

VII.2.2 Robinet à flotteur :

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation, la commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique, Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle on veut travailler.



Figure VII-7 : Robinet à flotteur

VII.2.3 Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

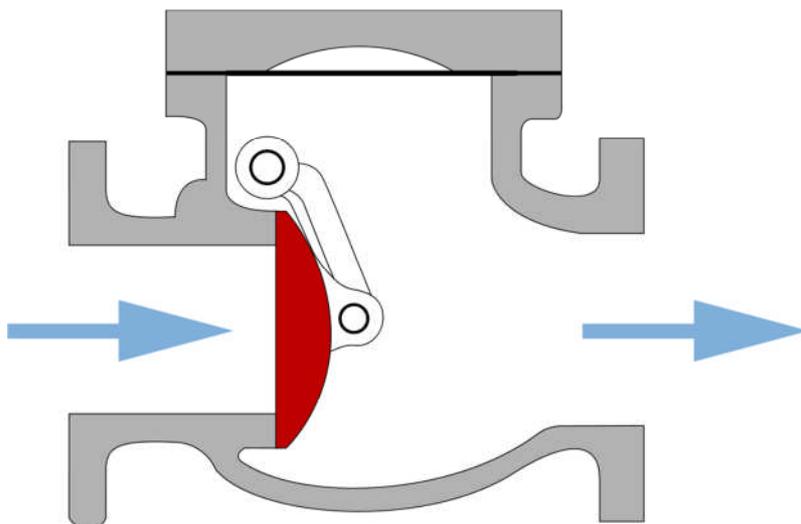


Figure VII-8: Clapet anti retour

VII.2.4 Ventouses

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

Remarque : les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement

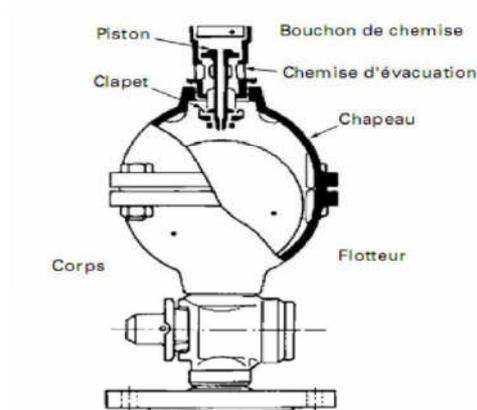


Figure VII-9: ventouse

VII.2.5 Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé et avant la vanne de sectionnement en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fosse ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VII.2.6 By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir

VII.2.7 Crépines

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans celle-ci.

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ à l'intérieur des réservoirs.

VII.2.8 Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus utilisés dans notre cas sont

- le joint à emboîtement à soudure
- le joint automatique
- le joint gibault
- le joint verrouille
- les joints mécaniques
- le joint à brides (fixe ou orientable)

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

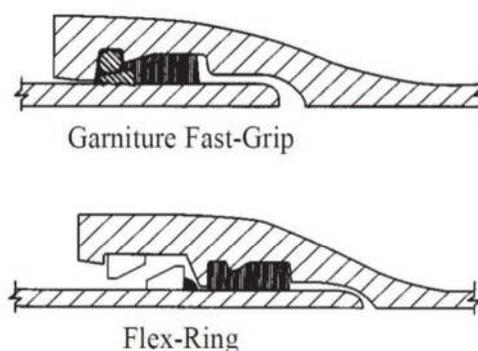


Figure VII-10: joints pour canalisations en fonte (d'après Guide DIPRA)

VII.2.9 Organes de mesure

1. Mesure de débit

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie avec en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement. Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

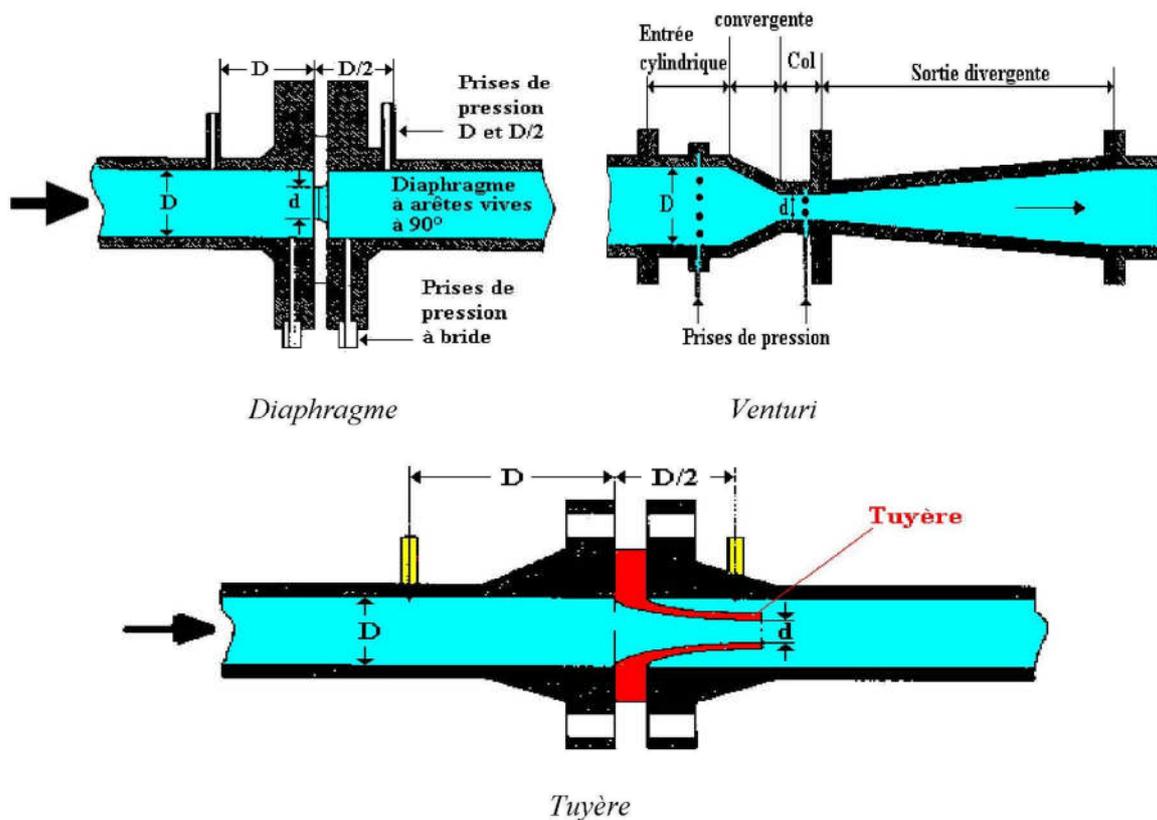


Figure VII.11 : Débitmètres

2. Mesure de pression

• Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations

• Manomètres à soufflet

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon. Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

VII.2.10 Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage
- Le changement de diamètre de la conduite
- Le montage et le démontage des accessoires
- Le changement de direction de la conduite

1. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse

2. Les cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements
- Les cônes à deux brides
- Les cônes à emboîtement et bride

3. Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

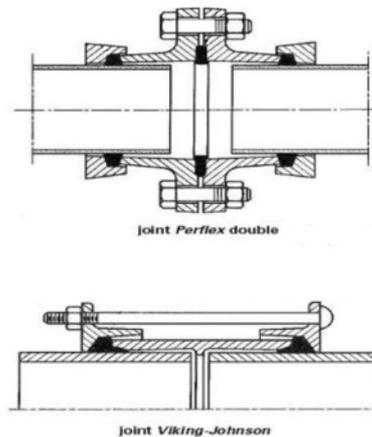


Figure VII-12 : Joints de démontage pour canalisations en fonte

Conclusion

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude de réseau d'alimentation en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation sans précédente de tout le réseau

Afin d'assurer un bon fonctionnement de réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes

CHAPITRE VIII

ORGANISATION DE CHANTIER

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction

Afin que notre projet soit exécutable dans des meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VIII.1 Différents travaux à entreprendre

VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction

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

1. Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. 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.

2. Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

3. 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 10 cm dans notre cas.

4. 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.

5. 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.

6. Remblayage des tranchées

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

7. Nivellement et compactage

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

VIII.1.2 Travaux concernant la station de pompage

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

1. Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

2. Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m)

L : longueur de la fouille (m)

h : profondeur de la fouille (m)

Soit : $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{ m}^3$

3. Coulage du béton de propreté

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

4. Remblayage

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

5. Coulage du béton

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³ Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demis poteaux et les semelles nécessitent une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite est une pompe à béton.

6. Maçonnerie

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VIII.1.3 Travaux concernant la construction des réservoirs projetés

Etant donné que nos réservoirs sont du type sur sol, les principaux travaux sont :

- Fondation
- Voile
- Ceinture
- Coupole
- Lanterneau

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

VIII.2.1 Déblais d'excavation

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

$$S_{exc} = b * h$$

Avec :

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe

b : largeur de la tranchée

h : profondeur de la tranchée

$$V_{exc} = L_{exc} * S$$

Avec :

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives

L : distance entre deux coupes consécutives

VIII.2.2 La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

Avec :

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 $h_1 = 0,10$ m

VIII.2.3 Largueur de la tranchée

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

$$b = D + 0.6 m$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

Tableau VIII.1: Calcul du volume des déblais

tronçon	D (mm)	b (m)	L (m)	V_{exc} (m ³)
refoulement	600	1.2	2 408	3 900
gravitaire	600	1.2	3 279	5 902
Total			5 687	9 802

VIII.2.4 Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 10 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L$$

Avec :

V_s : volume du lit de sable (m³)

e : épaisseur du lit de sable, $e = 10$ cm

L : longueur de la tranchée (m)

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau

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

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V (m ³)
refoulement	1.2	0.1	2 408	289
gravitaire	1.2	0.1	3 279	394
Total			5 687	683

VIII.2.5 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.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Avec :

S_c : section de la conduite (m²)

D : diamètre de la conduite (m)

$$V_c = S_c * L$$

Avec :

V_c : volume de la conduite (m³)

Tableau VIII.3 : calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (mm)	SC (m ²)	L (m)	V (m ³)
refoulement	600	0.283	2 408	681
gravitaire	600	0.283	3 279	927
Total			5 687	1 608

VIII.2.6 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 :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

Avec :

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

$$V_r = 9802 - 1607.961 - 683 = 7511 \text{ m}^3$$

$$V_r = 7511 \text{ m}^3$$

Tableau VIII.4:Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	9802
2	Lit de sable	m ³	683
3	La conduite	m	5 687
4	Remblais	m ³	7511

VIII.3 Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau)
- sans retard
- aussi économique que possible

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

VIII.3.1 Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau

Tableau VIII.5 : temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (j)
A	Exécution des tranchées « station de pompage - Réservoir tampon »	40
B	Exécution des tranchées «Réservoir tampon-réservoir de stockage»	60
C	Pose du lit de sable « station de pompage - Réservoir tampon »	8
D	Pose du lit de sable «Réservoir tampon-réservoir de stockage»	12
E	Pose de la canalisation « station de pompage - Réservoir tampon »	25
F	Pose de la canalisation «Réservoir tampon-réservoir de stockage»	40
G	Remblayage des tranchées « station de pompage - Réservoir tampon »	7
H	Remblayage des tranchées «Réservoir tampon-réservoir de stockage»	10

VIII.3.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VIII.5

Tableau VIII.6 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

opérations	précède	succède
A	BC	--
B	D	A
C	DE	A
D	F	BD
E	FG	C
F	H	DE
G	H	E
H	--	FG

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la (figure VIII.1) où les dates de commencement et de finitions au plutôt, les dates de commencement et de finitions au plus tard, les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés

Les flèches rouge portées sur la figure VIII.1 représentent le chemin critique du réseau

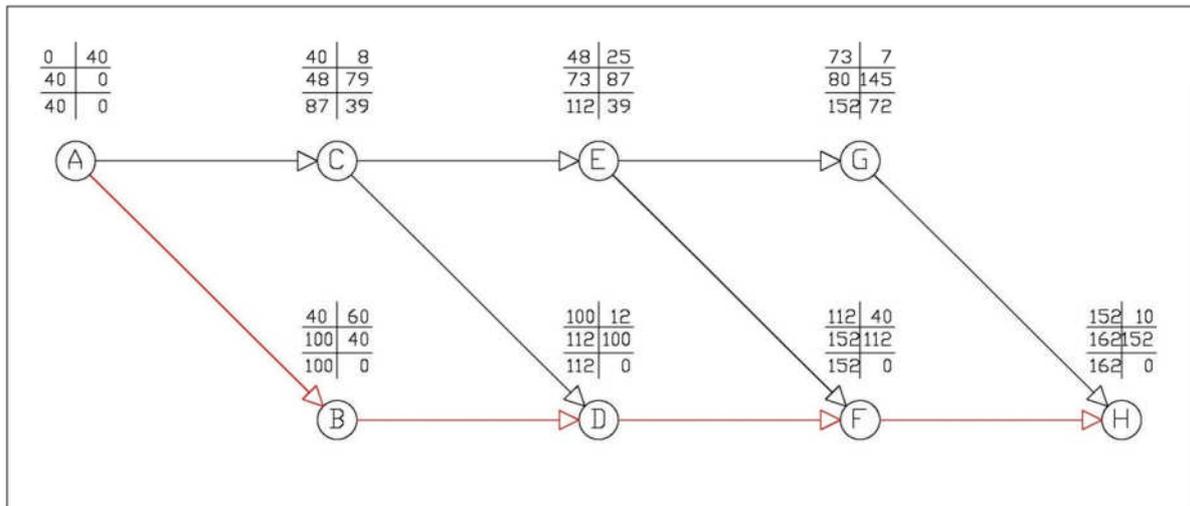


Figure VIII.1 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction

Conclusion

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 162 jours

VIII.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 des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée

Les engins que nous allons utiliser sont :

VIII.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.

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

- Godet normal pour travail en butée
- Godet rétro 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
- Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci-après)



Figure VIII.2 : Pelle hydraulique

VIII.4.2 Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs, se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

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 30cm.

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 VIII.3 : Bulldozer

VIII.4.3 Chargeur

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



Figure VIII.4 : Chargeur

VIII.4.4 Compacteur (vibrateur de sol)

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.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux de l'adduction qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Au terme de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet de transfert d'eau potable, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage et les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau de la station de pompage vers la nouvelle ville de Bouinan.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2025, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 150 000 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de $24\,155\text{ m}^3/\text{j}$

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité de stockage.

Concernant le tracé, nous avons essayé de suivre la route parce que le terrain est accidenté.

La protection de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée de la vie de ce dernier, elle consiste à faire la protection contre le régime transitoire, c'est la projection de réservoir d'air pour la partie refoulement.

Afin de protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons projeté un brise charge.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien des réservoirs et des équipements hydromécaniques de station de pompage à fin de garantir la pérennité du projet.

Références bibliographiques

1. A. DUPONT « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977
2. A. LENCASTRE « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983
3. B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1993
4. DJEMATE MOHAMMED, «Mémoire de fin d'étude du réseau d'adduction de la commune d'ELKHENEG wilaya Laghouat », ENSH 2008
5. GILBERT CAS TANY : hydrogéologie principe et méthode, 2eme cycle, Paris 1998
6. M. CARLIER « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972
7. M.BOUSLIMI «Notes de cours alimentation en eau potable», 2004
8. Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement, Tome I
9. MOHELLEBI N, « la ville nouvelle : outil de planification urbaine de l'agglomération algéroise cas de Bouinan », USTHB 2010

Annexe (II.1)

Annexe II-1. Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100%	100%	100%	100%	100%

(Source cours SALAH.B)

Annexe (VI.1)

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RESERVOIRS D'AIR

