

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 de l'adduction mixte a partir de la station de
traitement de Belaas (w. Ain defla).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0029-14

APA Citation (توثيق APA):

Bouchkif, Amina (2014). Etude de l'adduction mixte a partir de la station de
traitement de Belaas (w. Ain defla)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE L'ADDUCTION MIXTE A PARTIR DE
LA STATION DE TRAITEMENT DE BELAAS
(W.AIN DEFLA)**

**PRESENTE PAR :
BOUCHKIF AMINA**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M SALAH Boualem	Professeur	Président
MAMMOR Fadila	M.A.A	Examineur
M MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examineur
M KADI Latifa	M.A.B	Examineur
M MOUHOUB Lina	Ingénieur(DRE)	Examineur
M CHENNITI Nawel	M.A.A	Promotrice

Session - 2014

H.U.

Remerciements

Je remercie le bon Dieu qui m'a orientés au chemin du savoir et m'a ouvert les portes de la science.

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à ma promotrice M^{me} CHENITIN pour son orientation, ses conseils judicieux, ses riches enseignements et sa constante disponibilité dans le but que je réalise à bien ce projet de fin d'étude.

Mes remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, sans oublier tout le personnel de l'ENSH.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou loin à l'élaboration de ce travail.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer 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.

BOUCHEKIF AMINA

Dédicace

Je dédie ce Travail :

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

A mes chers frères et sœurs qui seront toujours présent dans mes pensées, surtout mon grand frère SAHRAOUI et j'espère que Dieu le protège

A mes chers amis de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique

A mes chers amis de la cité spécialement RABIA

Aux enseignants de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique.

A tous ceux qui me sont chers, Je dédie ce travail reconnaissant et remerciant chaleureusement.

AMINA

ملخص

نظرا للعجز الحاد الذي تعاني منه البلديات الجنوبية لمدينة عين الدفلى من المياه الصالحة للشرب على طول أيام السنة اقترحنا انجاز مشروع تزويد بلديات بالعاص، بطحيه و الحسنية بالمياه الصالحة للشرب من محطة معالجة المياه المتواجدة بالعاص، لتلبية احتياجات المنطقة من خلال هذه المذكرة قمنا بدراسة كل النقاط الضرورية لتحديد أبعاد أنابيب النقل، حجم الخزانات، محطات الضخ الضرورية بالإضافة الى حماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية.

Résumé

Vu le grand déficit que subissent les localités sud d'AIN DEFLA de l'alimentation en eau potable, durant toute l'année, Nous avons planifié la réalisation d'un projet d'approvisionnement des communes BELAAS, BATHIA et EL HASSANIA à partir de la station de traitement de BELAAS, afin de satisfaire les différents besoins en eau potable.

A travers ce mémoire, nous avons étudié tous les points nécessaires pour dimensionner l'adduction, les réservoirs, les stations de pompage ainsi que la protection des conduites contre le coup de bélier.

Abstract

Given the large deficit suffered by the south municipalities of the city of Skid in recent years, along the days of the year plans, We have planned a project to supply towns of BELAAS, BATHIA and EL HASSANIA from the reservoirs which are powered by the treatment plant located in the towns of BELAAS to satisfy the different needs of drinking water.

Through this work, we will study all the necessary points for determining the transmitting pipes, the tanks capacities, pumping stations and protecting hoses.

SOMMAIRE

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1 Situation géographique	2
I.2 Situation administrative	2
I.3 Hydrographie	3
I.4 Situation topographique	3
I.5 Conditions climatiques	3
I.5.1 Le climat	3
I.5.2 La température	4
I.5.3 La précipitation.....	4
I.5.4 Le vent	5
I.5.5 L'humidité.....	5
I.6 Situation géologique	6
I.7 Situation hydrogéologique	6
I.8 Les formations aquifères	6
I.9 Situation stratigraphique et sismicité	8
I.9.1 Stratigraphie	8
I.9.2 Sismicité.....	9
I.10 L'alimentation des nappes	9
I.11 Ressources en eau	9
I.12 Ouvrages de stockage existants.....	9
Conclusion.....	10

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Introduction.....	11
II.1 L'évaluation de la population future	11
II.2 Estimation des besoins en eau potable	12
II.2.1 Besoins domestiques	12
II.2.2 Besoins scolaires	13
II.2.3 Besoins administratifs.....	13
II.2.4 Besoins sanitaires	14
II.2.5 Besoins socioculturels	14
II.2.6 Récapitulatif des différentes consommations journalières	15
II.2.7 Calcul des pertes.....	15
II.3 Détermination des Consommations minimales et maximales journalière.....	16
II.1 Consommation minimales journalières.....	16
II.2 Consommation maximales journalière.....	16
Conclusion.....	17

Chapitre III : Les Réservoirs

Introduction.....	18
III.1 Roles des réservoirs	18
III.2 Emplacement des réservoirs	18
III.3 Classification des réservoirs	19
III.4 Equipements des réservoirs	19
1 Equipements d'intervention	19
2 Equipements de nettoyage	19
3 Equipements hydrauliques	19
4 Hygiènes et sécurité	22
5 Entretien du réservoir	22
6 Traversée des conduites dans les parois du réservoir	23
III.5 Capacité des réservoirs	24
III.5.1 Méthode graphique	24
III.5.2 Méthode analytique	25
1 Calcul de la capacité du réservoir de BELAAS	25
2 Calcul de la capacité du réservoir de BATHIA	26
3 Calcul de la capacité du réservoir d'EL HASSANIA	26
4 Calcul de la capacité du réservoir de réservoir tampon	27
III.7 Formes des réservoirs	29
III.8 Les volumes des bâches d'aspirations	30
Conclusion.....	31

Chapitre IV : Etude d'adduction

Introduction.....	32
IV.1 Classification.....	32
IV.1.1 Adduction gravitaire	32
IV.1.2 Adduction par refoulement	32
IV.1.3 Adduction mixte	32
IV.2 Types d'écoulement dans les conduites d'adduction.....	32
1 Ecoulement à surface libre.....	33
2 Ecoulement en charge	33
IV.3 Choix du tracé	34
IV.4 Choix de types de canalisation	34
1 Fonte.....	34
2 Acier	35
3 Polyéthylène en haute densité	35
4 PVC.....	36
5 Amiante Ciment	36
IV.5 Description des variantes proposées.....	36
IV.6 Etudes et choix de la variante	38
Conclusion	38
IV.7 Calcul hydraulique	39
1 Calcul des diamètres économiques pour les conduites de refoulement	39
IV.8 Etude de l'adduction par refoulement	42
IV.9 Etude de l'adduction gravitaire	47
IV.9.1 Dimensionnement des différents tronçons	49
2 Tronçon (Station de traitement-Station de pompage).....	49

1 Tronçon (Réservoir tampon- réservoir de BELAAS).....	49
3 Tronçon (Réservoir tampon-Réservoir de BATHIA).....	50
4 Tronçon (Réservoir tampon-Réservoir d'EL HASSANIA)	50
Conclusion.....	51

Chapitre V : Etude de pompage

Introduction.....	52
V.1 Couplage des pompes.....	52
V.2 Choix du types de pompe	52
V.3 Choix du nombre de pompe	52
V.3.1 Refoulement SP-SR1	53
V.3.2 Refoulement SR1-SR2	53
V.3.3 Refoulement SR2-RT	54
V.4 Courbes caractéristiques des pompes	54
V.5 Le point de fonctionnement des pompes	57
V.6 Les modes de réglages pour un régime de fonctionnement	62
1 Réglage qualitatif	62
2 Réglage quantitatif	63
3 Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement	63
4 Diminution de temps de pompage	63
V.7 Encombrement de la pompe	64
V.8 Choix du moteur électrique	64
V.8.1 Critères de choix du moteur électrique	64
V.9 Equipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe.....	66
V.9.1 Equipements en amont de la pompe	66
V.9.2 Equipements en aval de la pompe.....	66
V.10 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage.....	67
A. Hauteur du bâtiment	67
B. La longueur du bâtiment	67
C. La largeur du bâtiment	68
D. Dimensions des portes.....	69
E. Dimensions des fenêtres	69
Conclusion.....	70

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction.....	71
VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier	71
VI.2 Causes des coup de bélier	71
VI.3 Les risques dus aux coups de bélier.....	71
VI.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	72
a) Réservoir d'Air.....	72
b) Cheminée d'équilibre.....	72
c) Soupape de décharge	73

d) Volant d'inertie.....	73
VI.5 Calcul des réservoirs d'air	73
A Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT	73
VI.5 Installation des réservoirs d'air	76
Conclusion.....	78

Chapitre VII : Pose de canalisations et accessoires

Introduction	79
VII.1 Pose de canalisation	79
VII.1.1 Principe de pose de canalisation	79
VII.1.1 Différents types de pose de canalisation	79
1 Pose en terre	79
2 Pose en mauvais terrains	80
3 Pose en galerie	80
4 Traversée d'une rivière	80
Pose en pente	81
VII.1.2 La mise en eau des adductions	81
VII.2 Accessoires	81
1 Robinets vannes	82
2 Clapet anti retour	82
3 Vidange	82
4 Ventouses	83
5 by-pass	83
6 Moyens anti-bélier	83
7 Crépines	83
8 Joints de raccordements	83
VII.9 Organes de mesure	84
a) Mesure de débit	84
b) Mesure de pression	84
VII.10 Organes de raccordement	84
a) Coudes	84
b) Cônes	85
c) Tés	85
d) Joints de démontage	85
Conclusion.....	86
Conclusion générale.....	87

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 Situation administrative de la zone d'étude	3
Figure I.1 Carte hydrogéologique de la région	7

Chapitre II: Estimation des besoins en eau potable

Figure II.1 Evolution de la population des trois communes	12
---	----

Chapitre III: Les réservoirs

Figure III.1 Conduite de départ	20
Figure III.2 Conduite de vidange et de trop plein	21
Figure III.3 Conduit by-pass	21
Figure IV.4 Système de matérialisation d'incendie	22
Figure IV.5 Traversée des conduites (manchon à bout lisse)	23
Figure IV.7 La courbe d'apport et la courbe de consommation totale	24

Chapitre IV: Etude d'adduction

Figure IV.1 Schéma de la variante N°1	37
Figure IV.2 Schéma de la variante N°2	38
Figure IV.3 Le tracé de l'adduction	39
Figure IV.4 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (station de pompage-station de reprise1)	43
Figure IV.5 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (station de reprise1-station de reprise2)	45
Figure IV.6 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (station de reprise1-réservoir tampon)	46

Chapitre V: Etude du pompage

FigureV.1 Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SP	55
FigureV.2 Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SR1	56
FigureV.3 Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SR2	57
FigureV.4 Point de fonctionnement des pompes de la SP	60
FigureV.5 Point de fonctionnement des pompes de la SP	61
FigureV.6 Point de fonctionnement des pompes de la SP	62
Figure V.7 Dimensions et encombrement de la pompe	64

Chapitre VI: Protection des canalisations

Figure VI.1 Représentation types des forces qui s'exercent lors d'une onde de choc	72
Figure VI.2 Les volumes normalisés des réservoirs	76
Figure VI.3 Schéma d'installation d'encombrement des réservoirs d'air	77

Chapitre VII: Pose de canalisations et accessoires

Figure VII.1 Pose de canalisation79
Figure VII.1 pose de canalisation en galerie80
Figure VII.2 traversée d'une rivière81

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 Température mensuelles (1972-2012)	4
Tableau I.2 Evaporation (1972-2012)	4
Tableau I.3 Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle	5
Tableau I.4 Les vitesses moyennes mensuelles du vent(1972-2012).....	5
Tableau I.5 Humidité mensuelle moyenne(%)	5

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau potable

Tableau II.1 Répartition de la population des trois centres de la zone d'étude en différents horizons.....	11
Tableau II.2 Tableau récapitulatif des besoins domestique.	13
Tableau II.3 Tableau récapitulatif des besoins scolaires.	13
Tableau II.4 Tableau récapitulatif des besoins administratifs	14
Tableau II.5 Récapitulatif des besoins sanitaires.....	14
Tableau II.6 Récapitulatif des besoins sanitaires socioculturelles.....	15
Tableau II.7 Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	15
Tableau II.8 Tableau récapitulatif des besoins totaux	16
Tableau II.9 Consommation moyenne, minimale et maximale journalière pour chaque commune .	17

Chapitre III: Les Réservoirs

Tableau III.1 capacité du réservoir projeté pour le centre de BELAAS.....	26
Tableau III.2 Evaluation du volume résiduel du réservoir de tampon	25
Tableau III.4 capacité des réservoirs projetés	28
Tableau III.4 les dimensions des réservoirs projetés	30
Tableau III.5 Volume de la bache d'aspiration SP	31

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Tableau IV.1 Calcul de la HMT (1 ^{er} tronçon).....	42
Tableau IV.2 Calcul de frais d'exploitation	42
Tableau IV.3 Calcul des frais d'amortissement.....	42
Tableau IV.4 bilan des frais d'exploitation et d'investissement	43
Tableau IV.5 Calcul de la HMT (2 ^{er} tronçon)	44
Tableau IV.6 Calcul de frais d'exploitation	44

Tableau IV.7 Calcul des frais d'amortissement	44
Tableau IV.8 bilan des frais d'exploitation et d'investissement	44
Tableau IV.9 Calcul de la HMT (3 ^{er} tronçon).....	45
Tableau IV.10 Calcul de frais d'exploitation	46
Tableau IV.11 Calcul des frais d'amortissement.....	46
Tableau IV.12 bilan des frais d'exploitation et d'investissement	46
Tableau IV.13 Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	47
Tableau IV.14 Longueurs des différents tronçons de l'adduction gravitaire	48
Tableau IV.15 Les altitudes des différents points de l'adduction	48

Chapitre V: Etude de Pompage

Tableau V.1 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station de pompage	53
Tableau V.3 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station de reprise1	53
Tableau V.3 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station de reprise2	54
Tableau V.4 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement de la SP	58
Tableau V.5 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement de la SR1	59
Tableau V.6 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement de la SR2	60
Tableau V.5 Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage	69

Chapitre VI: Protection des canalisations

Tableau VI.1 Les caractéristiques des tronçons de l'adduction de refoulement	75
Tableau VI.2 Calcul les paramètres	75
Tableau VI.3 Volumes maximums des réservoirs	75
Tableau VI.4 Volumes normalisés des réservoirs	75

LISTE DES PLANCHES

Planche n° 1 : Schéma synoptique ;

Planche n° 2 : trace en plan.

Planche n° 3 : plan d'équipement de réservoir tampon 1000m³ ;

Planche n° 4 : Plan d'équipement de la station de pompage ;

Planche n° 5 : Profil en long.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau nous entoure de partout mais celle que l'homme considère comme directement utilisable est limitée tenant compte de la géographie de peuplement et de l'accroissement démographique. Le modèle de développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

Le manque d'eau a incité l'être humain à développer des nouvelles techniques d'approvisionnement en eau potable. Dessalement l'eau de mer, traitement l'eau stockée (barrages et réservoirs) en grande échelle, qui sont destinés à combler en permanence ce déficit.

La zone d'étude a besoin d'une quantité importante en eau, parce que les ressources actuelles (forages) ne permettent pas de satisfaire les besoins en eau de la région, en plus de la qualité de ses eaux qui est loin des normes de consommation.

La station de traitement de BELAAS wilaya d'AIN DEFLA est réalisée pour répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants conformément aux plans du développement national et aux souhaits des populations des communes Sud-Ouest de la wilaya d'AIN DEFLA ;BELAAS, BATHIA et EL HASSANIA .L'estimation des besoins en eau pour l'horizon de l'étude 2040, nous conduira à déterminer le débit maximum journalier pour dimensionner toutes les ouvrages annexes (les stations de pompes, les réservoirs)

Vu l'importance du projet, ce mémoire de fin d'étude n'abordera qu'une adduction mixte qui alimentera uniquement ces communes. Il se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

Introduction

La réalisation du projet d'alimentation en eau potable nécessite l'étude de site 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 hydrauliques,

La connaissance de la géographie, la topographie, la géologie, et le climat du site qui

Nous permettrons de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.1 Situation géographique

La zone d'études est composée des trois localités BELAAS, BATHIA et EL HASSANIA, se situe dans la vallée de l'oued Cheliff autrement dit le bassin du Haut Cheliff.

Elle est localisée sur la carte topographique de BORDJ BOUNAAMA (NI-31-XX- 2 EST)

Et (NJ-31-II-8 EST) échelle 1/50.000 ; dont les coordonnées Lambert sont :

X=402,6km ; Y=284,1km ; Z=1050 m

I.2 Situation administrative

La zone d'étude est liée administrativement à la Daïra de BATHIA, Elle est située dans :

- la côte Sud-Ouest de la wilaya d'AIN DEFLA ;
- Nord de La wilaya de TISSEMSILT ;
- Sud-Est de la wilaya de CHELIFF ;
- Sud de la Daïra d'EL ATTAF.

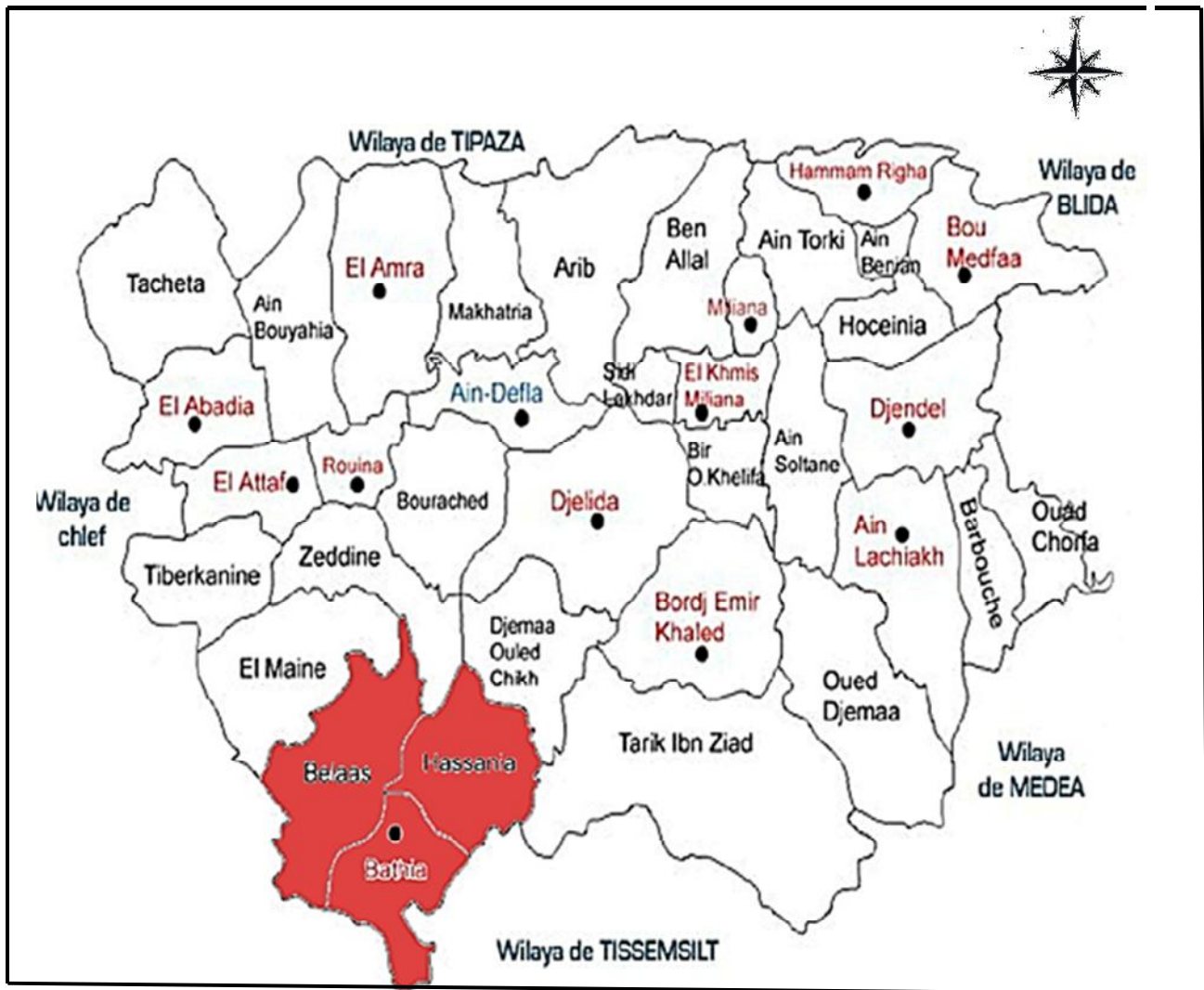


Figure I.1 Situation administrative de la zone d'étude.

I.3 Hydrographie

Comme l'air d'étude est très riche en eaux superficielles et est montagneuse elle est drainée par un réseau hydrographique très dense constitué par de nombreux oueds plus ou moins permanent (Oued TIABINE, Oued SIDI BOUZIANE, Oued BESBES).

I.4 situation topographique

La topographie de la région est un peu particulière le relief est dans l'ensemble accidenté le long de l'adduction ce qui présente une contrainte majeure, des vallées profondes étroite l'entaille, ce qui donne au profile en long de l'adduction un aspect ou forme brisée.

I.5 conditions climatologiques

I.5.1 Le climat

Du fait de sa situation géographique, la ville se caractérise par un climat semi-aride, qui présente les caractères principaux suivants : Un été sec et chaud, un hiver relativement humide et froid.

La saison sèche est chaude, s'étale du mois d'Avril au mois de Septembre suivie d'une saison froide et humide du mois d'Octobre au mois de Mai. Les différents phénomènes météorologiques d'intérêt peuvent être caractérisés, avec une précision suffisante pour les besoins de l'étude, à partir des observations enregistrées à une station (012306) voisine qui est celle de BORDJ BOUNAAMA et dont les coordonnées: X=402,6 - Y=284,1 - Z=1050; parmi les différents paramètres sont:

I.5.2 La température

La zone d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen, avec un caractère de continentalité très marqué et des masses d'air chaud à partir du mois de mai. Une série d'étages climatique qui vu dit subi - aride au fond de la vallée au subi - humide sur les reliefs.

Tableau I.1 Températures mensuelles (1972-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
T min (°C)	14,2	4,6	4,0	-2,6	0,0	2,4	1,6	8,0	10,0	13,0	17,6	20,5
T max (°C)	38	39,6	25,0	26,0	23,0	20,0	26,4	31,6	37,0	42	46,6	40,0
Tmoy (°C)	26,5	19,9	13,9	10,6	10,5	10,8	14,3	18,1	21,2	27,0	21,2	29,8

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de BORDJ BOUNAAMA).

L'évaporation peut atteindre 300mm.

La répartition mensuelle de l'évaporation à la station de BORDJ BOUNAAMA est la suivante :

Tableau I.2 Evaporation (1972-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
Evap (mm)	112.5	88.0	47.3	49.0	50.0	54.0	80.4	103.6	120	189	218	300

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de BORDJ BOUNAAMA).

I.5.3 La précipitation

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, les projets de développement en agriculture et en aménagement hydraulique. Egalement, elle est d'un apport considérable dans l'étude des nappes et les changements climatiques. Dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale.

La répartition des précipitations est irrégulière sur l'échelle annuelle. Les observations de cette station (012306) sont fournies par le service climatologique de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH), La hauteur pluviométrique annuelle de la localité entre 300et 600 mm/an.

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de BORDJ BOUNAAMA est la suivante :

Tableau I.3 Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (1972-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Jui	Juil	Aout	Total
Pmoy(mm)	21,7	32,5	53,9	61,1	57,2	55	44	4,4	26,1	9	3,6	5,73	374,2

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de BORDJ BOUNAAMA).

I.5.4 Le vent

Les vents sont de fréquences différentes durant l'année et les vents dominants sont de direction sud-ouest et ouest. Surtout pendant la saison chaude.

Tableau I.4 Les vitesses moyennes mensuelles du vent (1972-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Jui	Juil	Aout	Moy
V _{moy} (km/h)	12,2	11,5	10,4	11,5	12,9	11,8	13,6	14,4	13,3	14,7	13,3	12,2	12,65

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de BORDJ BOUNAAMA).

L'analyse de ce tableau montre une variation relative des vitesses tout le long de

L'année. Elles restent faibles durant le trimestre d'octobre jusqu'à décembre, et plus

Forte pendant la période de mars, avril, mai, juin et juillet

I.5.5 L'humidité

L'humidité de l'air est un élément atmosphérique aussi important que la précipitation, C'est un paramètre important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

L'exactitude de ces valeurs dépend de la précision des instruments employés.

Tableau I.5 Humidité mensuelles moyennes (%)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Jui	Juil	Aout	Moy
H(%)	64	72	78	82	79	82	72	68	61	57	49	50	73,5

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de BORDJ BOUNAAMA).

La moyenne annuelle de la région est de 73,5 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en Décembre, Janvier et Février (79 à 82 %) et minimales en Juillet (49 %).

I.6 situation géologique

La plaine de la localité fait partie de l'Atlas tellien méridional, caractérisé par une structure plissée, correspond à une dépression subsidence d'orientation est/ouest à remplissage alluvionnaire d'âge mio-plio-quaternaire correspondant aux terrasses de oued Chélif dont les versants sont formés par les affleurements de terrains mésozoïques qui représentent les contreforts du Dahra au Nord et ceux de l'Ouarsenis au Sud. Les terrains crétacés prédominants sont allochtones (nappes de charriage).

I.7 Situation hydrogéologique

Le réseau hydrographique correspond à l'ensemble des cours d'eau naturels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement des eaux superficielles. Il est sans doute l'une des caractéristiques les plus importantes du sous bassin. Le sous bassin versant étudié est caractérisé par un régime d'écoulement temporaire. En saison pluvieuse les eaux issues des principaux affluents représentés par les oueds : Oued CHELIFF, Oued SIDI BOUZIANE

- Oued CHELIFF

Il correspond au cours d'eau le plus long d'Algérie et prend naissance dans les monts de Laghouat, il parcourt une grande distance en traversant le secteur d'étude où il reçoit plusieurs affluents pour aboutir à son exutoire localisé au niveau de la côte de Mostaganem

- Oued SIDI BOUZIANE

Il prend sa source dans les monts de l'Ouarsenis dans la partie sud du secteur d'étude et rejoint la plaine d'où il est drainé par l'oued CHELIFF.

I.8 Les Formations Aquifères

Les marnes, grès et poudingues du Miocène reposent sur les schistes, argiles et quartzites crétacés dont le sous bassement est formé par des calcaires jurassiques.

1. La nappe aquifère des dépôts quaternaires (alluvions)

Les alluvions sont constituées de limon et d'argile, occupant la plupart de la surface de la plaine, sous laquelle se trouvent les formations grossières de galets et graviers.

2. La nappe des grès

Ces formations apparaissent dans la plaine du moyen CHELLIF, en bordure du massif de TEMOULGA et l'Est de BORDJ BOUNAAMA, elles sont constituées de grès et sables, ainsi elles affleurent dans la plaine du haut CHELLIF sous forme de grès et conglomérats et d'argile gréseuse.

3. La nappe calcaire jurassique

Aquifère karstique à surface libre, a structure tabulaire ou plissée plus ou moins compartimenté, sa capacité de régulations varie suivant la hauteur noyée.

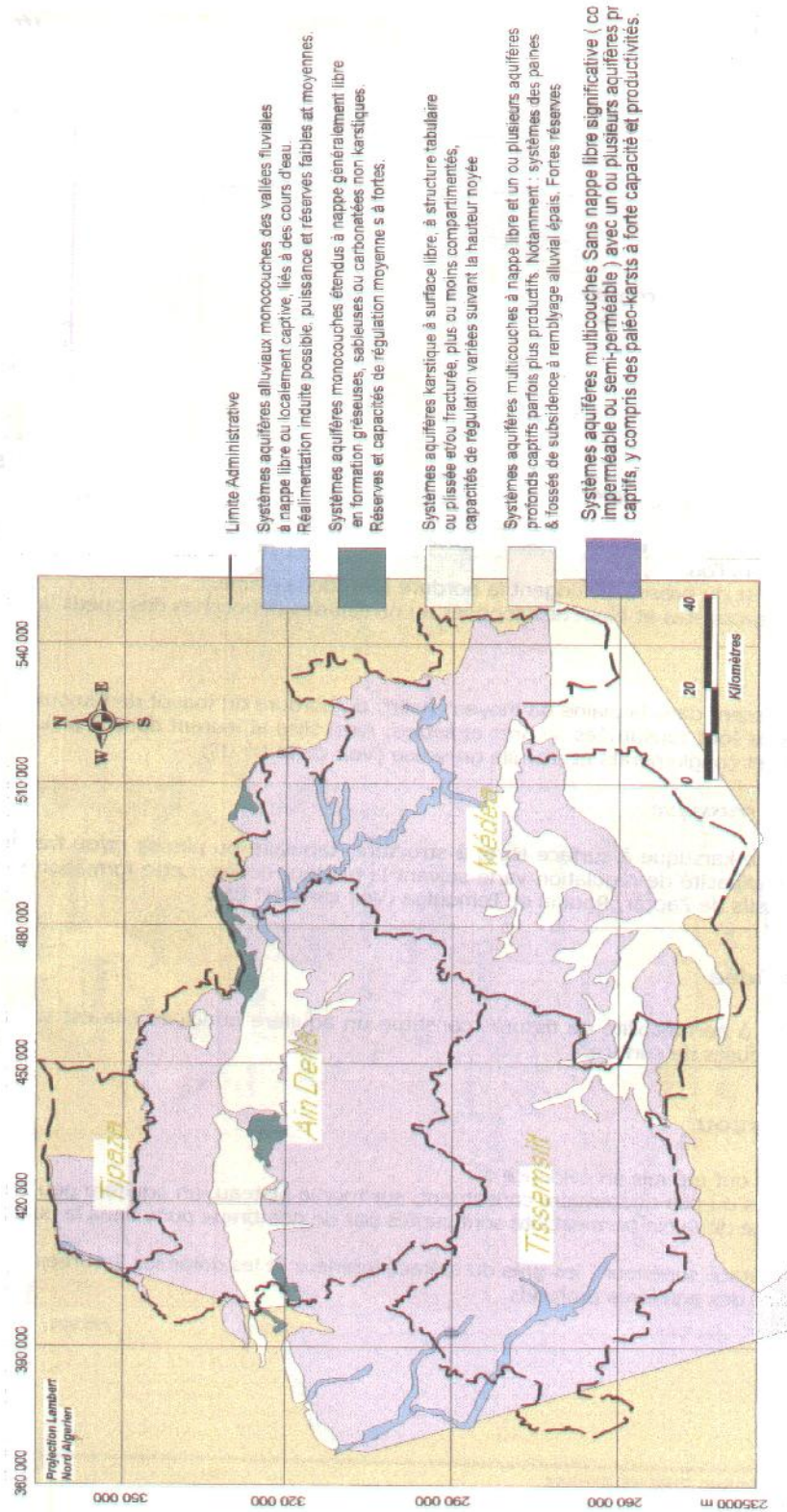


Figure I.2 Carte Hydrogéologique de la région

I.9 Situation stratigraphique et Sismicité**1.9.1 Stratigraphie**

Des plus anciens aux plus récents, les couches constituant le périmètre du haut Cheliff sont les suivantes :

- Substratum Ante miocène ;
- Miocène Inférieur (burdigalien) ;
- Marnes ;
- Grès ;
- Miocène supérieure ;
- Marnes à gypse ;
- Gypse massif ;
- Marnes à tripoli ;
- Grès grossier ;
- Grès du gantas ;
- Calcaires récifaux à l'Itanium ;
- Grés de base ;
- Marne.

I.9.2 Sismicité

L'analyse sismique englobe dans notre cas l'Atlas Tellien et ses environs d'après les manifestations sismiques ressenties et les publications du ministère des travaux publics, l'Atlas Tellien constitue en Algérie l'un des éléments géologiques les plus proches du plissement Alpin, la zone d'étude est implantée dans l'une des régions où la sismicité est importante (zone III).

I.10 L'Alimentation des nappes

L'alimentation des différents horizons aquifères a lieu à partir des pluies, de la neige sur les reliefs et des intercommunications avec les différents cours d'eau (SIDI BOUZIENE, CHELIFF TIABINE...). Des apports peuvent aussi avoir lieu à partir des eaux d'irrigation (eaux de drainage).

II.11 Ressources en eau

Les trois centres de : BELAAS, El HASSANIA et BATHIA, connaissent actuellement divers problèmes relatifs à leurs alimentation en eau potable, qui touchent directement la vie quotidienne du citoyen et qui se résument essentiellement en :

- Un forage débite 20l/s ne permet pas de satisfaire les besoins en eau de la région, en plus de la qualité de ses eaux qui est loin des normes de consommation.
- Elles s'approvisionnent à des sources souvent éloignées parfois à des km de leur domicile (Oued SIDI BOUZIANE, Oued TIABINE...)

II.12 Ouvrages de stockage existant

Un petit barrage SIDI BOUZIANE est caractérisé par :

- Capacité : 991.000,00 m³
- La hauteur du barrage H=18.65m
- Diamètre de la conduite de vidange : 500mm
- Diamètre de la conduite de prise : 200mm
- Niveau plus hautes eaux NPHE : 866,65m
- Niveau normal de la retenue : NNR = 864.65m

- Niveau du volume mort : 860.45m
- Volume mort : 431.833m³

La station de traitement se trouve sur la rive gauche du petit barrage Oued SIDI BOUZIANE. Une station de pompage existe à l'extrémité de la station de traitement à une distance de 25m.

Les trois communes de notre étude disposent de trois réservoirs semis enterrés :

Un réservoir de 500m³ implanté sur les hauteurs du centre de BELAAS, un réservoir de 300m³ à BATHIA, un réservoir 200 m³ à EL HASSANIA.

Conclusion

Les différentes informations dans ce chapitre représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui est l'adduction mixte à partir de la station de traitement de BELAAS afin de résoudre tous ces problèmes pour cette région.

Introduction

L'estimation des besoins en eau potable pour l'ensemble des agglomérations urbaines ou rurales dépend du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

Le calcul des besoins exige de fixer impérativement des normes de consommation unitaires qui doivent demeurer valable aussi longtemps que les critères ont servi à les établir resteront inchangés.

II.1 L'évaluation de la population future

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 26 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 1,5% (source DRE d'AIN DEFLA).

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

$$P_n = P_0(1 + t)^n \dots\dots\dots(II.1)$$

Où :

P_n : Population à l'horizon de calcul.

P_0 : population de l'année de recensement (2008).

T : Taux d'accroissement de la population $t = 1,5 \%$.

n : Nombre d'années projetées

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau II.1

Tableau II.1 Répartition de la population des trois localités de la zone d'étude pour différents horizons.

Horizons Localités	Année de recensement	Taux d'accroissement t (%)	Population actuelle	Moyen terme	à Long terme
	2008		2014	2025	2040
BELAAS	5972	1,5	6530	7692	9616
BATHIA	6743	1,5	7373	8685	10858
ELHASSANIA	4883	1,5	5339	6289	7863
				Total	28337

A l'horizon 2040, le nombre d'habitants des trois localités concernées par le projet sera de **28337** habitants.

La figure II.1 présente l'évolution de la population jusqu'à l'horizon 2040 pour les différents localités.

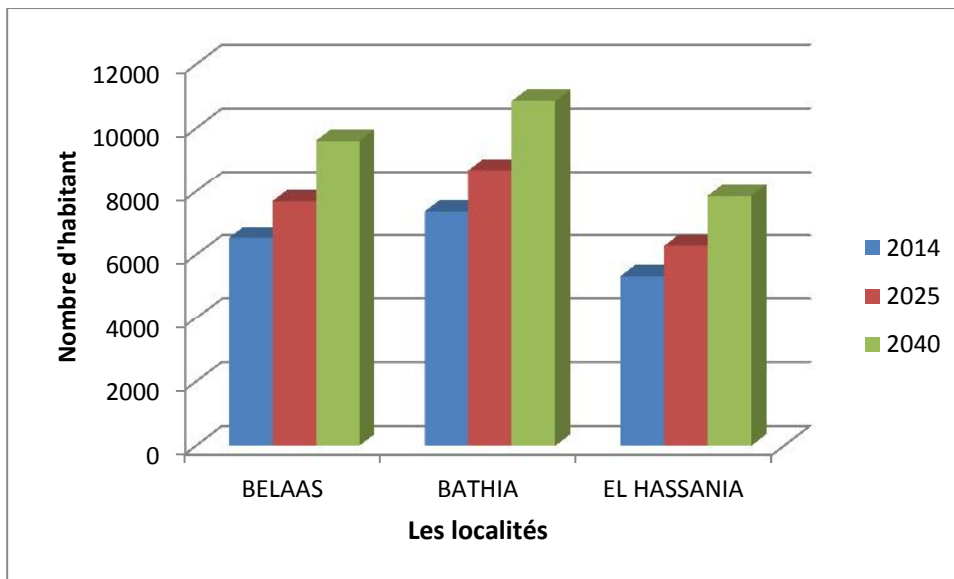


Figure II.1 Evolution de la population des trois communes.

II.2 Estimation des besoins en eau potable

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Pour l'étude des localités, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Les besoins domestiques.
- Les besoins des équipements

II.2.1 Besoins domestiques

C'est la consommation des habitants de l'agglomération et qui dépend du confort des habitants (développement sanitaire).

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

$$Q_{moyj} = \frac{1}{1000} \text{ dot } N \quad (m^3/j) \dots\dots\dots (II.2)$$

Avec :

dot: dotation moyenne en (l/j/hab).

N: nombre d'habitants.

Pour notre projet il s'agit des petites agglomérations et d'après la DRE de la wilaya

D'AIN DEFLA les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab.

Les résultats des calculs de la population future et besoins domestiques sont regroupés dans le tableau II.2 ;

Tableau II.2 Tableau récapitulatif des besoins domestiques.

Horizon Lieu	2025		2040		2040	
	Pop hab	Qdom(m ³ /j)	Pop hab	Qdom(m ³ /j)	Pop hab	Qdom(m ³ /j)
BELAAS	6530	979,5	7692	1153,8	9616	1442,4
BATHIA	7373	1105,95	8685	1302,75	10858	1628,7
EL HASSANIA	5339	800,85	6289	943,35	7863	1179,45

II.2.2 Besoins scolaires

Tableau II .3 Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Localités	Equipements	Nombre	Effectifs (élèves.)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
BATHIA	Ecoles primaires	3	612	20	12,24
	CEM	1	432	20	8,64
	Lycées	1	785	20	15,7
BELAAS	Ecoles primaires	2	516	20	10,32
	CEM	1	339	20	6,78
ELHASSANIA	Ecoles primaires	1	296	20	5,92
	CEM	1	340	20	6,8

II .2.3 Besoins administratifs

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.4 Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Q _{moyj} (m ³ /j)
BATHIA	01 DAIRA	35	15	0,525
	01 APC	32	15	0,48
	01 Bureau de poste	10	15	0,15
	01 Gendarmerie	43	40	1,72
BELAAS	01 APC	30	15	0,45
	01 Bureau de poste	28	15	0,42
EL HASSANIA	01 APC	27	15	0,41

II.2.4 Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.5 Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Localités	Equipements	Unité (malade)	Dotation (l/j/lit)	Q _{moyj} (m ³ /j)
BATHIA	02 salles de soin	532	15	7,98
	01 Centres de santé	320	15	4,8

II .2.5 Besoins socioculturels

Les différents besoins sanitaires sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/usager) (l/j/ m ²)	Débit (m ³ /j)
BATHIA	02 Mosquées	982	/	10	9,82
	01 Maison de jeunes	/	500	04	2
BELAAS	01 Mosquée	450	/	10	4,5
	01Centre culturel	/	800	04	3,2
EL HASSANIA	01 Mosquée	380	/	10	3,8

II.2.6 Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculés précédemment sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Localités	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Total (m³/j)
BATHIA	1628,7	36,58	12,78	2,87	11,82	1692,75
BELAAS	1442,4	17,1	/	0,87	7,7	1468,07
EL HASSANIA	1179,45	12,72	/	0,41	3,8	1196,38

II.2.7 Calcul des pertes

Les pertes d'eau 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 20 % (source DRE).

Les besoins totaux ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 Tableau récapitulatif des besoins totaux.

Localités	Qmoy,j (m ³ /j)	Pertes(%)	Total (m³/j)
BATHIA	1692,75	20	2031,3
BELAAS	1468,07	20	1761,68
EL HASSANIA	1196,38	20	1435,66
			5228,64

A l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers totaux de la commune concernée sont estimés à **5228,64 m³/j** soit un débit de **60,52 l/s**.

II.3 Détermination des consommations maximales et minimales journalières

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 $k_{max,j}$ et $k_{min,j}$.

II.3.1 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année :

$$Q_{min,j} = k_{min,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (II.3)$$

Avec :

$Q_{min,j}$: débit minimum journalière en m^3 /s .

$k_{min,j}$: coefficient d'irrégularité minimale journalière, ce coefficient varie entre 0,7 et 0,9. Pour notre cas on prend 0,7.

$Q_{moy,j}$: débit moyenne journalière.

II.3.2 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisée comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il ne permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage.

Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = k_{max,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (II.4)$$

Avec :

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

$k_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière, ce coefficient varie entre 1,1 et 1,2. Pour notre cas on prend 1,2.

$Q_{moy,j}$: débit moyenne journalière en m^3 /j .

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières de l'horizon 2040 sont représentées dans le tableau II.9

Tableau II.9 Consommation moyenne, minimale et maximale journalière pour chaque localité.

N°	Localité	$Q_{moy,j}(m^3 /j)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3 /j)$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}(m^3 /j)$
1	BELAAS	1761,68	0,7	1233,18	1,2	2114,02
2	BATHIA	2031,3	0,7	1421,91	1,2	2437,56
4	EL HASSANIA	1435,66	0,7	1004,96	1,2	1722,79
Total		5228,64	–	3660,05	–	6274,37

A l'horizon 2040, les besoins maximaux journaliers totaux de la localité concernée sont estimés à **6274,37 m³/j** soit un débit de **72,62 l/s**.

Conclusion

L'objectif de ce chapitre est de définir les besoins en eau potable de la zone d'étude pour un horizon de calcul (2040). Cette zone est alimentée à partir de la station de traitement de BELAAS (Wilaya d'AIN DEFLA) qui satisfait les besoins de la zone d'études jusqu'à l'horizon 2040.

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation de l'eau, Par conséquent, Ils doivent être :

- Etanches ;
- Construits avec des matériaux qui ne soient pas susceptibles d'altérer l'eau ;
- Protégés contre toute contamination de l'eau ;
- Etablis de façon à préserver l'eau contre les variations de la température ;

Donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.1 Rôle des réservoirs

- Régulateur et accumulateur

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé ;

- Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés ;

- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage ;

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe) ;

- Utilité pour briser la charge ;

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge ;

- Stockage de la réserve d'incendie.

III.2 Emplacement des réservoirs

Nous sommes amenés à tenir compte des certaines considération techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitaire ment, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau ;

- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation ;
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression.

III.3 Classification des réservoirs

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

- Enterrés ;
- Semi enterres ;
- Surélevés.

D'après leurs formes, ils peuvent être

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

Pour notre cas, le réservoir choisi sera de type réservoir semi-enterré et qui présente les avantages suivants :

- 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

III.4 Equipements des réservoirs

1 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.

2 Equipements de nettoyage

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

3 Equipements hydrauliques

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- d'une conduite by-pass ;
- du système de matérialisation d'incendie.

a) Conduite d'arrivée

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

- Arrivée par surverse.
- Arrivée par surverse noyée.
- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

Cette conduite, de 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 assurer le brassage de l'eau. L'extrémité de cette conduite est munie d'un dispositif qui obture la conduite quand le niveau atteint son maximum.

b) Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres 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 de l'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.

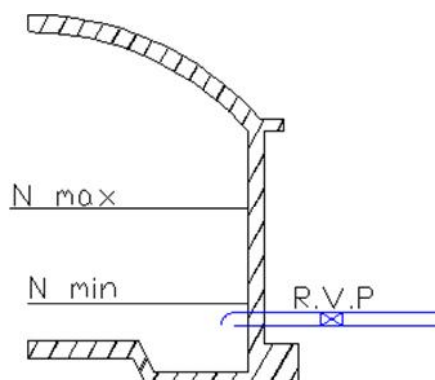


Figure III.1 Conduite de départ.

c) Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès de l'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

Ces conduites de trop-plein doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger. Dans certains cas, lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieure de cette conduite en forme d'entonnoir dimensionné (déversoir circulaire).

d) Conduite de vidange

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparations. Elle est munie d'un robinet-vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet-vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

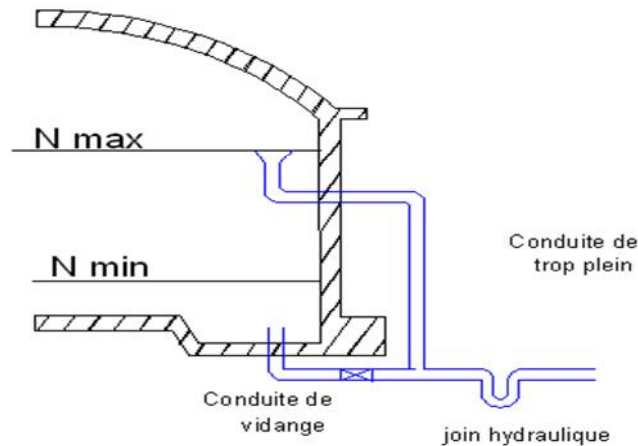


Figure III.2 Conduite de vidange et de trop plein.

e) 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.

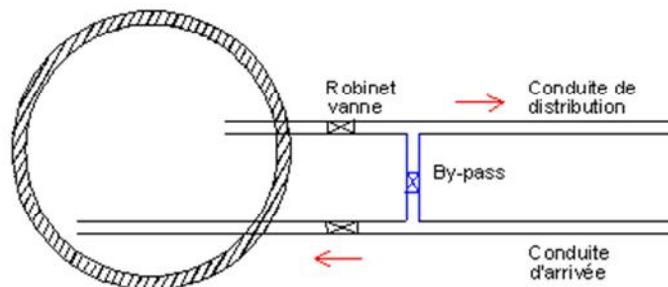


Figure III.3 Conduit by-pass.

f) Les joints d'étanchéité

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

g) Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

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

Son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.
- Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

Comme le montre la figure suivante :

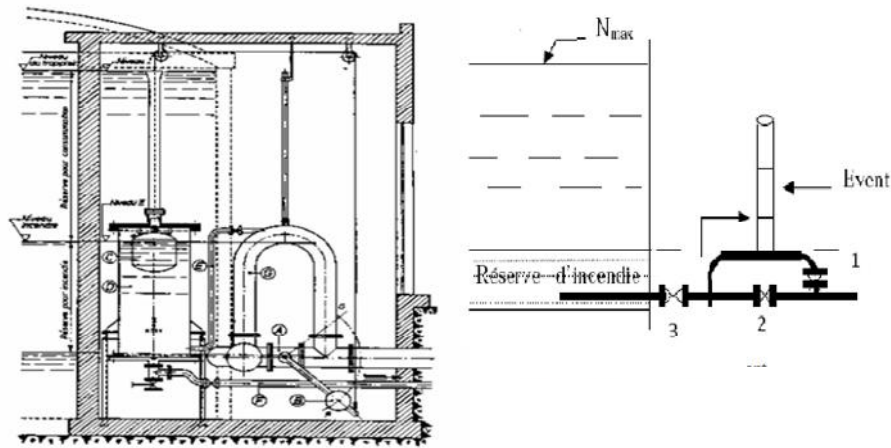


Figure III.4 Système de matérialisation d'incendie.

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

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

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 comme suite :

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.

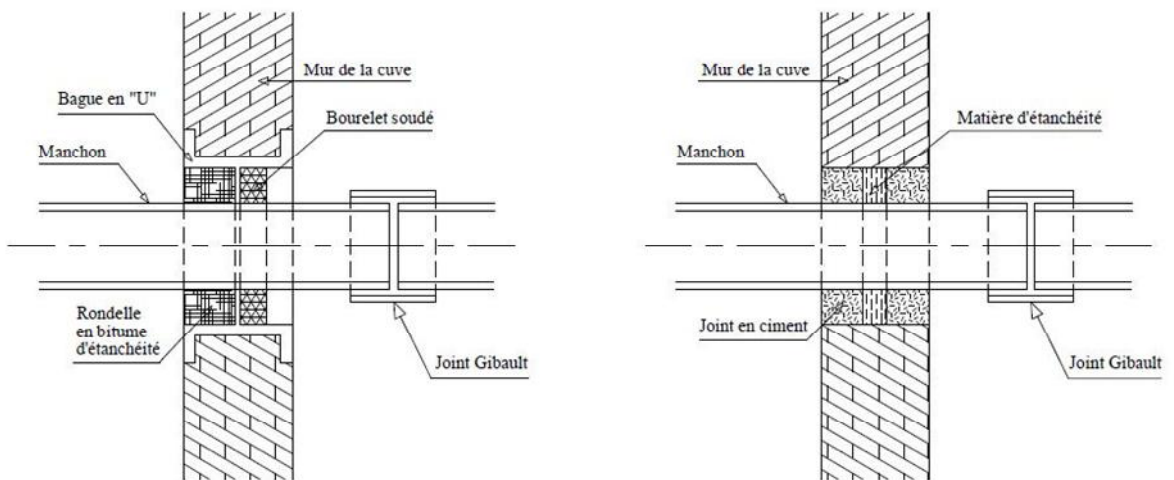


Figure IV.5 Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

III.5 Capacité des réservoirs

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

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

III.6.1 Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

$$V_T = \Delta V_1 + \Delta V_2 \dots\dots\dots (III.1)$$

Le volume total sera :

$$V_T = V_R + V_{inc} \dots\dots\dots (III.2)$$

V_T : Capacité totale du réservoir (m³)

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de 60m³/h (c'est un volume minimum)

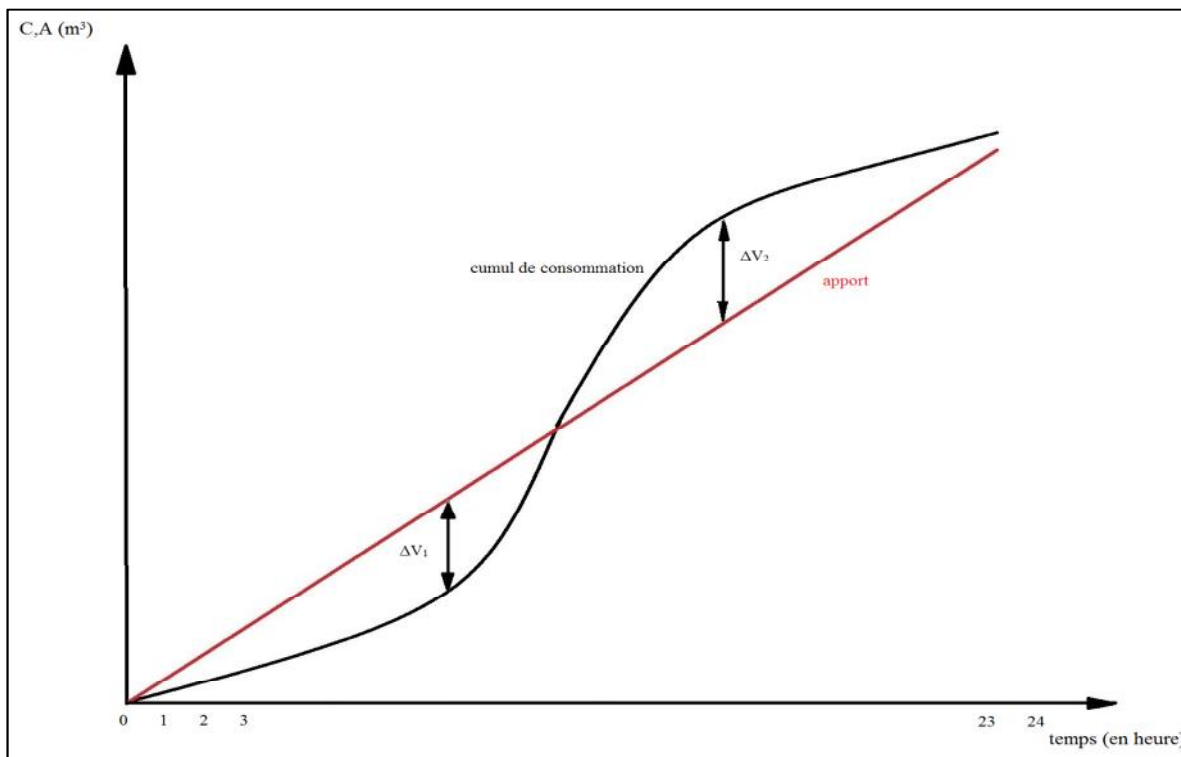


Figure IV.4 La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.

III.6.2 Méthode analytique

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

$$V_r = \frac{\% Q_{\max j}}{100} \dots\dots\dots (III.3)$$

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 :

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

1- Calcul de la capacité du réservoir de BELAAS

Tableau III.1 capacité du réservoir projeté pour le centre de BELAAS

Heurs	Arrivé	Départ	Arrivé	Départ	déficit	surplus	Accumulatio n
	%	%	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
0_1	4.16	1	87.94	21.14		66.80	179.69
1_2	4.16	1	87.94	21.14		66.80	246.49
2_3	4.16	1	87.94	21.14		66.80	313.30
3_4	4.16	1	87.94	21.14		66.80	380.10
4_5	4.16	2	87.94	42.28		45.66	425.76
5_6	4.16	3	87.94	63.42		24.52	450.29
6_7	4.16	5	87.94	105.70	17.76		432.53
7_8	4.16	6.5	87.94	137.41	49.47		383.06
8_9	4.17	6.5	88.15	137.41	49.26		333.80
9_10	4.17	5.5	88.15	116.27	28.12		305.69
10_11	4.17	4.5	88.15	95.13	6.98		298.71
11_12	4.17	5.5	88.15	116.27	28.12		270.59
12_13	4.17	7	88.15	147.98	59.83		210.77
13_14	4.17	7	88.15	147.98	59.83		150.94
14_15	4.17	5.5	88.15	116.27	28.12		122.82
15_16	4.17	4.5	88.15	95.13	6.98		115.85
16_17	4.17	5	88.15	105.70	17.55		98.30
17_18	4.17	6.5	88.15	137.41	49.26		49.05
18_19	4.17	6.5	88.15	137.41	49.26		-0.21
19_20	4.17	5	88.15	105.70	17.55		-17.76
20_21	4.17	4.5	88.15	95.13	6.98		-24.73
21_22	4.17	3	88.15	63.42		24.73	0.00
22_23	4.17	2	88.15	42.28		45.87	45.87
23_24	4.17	1	88.15	21.14		67.01	112.89
Tot	100%	100%	21.14				

Le volume total déduit sera :

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

$$V = 450,29 + 120 = 570,29 \text{ m}^3$$

Donc le volume normalisé sera $V = 550 \text{ m}^3$

2- Calcul de la capacité du réservoir de BATHIA :

Tableau III.2 capacité du réservoir projeté pour le centre de BATHIA

Heurs	Arrivé	Départ	Arrivé	Départ	déficit	surplus	Accumulatio n
	%	%	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
0_1	4.16	1.5	101.40	36.55		64.85	182.87
1_2	4.16	1.5	101.40	36.55		64.85	247.72
2_3	4.16	1.5	101.40	36.55		64.85	312.57
3_4	4.16	1.5	101.40	36.55		64.85	377.43
4_5	4.16	2.5	101.40	60.91		40.49	417.92
5_6	4.16	3.5	101.40	85.28		16.12	434.04
6_7	4.16	4.5	101.40	109.65	8.24		425.80
7_8	4.16	5.5	101.40	134.01	32.61		393.19
8_9	4.17	6.25	101.65	152.29	50.64		342.55
9_10	4.17	6.25	101.65	152.29	50.64		291.91
10_11	4.17	6.25	101.65	152.29	50.64		241.27
11_12	4.17	6.25	101.65	152.29	50.64		190.63
12_13	4.17	5	101.65	121.83	20.18		170.45
13_14	4.17	5	101.65	121.83	20.18		150.27
14_15	4.17	5.5	101.65	134.01	32.37		117.90
15_16	4.17	6	101.65	146.19	44.55		73.35
16_17	4.17	6	101.65	146.19	44.55		28.80
17_18	4.17	5.5	101.65	134.01	32.37		-3.56
18_19	4.17	5	101.65	121.83	20.18		-24.73
19_20	4.17	4.5	101.65	109.65	8.00		-32.73
20_21	4.17	4	101.65	97.46	-4.18		-28.55
21_22	4.17	3	101.65	73.10		28.55	0.00
22_23	4.17	2	101.65	48.73		52.91	52.91
23_24	4.17	1.5	101.65	36.55		65.10	118.01
Tot	100%	100%	24.38				

Le volume total déduit sera :

$$V = 434,04 + 120 = 554,04 \text{ m}^3$$

Donc le volume normalisé sera $V = 550 \text{ m}^3$

3- Capacité du réservoir projeté d'EL HASSANIA :

Tableau III.3 capacité du réservoir projeté pour le centre d'EL HASSANIA :

Heurs	Arrivé	Départ	Arrivé	Départ	déficit	surplus	Accumulatio n
	%	%	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
0_1	4.16	1	71.67	17.23		54.44	146.44
1_2	4.16	1	71.67	17.23		54.44	200.88
2_3	4.16	1	71.67	17.23		54.44	255.32
3_4	4.16	1	71.67	17.23		54.44	309.76
4_5	4.16	2	71.67	34.46		37.21	346.97
5_6	4.16	3	71.67	51.68		19.98	366.95
6_7	4.16	5	71.67	86.14	14.47		352.48
7_8	4.16	6.5	71.67	111.98	40.31		312.17
8_9	4.17	6.5	71.84	111.98	40.14		272.03
9_10	4.17	5.5	71.84	94.75	22.91		249.12
10_11	4.17	4.5	71.84	77.53	5.69		243.43
11_12	4.17	5.5	71.84	94.75	22.91		220.52
12_13	4.17	7	71.84	120.60	48.75		171.76
13_14	4.17	7	71.84	120.60	48.75		123.01
14_15	4.17	5.5	71.84	94.75	22.91		100.09
15_16	4.17	4.5	71.84	77.53	5.69		94.41
16_17	4.17	5	71.84	86.14	14.30		80.11
17_18	4.17	6.5	71.84	111.98	40.14		39.97
18_19	4.17	6.5	71.84	111.98	40.14		-0.17
19_20	4.17	5	71.84	86.14	14.30		-14.47
20_21	4.17	4.5	71.84	77.53	5.69		-20.16
21_22	4.17	3	71.84	51.68		20.16	0.00
22_23	4.17	2	71.84	34.46		37.38	37.38
23_24	4.17	1	71.84	17.23		54.61	92.00
Tot	100%	100%	17.23				

Le volume total déduit sera :

$$V = 352,48 + 120 = 472,48 \text{ m}^3$$

Donc le volume normalisé sera $V = 500 \text{ m}^3$

4- Calcul de la capacité du réservoir tampon :

Le réservoir tampon est un réservoir de régulation, Son but principal est d'assurer la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction du réservoir d'alimentation,

Notre réservoir tampon relie la conduite venant de la station de reprise et la conduite gravitaire.

Le volume de ce réservoir tampon sera déterminé par la formule suivante:

$$V = \frac{Q_{tr} T}{2} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

Q_{tr} : Débit transite par la conduite gravitaire ($Q_{tr}=261,43\text{m}^3/\text{h}$).

T : le temps de fermeture linéaire totale du robinet vanne ($T = 3/4\text{heures}$)

A.N:

$$V_r = \frac{261,43 * 0,75}{2} = 97,98\text{m}^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = 97,98\text{m}^3$, et le volume normalisé est $V_n = 100 \text{ m}^3$.

Remarque : Le volume du réservoir tampon est un volume transitoire, donc on n'ajoute pas le volume d'incendie.

5- Récapitulation des résultats

Tableau III.5 capacité des réservoirs projetés

Réservoirs	Q _{max,j} (m ³ /j)	V _{inc} (m)	V _{nor} (m)	Observation
BELAAS	2114,02	120	550	500 m ³ existant et 50 m ³ Projeté
BATHIA	2437,56	120	550	300 m ³ Existant et 250 m ³ Projeté
EL HASSANIA	1722,79	120	500	200 m ³ Existant et 300 m ³ Projeté

III.7 Forme des réservoirs :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m³, 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; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

• Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule : $S = \frac{V_n}{h} \implies \pi \frac{D^2}{4} = \frac{V_n}{h}$

$$D = \sqrt{\frac{4 V_n}{\pi h}} \dots\dots\dots(III.4)$$

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : Section du réservoir (m²) ;

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 :

$$h = \frac{4 V_n}{\pi L_n^2} \dots\dots\dots(III.5)$$

• La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V}{h} \dots\dots\dots (III.6)$$

• **La hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H=h+R \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m),

• **La hauteur de la réserve d’incendie :**

On calcule la hauteur de la réserve d’incendie moyennant la formule

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

Les dimensions des différents réservoirs sont portées dans le tableau III.5

Tableau III.6 les dimensions des réservoirs projetés

Réservoirs à projeté	Volume	D (m)	S(m ²)	h(m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
BELAAS	50	3,57	10	5	1,2	0,5	5,5
BATHIA	250	7,98	50	5	0,67	0,5	5,5
EL HASSANIA	300	8,74	60	5	1	0,5	5,5
Réservoir Tampon	100	5	20	5	–	0,5	5,5

III.8 Les volumes des bâches d’aspiration

On a une seule station de pompage et deux stations de reprise

• **Bâche de la station de pompage SP**

La station de pompage reçoit son débit de la station de traitement qui est de 0,073 m³/s (6274,37m³/j), qui sera refoulé vers la première station de reprise .

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise à surface libre.

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

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} t}{T} \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec :

$Q_{\text{max,j}}$: débit maximal journalier total ;

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

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

Alors le volume de la bache des stations est déterminé par la relation suivante:

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} t}{20} = \frac{627437}{20} \times \frac{1}{4} = 78,42 \text{ m}^3$$

Nous choisirons un volume normalisé de 80 m³.

Si on prend la forme circulaire comme forme des baches de reprise, et comme hauteur d'eau 5 m, on trouve suivant la formule suivante le diamètre de la bache.

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_{\text{eau}}}{\pi * H_{\text{eau}}}} = \sqrt{\frac{4 * 80}{\pi * 5}} = 4,51 \text{ m.}$$

Remarque :

Le volume de la bache de reprise des deux stations de reprise est le même car elles reçoivent le même débit maximum journalier.

Conclusion

La détermination de la capacité des réservoirs nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non, selon notre calcul nous avons trouvé des volumes insuffisants pour la plus parts des communes donc on doit projeter 4 réservoirs et ce pour satisfaire les besoins jusqu'à l'horizon 2040.

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, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Ce chapitre concerne l'étude d'une adduction type mixte. Plusieurs variantes seront proposées et étudiées. Après un calcul technico-économique détaillé, la meilleure variante sera retenue.

IV.1 Classification

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

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

IV.1.1 Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitaire ment. 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.

IV.1.2 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.

IV.1.3 Adduction mixte

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

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

IV.2 Types d'écoulement dans les conduites d'adductions

On peut avoir deux types d'écoulement :

1 Ecoulement à surface libre

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente. la forme de canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale.

2 Ecoulement en charge

L'eau remplit totalement les conduites et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

IV.3 Choix du tracé

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

- Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques ;
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés;
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation ;
- Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible ;

Choisir un terrain stable le long du tracé ;

- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux.

IV.4 Choix de type de canalisation

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- Sur le plan technique : cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- Diamètre et pression de service ;
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

- Sur le plan économique : cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

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

- 1- Métalliques : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable ;
- 2- A base de ciment : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint ;
- 3- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD)

1 Fonte

La fonte est le matériau qui est plus adoptée à l'établissement des conduites enterrées pouvant transporter l'eau propre, l'eau usée et certains produits chimiques.

Les tuyaux en fonte sont très lourds, rigides et solides. Ils peuvent supporter une importante charge externe ; c'est pourquoi ils sont couramment appliqués pour la canalisation des grandes villes et avant tout pour la canalisation passant sous les rues principales. La fonte utilisée pour la fabrication est dite fonte grise sa contrainte admissible est de l'ordre 180Mpa à 200Mpa.

Les tuyaux en fonte grise ont une mauvaise résistance aux à la flexion et au choc ; ils se cassent.

Actuellement, on y fabrique de la fonte ductile dite fonte blanche. Elle n'est plus fragile à la flexion et au choc comme la fonte grise.

Les tuyaux en fonte ductile résistent bien à la charge élevée, ils ont une certaine flexibilité et sont plus légers que les tuyaux en fonte grise. la résistance admissible de la fonte ductile à la traction est de l'ordre de 420Mpa.

Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains.

Les conduites en fonte comportent un revêtement intérieur constitué d'un mortier de ciment centrifugé. Ce revêtement donne une paroi de faible rugosité.

Leurs inconvénients sont :

- Lourdes
- Contrairement aux conduites en PEHD, la conduite en fonte est chère pour les petits diamètres (<300mm).

2 Acier

L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est l'acier doux soudable. Les tubes sans soudures sont fournis en longueurs courantes de fabrication soit de 6m à 7.5m, soit de 7.5m à 16m, les épaisseurs sont variables de 3 à 8mm pour les tubes étirés sans soudure et pour les diamètres compris entre 40 et 350 mm, les conduites sont essayés en usine à des pressions de 60 bars pour les diamètres compris entre 40 et 150mm, 50 bars entre 175 et 275mm et 40 bars entre 300 et 400mm.

Les conduites en acier sont utilisés surtout pour terrain accidenté, montagneux, de dépression marécageux à condition d'être bien protégés, ils résistent bien aux efforts extérieurs et intérieurs, ils sont flexibles, le seul inconvénient c'est la corrosion.

En citant que l'acier nécessite une protection cathodique rigoureuse et exige un personnel qualifié pour sa pose et présente une faible résistance à la corrosion des sols agressifs.

3 Polyéthylène en haute densité (PEHD)

Les conduites en PEHD sont disponibles en tourets pour les diamètres extérieurs jusqu'à 110 mm. Les classes de pression standard sont de 10 à 16 bars pour les diamètres allant de 20 à 63mm. Des fabricants en Algérie proposent des tubes en PEHD 20 bars pour une gamme de diamètre allant de 90 à 500mm.

Les raisons pour l'utilisation du polyéthylène sont illimitées, nous citons certaines d'entre elles :

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible)
- Répond parfaitement aux normes de potabilité
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier)
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité
- Disponibilité sur le marché national.

4 PVC (Poly Chlorure de Vinyle)

Ce sont des tuyaux opaques et de couleur gris foncé. Les avantages sont :

- Facilité de pose de canalisation ;
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;
- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux ;
- Une faible rugosité qui se maintient le long des années ;
- Disponibilité sur le marché national.

5 L'Amiante ciment

. L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire.

Remarque

A cause que le terrain de notre région d'étude est agressif et accidenté, on opte pour l'utilisation de la fonte ductile, pour notre adduction principale, étant donné que celle-ci résiste parfaitement à la corrosion, l'écrasement (dus à passages des moyens de transport), et les déviations de tracé.

IV.5 Description des variantes proposées

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat des stations de pompage.

Vue la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera une partie gravitaire ainsi que des refoulements ; elle commence par une courte adduction gravitaire à partir de la station de traitement de BELAAS vers la première station de pompage puis, un refoulement jusqu'à le réservoir tampon projeté de BELAAS puis gravitaire ment vers les trois réservoirs BELAAS, EL HASSANIA et BATHIA.

Le système d'adduction est constitué d'une partie gravitaire et une autre par refoulement, le système d'adduction par refoulement est constitué d'une station de pompage existante, et des stations de reprise projetées.

Variante N°1

Dans cette variante le système d'adduction est comme suite :
La station de pompage est située à l'extrémité de la station de traitement, à une côte de 502,11m pour refouler l'eau à la première station de reprise à une côte 689,41 puis à la deuxième station de reprise à une cote 887,87m enfin vers le réservoir tampon projeté à une côte de 1096,22 au niveau de la localité de BELAAS.

Variante N°2

Dans cette variante le système d'adduction est comme suite :
La station de pompage qui se trouve à une côte de 502,11m refoule l'eau vers la première station de reprise à une côte 653,41 puis vers la deuxième station de reprise à une côte 795,95m puis vers la troisième station de reprise à une côte 945,1m enfin vers le réservoir tampon projeté à une côte de 1096,22 au niveau de la localité de BELAAS.

IV.6 Etude et choix de la variante

- **La première variante**

Cette variante présente l'avantage de disposer deux stations de reprises à partir de la station de Pompage jusqu'au réservoir tampon. Elle présente néanmoins l'inconvénient majeur suivant:

Une hauteur manométrique élevée plus 190 m qui nécessite des protections anti béliet importantes et des équipements électromécaniques importants.

- **La deuxième variante**

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

Une troisième station de reprise 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.

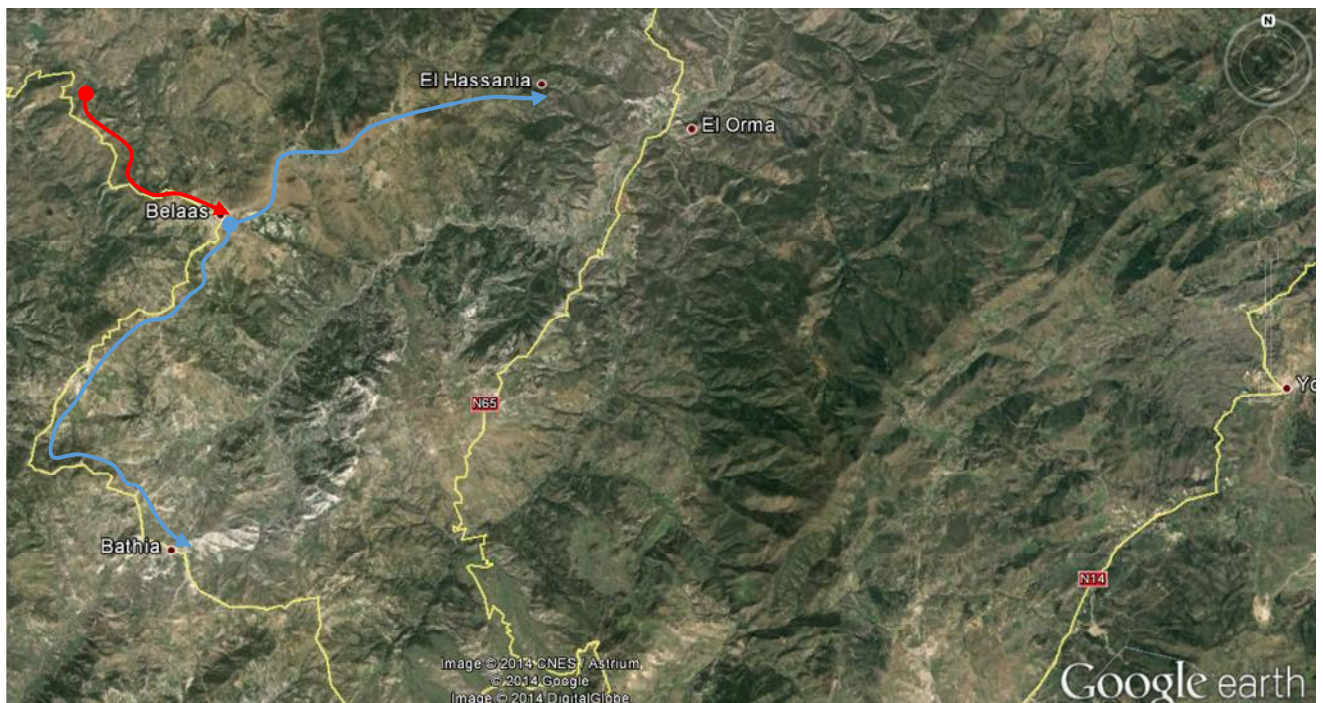


Figure IV.3 Le tracé de l'adduction

- > Conduite de refoulement
- > Conduite gravitaire

IV.7 Calcul hydraulique

Le calcul hydraulique comporte des tronçons gravitaire et des tronçons par refoulement.

1 Calcul des diamètres économiques pour les conduites de refoulement

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par les relations :

- Formule de BONNIN $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (IV.1)
- Formule de BRESS $D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q}$ (IV.2)

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

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

La formule de Bresse n'est valable que pour les courtes longueurs de conduite (≤1Km).

On considère plusieurs diamètres (une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique approximatif), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

Le calcul technico-économique est basé sur le calcul des paramètres suivants

- **La hauteur manométrique totale**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \text{ (IV.3)}$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta h = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \text{ (IV.4)}$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \text{ (Formule de DARCY-WEISBAKH) (IV.5)}$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, est estimé soit :

Par la formule universelle suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \text{ (Formule COLEBROOK)} \dots\dots\dots \text{(IV.6)}$$

Avec :

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots\dots \text{(IV.7)}$$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

Ou bien par la formule suivante (si le régime est turbulent rugueux):

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \text{ (Formule de NIKURADZE)} \dots\dots\dots \text{(IV.8)}$$

Avec :

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

Comme le régime dans les conduites d'adduction est considéré comme turbulent rugueux, le coefficient λ est estimé par la formule de NIKURADZE, (IV.8)

• **La puissance absorbée par la pompe**

$$P = \frac{\rho g Hmt Q}{\eta} \text{ (Watt)} \dots\dots\dots \text{(IV.9)}$$

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

η : rendement de la station de pompage (82%)

g : pesanteur (9.81 m/s).

• **Energie consommée par la pompe**

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots \text{(IV.10)}$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;

P : puissance de pompage en (KW) ;

t : temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas $t=20h$.

• **Frais d'exploitation**

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

$$F_{exp} = E \dots\dots\dots \text{(IV.11)}$$

E : Energie consommée par année (KWh) ;

δ : prix unitaire d'un KWh ;

Pour notre cas δ = 4,67.

• **Frais Amortissement**

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = F_{re} A \dots\dots\dots (IV.12)$$

F_{re} : Prix de la conduite (fourniture et pose) en (DA) ;

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

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

i : Taux d'annuité annuel ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n =26ans.

A.N :

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{26} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,0925 = 9,25 \%$$

IV.8 Etude de l'adduction par refoulement

• **Station de pompage vers la station de reprise 1**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :

- Q_{exploitation} = (Q_{max,j} *t*365) ; t = 20h

- Q_{max,j} =6274,37 m³/j

- L =2625m.

- H_g = 189 m.

Q =6274,37/(20*3600) = 0,087 m³/s

Avant de commencer le calcul économique, on calcule le diamètre approximatif par la formule de Bonnin :

$$D = \sqrt{Q} \Rightarrow D = 0,295m = 295mm$$

Les résultats des calculs pour le dimensionnement économique sont illustrés dans

Les tableaux : IV.1, IV.2, IV.3 et IV.4

Tableau IV.1 Calcul de la HMT

Diamètre (mm)	Vitesse	λ	Longueur(m)	p,d,c linéaire	p,d,c total	HMT(m)
200	2.77	0.0170	2625	87.14	100.21	289.21
250	1.77	0.0162	2625	27.18	31.26	220.26
300	1.23	0.0155	2625	10.50	12.07	201.07
350	0.90	0.0150	2625	4.70	5.41	194.41
400	0.69	0.0146	2625	2.34	2.70	191.70

Tableau IV.2 Calcul de frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie (kw)	Prix de Kwh	Frais d'énergie(DA)
200	301.02	2197422.33	4.67	10261962.3
250	229.25	1673491.93	4.67	7815207.294
300	209.28	1527759.11	4.67	7134635.065
350	202.34	1477093.58	4.67	6898027.033
400	199.52	1456503.85	4.67	6801872.986

Tableau IV.3 Calcul des frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix de m,l(DA)	Longueur(m)	Prix total(DA)	Frais d'amortissement(DA)
200	10272	2625	26964000.00	2494170.00
250	12359	2625	32442375.00	3000919.69
300	14781	2625	38800125.00	3589011.56
350	16221	2625	42580125.00	3938661.56
400	20425	2625	53615625.00	4959445.31

Tableau IV.4 bilan des frais d'exploitation et d'investissement

Diamètre (mm)	frais d'énergie(DA)	Frais d'amortissement(DA)	Total(DA)
200	10261962.3	2494170.00	12756132.30
250	7815207.294	3000919.69	10816126.98
300	7134635.065	3589011.56	10723646.63
350	6898027.033	3938661.56	10636688.60
400	6801872.986	4959445.31	11761318.30

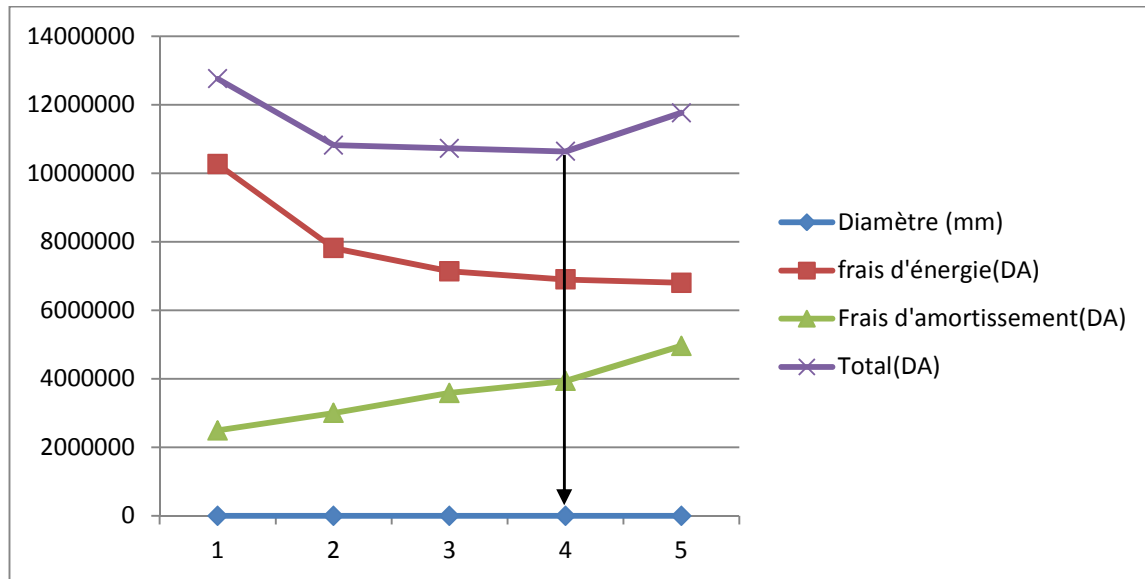


Figure IV.4 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP-SR1)

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du Tronçon de refoulement est $D=350\text{mm}$ avec une vitesse d'écoulement de $V=0,9\text{ m/s}$.

- **Station de reprise 01 vers la station de reprise 02**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :

- $Q = 6274,37\text{ m}^3/\text{j} = 0,087\text{ m}^3/\text{s}$. (sur 20^{h}).
- $L = 2207\text{m}$.
- $H_g = 196,76\text{m}$

Le diamètre approximatif est donné par la formule de Bonnin :

Les $D = \sqrt{Q} \Rightarrow D = 0,295\text{m} = 295\text{mm}$

résultats des calculs pour le dimensionnement économique sont illustrés dans les tableaux : IV.5, IV.6, IV.7 et IV.8

Tableau IV.5 Calcul de la HMT

Diamètre (mm)	Vitesse(m/s)	λ	Longueur(m)	Perte de charge linéaire(m)	Perte de charge totale (m)	HMT(m)
200	2.77	0.0170	2207	73.26	84.25	281.01
250	1.77	0.0162	2207	22.85	26.28	223.04
300	1.23	0.0155	2207	8.83	10.15	206.91
350	0.90	0.0150	2207	3.95	4.55	201.31
400	0.69	0.0146	2207	1.97	2.27	199.03

Tableau IV.6 Calcul de frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie (kw)	Prix de Kwh	Frais d'énergie(DA)
200	292.48	2135137.54	4.67	9971092.298
250	232.14	1694636.81	4.67	7913953.895
300	215.36	1572110.21	4.67	7341754.692
350	209.52	1529512.56	4.67	7142823.672
400	207.15	1512201.50	4.67	7061981.012

Tableau IV.7 Calcul des frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix de m,l(DA)	Longueur(m)	Prix total(DA)	Frais d'amortissement(DA)
200	10272	2207	22670304.00	2097003.12
250	12359	2207	27276313.00	2523058.95
300	14781	2207	32621667.00	3017504.20
350	16221	2207	35799747.00	3311476.60
400	20425	2207	45077975.00	4169712.69

Tableau IV.8 bilan des frais d'exploitation et d'investissement

Diamètre (mm)	frais d'énergie(DA)	Frais d'amortissement(DA)	Total(DA)
200	9971092.298	2097003.12	12068095.42
250	7913953.895	2523058.95	10437012.85
300	7341754.692	3017504.20	10359258.89
350	7142823.672	3311476.60	10324300.27
400	7061981.012	4169712.69	11231693.70

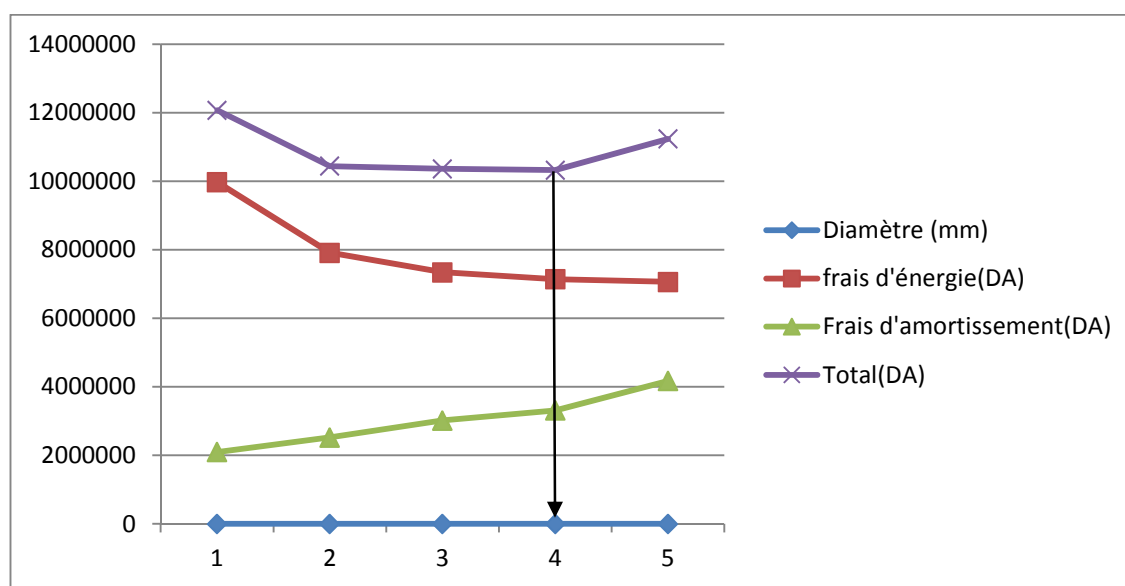


Figure IV.4 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SR1- SR2).

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : D=350mm avec une vitesse d'écoulement de V=0,9m/s.

- **Station de reprise 02 vers le réservoir tampon**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :

$$Q = 6274,37 \text{ m}^3/\text{j} = 0,087 \text{ m}^3/\text{s. (sur 20}^{\text{h}}).$$

$$L = 2352\text{m.}$$

$$H_g = 208,35\text{m}$$

Le diamètre approximatif est donné par la formule de Bonnin : $D = \sqrt{Q} \Rightarrow D = 0,295\text{m} = 295\text{mm}$

Les résultats des calculs pour le dimensionnement économique sont illustrés dans les tableaux : IV.9, IV.10, IV.11 et IV.12

Tableau IV.9 Calcul de la HMT

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	λ	Longueur (m)	Perte de charge linéaire(m)	Perte de charge totale (m)	HMT(m)
200	2.77	0.0170	2352	78.08	89.79	298.14
250	1.77	0.0162	2352	24.35	28.00	236.35
300	1.23	0.0155	2352	9.41	10.82	219.17
350	0.90	0.0150	2352	4.21	4.84	213.19
400	0.69	0.0146	2352	2.10	2.42	210.77

Tableau IV.10 Calcul de frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie (kw)	Prix de Kwh	Frais d'énergie(DA)
200	310.31	2265256.62	4.67	10578748.42
250	246.00	1795814.97	4.67	8386455.929
300	228.11	1665238.38	4.67	7776663.212
350	221.90	1619842.06	4.67	7564662.415
400	219.37	1601393.66	4.67	7478508.389

Tableau IV.11 Calcul des frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix de m,l(DA)	Longueur(m)	Prix total(DA)	Frais d'amortissement(DA)
200	10272	2352	24159744.00	2234776.32
250	12359	2352	29068368.00	2688824.04
300	14781	2352	34764912.00	3215754.36
350	16221	2352	38151792.00	3529040.76
400	20425	2352	48039600.00	4443663.00

Tableau IV.12 bilan des frais d'exploitation et d'investissement

Diamètre (mm)	frais d'énergie(DA)	Frais d'amortissement(DA)	Total(DA)
200	10578748.42	2234776.32	12813524.74
250	8386455.929	2688824.04	11075279.97
300	7776663.212	3215754.36	10992417.57
350	7564662.415	3529040.76	10923703.18
400	7478508.389	4443663.00	11922171.39

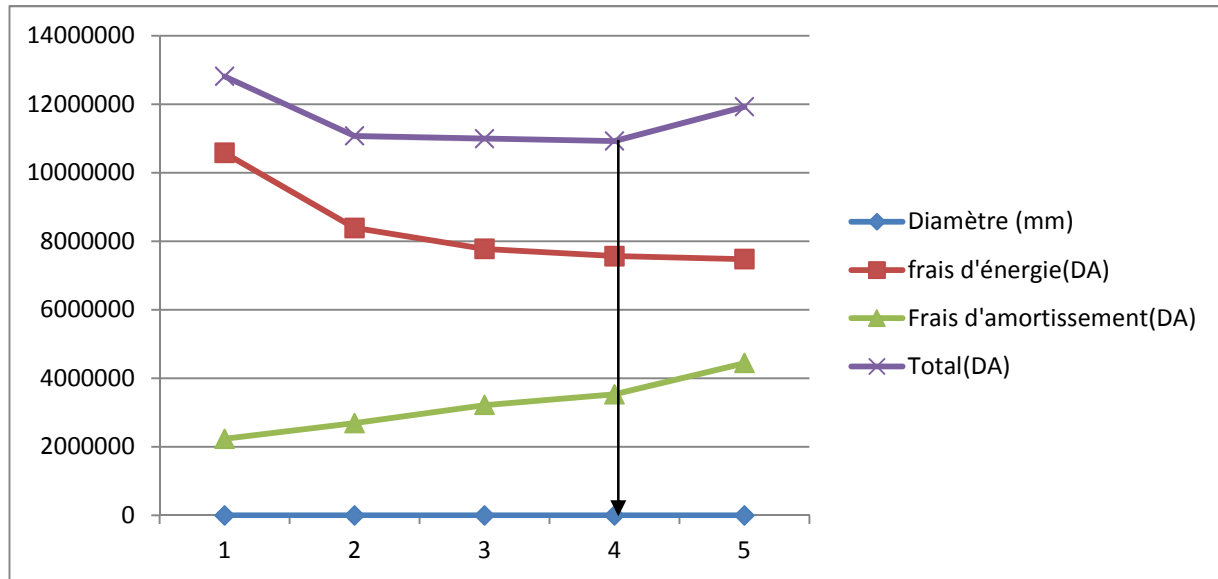


Figure IV.4 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SR1- RT)

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est D=350mm avec une vitesse d'écoulement de V=0,9m/s.

IV.9 Etude de l'adduction gravitaire

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. L'adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

A) Détermination du diamètre avantageux

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots (IV.14)$$

- ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;
- K' : Coefficient de perte de charge ;
- L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{eq} \dots\dots\dots (IV.15)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
 L_{eq} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires. (Mais pour les petites longueurs sont négligés ! $L_e = L_g$ pour le premier tronçon)

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;
 ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m) ;
 Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
 D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;
 β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
 m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et β , ils sont donnés dans le tableau IV.13

Tableau IV.13 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

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (IV.17)$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$ (matériaux : la fonte ductile).

B) La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2 m/s.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \qquad Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \dots\dots\dots (IV.18)$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;
 S : section de la canalisation (m²) ;
 V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
 D : diamètre nominal de la conduite (m)

C) Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 Longueurs des différents tronçons de l'adduction gravitaire :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Station de traitement de BELAAS	SP 1	25	25
2	Réservoir tampon	Réservoir existant de BELAAS	144,59	159
3	Réservoir tampon	Réservoir existant de BATHIA	4275,95	7343,53
4	Réservoir tampon	Réservoir existant d'EL HASSANIA	3263,64	4060

D) Les altitudes des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau IV.15

Tableau IV.15 Les altitudes des différentes points de l'adduction

N° du point	Points	Cote de terrain naturel (m)
1	Station de traitement	503,2
2	Sp1	502,11
3	Réservoir tampon	1096,22
4	Réservoir existant de BELAAS	1093,29
5	Réservoir existant de BATHIA	1042,53
6	Réservoir existant d'EL HASSANIA	851

IV.9.1 Dimensionnement des différents tronçons

- **1^{er} Tronçon (Station de traitement–SP1)**

$$H_d = C_{str} - C_{terrain\ SP1}$$

- $Q = 72,62 \text{ l/s}$ ($Q_{max,j}$)

- $L = 25\text{m}$

- $H_d = 503,2 - 502,11 = 1,09\text{m}$

$$\Delta H_t = \frac{K * L_e * Q^2}{D_{av}^{5,3}}$$

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 25 * (0,07262)^2}{1,09}} = 0,202\text{m} = 202\text{mm}$$

Donc $D_{av} = 200\text{mm}$.

La vitesse de l'eau dans la conduite est calculée d'après l'équation IV.15 :

A.N :

$$V = \frac{4 \cdot 007262}{\pi \cdot 015^2} = 2,31 \text{ m/s}$$

On calcule la perte de charge ΔH_t :

$$\Delta H_t = \frac{K' \cdot L_e \cdot Q^2}{D_{av}^{5,3}} = \frac{0,001735 \cdot 25 \cdot 0,07262^2}{0,2^{5,3}}$$

$$\Delta H_t = 1,16 \text{ m}$$

Conclusion

Le tronçon (Station de traitement-SP) est composé d'une conduite de diamètre 200mm de longueur égale à 25 m.

- 2^e Tronçon (réservoir tampon-réservoir de BELAAS)

$$H_d = C_r - C_{TRB}$$

$$H_d = 1096,22 - 1093,29 = 2,93 \text{ m}$$

$$Q = 24,3 \text{ l/s}$$

$$L = 159 \text{ m}$$

Calcul du diamètre avantageux du tronçon de l'adduction :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 \cdot 159 \cdot (0,0243)^2}{2,93}} = 0,157 \text{ m} = 157 \text{ mm}$$

$$D_{av} = 150 \text{ mm}$$

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

$$A-N : \quad V = \frac{4 \cdot 00243}{\pi \cdot 015^2} = 1,37 \text{ m/s}$$

$$\text{On calcule la perte de charge } \Delta H_t = \frac{K' \cdot L_e \cdot Q^\beta}{D_{av}^m}$$

$$\Delta H_t = \frac{0,001735 \cdot 159 \cdot (0,0243)^2}{0,15^{5,3}}$$

$$\Delta H_t = 3,79 \text{ m}$$

Conclusion

Le tronçon (Réservoir tampon- réservoir existant de BELAAS) est composé d'une conduite de diamètre 150 mm sur une longueur égale à 159 m.

- 3^e Tronçon (réservoir tampon-réservoir de BATHIA)

$$H_d = C_r - C_{TR}$$

- $H_d = 1096,22 - 1042,53 = 53,69m$

- $Q = 28,2 \text{ l/s}$

- $L = 7343,53m$

Calcul du diamètre avantageux du tronçon de l'adduction :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 7343,53 * (0,0282)^2}{53,69}} = 0,198m = 198mm$$

$$D_{av} = 200mm$$

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2}$$

A-N : $V = \frac{4 * 0,0282}{\pi * 0,2^2} = 0,9m/s$

On calcul la perte de charge ΔH_t

$$\Delta H_t = \frac{0,001735 * 7343,53 * (0,0282)^2}{0,2^{5,3}}$$

$\Delta H_t = 51,31m$

Conclusion

Le tronçon (Réservoir tampon- réservoir existant de BATHIA) est composé d'une conduite de diamètre 200 mm sur une longueur égale à 7343,53 m.

- **4^e Tronçon (réservoir tampon-réservoir d'EL HASSANIA)**

$$H_d = C_r - C_{terrain}$$

- $H_d = 1096,22 - 851 = 245,22m$

- $Q = 20 \text{ l/s}$

- $L = 4060m$

Calcul du diamètre avantageux du tronçon de l'adduction :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 4060 * (0,02)^2}{245,22}} = 0,116m = 116mm$$

$$100mm < D_{av} < 150mm$$

On suppose que: $\Delta H_d = \Delta H_{d1} + \Delta H_{d2} = \frac{k' L_1 Q^B}{L_1^m} + \frac{k' L_2 Q^B}{L_2^m}$

Avec : $L_1 + L_2 = L$; $D_1 = 150mm$ et $D_2 = 100mm$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001735 * (0,02)^2 \left[\frac{L_1}{0,15^{5,3}} + \frac{L_2}{0,1^{5,3}} \right] = 245,22m \\ L_1 + L_2 = 4060m \end{cases} \implies L_1 = 2591m ; L_2 = 1469m$$

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2}$$

$$\text{A.N: } V_2 = \frac{4 \cdot 002}{\pi \cdot 01^2} = 2,55 \text{ m/s}$$

$$V_1 = \frac{4 \cdot 002}{\pi \cdot 01^2} = 1,13 \text{ m/s}$$

On calcul la perte de charge ΔH_1 et ΔH_2

$$\Delta H_1 = \frac{0,001735 \cdot 2591 \cdot (0,02)^2}{0,15^{5,3}}$$

$$\Delta H_1 = 41,83 \text{ m.}$$

$$\Delta H_2 = \frac{0,001735 \cdot 1469 \cdot (0,02)^2}{0,1^{5,3}}$$

$$\Delta H_2 = 203,41 \text{ m.}$$

Remarque :

Dans les tronçons gravitaires qui contiennent deux diamètres ($D_1 = 150 \text{ mm}$ et $D_2 = 100 \text{ mm}$), l'emplacement des conduites est débuté avec le gros diamètre. Dans notre cas, on commence avec le diamètre $D_1 = 150 \text{ mm}$.

Conclusion

Le tronçon (Réservoir tampon- réservoir existant d'EL HASSANIA) est composé d'une conduite de diamètre 100mm sur une longueur de 4060 m.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudiés une adduction mixte (une alternance entre l'adduction par refoulement et par gravité).

L'adduction est composée de (3) parties gravitaires de 11,587Km de longueur et de diamètres avantageux qui varie de 100mm à 200mm et trois tronçons de refoulement de 7,157Km avec un diamètre économique constant de 350 mm, et un réservoir tampon reliant l'adduction par refoulement avec l'adduction gravitaire.

Le dimensionnement des conduites de refoulement tient compte des conditions technico-économiques et de la charge disponible pour les conduites gravitaires.

VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents. On entend aussi sous ce terme un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement. C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau. Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

VI.2 Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque 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.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

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 engendrée par les manœuvres brusques.

Ruptures des tuyauteries

- clapets anti-retour endommagés
- rupture des chauffe-eau et réservoirs
- Soupapes endommagées
- vibrations et bruits

- manomètres hors service
- fuites aux raccords
- usure prématurée des autres équipements et appareils

Pour réduire l'intensité du choc, et stopper son action néfaste, l'air est le seul moyen qui convient, puisque très compressible, il offre un déplacement maximum pour amortir et dissiper l'énergie.

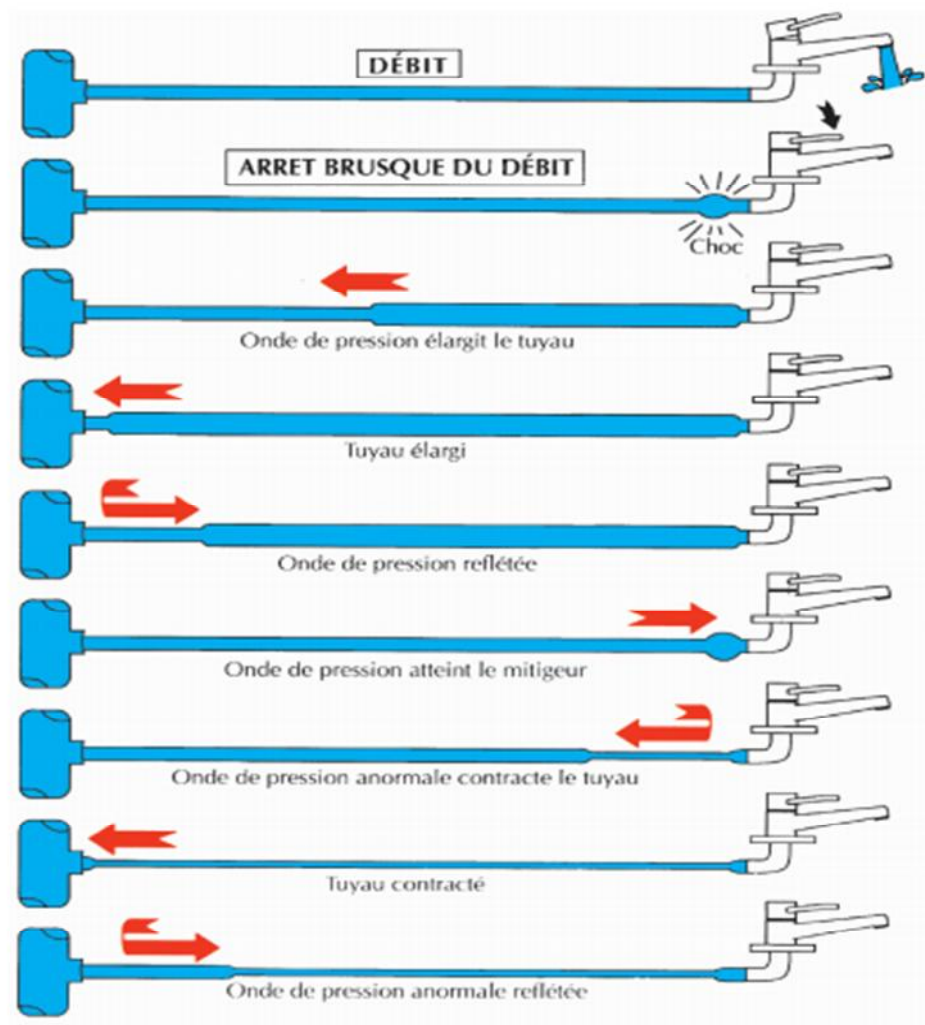


Figure VI.1 Représentation types des forces qui s'exercent lors d'une onde de choc.

VI.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Ils existent 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 libre, 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 contre le coup de bélier, le réservoir d'air.

VI.5 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.

a) Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT

Dans notre étude, nous avons choisir la méthode de VIBERT :

$$Z = Hg + \frac{CV_0}{g}$$

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

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

C : célérité d'onde de choc (m/s).

- La charge statique absolue:

$$Z_0 = H_g + 10$$

- La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = H_g + 10 + \frac{CV_0}{g}$$

On commence par le calcul de la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr. SALAH B pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2 \times a \times (1 - \nu_m^2) \times (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \nu_s)}}} \text{ (m/s) (VI-2)}$$

Avec :

- K : Coefficient d'élasticité de l'eau $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal ;
- ρ : Masse volumique de l'eau $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$;
- E_m : module de Young du matériau de la conduite ($E_m = 1 \times 10^{11}$ Pascal, pour la fonte) ;
- E_s : module de Young du sol $E_s = 2 \times 10^8$ 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) $e_m = 0,0135\text{m}$ pour la fonte (DN400) ;
- a : rayon intérieur de la conduite (m) ;
- C : célérité d'onde de choc (m/s).

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2.07 \times 10^9}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{1000 \times 2 \times 0,1865 \times (1 - 0,3^2) \times (1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) \times 0,1865 \times 2 \times 10^8 + 1 \times 10^{11} \times 0,0135 \times (1 - 0,33)}}} = 1160,68 \text{ (m/s)}$$

Pour la protection contre la dépression, on va calculer les volumes des réservoirs anti-bélier (réservoir d'air) par la méthode de VIBERT

Donc :

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

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S \quad \text{et} \quad U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

D'où :

U_{max} : le volume du réservoir d'air (m³).

L : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m²) ;

U₀ : volume d'air initial (m³) ;

Application

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

Tableau VI.1 Les caractéristiques des tronçons de l'adduction de refoulement.

N° de la station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP	fonte	350	0,096	0,76	2625	189
SR1	fonte	350	0,096	0,76	2207	196,76
SR2	fonte	350	0,096	0,76	2352	208,35

Tableau VI.2 Calcul des paramètres.

N° de station	Z ₀	Z _{max}	Z _{max} /Z ₀	h ₀	h ₀ /Z ₀	U ₀ /L*S
SP	199	288,92	1,45	0,029	0,00015	0,0024
SR1	206,76	296,68	1,43	0,029	0,00014	0,0024
SR2	218,35	308,27	1,4	0,029	0,00013	0,0028

Tableau VI.3 Volumes maximums des réservoirs.

N° de station	U ₀ /L*S	Z _{min} /Z ₀	S (m)	L (m)	U ₀	U _{max} (m ³)	U _{max} (litres)
SP	0,0024	0,72	0,096	2625	0,61	0,85	850
SR1	0,0024	0,73	0,096	2207	0,51	0,7	700
SR2	0,0028	0,738	0,096	2352	0,63	0,85	850

CHARLATTE a normalisé les volumes des réservoirs d'air en considérant les charges maximales Z_{max}. Le tableau VI.4 résume les volumes normalisés des réservoirs d'après les abaques CHARLATTE.

Tableau VI.4 Volumes normalisés des réservoirs.

N° de station	Zmax (m)	Umax litre	Unor (litres)
SP	288,92	850	1000
SR1	296,68	700	750
SR2	308,27	850	1000

La figure VI.2 donne la gamme des volumes normalisés des réservoirs.

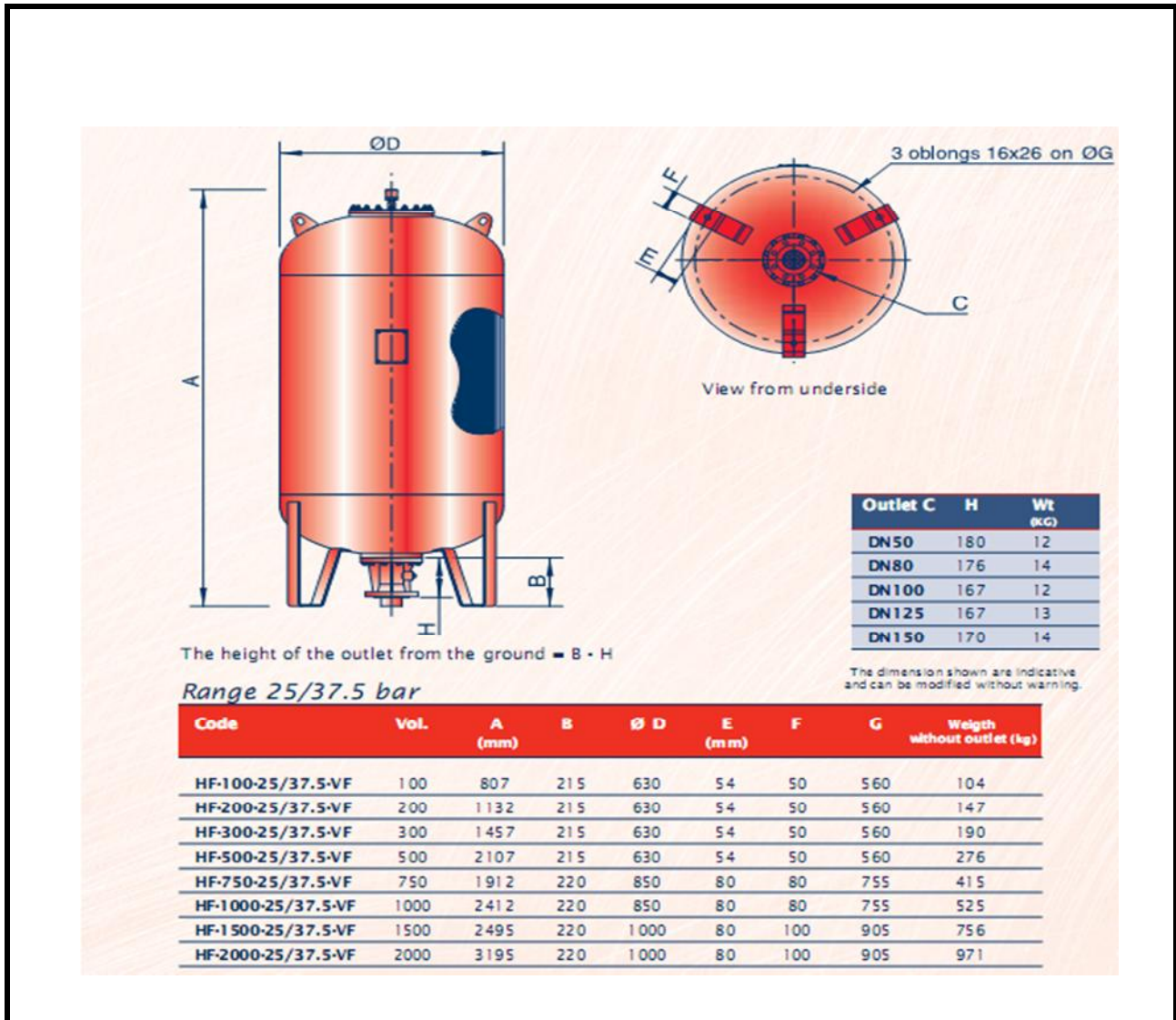


Figure VI.2 Les volumes normalisés des réservoirs.

VI. 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.

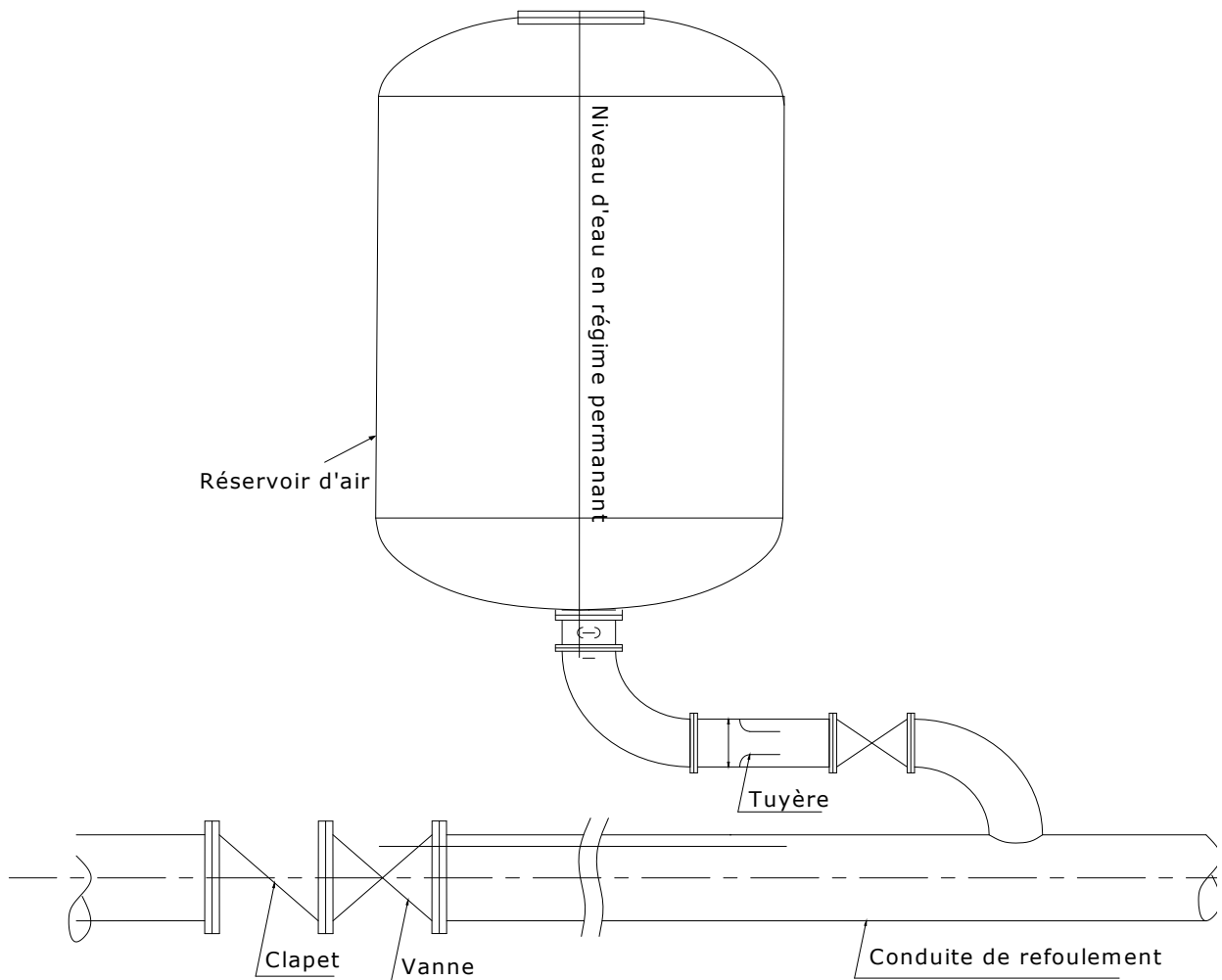


Figure VI.3 Schéma d'installation d'encombrement des réservoirs d'air.

Conclusion

Les adductions sont des projets qui nécessitent de gros investissements pour leur réalisation ; vue l'importance des ouvrages installés.

Dans ce chapitre nous avons vu un moyen de protection contre le régime transitoire ainsi que les méthodes de calcul des réservoirs d'air.

Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage (SP) et les deux stations de reprises (SR1) et (SR2), un réservoir d'air chacun d'une capacité respective 1000 litres d'air 750 litres d'air, 1000 litres d'air.

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VII.1 Pose de canalisation**VII.1.1 principe de Pose de canalisation**

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

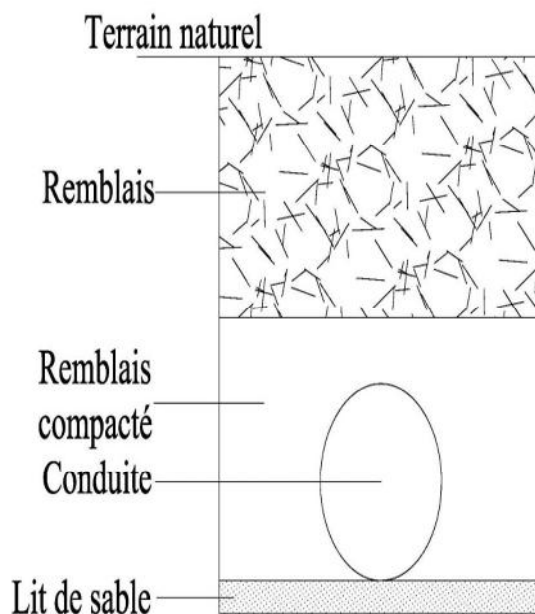


Figure VII.1 Pose de canalisation

VII.1.2 Différents types de pose de canalisation

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 extérieures, 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.

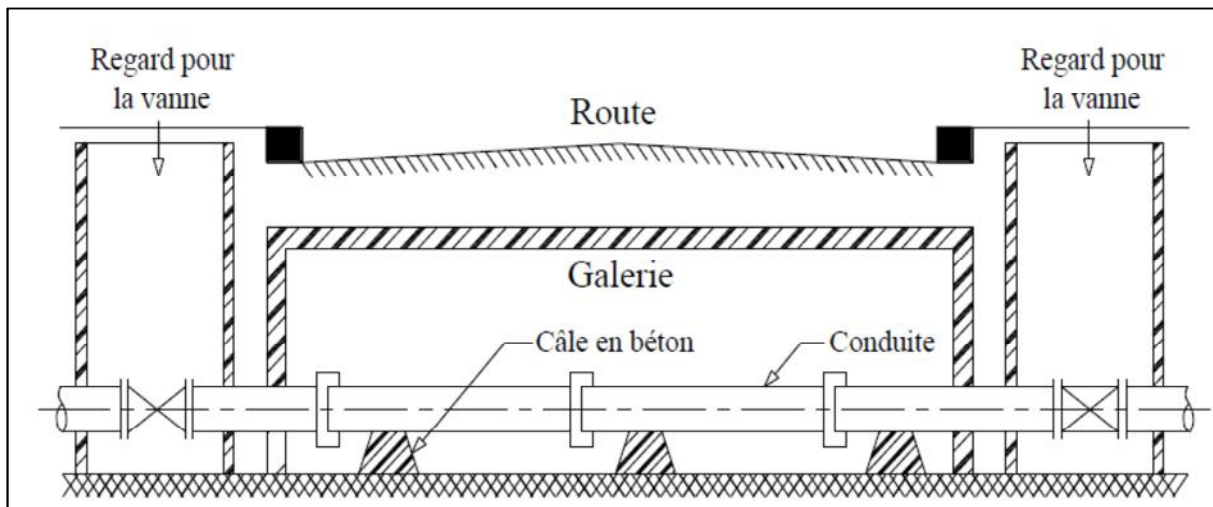


Figure VII.2 pose de canalisation en galerie.

VII.1.3 La mise en eau des adductions

La mise en eau doit se faire tronçon par tronçon avec un débit fractionné (1/10) de façon progressive. Cette technique permet de protéger les appareils accessoires contre les chocs provoqués par l'eau (surtout les ventouses). Une fois le tronçon rempli, nous passons au remplissage du 2^{ème} tronçon en série à travers le by-pass reliant les deux tronçons en court-circuitant le robinet vanne qui reste fermé. et Ainsi de suite.

La gestion des équipements d'approvisionnement en eau potable doit être déléguée à un concessionnaire responsable du fonctionnement, de l'entretien courant et préventif, de la maintenance, du renouvellement, de la gestion technique et de la gestion financière.

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.

Les accessoires sont comme suit :

1 Robinets vanne

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.

- 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.

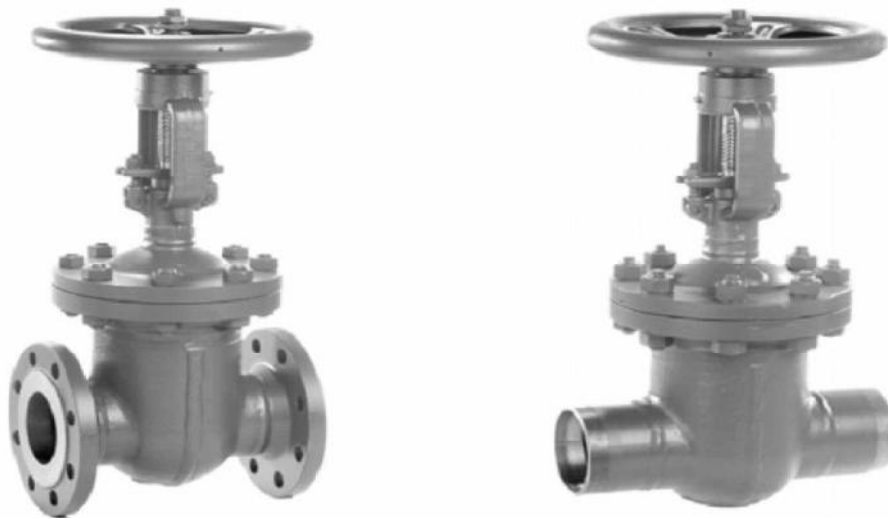


Figure VII.5 Robinet vanne à opercule.

- Vannes papillon

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.

it que lors qu'elle est presque fermée.

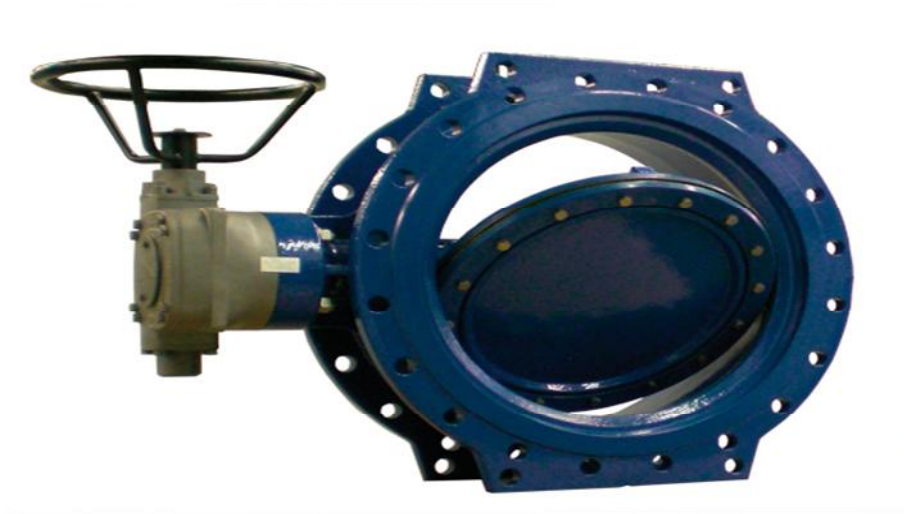


Figure VII.6 Robinet vanne papillon

- **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

2 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.

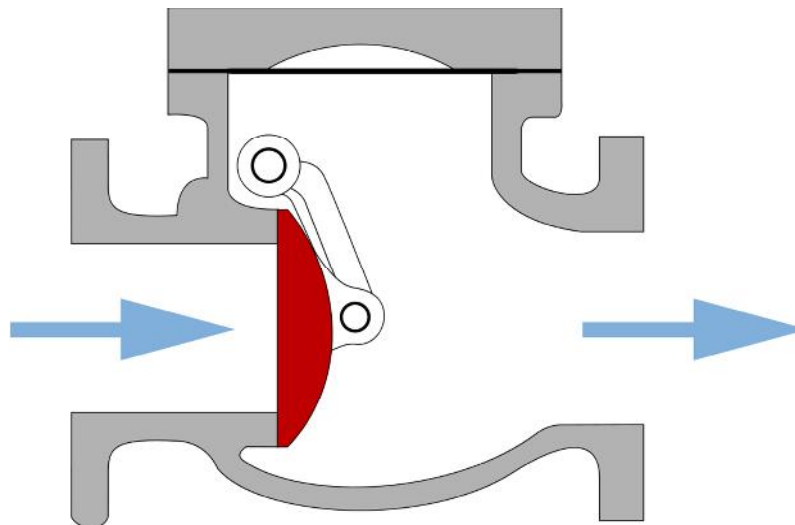


Figure VII.8 Clapet anti retour.

3 Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues:

- A tous points bas du profil de la conduite.
- D'un côté ou de part et d'autre des vannes de sectionnement, là où la fermeture de celles-ci crée un point bas.

4 Ventouses

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

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. On opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 80 à 300mm.



Figure VII.9 Venteuse

Remarque

Les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement.

5 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.

6 Moyens anti-bélier

Les différents moyens de protection anti-bélier.

Dans notre projet, la protection contre le coup de bélier est détaillée dans le chapitre VI.

7 Crépines

La crépine évite l'entrée des corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5m du fond du puisard.

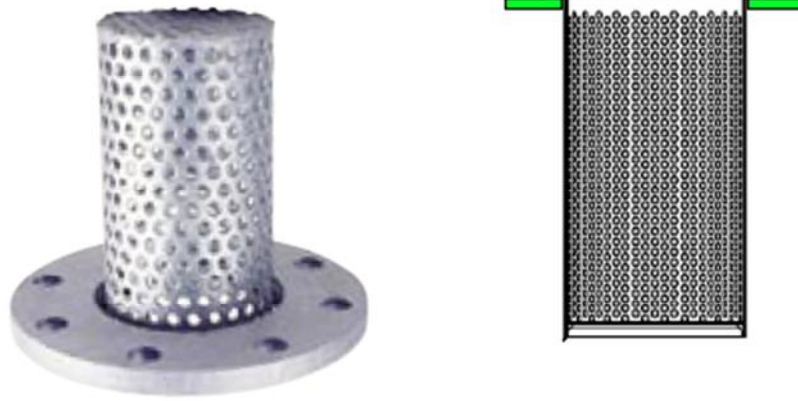


Figure VII .10 Crépine

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).

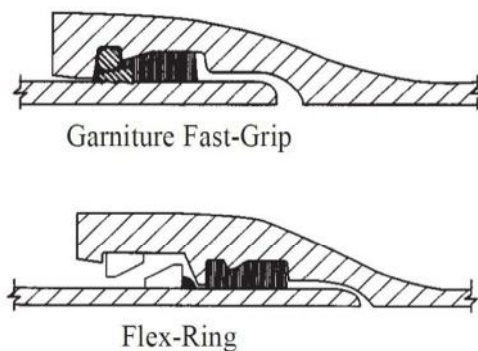


Figure VII.11 joints pour canalisations en fonte .

9 Organes de mesure

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

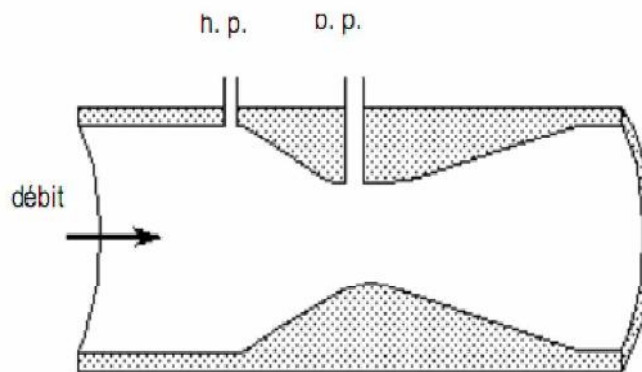


Figure VII.12 Venturi

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- Manomètre à jet unique:

Les manomètres à turbine jet unique ont fait leurs preuves des millions de fois. Ce sont des compteurs à cadran totalement sec muni d'une tête rotative facilitant la lecture dans tous les montages à des températures de 50°C ou 100°C.

- Manomètres à jet multiple.
- Manomètres WOLTMAN.



Figure VII.12 Manomètre

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.

a) Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, 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 ;

b) 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 a emboîtement et bride.

c) Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

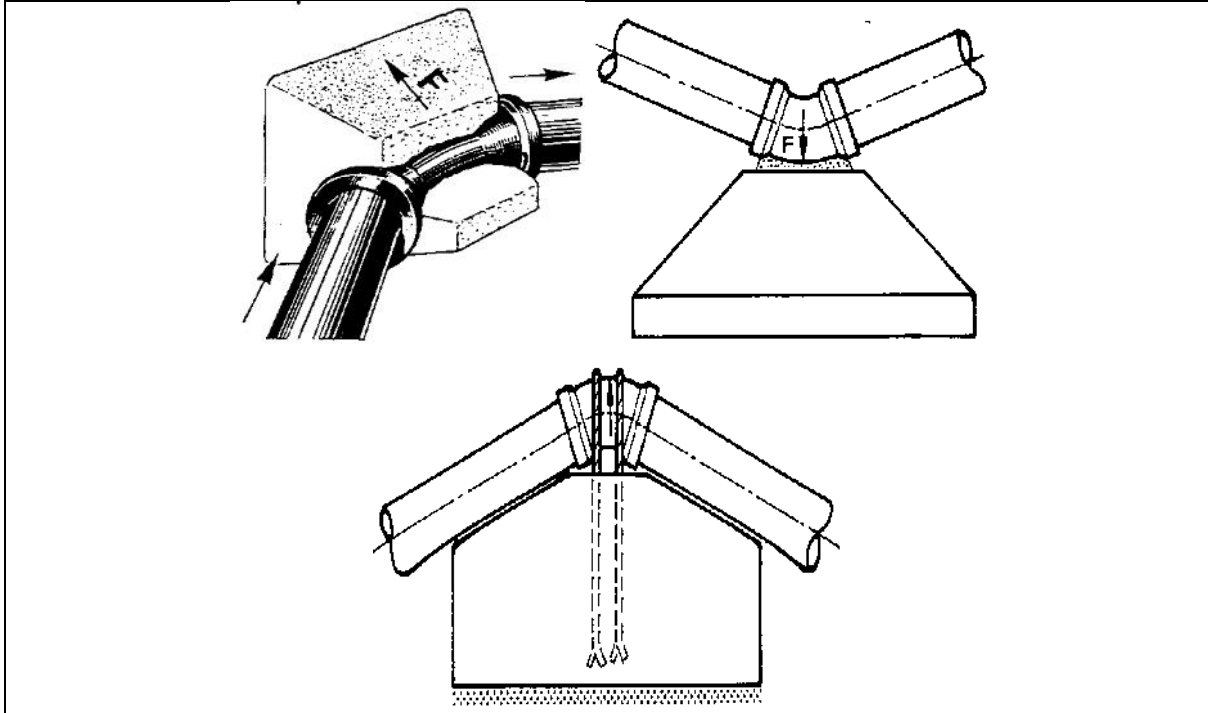


Figure VII.13 Emplacement des coudes

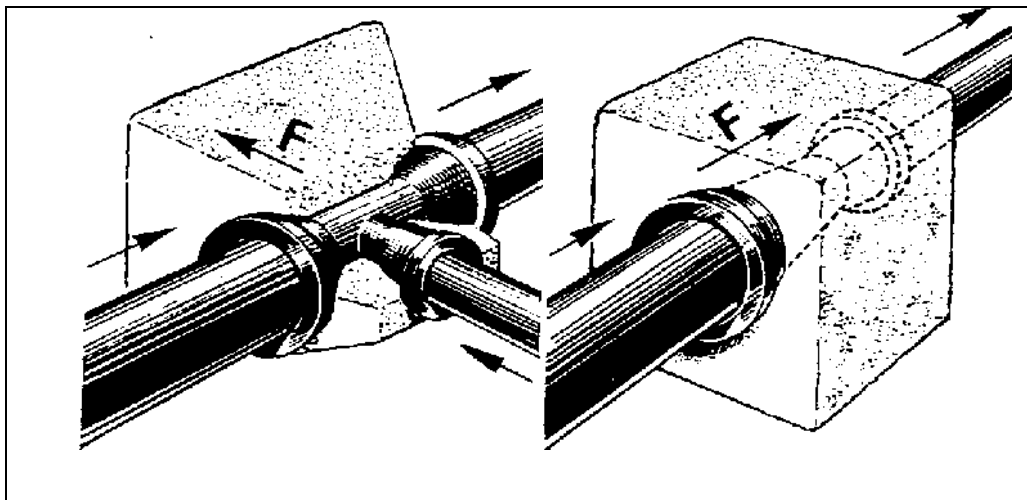


Figure VII.14 Emplacement des Tés et des Cônes

d) 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.

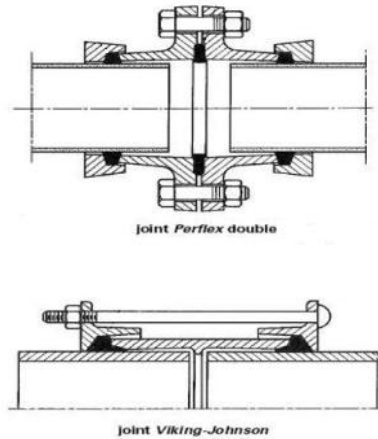


Figure VII.15 Joints de démontage pour canalisations en fonte

Conclusion

Dans ce chapitre deux étapes ont été abordées, la pose de canalisation et l'emplacement des accessoires.

Les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où Les conduites éclatent ;
- Les clapets anti-retour ;
- Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires

Conclusion Générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de Réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains Objectifs à savoir:

- La répartition de l'eau et son acheminement vers les localités Concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 28337 habitants.

Les ouvrages annexes sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés (le débit maximum journalier)

L'adduction a une longueur totale de 19 Km et des diamètres variés de 100, 150, 200 et 350 mm de longueurs respectives de 1469, 159, 734 et 7157 m.

La grande différence d'altitude exigé l'implantation de deux stations de reprises en plus la station de pompage existante pour élever l'eau jusqu'au réservoir tampon projeté au niveau de BELAAS.

L'emplacement de réservoir tampon de tel sorte à assurer une alimentation gravitaire de la grande partie des localités situées à l'aval.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons projeté des réservoirs d'air.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] M. CARLIER « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.
- [2] MICHEL A.MOREL : « Exercices de mécanique des fluides » (Tome 02) Chihab-Eyrolles.
- [3] HUGUES GODART : (2009) « Adduction et Distribution D'eau », Techniques de l'Ingénieur.
- [4] A. LENCASTRE « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983.
- [5] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982.

ANNEXE I

Annexe I: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (pourcentage du débit maximal journalier).

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	3	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source (cours SALAH.B)

ANNEXE II

Annexe II: Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte.

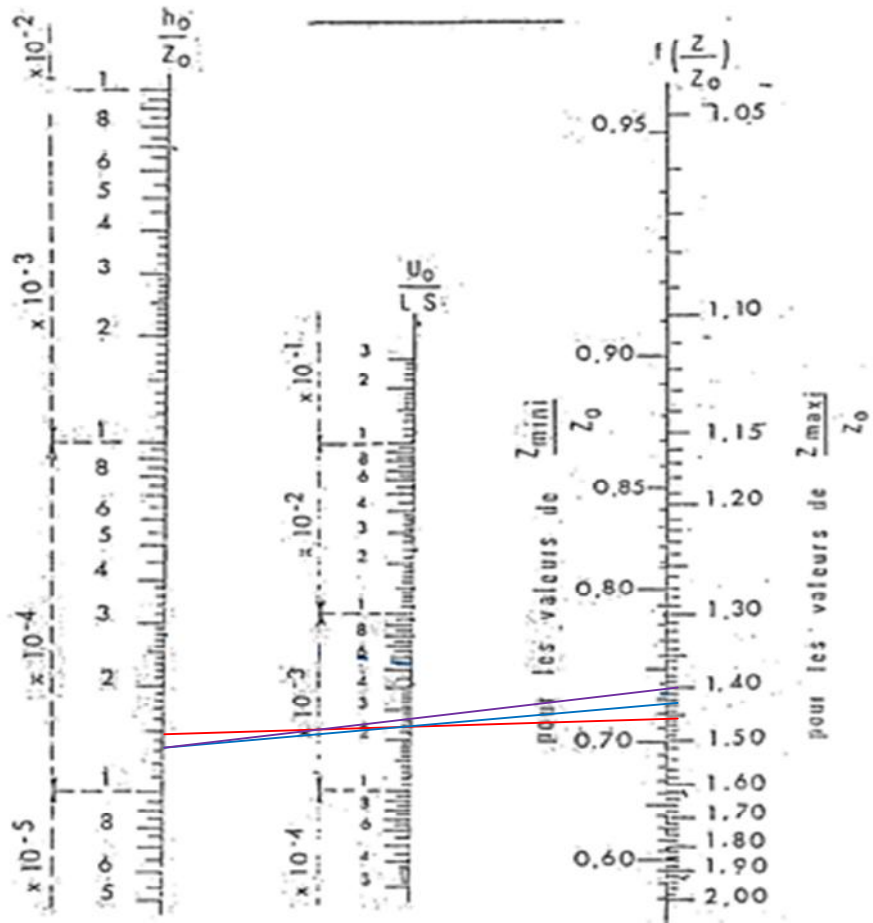
D(mm)	Prix ml (DA)
100	6651
150	8413
200	10272
250	12359
300	14781
350	16221
400	20425
450	23546
500	26632
600	33383
700	41577
800	49898
900	58827
1000	68591
1100	79089

Remarque: les prix mentionnés ci dessus sont les prix de **vente et de pose** des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

ANNEXE III

ABAQUE DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR



La légende

- SP
- SR1
- SR2