

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement de l'AEP du centre de Souk Naamane wilaya Oum el Bouaghi par un nouveau forage SN2.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0012-15

APA Citation (توثيق APA):

Saihi, Nour el Houda (2015). Renforcement de l'AEP du centre de Souk Naamane wilaya Oum el Bouaghi par un nouveau forage SN2[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مذكرات، مقالات، دوريات، 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
ABDALLAH-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION EN
EAU POTABLE**

THEME DU PROJET :

**RENFORCEMENT DE L'AEP DU CENTRE DE SOUK
NAAMANE WILAYA D'OUM EL BOUAGHI PAR UN
NOUVEAU FORAGE SN2**

PRESENTE PAR :

M^{lle}. SAIHI NOUR EL HOUDA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r KHETTAL Tahar	M.C.A	Président
M ^r HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examinateur
M ^{me} TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} KADI LATIFA	M.A.B	Examinatrice
M ^{me} KAHLERRASS MALIKA	M.A.A	Promotrice

Septembre 2015

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Je remercie fortement ma promotrice : M^{me}M.KAHLERASS de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager.

Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail d'abord à mes très chers parents «Abd el Naceur et Sakina » pour tout leurs sacrifices corps et âme afin de m'offrir le repos et le bonheur. Pour l'éducation qu'ils m'ont inculquée, pour leur soutien moral et matériel dont j'ai bénéficié à chaque fois que j'en ai en besoin, pour l'amour et la tendresse qu'ils m'ont réservé et la patience et le dévouement qu'ils m'ont insufflés.

A mes adorables sœurs : Kawther et Yousra

A mes chers frères : Abd el Djalil et Mouadh

A mon beau frère : Riadh

A mon très cher oncle HALIM et toute ma famille.

A mon petit neveu « Assoul »

A tous mes amis(e)

NOUR EL HOUDA

المائية
بعيدة
هذا
علينا
هذه
شبكة
المياه
لتزويد
مياه جوفية وهذا لتلبية الضروريات الحياتية
لهؤلاء

Résumé :

Dans la plus part des cas les ressources en eau potable se trouvent loin des agglomérations et pour cette raison, on est obligé de projeter des adductions pour ramener l'eau chez les consommateurs.

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'étude on fait une étude d'adduction pour alimenter la commune de Souk Naamane wilaya d'Oum el bouaghi à partir d'un nouveau forage SN2 dans le but de satisfaire les besoins futurs de consommation de cette agglomération

ABSTRACT:

In most of the cases, the drinking water resources are far from the urban areas. For this reason we are obliged to project canals to draw water into the tanks. This dissertation addresses the study of network canals to convey water, in order to provide the areas of Souk Naamane with drinking water through groundwater well, for the sake of meet the necessities of life for this urban area.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction	2
I.1 Situation géographique	2
I.2 Situation géologique	3
I.3 Situation climatologique	3
• Climat.....	3
• Précipitation.....	3
• Température.....	3
• L'humidité relative.....	4
I.4 Situation démographique actuelle	5
I.5 Evolution urbanistique	5
I.6 Activité socio économiques.....	6
I.7 Situation actuelle en matière d'hydraulique.....	6
I.8 capacités de stockage disponibles	7
a- Château d'eau (Réservoir surélevé) 250m ³	7
b- Réservoir semi enterré 2000 m ³	8
c- Réservoir semi enterré 1000 m ³	8
Conclusion	9

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS

Introduction	10
II.1 Evaluation de la population à l'horizon d'étude	10
II.2 Détermination de consommation moyenne journalière.....	11
II.2.1 Besoins domestiques	11
II.2.2 Besoins scolaires.....	12
II.2.3 Besoins sanitaires.....	13
II.2.4 Besoins administratifs.....	13
II.2.5 Besoins socioculturels.....	14
II.3 Détermination des consommations maximale et minimale journalières .	15
II.3.1 Consommation maximal journalier.....	15

II.3.2 Consommation minimal journalier	16
II.4 Détermination du débit moyen, maximal et minimal horaire.....	17
II.4.1 Débit moyen horaire	17
II.4.2 Débit maximal horaire.....	17
II.4.3 Débit minimal horaire.....	19
-Coefficient d'irrégularité minimal horaire.....	19
II.5 variation horaires de la consommation	20
Conclusion	25

CHAPITRE III : ADDUCTION ET POMPAGE D'EAU POTABLE

Introduction	26
III.1 Types d'adduction	26
III.2 Principe du choix de tracé	27
III.3 Choix du matériau de la conduite.....	28
III.3.1 Sur le plan technique.....	28
III.3.2 Sur le plan économique.....	28
III.4 Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites d'AEP	29
III.4.1 La Fonte	29
III.4.2 L'acier.....	30
III.4.3 L'Amiante ciment.....	30
III.4.4 Polyéthylène de haute densité PEHD.....	30
III.4.5 Le PRV (polyester renforcé de fibre de verre)	31
III.5 Calcul hydraulique (Méthode de calcul).....	32
III.5.1 Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique).....	32
III.5.2 Cas gravitaire (calcul des diamètres avantageux)	36
III.6 Proposition des variantes.....	37
III.6.1 Variante 1.....	37
III.6.2 Variante 2.....	38
III.7 Dimensionnement de système d'adduction de la 1 ^{ière} variante.....	38
III.7.1 Dimensionnement de la conduite de refoulement	38
- Calcul technico-économique.....	39

III.7.2	Détermination du diamètre avantageux (la partie gravitaire).....	41
-	Calcul des longueurs équivalentes de la conduite du réservoir tampon vers le réservoir 500 m ³	41
-	Les caractéristiques des différents points.....	42
-	Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction.....	42
-	Normalisation des diamètres.....	44
-	Les frais d'investissement.....	45
III.8	Dimensionnement de système d'adduction de la 2 ième variante.....	45
III.8.1	Dimensionnement de la conduite de refoulement.....	45
-	Calcul des diamètres économiques de conduite de refoulement	45
-	Calcul technico-économique.....	46
III.8.2	Détermination du diamètre avantageux (la partie gravitaire).....	48
-	Calcul des longueurs équivalentes de la conduite du réservoir tampon 300 m ³ vers le réservoir 500 m ³	48
-	Les caractéristiques des différents points	49
-	Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction	49
-	Normalisation des diamètres.....	51
-	Les frais d'investissement	51
III.9	Le choix technico-économique de la meilleure variante.....	52
	Conclusion	53
	III.10 Etude de pompage	54
	Introduction	54
	III.10.1 Définition.....	54
	III.10.2 Couplage des pompes	54
	III.10.3 Choix du type de pompe.....	54
	III.10.4 Le choix de la pompe.....	55
	Conclusion	58

CHAPITRE IV : CALCUL DES RESERVOIRS

Introduction	59
IV.1 Les différents types de réservoir	59
1.1 Classification selon le matériau de construction	59
1.2 Classification selon la situation des lieux	59
1.3 Classification selon l'usage.....	59
1.4 Classification selon la forme géométrique	60
IV.2 Les critères les plus souvent retenus pour les choix	60
IV.3 Utilités et généralités sur les réservoirs.....	60
IV.4 Prescriptions sanitaires.....	61
Stagnation	61
Prescriptions générales applicables aux réservoirs	62
IV.5 Comportement d'une adduction.....	62
-Cas de surpression	62
-Cas de dépression.....	63
IV.6 Choix de la cote d'implantation.....	64
IV.7 Dimensionnement du réservoir tampon.....	64
IV.8 Calcul de la capacité de réservoir d'alimentation.....	66
-Le cas d'un réservoir alimenté par pompage	66
-La méthode analytique	66
8.1.2 Méthode graphique	67
Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique	68
IV.9 Équipement du réservoir	70
-Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	70
-Conduite de départ ou de distribution.....	70
-Conduite de trop-plein	70
-Conduite de vidange	70
-Conduite by-pass	70
Matérialisation de la réserve d'incendie.....	70
IV.10 Dispositifs de régulation	72
10.1 robinet à flotteur.....	72
10.2 Robinets automatiques de remplissage	72
10.3 Capteur de niveau	74
Conclusion	74

CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Introduction	75
V.1 Définition.....	75
V.2 Causes du coup de bélier.....	75
V.3 Les risques dus aux coups de bélier	76
3.1 Risque de forte pression	76
3.2 Pression négative.....	76
3.3 Fatigue des conduites.....	77
V.4 Moyens de protection contre le coup de bélier.....	77
4.1 Les volants d'inertie.....	77
4.2 Les soupapes de décharge	77
4.3 Les réservoirs d'air	79
4.4 Les cheminées d'équilibre.....	79
V.5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	79
Phase 01.....	79
Phase 02.....	79
Phase03	80
Phase 04.....	80
V.6 Etude de coup de bélier.....	82
Détermination de la valeur de surpression et de dépression	82
V.6.1 Calcul des réservoirs d'air	83
-Calcul de la célérité d'onde C.....	85
-Calcul des capacités réservoirs d'air	86
V.6.2 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier...86	
Conclusion	90

CHAPITRE VI : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Introduction	91
VI Pose des canalisations	91
VI.1 Le principe de pose des canalisations	91
1.1 Pose de canalisation en pente.....	91
1.2 Traversée de la route (Pose de canalisation en galerie)	92
1.3 Traversée d'une rivière	93
1.4 Cas d'un terrain agressif.....	94
1.5 Essais de pression et d'étanchéité d'adduction.....	95
1.6 La mise en eau des adductions.....	95
VI.2 Accessoires.....	96
2.1 Vannes de sectionnement.....	96
2.1.1 Les vannes d'isolement.....	96
2.1.2 vanne à clapets de non-retour.....	96

2.1.3 Robinet à flotteur.....	97
2.2 Ventouse.....	97
2.3 Vidange	98
2.4 By-pass	98
2.5 Moyens anti-belier.....	98
2.6 Crépines.....	99
2.7 Déversoirs de trop plein.....	99
2.8 Joints de raccordement	99
2.9 Organes de mesure.....	100
2.10 Organes de raccordement.....	100
a. coude.....	101
b. cône.....	101
c. tés.....	101
d. joint démontage	102
VI.3 Estimation des aménagements	102
VI.3.1 Partie calcul de projet.....	102
3.1.1 Choix et calcul les grandeurs de la section transversale de la tranchée.....	102
1- calcul la largeur de la tranchée	103
2- Calcul de la profondeur de la tranchée Htra	103
VI.3.2 Définitions des travaux et calcul leurs volumes et coûts.....	104
3. 2.1 Calcul les volumes des travaux.....	104
VI.3.3 Calcul des volumes des travaux des réservoirs	106
Réservoir de 300 m3	107
Calcul du volume des déblais.....	107
Calcul du volume du tout venant	108
Calcul du volume de béton de propreté	108
Calcul du volume du béton armé	109
Calcul du volume du remblai compacté.....	112
Calcul du volume de la maçonnerie	112
B- Réservoir de 500 m3	113
Calcul du volume des déblais.....	113
Calcul du volume du tout venant	114
Calcul du volume de béton de propreté.....	114
Calcul du volume du béton armé	115
Calcul du volume du remblai compacté.....	117
Calcul du volume de la maçonnerie.....	118
VI.4 Choix des engins de terrassement	121
4.1 Pelle hydraulique.....	121
4.2 Bulldozer.....	122
4.3 Chargeur	123
Compacteur.....	124

Conclusion.....124

CHAPITRE VII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction.....125

VII.1 Les causes des accidents.....126

VII.2 Les actions et conditions dangereuses.....127

VII.3 Organisation de la prévention des accidents du travail.....128

Conclusion.....130

Conclusion générale.....131

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1: le taux d'accroissement de la ville	5
Tableau I.2 : Débit de chaque forage.....	7
Tableau I.3 : caractéristiques de réservoir 250m ³	7
Tableau I.4 : caractéristique de réservoir 2000m ³	8
Tableau I.5 : caractéristiques de réservoir 1000m ³	8

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Tableau II-1 : Répartition de la population	10
Tableau II-2: évaluation des besoins domestiques	12
Tableau II-3 : évaluation des besoins scolaires	12
Tableau II-4 : évaluation des besoins sanitaires	13
Tableau II-5 : évaluation des besoins administratifs.....	13
Tableau II-6 : évaluation des besoins socioculturels	14
Tableau II-7 : besoin en eau potable total à l'horizon 2045.....	15
Tableau II-8 : tableau récapitulatif de $Q_{max j}$	16
Tableau II-9 : tableau récapitulatif de $Q_{min j}$	17
Tableau II-10 : tableau récapitulatif de $Q_{moy h}$	17
Tableau II-11 : variation de coefficient $_{max}$	18
Tableau II-12 : débit maximal horaire.....	18
Tableau II-13 : variation du coefficient $_{min}$	19
Tableau II-14 : débit minimal horaire.....	20
Tableau II-15 : variation horaire de consommation	20
Tableau II-16 : variation horaire de consommation à l'horizon 2045.....	22

CHAPITRE III : ADDUCTION ET POMPAGE D'EAU POTABLE

Tableau III -1 : Coefficients K' , m , β , pour des conduites de différent types.....	37
Tableau III -2 : la hauteur manométrique totale pour les différents diamètres.....	39
Tableau III -3 : Calcul de frais d'exploitation (1 iere variante).....	40
Tableau III -4 : les frais d'amortissement (1 iere variante).....	40
Tableau III-5 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement (1iere variante).....	40
Tableau III-6 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction (1 iere variante).....	42
Tableau III-7 : Les altitudes des différents points de l'adduction (1 iere variante).....	42
Tableau III-8 : Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction (1 iere variante).....	44
Tableau III-9 : Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction (1iere variante).....	44
Tableau III-10 : Frais d'investissement des conduites gravitaires (1iere variante).....	45
Tableau III-11 : la hauteur manométrique totale pour les différents diamètres (2ième variante).....	46
Tableau III-12 : calcul de frais d'exploitation (2ieme variante).....	46
Tableau III-13 : calcul de frais d'amortissements (2ieme variante).....	47
Tableau III-14 : bilan des frais d'exploitation et d'investissement (2ieme variante).....	47
Tableau III-15 : les longueurs des différents tronçons de l'adduction (2ieme variante).....	49
Tableau III-16 : les altitudes des différents points de l'adduction (2ieme variante).....	49
Tableau III-17 : diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction (2ieme variante).....	51
Tableau III-18 : diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction (2ieme variante).....	51

Tableau III-19 : frais d'investissement des conduites gravitaires (2ieme variante).....	51
Tableau III-20 : les résultats des deux variantes.....	52
Tableau III-21 : choix de la meilleure variante.....	53
Tableau III-22 : Variantes pour le choix de la pompe du forage.....	55

CHAPITRE IV: CALCUL DES RESERVOIRS

Tableau IV-1 : évaluation du volume résiduel du réservoir.....	68
---	----

CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Tableau V-1 : Les caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement.....	85
Tableau V-2 : Calcul de célérité d'onde du tronçon de l'adduction de refoulement.....	85
Tableau V-3 : Calcul de volume réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	86
Tableau V-4 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....	87
Tableau V-5 : Loi de manœuvre du robinet vanne.....	88
Tableau V-6 : tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne.....	89

CHAPITRE VI: POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Tableau VI.1 : Calcul les grandeurs de la section de tranchée.....	103
Tableau VI.2 : Calcul les volumes des travaux.....	105
Tableau VI.3 : Volumes des travaux de l'adduction.....	105
Tableau VI.4 : Coût des travaux de l'adduction.....	105
Tableau VI.5 : Calcul du volume du béton armé du réservoir de 1000 m ³	110
Tableau VI.6 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.....	111
Tableau VI.7 : Volumes de travaux du réservoir 250 m ³	113

Tableau VI.8 : Calcul du volume du béton armé du réservoir de 250 m ³	115
Tableau VI.9 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.....	117
Tableau VI.10 : Volumes de travaux du réservoir 300 m ³	119
Tableau VI.11 : Coût des travaux du réservoir 300 m ³	119
Tableau VI.12 : Coût des travaux du réservoir 500 m ³	120
Tableau VI.13 : Tableau récapitulatif de différentes fournitures.....	120

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

- Figure I-1** : situation administrative de la zone d'étude.....2
- Figure I-2** : variations des températures moyennes mensuelles.....4
- Figure I-3** : variations mensuelles de l'humidité en l'air4

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

- Figure II-1**: répartition de la population11
- Figure II-2** : diagramme représente la variation horaire de la consommation.....24
- Figure II-3** : graphe représente le cumulé de consommation horaire.....24

CHAPITRE III : ADDUCTION ET POMPAGE D'EAU POTABLE

- Figure III-1** : schéma représentant les deux variantes38
- Figure III-2** : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de la 1^{ère} variante.41
- Figure III-3** : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de la 2^{ème} variante.....48
- Figure III-4** : les différentes courbes caractéristiques de la pompe choisie.....56
- Figure III-5** : la fiche technique de la pompe choisie.....57

CHAPITRE IV : CALCUL DES RESERVOIRS

- Figure IV-1**: problème de surcharge (éclatement de la conduite)63
- Figure IV-2**: problème d'écroulement (implosion de la conduite).....63
- Figure IV-3** : le graphe représente le Q_{pompe} et Q_{sortant} en (m^3/h)65
- Figure IV-4** : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.....67

Figure IV-5 : Equipements des réservoirs	71
Figure IV-6 : Robinet à flotteur.....	72
Figure IV-7 : Robinets automatiques de remplissage.....	73
Figure IV-8 : schéma d'installation.....	73
Figure IV-9 : Capteur de niveau d'eau	74

CHAPITRE V PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Figure V-1 : principe de disposition du réservoir d'air anti béliér.....	78
Figure V-2 : variation du volume d'air au cour des phases de fonctionnement	78
Figure V-3 : évolution d'écoulement en fonction du temps dans une conduite de refoulement (au moment de coup béliér).....	81
Figure V-4 : graphe représentant la loi de manœuvre (fermeture de la vanne).....	90

CHAPITRE VI POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Figure VI.1 : pose de canalisation en galerie.....	93
Figure VI.2: traversée d'une rivière	94
Figure VI.3: traversée d'un Oued.....	94
Figure VI.4 : une pelle hydraulique.....	122
Figure VI-5 : bulldozer.....	123
Figure VI-6 : chargeur.....	123
Figure VI-7 : compacteur.....	124

LISTE DES ANNEXES

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

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

Annexe III : Abaque de Vuibert.

LISTE DES PLANCHES

Planche N 01-A:plan d'adduction de Souk Naamane (la première partie).

Planche N 01-B:Plan d'adduction de Souk Naamane (la deuxième partie).

Planche N02-A : Profil en long de la partie refoulement.

Planche N02-B : Profil en long de la partie gravitaire.

Planche N03 : accessoires dans une adduction.

INTRODUCTION GENERALE

L'importance de l'eau pour la vie et comme composant de l'écosystème Mondial n'est Plus à démontrer. Cette ressource qui répond aux besoins Fondamentaux de l'homme est Un élément-clé du développement, en Particulier pour générer et entretenir la prospérité Par le biais de l'agriculture, De la pêche, de la production d'énergie, de l'industrie, des Transports et du Tourisme. En outre, l'eau est vitale pour tous les écosystèmes du monde.

L'eau est essentielle pour la vie. Les gens, les animaux et les plantes ont tous besoin d'eau pour vivre et grandir. Mais dans de nombreuses parties du monde, les gens n'ont pas Assez d'eau pour rester en bonne santé. Beaucoup Doivent se déplacer sur de longues Distances pour se procurer de l'eau. Et Souvent, l'eau disponible est insalubre pour la Boisson.

Si les gens n'ont pas assez d'eau pour leurs besoins quotidiens, ils risquent de Souffrir De privations et de maladies graves. Et si l'eau disponible n'est pas Salubre — parce Qu'elle est contaminée par des microbes, des vers ou des Produits chimiques — cela peut Causer de nombreuses maladies.

Et pour ces raisons et pour faire face aux différent besoins en eau potable, Et la Consommation qui ne cesse de croître dans l'ensemble de la wilaya d'Oum El Bouaghi et dans Certaines régions en particulier, nous allons procéder à une étude de renforcement du Centre de Souk Naamane en eau potable par un nouveau forage SN 2.

Introduction :

L'objectif de ce chapitre, c'est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique; et cela nous permet de mener à bien notre travail.

I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La zone d'étude, se situe dans la Wilaya de Oum El Bouaghi, plus précisément dans la commune de Souk Naâmane. Cette dernière est située à l'extrémité Ouest du chef lieu de wilaya, à une distance de 91 km.

Elle est encadrée :

Au nord, par les communes Ouled Hamla, Teleguema et Elmchira.

Au Sud, par la commune d'Ouled Zaouai.

A L'Ouest, par la commune de Bir Achouhada.

A L'Est, par la commune d'Ain Yagout.



Figure 1.1 : Situation administrative de la zone d'étude.

I.2 SITUATION GEOLOGIQUE :

La région de Souk Naâmane est située dans la partie EST des hautes plaines Constantinoises, elle présente une certaine unité géographique et géologique qui lui donne la forme d'un relief de hautes plaines, l'altitude moyenne de 800 à 900m, et un ensemble de collines et piémonts, d'altitude moyenne de 950 m à 1350 m, couvrant 15% de superficie totale de la commune .

I.3 SITUATION CLIMATOLOGIQUE :**a) CLIMAT :**

Le climat est de type continental froid et pluvieux en hiver et sec et chaud en été. La pluviométrie moyenne annuelle varie entre 350 et 500 mm. Les mois les plus pluvieux de l'année s'étendent de Novembre à Avril avec environ 80% des précipitations. La période la plus sèche couvre les mois de Mai à Octobre.

b) PRECIPITATION :

Les précipitations dans la zone d'étude sont assez faibles et varient de 300 mm à 500 mm/an, avec des maxima annuels de 610 mm enregistré en 1992 et des minima de 267 mm relevés en 1993 sur la période d'observation 1990-2000

Les précipitations sont concentrées durant l'hiver, mais aussi souvent sous forme d'orage en été et en automne.

c) TEMPERATURE :

Le fait marquant en Algérie, et notamment dans la zone d'étude est le sirocco, vent chaud et sec en provenance du Sahara : les maxima absolus de température (40 à 45 C°) sont dus à ce phénomène particulier. En hiver, les températures peuvent descendre sous la barre de 0°C et engendrer des journées de gelées de quelques jours, qui sont défavorables à certaines cultures.

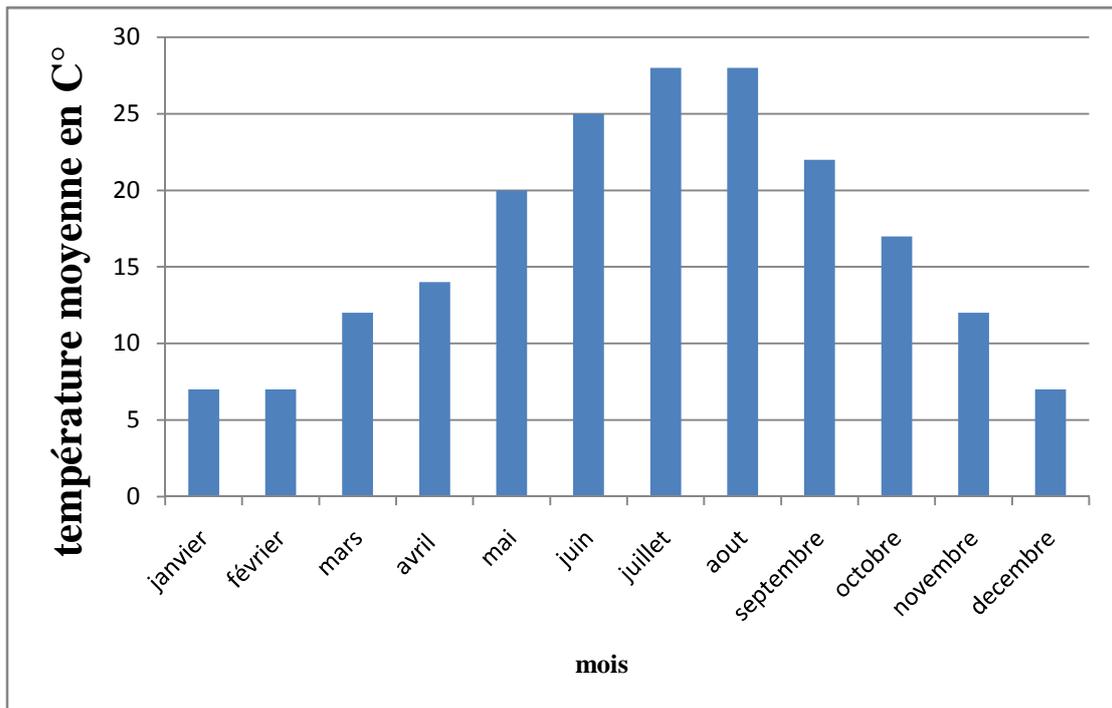


FIGURE 1.2 : Variations des températures moyennes mensuelles.

d) L'HUMIDITE RELATIVE :

L'humidité relative de l'air varie beaucoup d'un mois à l'autre autour de la valeur moyenne. L'hygrométrie peut descendre au dessous de 15% les jours de sirocco et atteint les 100% les jours de brouillard.

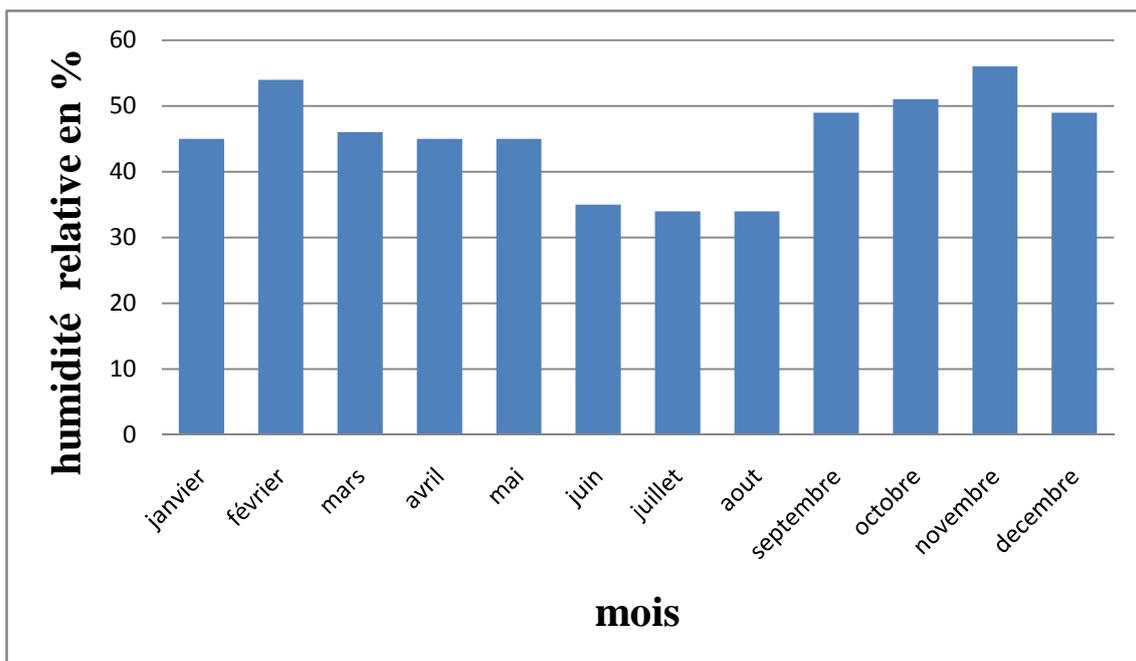


FIGURE I.3 : Variations mensuelles de l'humidité en l'air.

I.4 SITUATION DEMOGRAPHIQUE ACTUELLE :

Comme toutes les agglomérations de l'Algérie, la commune de Souk Naâmane a connue de sa part une évolution démographique importante, notamment en période 1977 à 1987 avec un taux d'accroissement de 12.47% pour le chef lieu de la commune.

La période entre 1987 et 1998 à connue une croissance moins accentuées avec un taux de 5.24 %.

La période allant de 1998 à 2008à été marquée par un taux d'accroissement faible de l'ordre de 1.42 %.

Selon le plan d'urbanisme de la commune de Souk Naâmane, l'évolution de la population se présente comme suit :

Tableau I.1 : le taux d'accroissement de la ville

Désignation	Taux (%) D'accroissement 77/87	Taux (%) D'accroissement 87/98	Taux (%) D'accroissement 98/2008
Souk Naâmane Chef lieu	12,47	5,23	1,42

D'après la DRE

I.5 EVOLUTION URBANISTIQUE :

Le périmètre urbain du chef lieu commune de Souk Naâmane a connue une extension considérable depuis quelle a été érigée chef lieu de Daïra.

En effet le parc logement de la commune à évolué de 3.803 % en 1998 à 4.062 % pour 2007.

Le chef lieu de la commune de Souk Naâmane compte 2.647% de logements (recensement 2007) avec un taux d'occupation de sept 07 habitants par logement.

I.6 ACTIVITE SOCIO ECONOMIQUES :

La population de l'agglomération de Souk Naàmane comme la majorité des communes de la wilaya d'Oum El Bouaghi se caractérise par sa vocation agro pastorale, les activités principales de la population se résument dans :

L'agriculture (tabac, céréales, fourrage, arbres fruitiers)

Commerce individuelle : alimentation générale, boucheries, les cafétérias, station de service etc....

Les activités industrielles sont absentes sur la commune malgré l'existence d'une zone d'activités.

I.7 SITUATION ACTUELLE EN MATIERE D'HYDRAULIQUE :

Actuellement l'alimentation en eau potable de la commune est assurée à partir de 3 forages, de débit d'exploitation de 75 l/s.

Le stockage des eaux est assuré par deux réservoirs semi-enterrés et un château d'eau de capacité

$1000+2000+250 \text{ m}^3$ qui alimentent le réseau de distribution de la commune par différents diamètres de 40 à 200 mm en PVC et PEHD.

Tableau I.2 : Débit de chaque forage

Ressources	Débit exploité (l/s)
F5 Bis	25
FE 08	30
FK 18	20
TOTAL	75

I.8 CAPACITES DE STOCKAGE DISPONIBLES :**a. Château d'eau (Réservoir surélevé) 250m³ :**

Situé au centre de la ville de Souk Naâmane à l'intérieur du tissu urbain (à l'intérieur du parc communal), il représente les caractéristiques suivantes :

Tableau I.3 : caractéristiques de réservoir 250 m³ :

Capacité	250 m ³
Alimentation	Ø 200 mm Acier
Distribution	Ø 110 mm Acier
Vidange	Ø 110 mm Acier
Trop plein	Ø 110 mm Acier

b. Réservoir semi enterré 2000M³:

Situé a proximité de la ville de Souk Naâmane du coté Nord –Ouest sur les hauteurs, il se compose d'une bache de capacité 2000 m³ et une chambre des vannes associée de dimensions (2,50 m x 3,00 m), il représente les caractéristiques suivantes :

Tableau I.4 : caractéristiques se réservoir 2000 m³

Capacité	2000 m ³
Alimentation	Ø 200 mm Acier
Distribution	Ø 200 mm Acier
Vidange	Ø 200 mm Acier
Trop plein	Ø 200 mm Acier

c. Réservoir semi enterré 1000 m³:

Situé a proximité du réservoir 2000 m³ , il se compose d'une bache de capacité 1000 m³ et une chambre des vannes associée de dimensions (3,50 m x 3,50 m), il représente les caractéristiques suivantes :

Tableau I.5 : caractéristiques de réservoir 1000 m³

Capacité	1000 M ³
Alimentation	Ø 200 mm Acier
Distribution	Ø 200 mm Acier
Vidange	Ø 200 mm Acier
Trop plein	Ø 200 mm Acier

Conclusion:

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Introduction

L'estimation des besoins en eau de notre agglomération exige de fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur, cette norme unitaire (dotation) est définie en fonction des besoins de chaque consommateur et de la capacité de la ressource.

Cette estimation en eau dépend aussi d'autres facteurs suivant : de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,... Elle diffère aussi d'une agglomération à autre.

II.1 Evaluation de la population à l'horizon d'étude

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 30 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 1.42% pour les calculs de la population future nous utiliserons la formule suivant :

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

Avec :

P_n : Population à l'horizon 2045

P_0 : Population actuelle

t : Taux d'accroissement de la population en %

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, la population de la ville de Souk Naamane était de 17078 habitants (source APC).

Tableau II-1:Répartition de la population.

Année	2008	Actuelle 2015	Moyen terme2030	Long terme2045
Nombre d'habitants	17078	18850	23289	28775

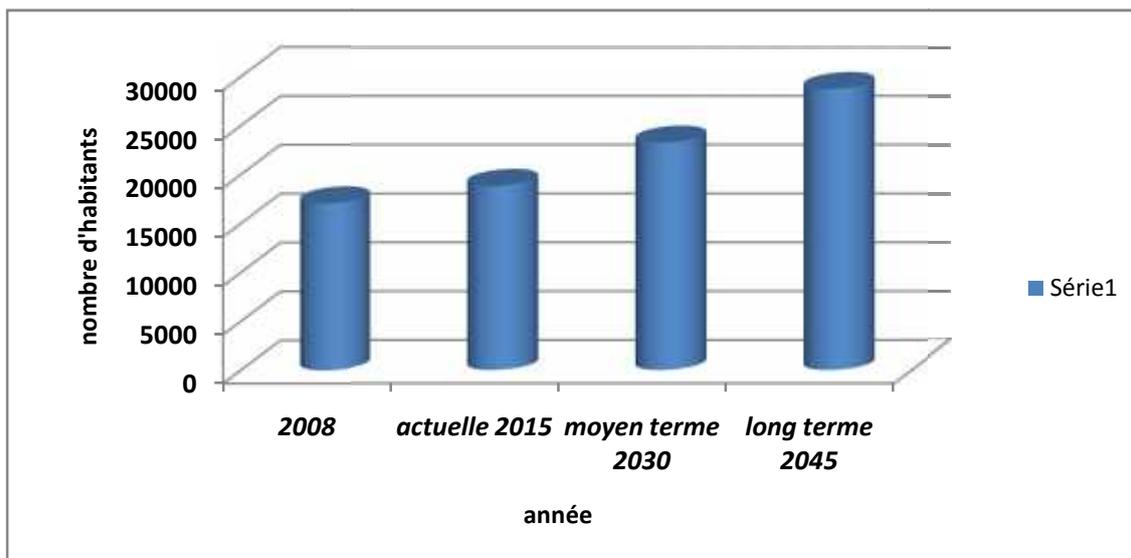


Figure II.1 : Répartition de la population.

II.2 Détermination de consommation moyenne journalière

Les besoins en eau sont très différents d'une région à l'autre, ces besoins est en fonction de la situation économique, de consommateur, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle.

II.2.1 Besoins domestiques

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

Pour notre projet il s'agit des grandes agglomérations, les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab. pour l'horizon 2015, et une dotation de 180l/j/hab pour les horizons (2030,2045)

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \dots\dots\dots (m^3 / j) \dots\dots\dots (II.2)$$

Dot: Dotation moyenne en (l/j/hab)

N: Nombre d'habitants

Tableau II-2 : Evaluation des besoins domestiques pour les différents horizons.

Horizon	Actuelle	Moyen terme	Long terme
	2015	2030	2045
Dotation (l/j hab.)	150	180	180
Qmoy.j	2827,5	4192,02	5179,5

II.2.2 Besoins scolaires

Les besoins en eau des différents équipements scolaires à l'horizon actuel sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II-3 : Evaluation des besoins scolaires:

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy j (m3 /j)
08 écoles primaires	Elève	5925	20	118,5
03 C.E.M.	Elève	4622	20	92,45
02 lycées	Elève	4160	20	83,20
Centre de formation (C.F.P.A)	Elève	1500	20	30,00
Total				324,15

II.2.3 Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires à l'horizon actuel sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-4 : Evaluation des besoins sanitaires:

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy j (m3 /j)
polyclinique	Patient	500	20	10
Total				10

II.2.4 Besoins administratifs

Les différents besoins administratifs à l'horizon actuel sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-5 : Evaluation des besoins administratifs:

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy j (m3 /j)
Siège daïra	employé	267	15	02.00
A.P.C	employé	267	15	02.00
Subdivision ressource en eau	employé	67	15	01.00
Subdivision DSA	employé	67	15	01.00
Gendarmerie	agent	60	25	01,50
Protection civil	agent	100	15	01.50

Suite de Tableau II-5

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy j (m3 /j)
Subdivision forêt	employé	67	15	01.00
Subdivision urbanisme et construction	employé	100	10	01.00
La Sûreté	agent	40	25	01.00
Agence financière	employé	67	15	01.00
ADE	employé	67	15	01.00
sonalgaz	employé	67	15	01.00
poste	employé	67	15	01.00
Banque(BADR)	employé	67	15	01.00
total				17

II.2.5 Besoins socioculturels

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau à l’horizon actuel sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-6 : Evaluation des besoins socioculturels:

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy j (m3 /j)
04 Mosquée	fidèle	3200	25	80.00
Centre culturel	unité	100	20	02.00

Suite de Tableau II-6

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy j (m3 /j)
Bibliothèque	personne	100	20	02.00
Stade	personne	160	50	08.00
Salle de sport	personne	100	50	05.00
03 Stations de service	personne	240	50	12.00
Espaces verts	M ²	-	20	30.00
02 cimetières	M ²	-	20	04.00
total	-	-	-	143

Tableau II-7 : besoins en eau potable totale à l’horizon 2045:

Secteur	Besoins domestique	Besoin scolaire	Besoin sanitaire	Besoin administratif	Besoin socio- Cultuel	Total	Q _{fuite}	Q _{total}
<i>Q_{moy}(m³/j)</i>	5179.5	324.15	10	17	143	5673.65	1134.73	6808.38

II.3 Détermination des consommations maximale et minimale journalières :

II.3.1 Consommation maximal journalière

Le débit maximum est un débit d’une journée de l’année ou la consommation est maximale.

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots(\text{II.3})$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j}$ varie de (1,1 à 1,3)

C'est un rapport indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation.

On prend : $K_{max,j}=1,3$

Tableau II-8 : tableau récapitulatif de débit $Q_{max,j}$.

Horizon	Besoin total $Q_{moy,j}(m^3/j)$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}(m^3/j)$
2045	6808.38	1.3	8850.89

II.3.2 Consommation minimal journalier

Il existe une journée où la consommation est minimale.

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \dots\dots\dots(II.4)$$

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum , $K_{min,j}$ varie de (0,7 à 0,9)

Ce coefficient indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure par rapport à la consommation moyenne. On prend : $K_{min,j}=0,8$.

Tableau II-9 : tableau récapitulatif de débit $Q_{min,j}$:

Horizon	Besoin total $Q_{moy,j}(m^3/j)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3/j)$
2045	6808.38	0.8	5446.70

II.4 Détermination du débit moyen, maximal et minimal horaire:

II.4.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24 \dots\dots\dots (II.5)$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire (m^3/h)

$Q_{max,j}$: Débit maximal journalier (m^3/j)

Tableau II-10 : tableau récapitulatif de débit $Q_{moy,h}$:

Horizon	$Q_{max,j}(m^3/j)$	$Q_{moy,h}(m^3/h)$
2045	8850.89	368.79

II.4.2 Débit maximal horaire

Le débit maximal horaire utilisé pour les calculs du réseau de distribution, ce débit donné par la formule suivante:

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \dots\dots\dots (II.6)$$

Avec :

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

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

Ce coefficient d'irrégularité représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients: r_{max} et S_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = r_{max} \times S_{max} \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec :

r_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $r_{max} = 1,3$.

S_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-11: Variation du coefficient r_{max}

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
r_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Tableau II-12 : Débit maximal horaire

Horizon	$Q_{moy,h}(m^3/h)$	r_{max}	S_{max}	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}(m^3/h)$
2045	368.79	1,3	1,15	1,495	551.34

II.4.3 Débit minimal horaire

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

Avec :

- $Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire en m³/h .
- $K_{\min,h}$: Coefficient d’irrégularité minimal horaire.

- **Coefficient d’irrégularité minimal horaire**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d’évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau:

$$K_{\min,h} = r_{\min} \times S_{\min} \dots\dots\dots (\text{II.9})$$

Avec :

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

S_{\min} : Coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population. Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Tableau II.13: Variation du coefficient r_{\min}

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
r_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Tableau II-14 : Débit minimal horaire.

Horizon	$Q_{moy,h}(m^3/h)$	min	min	$K_{min,h}$	$Q_{min,h}(m^3/h)$
2045	368.79	0,5	0,6	0,3	110.64

II.5 variation horaires de la consommation

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants. Cette variation est exprimée en pourcentage par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Tableau II-15

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	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

Suite de Tableau II-15

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
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

Pour notre cas on a une variante qui se trouve dans l'intervalle de 10001 à 50000 habitants et la variante long terme se dans l'intervalle de 50001 à 100000 habitants.

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = \frac{P\% * Q_{max,j}}{100} (m^3 / h) \dots\dots\dots(II.10)$$

- Q_h : Débit horaire nécessaire
- $Q_{max,j}$: Débit maximal journalière nécessaire
- P% : Pourcentage horaire

La répartition horaire des débits de consommation journalière pour l'horizon actuel à l'horizon 2045 de notre agglomération est indiquée dans les tableaux suivants :

Tableau II-16 : variation horaire de consommation à l'horizon 2045

Heures	Agglomération $Q_{max,j}=8850.89$		Cumule	
	%	Q (m3/h)	%	Q(m3/h)
0-1	1,5	132,76335	1,5	132,76335
1-2	1,5	132,76335	3	265,5267
2-3	1,5	132,76335	4,5	398,29005
3-4	1,5	132,76335	6	531,0534
4-5	2,5	221,27225	8,5	752,32565
5-6	3,5	309,78115	12	1062,1068
6-7	4,5	398,29005	16,5	1460,39685
7-8	5,5	486,79895	22	1947,1958

Suite de Tableau II-16

Heures	Agglomération $Q_{\max j}=8850.89$		Cumule	
	%	Q (m3/h)	%	Q(m3/h)
8-9	6,25	553,18063	28,25	2500,37643
9-10	6,25	553,18063	34,5	3053,55705
10-11	6,25	553,18063	40,75	3606,73768
11-12	6,25	553,18063	47	4159,9183
12-13	5	442,5445	52	4602,4628
13-14	5	442,5445	57	5045,0073
14-15	5,5	486,79895	62,5	5531,80625
15-16	6	531,0534	68,5	6062,85965
16-17	6	531,0534	74,5	6593,91305
17-18	5,5	486,79895	80	7080,712
18-19	5	442,5445	85	7523,2565
19-20	4,5	398,29005	89,5	7921,54655
20-21	4	354,0356	93,5	8275,58215
21-22	3	265,5267	96,5	8541,10885
22-23	2	177,0178	98,5	8718,12665
23-24	1,5	132,76335	100	8850,89
total	100	8850,89	-	-

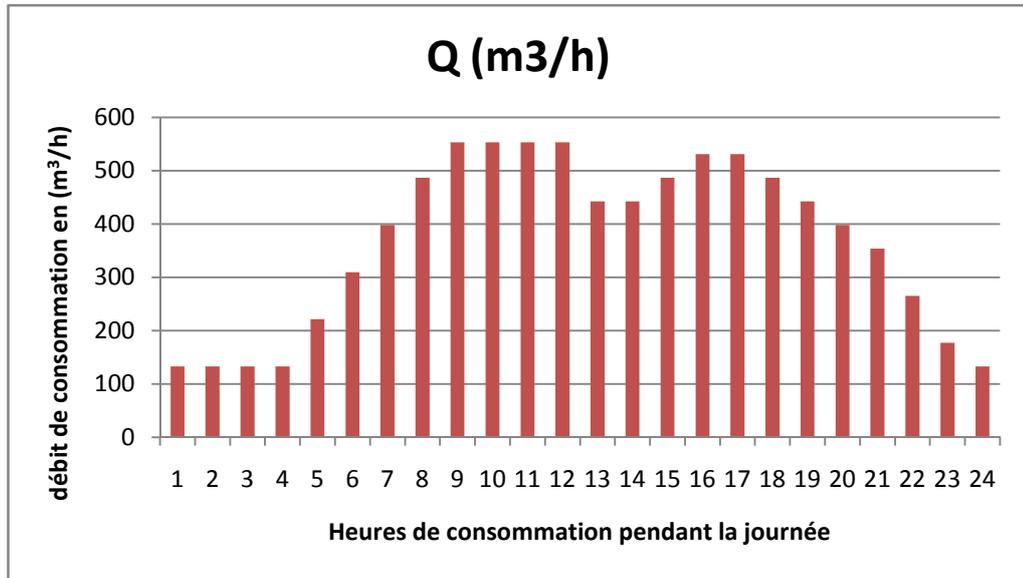


Figure II-2 : Diagramme représente la variation horaire de consommation.

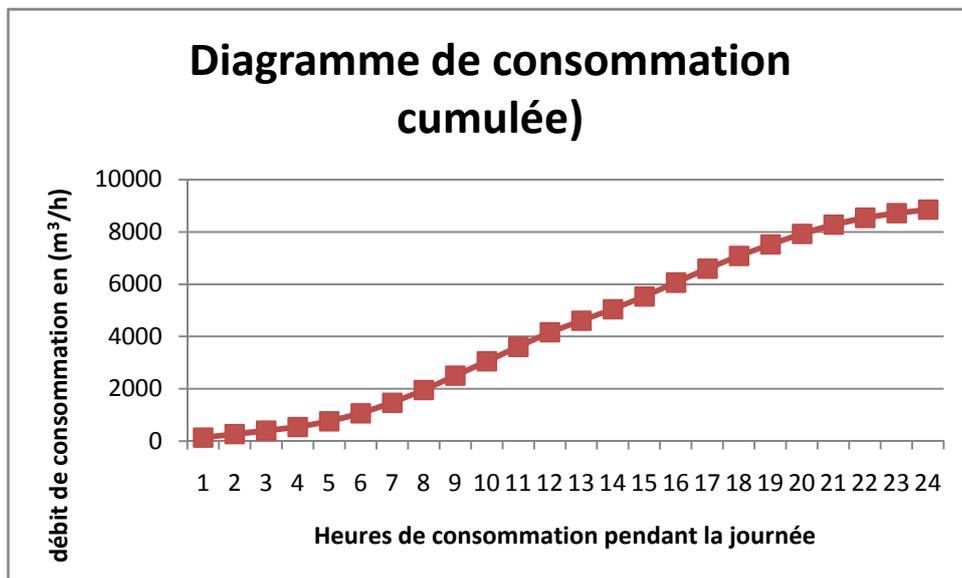


Figure II-3 : Graphe représente le cumulé de consommation horaire.

Conclusion :

Dans le but de connaître si notre débit fourni par les forages existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y à un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre N°I), la ville dispose 03) forages donnant un débit actuel total de 75l/s donc 6480 m³/j, on suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2045.

Alors que les besoins totaux de la ville sont de 8850.89m³/j, donc il y à un déficit égal à :

$$D=8850.89-6480= 2370.89\text{m}^3/\text{j}.$$

Introduction :

L'acheminement de l'eau vers la ville de Souk Naamane nécessite l'étude d'un projet d'adduction.

Tout projet d'adduction demande l'étude du choix de tracé le plus économique. Dans notre projet, nous nous intéressons beaucoup plus sur l'étude technico économique.

III.1 Types d'adduction :

Les adductions soient en refoulement, soient gravitaire, soient mixte ceci en fonction du relief.

- L'adduction gravitaire, 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.
- L'adduction par refoulement, c'est celle 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.
- L'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.

Tout projet d'adduction demande :

- L'étude du choix de tracé des conduites et du matériau.
- Le choix du nombre de lignes en parallèle.
- La détermination des diamètres des conduites.

III.2 Principe du choix du tracé :

L'emplacement du ou des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour le réseau. Le tracé choisi doit :

-Avoir un itinéraire aussi direct que possible.

-Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.

-Eviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragiles (traversés de rivières, route, chemin de fer etc....)

-Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.

-Entrainer des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre).

-Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :

- Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
- Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.

-On essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.

- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.

-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 entrainer des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.

-Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

III.3 Choix du matériau de la conduite :

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

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

- Les pressions de service et les pressions maximales, voire aussi les dépressions.
- La qualité des revêtements intérieurs et extérieurs.
 - Pour le revêtement intérieur, il s'agit de vérifier qu'il permet de transporter l'eau, dans des conditions sanitaires répondant aux normes de potabilité.
 - Pour le revêtement extérieur, il s'agit là de vérifier qu'il protège le tuyau contre les agressions extérieures, principalement les attaques chimiques et électrochimiques, source de corrosion.
- Les charges statiques et dynamiques dues au poids des terres et aux trafics usuels peuvent, suivant les cas, être importants. Il est donc nécessaire d'y prêter attention et de le préciser lors de la demande.
- Bonne étanchéité.
- La situation de la nouvelle conduite joue un rôle important dans le choix. La situation géographique, ainsi que la situation sur le réseau peuvent influencer le choix du matériau employé.
- La méthode de pose parfois imposée, peut également être prédominante sur le choix du matériau.
- Facilité d'entretien et de mise en service.

3.2. Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- Le coût du transport, du levage, du montage etc. qui peuvent être différents d'un matériau à l'autre.

- L'outillage et la logistique nécessaire au chantier.
- Les frais de creuse et de remblayage qui peuvent également être différent en fonction du choix du tuyau (diamètre extérieur, technique de pose, niche, etc.)
- De leur disponibilité sur le marché local.

Puis viennent également les frais d'exploitation et d'entretien qui seront supportés pendant toute la durée de vie de la conduite, les frais d'une éventuelle réparation et l'importance de ces frais, imputables à la corrosion, à la stabilité du terrain ou encore aux travaux des autres services publics doit être prise en considération. Un tuyau qui éclate implique en général plus de frais qu'une fuite due à un trou sur une conduite.

III.4 Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites d'AEP:

4.1. La Fonte :

La fonte est un matériau qui est plus adaptée 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, mais généralement elles ont une mauvaise résistance à la flexion et au chocs.

Les diamètres nominaux rencontrés sont : 60-80-100-200-250-300-350-400-450-500-600-700-800-900-1000-1200mm.

Les pertes de charge sont faibles à l'état neuf, les classes de la pression standard sont de 4 à 25 bars extensibles à 32 bars.

Les joints sont habituellement à cloche, avec une bonne tolérance pour la déflexion, ce qui permet de réduire le nombre de coudes pour les grands rayons de courbure.

Les liaisons aux pièces spéciales sont parfois à joints cloches, plus souvent à brides.

En cas de vide intérieur en régime transitoire, il y a risque d'aspiration des joints pouvant nécessiter des réparations coûteuses.

4.2. L'acier :

L'acier utilisé dans la fabrication des conduites et raccords est de 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 tubes soudés sont livrés en longueurs fixes comprise entre 6 et 14 m, leur épaisseur varie de 5 à 9 mm pour les diamètres de 350 mm à 1000 mm.

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.

L'acier sur le point du manque de pièces présente un avantage certain puisque, à partir de coudes à 90° par exemple on peut tailler sur place tous les coudes intermédiaires, ainsi permettre l'avancement du chantier en attendant l'arrivée des pièces normalisées.

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.

4.3. 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.

4.4. Polyéthylène de haute densité PEHD :

Les conduites en PEHD sont disponibles en tourets pour les diamètres extérieurs jusqu'à 110 mm.

Pour les diamètres supérieurs, les tubes sont en longueurs de 6 ou 12 ml dont ils ont une bonne flexibilité, du faible nombre de raccordements, insensible à la corrosion, une tendance à s'écraser légèrement sous leurs propre poids pendant l'entreposage, surtout si plusieurs épaisseurs sont superposées.

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 raccordements se font par joints mécaniques ou par électro soudage pour les diamètres allant de 20 à 63mm utilisés couramment pour les branchements. Pour les diamètres supérieurs, les raccordements se font par électro soudage ou par soudage bout à bout (appelé soudage au miroir).

Sur le plan financier, les conduites PEHD offrent un réel avantage comparativement aux autres matériaux pour les diamètres inférieurs à 500 mm. Au-delà de ce diamètre, la fonte est moins chère.

4.5. Le PRV (polyester renforcé de fibre de verre) :

Les conduites en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre non enterrées transportant des fluides corrosifs, et depuis nombreuses années les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement.

Les entreprises sont réticentes à l'idée d'utiliser le PRV pour les adductions, de plus le problème des conduites en PRV reste actuellement la résistance à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les conduites peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et les manchons sont moins résistants et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai.

Remarque : Le choix des différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre.
- Pressions supportées.
- Les conditions d'installation.
- Les revêtements.
- La disponibilité.
- Du prix unitaire.
- Du type de sol.

Donc on a choisi comme matériau le PEHD.

III.5 Calcul hydraulique (Méthode de calcul) :

5.1. Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique) :

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

-Formule de Bresse : $D_{ec} = 1,5 \sqrt{Q}$ (III-1)

-Formule de Bonnin : $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (III-2)

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

Q: débit à élever en (m³/s).

Remarque : la formule de BONIN n'est valable que pour les courtes longueurs de conduite (1Km).

- Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_{g\acute{e}om} + \sum \Delta H \dots \dots \dots (III-3)$$

$H_{g\acute{e}om}$: différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m);

H : la somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

- Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires :

$$H = 1,15 * H_l \dots \dots \dots (III-4)$$

H_l : Pertes de charge linéaires (m).

- Les pertes de charge linéaire sont données par la formule universelle de Darcy-Weisbach donne :

$$\Delta H_l = J * L = \left\} \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (III-5)$$

Ou bien tenant compte du débit :

$$\Delta H_l = \frac{8 \left\} L}{\pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g} \dots \dots \dots (III-6)$$

J : gradient hydraulique en (m/m) ;

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

L : la longueur de la conduite (m) ;

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

: coefficient de frottement ;

- Le coefficient de frottement est donné par les formules :

- De Nikuradsé } = $(1,14 - 0,86 \ln \frac{V}{D})^{-2}$ (III-7)

- De Colebrook $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log\left(\frac{V}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{R_e \times \sqrt{\lambda}}\right)$ (III_8)

: la rugosité de la paroi de la conduite (mm) ;

Re : nombre de Reynolds.

- La puissance de pompage :

$$P = \frac{\eta * g * Q * Hmt}{\gamma} \dots\dots\dots (III-9)$$

Avec : η : rendement de la pompe en (%) ;

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

g: pesanteur 9.81 (m/s²).

- Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots (III-10)$$

E : L'énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : Puissance de pompage (Kw) ;

t : Temps de pompage par jour (h).

- Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année :

$$F_{\text{exploit}} = U * E \dots\dots\dots (III-11)$$

F_{exploit} : Dépense annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kwh) ;

U : Prix du Kwh d'électricité imposé par SONALGAZ (2.92 DA)

Le frais d'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 :

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ (DA) (III-12)}$$

Avec :

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

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

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

Avec :

i: Taux d'annuité annuel (en Algérie i = 8 %) ;

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,089 = 8,9 \%$$

Remarque :

Le calcul des couts ce fait pour l'ensemble des diamètres afin de déterminer le diamètre économique.

5.2. Cas gravitaire (calcul des diamètres avantageux) :

Le calcul se fait avec la formule Darcy-Weisbakh :

$$Cr - Ctp = \Delta Hd = \Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^5}{D_{av}^m} \dots\dots\dots \text{III.14}$$

ΔHd : La charge disponible entre deux côtes.

Cr et Ctp : côte radier et côte du trop plain.

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_v}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_v} : Longueur équivalente (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15 %** des pertes de charge linéaires.

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

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) ;

S : 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 **S**.

Tableau III -1: Coefficients **K'**, **m**, **S**, pour des conduites de différent types.

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

Dans notre cas, on prend : **K'** = **0,001052** ; **S** = **2** ; **m** = **4.772** (matériaux choisis : le PEHD).

III.6 Proposition des variantes :

On propose deux variantes et après un calcul préliminaire on va choisir la plus économique, sachant que le côté technique doit être bien vérifié.

6.1. Variante N 01 :

Le système d'adduction projeté à partir de nouveau forage SN2 consiste à un refoulement vers un réservoir tampon implanté sur une colline à proximité de forage à la cote 994 m sur une longueur de 1020m.

Le tracé de la conduite d'adduction suit l'itinéraire de la piste avec une longueur de 13165 m et poursuit son cheminement et contourne le village de Souk Naamane de côté gauche pour aboutir au réservoir projeté sur une colline en face de cimetière à la sortie du village à la cote 893m.

6.2. Variante N 02 :

Le système d'adduction projeté à partir de nouveau forage SN2 consiste à un refoulement vers un réservoir tampon implanté sur une colline à proximité de forage à la cote 940 m sur une longueur de 160m.

Le tracé de la conduite d'adduction suit l'itinéraire de la piste avec une longueur de 12196 m et poursuit son cheminement et contourne le village de Souk Naamane de côté gauche pour aboutir au réservoir projeté sur une colline en face de cimetière à la sortie du village à la cote 893m.



Figure III-1 : schéma représentant les deux variantes.

III.7 Dimensionnement de système d'adduction de la 1^{ière} variante:

7.1. Dimensionnement de la conduite de refoulement :

Le diamètre retenu sera celui correspondant à un coût annuel minimal (amortissement de l'investissement+ frais de pompage).

Dans notre cas, pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, nous choisissons une gamme de diamètres parmi lesquels nous opterons pour celui qui présentera les frais les moins élevés. L'application de la formule de Bonin nous donne une idée approximative (diamètre calculé) sur les diamètres économiques

$$L = 1020 \text{ m}$$

$$D = \sqrt{Q} = D = \sqrt{0.033} = 0.180 \text{ m}$$

$$V = Q/S = 1.29 \text{ m/s}$$

– **Calcul technico-économique :**

Il faut d'abord déterminer les pertes de charges (H) engendrées dans la canalisation, Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer la hauteur manométrique totale (Hmt)

Tableau III.2: la hauteur manométrique totale pour les différents diamètres

Diamètre (mm)	V (m/s)		L (m)	Perte de charge linéaire H(m.c.e)	Perte de charge totale H _t (m.c.e)	Hauteur géométrique Hg (m)	H _{MT} (m.c.e)
125	2.69	0.0189	1020	56.89	65.43	149	214.43
160	1.64	0,0178	1020	15.59	17.93	149	166.93
200	1.05	0.0169	1020	4.87	5.6	149	154.6
250	0,67	0,0161	1020	1,51	2,27	149	151,27
315	0,42	0,0153	1020	0,45	0,52	149	149,52

Tableau III.3: Calcul de frais d'exploitation

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E 10⁵(KWh)	F_{exploit} 10⁵ (DA)
125	86.77	6.33	18.49
160	67.55	4,931	14.398
200	62.56	4,566	13.335
250	61.21	4.46	13.04
315	60.50	4.41	12.89

Et de même les frais d'amortissements sont récapitulés dans le tableau

Tableau III.4 : les frais d'amortissement:

<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Prix de ml (DA)</i>	<i>L (m)</i>	<i>Prix total</i> <i>10⁵ (da)</i>	<i>F_{amortissement}</i> <i>10⁵ (DA)</i>
125	1656,37	1020	16,89	1,503
160	2693,69	1020	27,475	2,445
200	4216,21	1020	43,005	3,827
250	6558,55	1020	66,89	5,953
315	10423,41	1020	106,31	9,462

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

<i>Diamètre (mm)</i>	Bilan (10⁵ DA)
125	19,99
160	16,844
200	17,162
250	19,00
315	22,35

Une présentation graphique du tableau précédent se fait dans le schéma suivant :

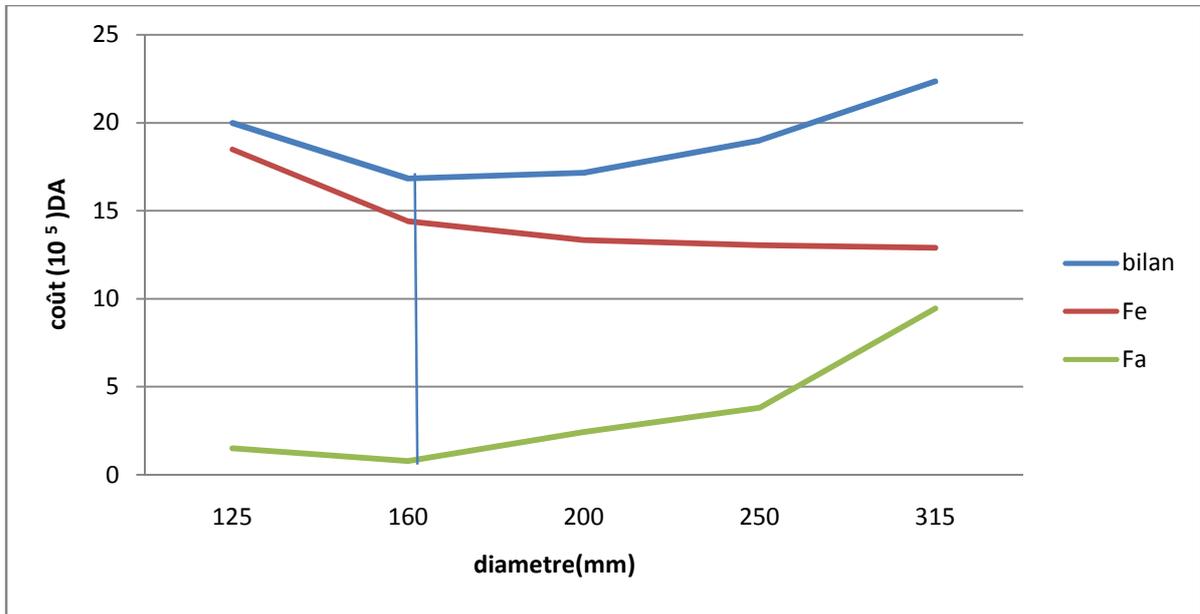


Figure III.2 le bilan de frais d'exploitation et d'investissement

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement est : $D= 160$ mm avec une vitesse d'écoulement de $V= 1,64\text{m/s}$.

7.2. Détermination du diamètre avantageux (la partie gravitaire) :

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

Conduite hydrauliquement longue c'est-à-dire les pertes charge singulière négligeable par rapport aux pertes charges linéaires, dans le cas où les pertes charges singulière non négligeable on parle de longueur équivalente totale, donc c'est notre cas.

- **Calcul des longueurs équivalentes de la conduite du réservoir tampon vers le réservoir 500 m^3 :**

Les longueurs de la conduite sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction:

<i>Tronçon</i>	<i>Point de départ</i>	<i>Point d'arrivé</i>	<i>Longueur Géométrique (m)</i>	<i>Longueur Equivalente (m)</i>
		<i>Réservoir Tampon 300 m³</i>	<i>Réservoir Tampon 500 m³</i>	13165
<i>Total</i>			13165	15139,75

– **Les caractéristiques des différents points :**

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Les altitudes des différents points de l'adduction.

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Réservoir tampon 300 m3	994
2	Réservoir 500 m3	890

– **Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :**

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^s}{\Delta H_i}} \dots\dots\dots(III.15)$$

Dans notre cas, on prend : **K'= 0,001052 ; S = 2 ; m = 4.772.**

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ;

$L_{eq,i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

S : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

► **La vitesse d'écoulement :**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0.5- 2 m/s**.

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{f * D^2}{4} \text{ Ainsi : } V = \frac{4 * Q}{f * D^2} \dots\dots\dots \text{ (III.16)}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m^3/s) ;

S : section de la canalisation (m^2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction:

<i>Tronçon</i>	<i>Débit du tronçon</i> (l/s)	<i>Longueur Géométrique</i> (m)	<i>Longueur Equivalent</i> (m)	<i>H_d</i> (m)	<i>D_{Calculé}(mm)</i>
1	30	13165	15139	98.6	156

– **Normalisation des diamètres :**

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

suivant : $\Delta Hd = \Delta H_t = \frac{K' * X * Q^s}{DN_2^m} + \frac{K' * (L_{eq} - X) * Q^s}{DN_1^m} \dots\dots\dots \text{(III.16)}$.

Tableau III.9 : Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction:

<i>Tronçon</i>	<i>Débit Du tronçon</i> (l/s)	<i>D_{ca}</i> (mm)	<i>D Normalisé</i> (mm)	<i>L (m)</i>	<i>H_j</i> (m)	<i>V</i> (m/s)
1	30	156	125	1512,33	29,2	2,4
			160	11652,66	69,28	1,49

– **Les frais d'investissement :**

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amorti} (DA)
125	1381.98	1512.33	2090009.813
160	2258.69	11652.66	26319746.62
Investissement			28409756.43

III.8 Dimensionnement de système d'adduction de la 2^{ème} variante:

8.1. Dimensionnement de la conduite de refoulement :

- **Calcul des diamètres économiques de conduite de refoulement :**

Le diamètre retenu sera celui correspondant à un coût annuel minimal (amortissement de l'investissement+ frais de pompage).

Dans notre cas, pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, nous choisissons une gamme de diamètres parmi lesquels nous opterons pour celui qui présentera les frais les moins élevés. L'application de la formule de Bresse ($L < 1$ km) nous donne une idée approximative (diamètre calculé) sur les diamètres économiques

$$Q_f = 33 \text{ l/s}$$

$$L = 160 \text{ m} \quad \text{et} \quad D = 1.5\sqrt{Q} = D = 1.5\sqrt{0.033} = 0.272 \text{ m}$$

$$V = 0.56 \text{ m/s}$$

– Calcul technico-économique :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charges (H) engendrées dans la canalisation, Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminer la hauteur manométrique totale (H_{MT})

Tableau III.11: la hauteur manométrique totale pour les différents diamètres:

<i>Diamètre</i> (mm)	<i>V</i> (m/s)		<i>L(m)</i>	<i>Perte de charge</i> <i>Linéaire</i> <i>H (m.c.e)</i>	<i>Perte de charge</i> <i>totale</i> <i>H (m.c.e)</i>	<i>Hauteur</i> <i>géométrique</i> <i>H_g (m)</i>	<i>H_{MT}</i> (m.c.e)
200	1.05	0.0169	160	0.76	0.875	92	92.875
250	0.67	0,0161	160	0.237	0.27	92	92.27
315	0.42	0.0150	160	0.069	0.08	92	92.08
400	0.26	0.0146	160	0.02	0.023	92	92.023
500	0.16	0.0139	160	$6.41 \cdot 10^{-3}$	$7.37 \cdot 10^{-3}$	92	92.007

Tableau III.12: Calcul de frais d'exploitation:

<i>Diamètre en</i> (mm)	<i>P (K Watt)</i>	<i>E 10⁵(KWh)</i>	<i>F_{exploit} 10⁵ (DA)</i>
200	37,583	2,743	8,011
250	37,338	2,725	7,958
315	37,261	2,720	7,942
400	37,238	2,718	7,937
500	37,231	2,717	7,936

Et de même les frais d'amortissements sont récapitulés dans le tableau

Tableau III.13 : Calcul les frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA) PN16	L (m)	Prix total 10^5 (DA)	F _{amortissement} 10^5 (DA)
200	3546.97	160	5.675	5.05088
250	5487.77	160	8.780	0.78145
315	8700.12	160	13.920	1.23889
400	14054.04	160	22.486	2.00129
500	20921.36	160	33.474	2.97920

Tableau III.14 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement :

Diamètre (mm)	Bilan (10^5 DA)
200	8.516
250	8.740
315	9.181
400	9.938
500	10.915

Une présentation graphique du tableau précédent se fait dans le schéma suivant :

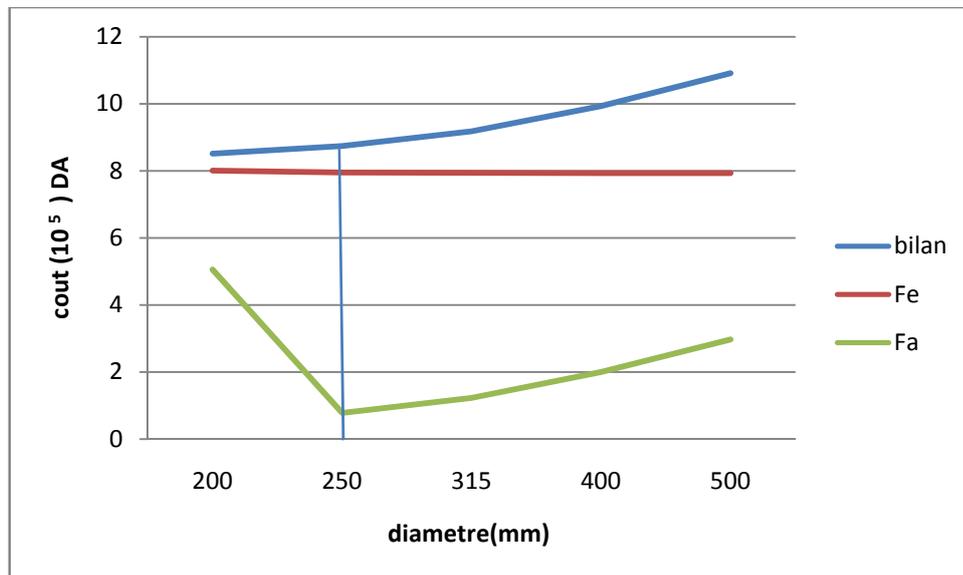


Figure III.3 le bilan de frais d'exploitation et d'investissement

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement est : $D= 250$ mm avec une vitesse d'écoulement de $V= 0.67\text{m/s}$.

8.2. Détermination du diamètre avantageux (la partie gravitaire) :

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

Conduite hydrauliquement longue c'est-à-dire les pertes charge singulière négligeable par rapport aux pertes charges linéaires, dans le cas où les pertes charges singulière non négligeable on parle de longueur équivalente totale, donc c'est notre cas.

- **Calcul des longueurs équivalentes de la conduite du réservoir tampon 300 m^3 vers le réservoir 500 m^3 :**

Les longueurs de la conduite sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.

tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
	Réservoir tampon 300 m ³	Réservoir 500 m ³	12196	14025.4
Total			12196	14025.4

- **Les caractéristiques des différents points :**

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.16 : Les altitudes des différents points de l'adduction.

N° du point	Point	C _{TP}	C _R	C _{TN}
1	Réservoir tampon 300 m ³	940	936	937
2	Réservoir 500 m ³	894.4	888.4	890

- **Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :**

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^s}{\Delta H_i}}$$

Dans notre cas, on prend : **K' = 0,001052 ; s = 2 ; m = 4.772.**

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ;

$L_{eq,i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

S : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

► **La vitesse d'écoulement :**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0.5- 2 m/s**.

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{f * D^2}{4} \text{ Ainsi : } V = \frac{4 * Q}{f * D^2}$$

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.17: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction:

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	H _d (m)	D calculé (mm)
1	30	12196	14025.4	41.6	185

- **Normalisation des diamètres :**

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

$$\text{suivant : } \Delta H_d = \Delta H_t = \frac{K' * X * Q^5}{DN_2^m} + \frac{K' * (L_{eq} - X) * Q^5}{DN_1^m}$$

Tableau III.18 : Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction.

tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D _{ca} (mm)	D normalisé (mm)	L (m)	H _i (m)	V (m/s)
1	30	185	160	4250.33	25.27	1.49
			200	7945.67	16.28	0.95

- **Les frais d'investissement :**

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)PN 10	L (m)	F _{amorti} (DA)
160	1529.21	4250.33	6499647.139
200	2392.53	7945.67	19010253.85
Investissement			25509900.99

III.9 Le choix technico-économique de la meilleure variante :

Tableau III.20 : Les résultats des deux variantes

<i>La conduite</i>	<i>Les paramètres</i>	<i>La variante 01</i>	<i>La variante 02</i>
<i>La conduite gravitaire</i>	Longueur 2	1512.33	4250.33
	D2 (mm)	125	160
	Longueur 1	11652.66	7945.67
	D1 (mm)	160	200
	Les frais d'investissement	28409756.43	25509900.99
<i>La conduite Refoulement</i>	Longueur(m)	1020	160
	Ve (m/s)	1.64	0.67
	Dr (mm)	160	250
	Hg (m)	149	92
	HMT (m)	166.93	92.27
	Puissance (K Watt)	67.55	37.338
	Les frais d'exploitation	1439895.8	795896.808
	Les frais d'amortissement	244533.17	78145.84
	Le bilan total	1684428.978	874042.648

Tableau III.21 : Choix de la meilleure variante.

Les frais	la variante 01	La variante 02
Les frais d'investissement	28409756.43	25509900.99
Le bilan total	1684428.978	874042.648
Total	30094185.41	26.383.943,64

Donc d'après le tableau et d'après l'étude technico-économique on a trouvé que la variante 02 est la plus économique par rapport à la première variante.

- **Conclusion :**

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico-économique de l'adduction :

-L'adduction par refoulement constituée d'un forage et de conduite de refoulement à une longueur de 160 m et un diamètre de 250 mm,

-L'adduction gravitaire à une longueur totale de 12196met de diamètre normalisé 01est de 160 mm et de diamètre normalisé 02 est de 200 mm et des longueurs respectivement 4250.33 m et 7945.67 m.

Et pour notre forage, on va utiliser une pompe immergée.

III.10 ETUDE DE POMPAGE :

Introduction :

Pour notre projet on va choisir la pompe idéale adapté à l'usage et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de notre forage projeté.

10.1. Définition :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

-horizontal.

-vertical.

-oblique.

10.2. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

10.3. Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{appel} la hauteur HMT.

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

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

10.4. Le choix de la pompe :

$$Q = 33 \text{ l/s} \quad \text{et} \quad HMT = 92.27 \text{ m}$$

D'après le logiciel « Caprari Pompe » on a choisit les pompes immergées suivantes :

Tableau III.22 : Variantes pour le choix de la pompe du forage:

Type de la pompe	Rendement (%)	Puissance absorbée (kW)	Nombre de tour (tr/min)	Fréquence (Hz)	NPSH _r (m)
P8C	79.6	38.8	2900	50	4.91
E9S55	79.2	40.1	2900	50	5.21
E8S64	78.4	36.3	2900	50	4.21
P9C	73.3	45.2	2900	50	4.5
E9S50	76.3	41.9	2900	50	5.38
P12C	68.4	47.6	2900	50	3.44
E12S55	65.9	46	2900	50	5
E10S50	72	40.1	2900	50	5.03
P10C	65.2	49.4	2900	50	4.79

D'après ce tableau on choisi la pompe **E8S64** à cause de son rendement $\eta = 78,4\%$ qui est meilleur par rapport aux autres pompes.



Figure III.4 : Les différentes courbes caractéristiques de la pompe choisie:

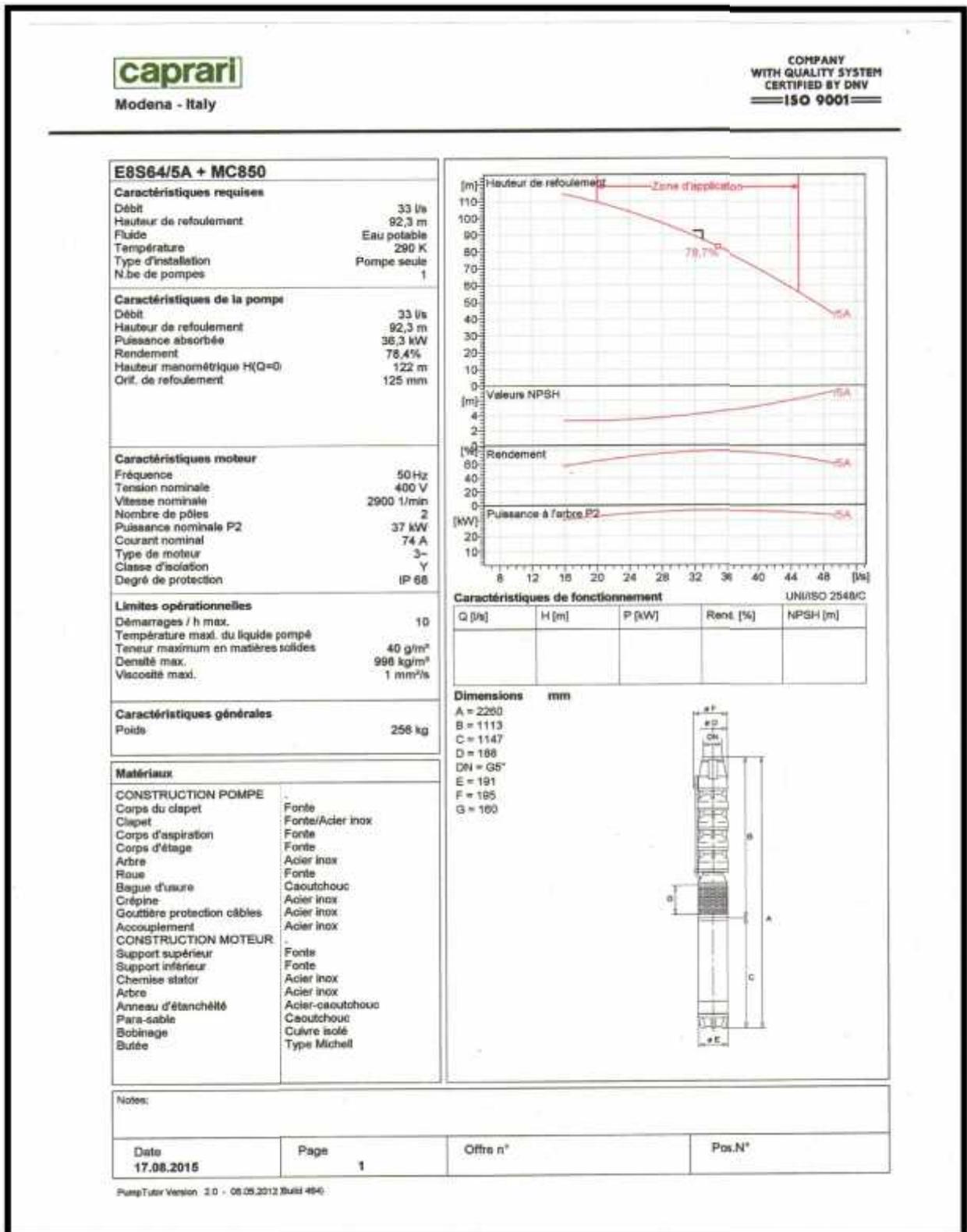


Figure III.5 : La fiche technique de la pompe choisie

Conclusion :

On a déterminé le diamètre économique et le type de pompe qui caractérise cette adduction, et nous avons abouti à une conduite de diamètre 250mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au réservoir de 300 m³.

Introduction :

Un réservoir est un ouvrage hydrotechnique nécessite une étude approfondie et parfois même l'intervention des ingénieurs en génie civil, il est pour but de régulariser le fonctionnement des pompes, régulariser la pression dans le réseau de distribution, et d'assurer la continuité de l'alimentation en eau potable et le stockage.

Un projet pareille à ce de mémoire de fin d'études impose l'implantation d'un ou des réservoirs, où le type de ce dernier dépend de plusieurs facteurs.

IV.1 Les différents types de réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération :

1.1 Classification selon le matériau de construction :

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoir métalliques ;
- Réservoir en maçonnerie ;
- Réservoir en béton armé.

1.2 Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Sur sol ;
- Sur tour.

1.3 Classification selon l'usage :

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage.
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon).
- Réservoir de traitement.

1.4 Classification selon la forme géométrique :

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- Réservoir cylindrique.

- Réservoir rectangulaire (carré).

- Comme on trouve parfois des réservoirs de formes quelconques (sphérique, conique...)

Cela dépend de plusieurs facteurs dont on cite :

Les conditions topographiques de la région à desservir ;

Conditions hydrauliques de la distribution (volume du réservoir et la pression à assurer) ;

Type de décideur (maitre d'ouvrage, maitre d'œuvre ou d'exploitation).

IV.2 Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

Pour arriver à choisir le type du réservoir il faut tenir compte les critères suivants :

Les facteurs économiques ;

La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;

Les possibilités d'adaptation au réseau ;

Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site ;

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme rectangulaire carrée ou circulaire.

IV.3 Utilités et généralités sur les réservoirs :

Les réservoirs ont plus que le stockage les utilités suivantes :

Ils peuvent être réalisés selon le cas, en maçonnerie, en béton ordinaire ou précontraint, ou en acier pour de petites capacités.

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation.

Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production.

En milieu rural ou pour des villes de petite importance, avec une installation correctement conçue, la capacité du ou des réservoirs oscille aux alentours du volume moyen journalier d'eau consommée. Mais avec l'augmentation du nombre de consommateurs, le rapport entre la capacité et le volume moyen journalier diminue notablement.

Ces réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- Panne électrique ;
- Remplacement d'une pompe ;
- Accident sur la conduite de refoulement.

Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

Les réservoirs, à partir d'une certaine capacité, comportent deux compartiments pour les facilités du nettoyage (minimum une fois par an) et des réparations.

Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle par un dispositif spécial, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint. Cette réserve correspond à 120 m^3 au moins, utilisables en deux heures.

Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer une pression correcte en tout point du réseau et à tout moment.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit. La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

IV.4 Prescriptions sanitaires :

Ces prescriptions concernent les normes sanitaires à respecter :

4.1 Stagnation :

Concernant la stagnation de l'eau dans la cuvette il faut tenir compte aux prescriptions suivantes :

Les réseaux de distribution et les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.

Les réseaux doivent être munis de dispositifs de soutirage, ces derniers doivent être manœuvrés aussi souvent que nécessaire, et au moins deux fois par an pour les points du réseau où la circulation de l'eau n'est pas constante.

4.2 Prescriptions générales applicables aux réservoirs :

Généralement et pour assurer le côté sanitaire il faut aussi tenir compte à :

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température.

- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.

- Il doit être installé un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.

Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés nettoyés et désinfectés.

Des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service.

IV.5 Comportement d'une adduction :

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

5.1 Cas de surpression :

A la place de la brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

IV.6 Choix de la cote d'implantation :

Il y a deux solutions pour la localisation :

Le château d'eau ou réservoir haut dont l'altitude permet d'assurer gravitairement l'alimentation de tous les points d'eau, aux heures de pointe, du réseau de distribution aval ;

Le réservoir bas dont l'altitude est indépendante des cotes piézométriques aval, il a comme contrepartie l'emploi obligatoire d'engins de relèvement (suppresseurs) entre le réservoir et le réseau de distribution.

Il y a également des systèmes mixtes où seulement une partie du réseau demande l'utilisation de suppressesurs.

Le choix entre les systèmes dépend de critères objectifs (coût d'exploitation, investissement), de critères de sécurité d'exploitation (On admet ou non l'interposition d'engins mécaniques entre le réservoir et l'utilisateur), mais également de critères sociaux-esthétiques (urbanisme), les réservoirs bas pouvant être intégrés (dissimulés) dans un paysage urbain ou rural, à l'inverse des châteaux d'eau pour lesquels une recherche esthétique peut conduire à des résultats non unanimement admis et souvent à un renchérissement sensible du coût.

IV.7 Dimensionnement 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, il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire. Ce réservoir est calculé pour le stockage de l'eau pendant les vingt heures de fonctionnement de la station de pompage et sa restitution progressive pendant une heure de son arrêt.

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

Ou on détermine le volume par la méthode graphique :

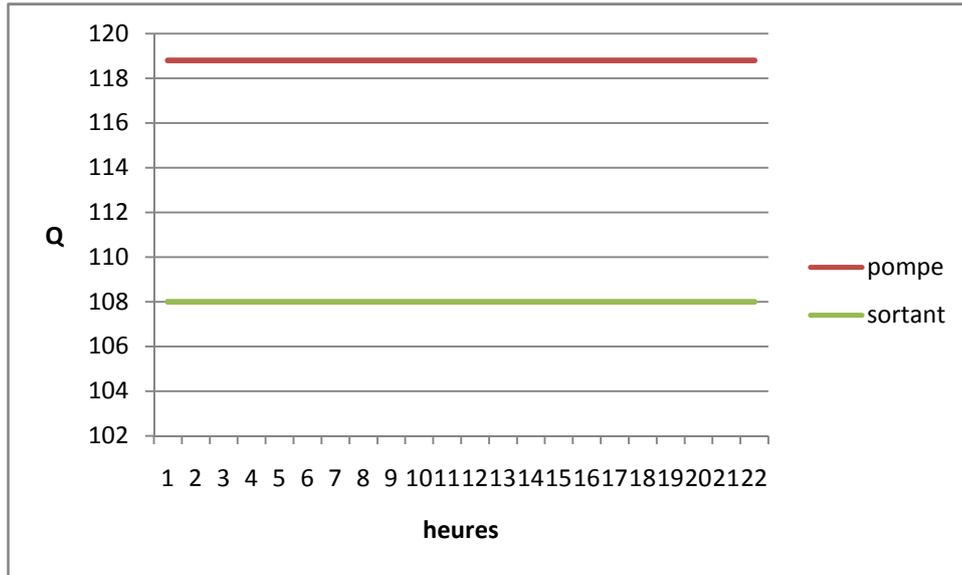


Figure IV-3 : le graphe représente le Q_{pompé} et Q_{sortant} en (m³/h).

$$Q_{\text{pompé}} = \frac{Q}{T} \cdot J = 2376/20 = 118.8 \text{ m}^3/\text{h} \dots\dots\dots(\text{IV.1})$$

$$Q_{\text{sortant}} = \frac{Q}{2} \cdot J = 2376/22 = 108 \text{ m}^3/\text{h} \dots\dots\dots(\text{IV.2})$$

Le volume du réservoir est la surface hachurée.

Donc : $V = 20 \cdot (118.8 - 108) = 216 \text{ m}^3$.

On prend un volume normalisé de 300 m^3 .

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve qui est de 4 à 6 m, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur varie de 0,20 à 1m au-dessus du plan d'eau, si on prend une revanche de 0,6 m et une hauteur d'eau $H_{\text{eau}} = 4 \text{ m}$ on trouve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_{\text{eau}}}{f \cdot H_{\text{eau}}}} = 8 \text{ m} \dots\dots\dots(\text{IV.3})$$

Prenant $D = 8 \text{ m}$, sort :

$$S = 50.24 \text{ m}^2$$

$$H = \frac{V_e}{S} = 6 \text{ m}$$

$$R = H + h = 6 + 0,6 = 7 \text{ m} \dots\dots\dots(\text{IV.4})$$

Nous optons un réservoir de capacité égale à 300 m^3 situé à une altitude de qui représente le point l e plus haut dans notre système.

IV.8 Calcul de la capacité de réservoirs d'alimentation :

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

8.1 Le cas d'un réservoir alimenté par pompage :

Pour calculer la capacité d'un réservoir nous devons tenir compte les variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et de la variabilité de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

8.1.1 La méthode analytique :

Tient compte les débits d'apport et les débits de départ du réservoir, elle consiste à calculer, pour chaque heure de la journée le résidu dans le réservoir.

Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots (\text{IV.5})$$

V_r : capacité résiduelle (m^3) ;

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \dots\dots\dots (\text{IV.6})$$

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$ (estimé à $17 l/s$ pour 2 heures qui nous donne $60m^3/h$).

8.1.2 Méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, et de la courbe du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

$$V_t = V_1 + V_2$$

Le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$

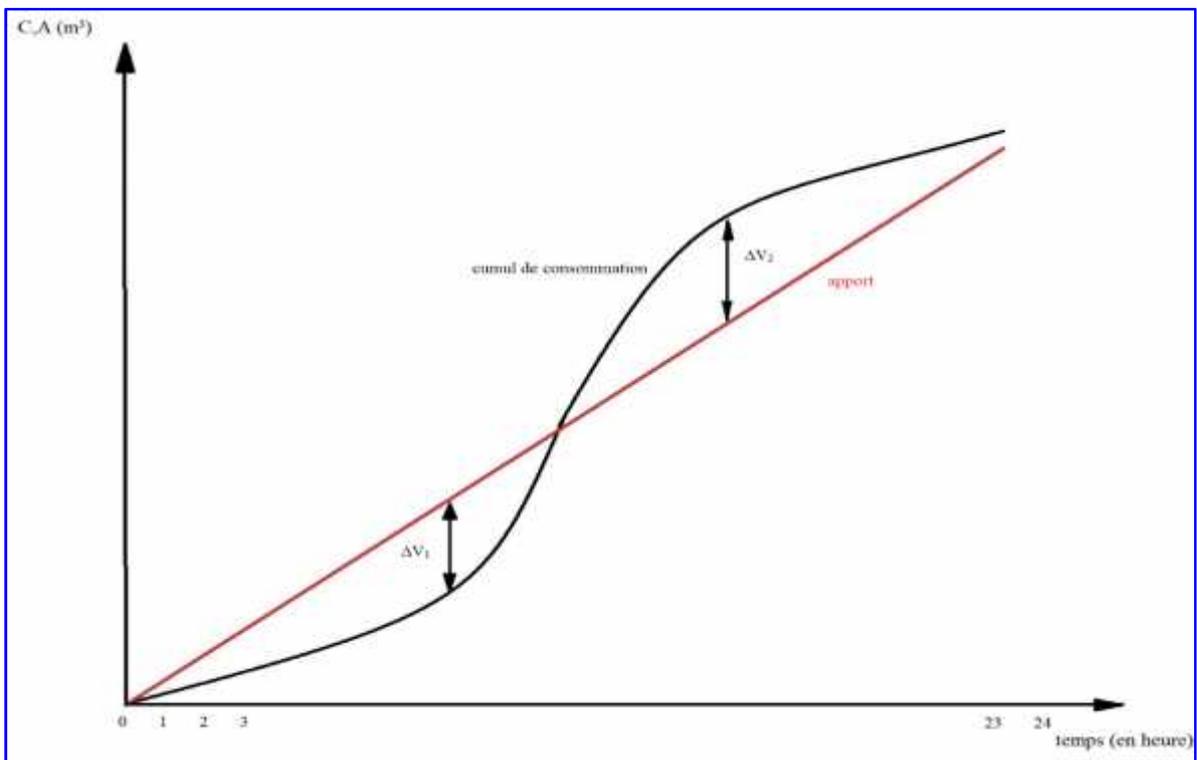


Figure IV-4 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.

8.2 Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :

Le calcul de la capacité de réservoir d'alimentation se fait gravitairement durant 22 heures de la journée à partir de réservoir tampon de 300 m³

Tableau IV .1: Evaluation du volume résiduel du réservoir

Heurs	(%) de consommation	(%)de refoulement	Surplus	Déficit	Résiduel
0-1	1,5	0		1,5	6,25
1-2	1,5	0		1,5	4,75
2-3	1,5	4,55	3,05		7,8
3-4	1,5	4,55	3,05		10,85
4-5	2,5	4,55	2,05		12,9
5-6	3,5	4,55	1,05		13,95
6-7	4,5	4,55	0,05		14
7-8	5,5	4,55		0,95	13,05
8-9	6,25	4,55		1,7	11,35
9-10	6,25	4,55		1,7	9,65
10-11	6,25	4,55		1,7	7,95
11-12	6,25	4,55		1,7	6,25
12-13	5	4,55		0,45	5,8
13-14	5	4,55		0,45	5,35
14-15	5,5	4,55		0,95	4,4
15-16	6	4,55		1,45	2,95

Suite de Tableau IV .1

Heurs	(%) de consommation	(%) de refoulement	Surplus	Déficit	Résiduel
16-17	6	4,55		1,45	1,5
17-18	5,5	4,55		0,95	0,55
18-19	5	4,55		0,45	0
19-20	4,5	4,55	0,05		0,05
20-21	4	4,55	0,55		0,6
21-22	3	4,55	1,55		2,15
22-23	2	4,55	2,55		4,7
23-24	1,5	4,55	3,05		7,75
TOTAL	100	100			

Calcul de la capacité du réservoir :

Le volume résiduel est de 332.64 m³.

$$V_t = V_r + V_{inc} = 332.64 + 120 = 452.64 \text{ m}^3.$$

On prend un volume normalisé de 500 m³.

Si on prend une revanche de 0,76 m et une hauteur d'eau H_{eau}=5 m on trouve :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_{eau}}{f * H_{eau}}} = 11.28 \text{ m.}$$

$$\text{On prend } D = 11 \text{ m} \Rightarrow H_{eau} = \frac{V_e}{S} = \frac{2}{3.9} = 5,26 \text{ m.}$$

$$H_{tot} = H_{eau} + R = 5,26 + 0,76 = 6 \text{ m.}$$

IV.9 Équipement du réservoir :

Il est utile de prévoir placer la plupart des équipements dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

Les réservoirs de forme circulaire sont équipés convenablement au point de vue tuyauterie et robinetterie à savoir :

9.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Au niveau de toutes les cuves de ces réservoirs, cette conduite arrive par le bas ou par le fond, ou en siphon noyé à l'opposé de la conduite de départ.

9.2 Conduite de départ ou de distribution :

Il a été constaté que le départ des conduites de distribution s'effectue à environ 20 cm au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourraient se décompter dans la cuve.

9.3 Conduite de trop-plein :

Les conduites de trop plein sont de type horizontal à l'exception des réservoirs de volume important. Vu la consommation importante, cette conduite fonctionne rarement et déverse vers le milieu naturel.

9.4 Conduite de vidange :

Chaque réservoir est dotée d'une conduite de vidange munie d'un robinet vanne. Nous avons pu constater que cette conduite est raccordée à la conduite de trop plein et déverse vers le milieu naturel.

9.5 Conduite by-pass :

Cette conduite existe au niveau de tous les réservoirs unique. C'est pour assurer la continuité de la distribution en cas d'éventuelles opérations effectuées au niveau des cuves.

9.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

Le système à deux prises est couramment rencontré dans le plus part des réservoirs. C'est le système le plus pratique. Quelques réservoirs sont dotés du système à siphon.

On résume les équipements des réservoirs dans le schéma ci-après.

La figure ci-après indique le principe de la disposition à prévoir dans le cas d'un réservoir avec réserve d'incendie.

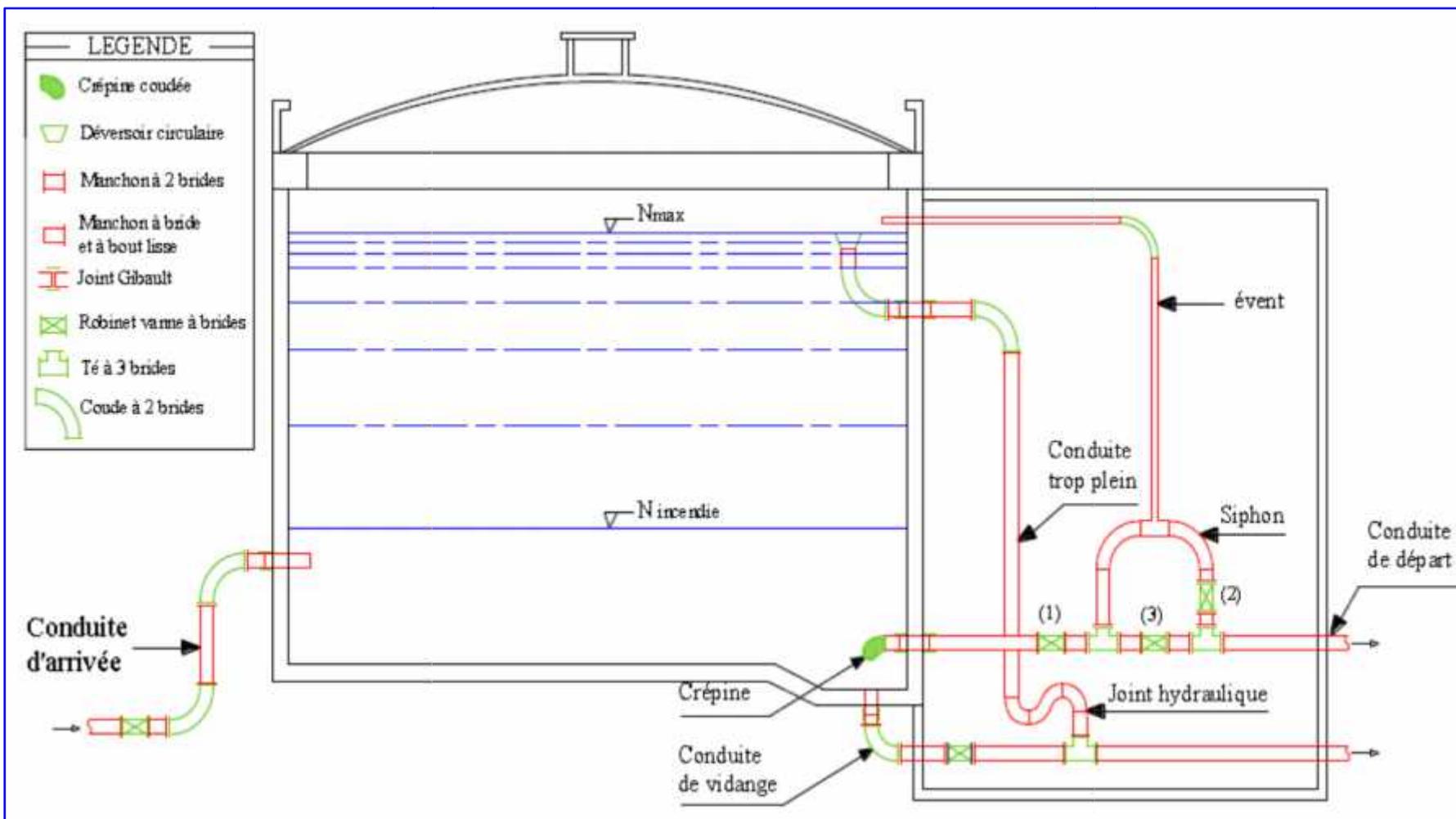


Figure IV-5 : Equipements des réservoirs.

IV.10 Dispositifs de régulation :

10.1 Robinets à flotteurs :

Ils sont disposés sur l'arrivée d'eau au réservoir, ils permettent notamment dans le cas de petites installations, de supprimer le dispositif de télétransmission électrique d'arrêt le pompage lorsque le réservoir est plein. La fermeture assez lente du robinet à flotteur ralentit la vitesse dans la conduite de refoulement, ce qui permet, au moyen d'un relais à palette disposé à la station de pompage, de couper la marche de la pompe.

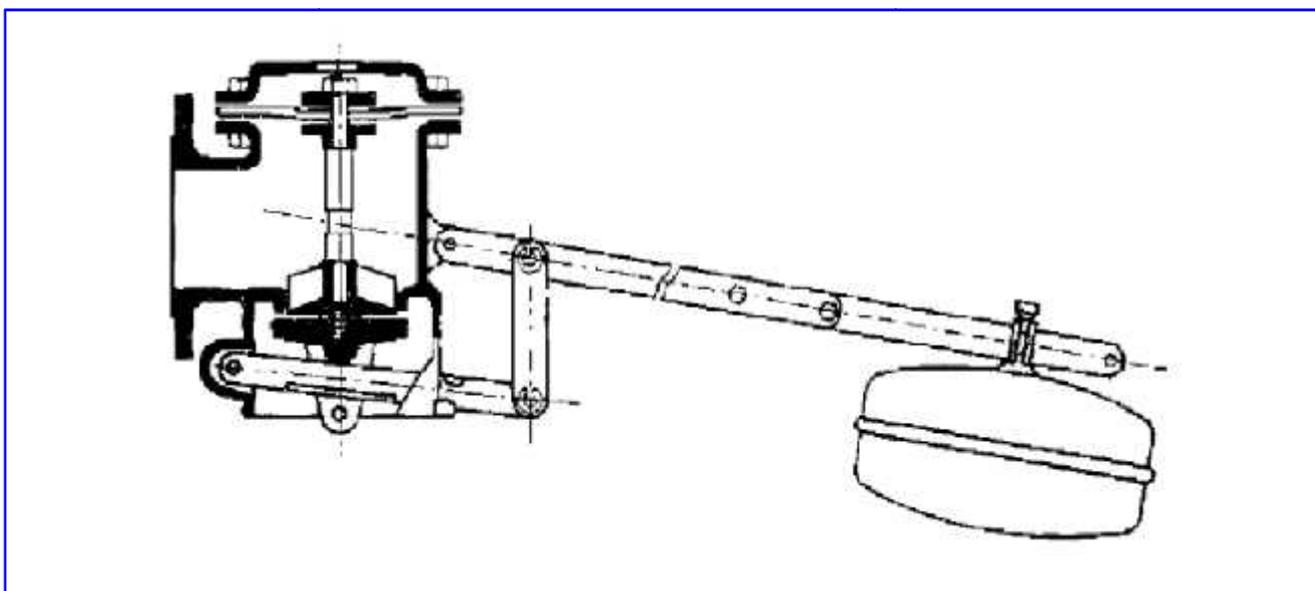


Figure IV-6 : Robinet à flotteur.

10.2 Robinets automatiques de remplissage :

Un piston, assurant la fermeture du robinet, reçoit sur une face la pression de refoulement et sur l'autre la contre-pression statique du réservoir avec un tarage d'ajustement par ressort.

Tant que le niveau de trop-plein n'est pas atteint, le robinet reste ouvert et le réservoir se remplit. Une fois le réservoir plein, le piston se plaque sur l'orifice et empêche le passage de l'eau refoulée.

Le rôle de ce robinet est semblable à celui du robinet à flotteur, mais il peut être placé sur la conduite d'alimentation, au pied du réservoir.

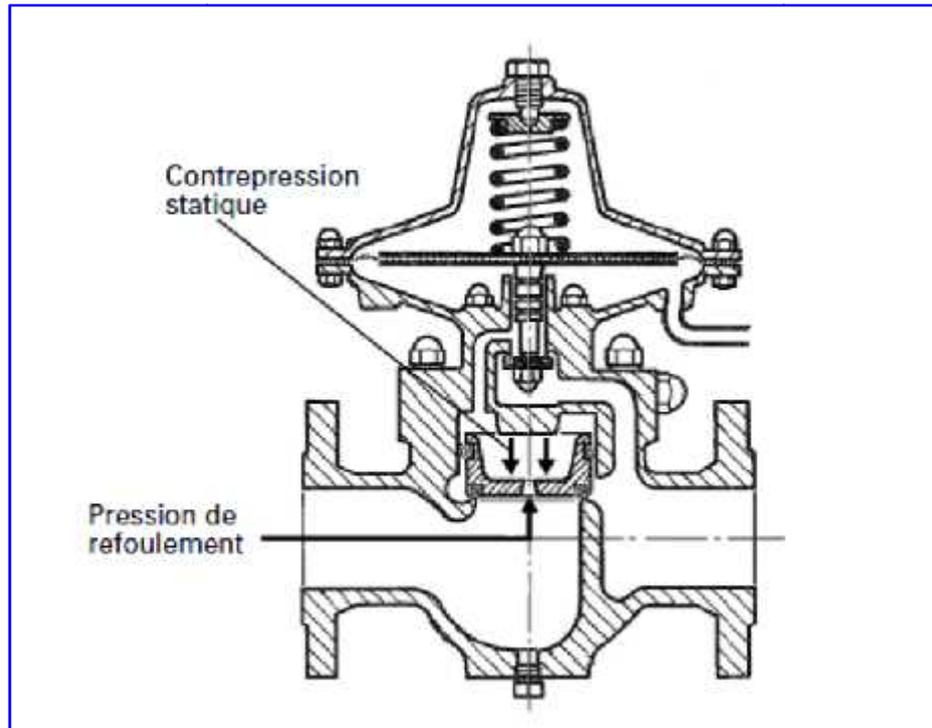


Figure IV-7 : Robinets automatiques de remplissage.

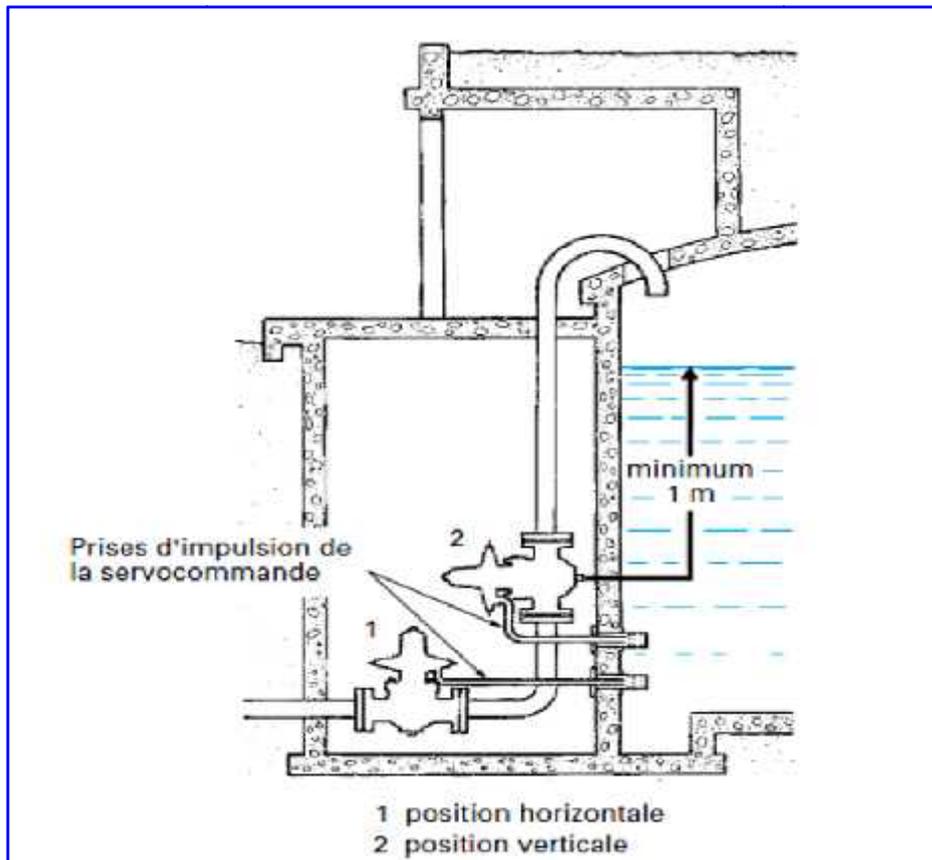


Figure IV-8 : schéma d'installation.

10.3 Capteur de niveau :

Lors de la détection de niveau, un préamplificateur détecte si un niveau défini est atteint, contrairement à la mesure continue de niveau lors de laquelle chaque niveau est mesuré. Une commande de commutation met en marche ou arrête des dispositifs de remplissage.

Il existe plusieurs types de capteurs, le schéma suivant nous donne un exemple d'un capteur de niveau radar :

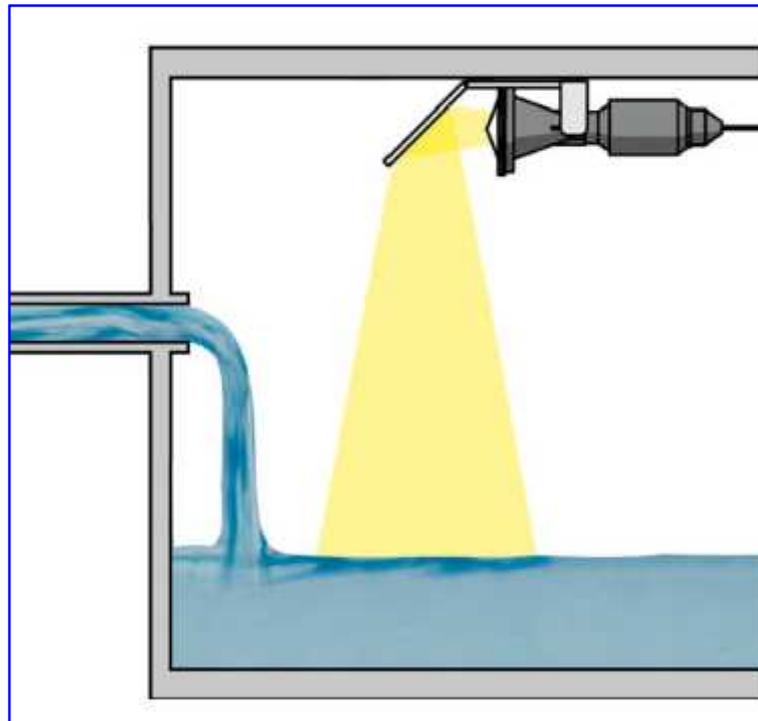


Figure IV-9 : Capteur de niveau d'eau radar

Remarque :

Il existe toute une panoplie moderne de détecteurs à ultrasons, de sondes capacitatives, de capteurs de pression hydrostatique permettant de piloter par impulsions les vannes et les robinets.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité, la forme et les dimensions des réservoirs.

Introduction :

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

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

V.1. Définition :

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

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes. alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

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

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de se robinet vanne sont connue.

V.2. Causes du coup de bélier :

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

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

V.3. Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

3.1. Risque de forte pression :

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

3.2. Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être criées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

3.3. Fatigue des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites ce phénomène est très compliquée dans le cas ou les conduites sont enterrées.

V.4. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

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

4.1. Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

4.2. Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

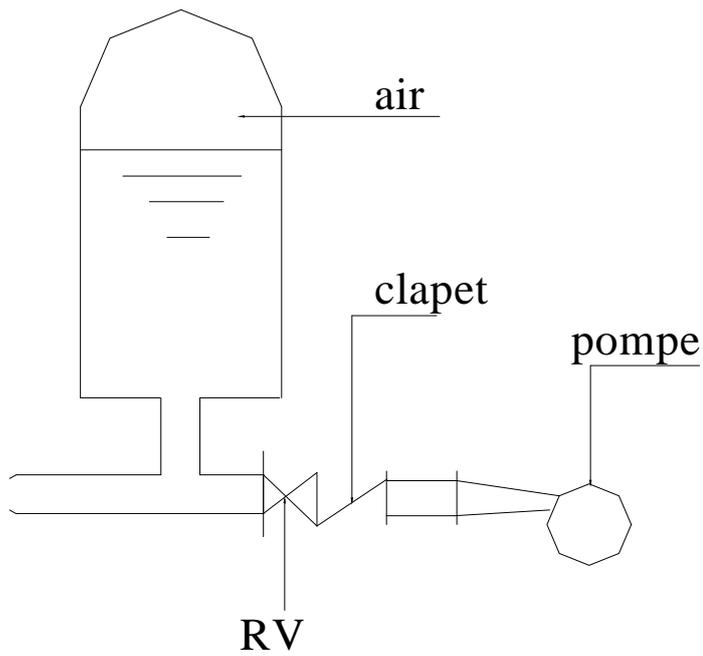


Figure V.1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

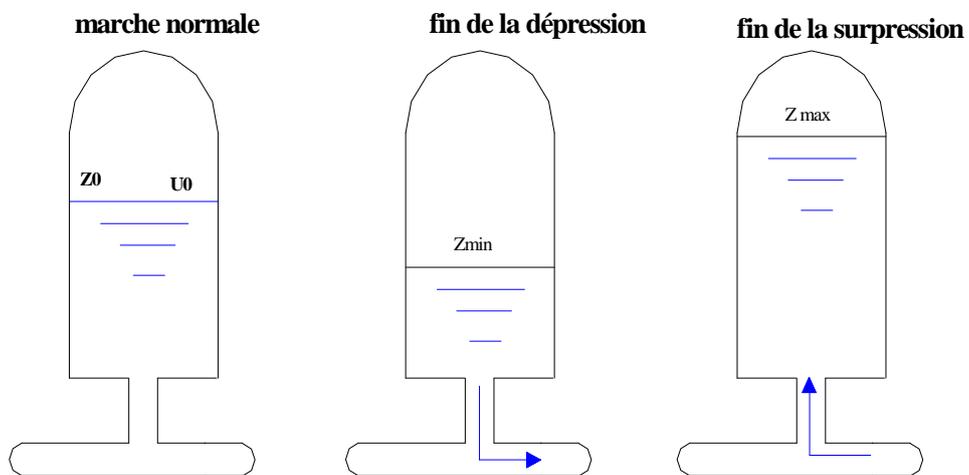


Figure V.2 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

4.3. Les réservoirs d'air :

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

4.4. Les cheminées 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 mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

V.5. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

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

Phase 01 : (Figure V.3- b)

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

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L, le temps mis par cette onde pour

atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur

toute la longueur.

Phase 02 : (Figure V.3- c)

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche

en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$

c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va

se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

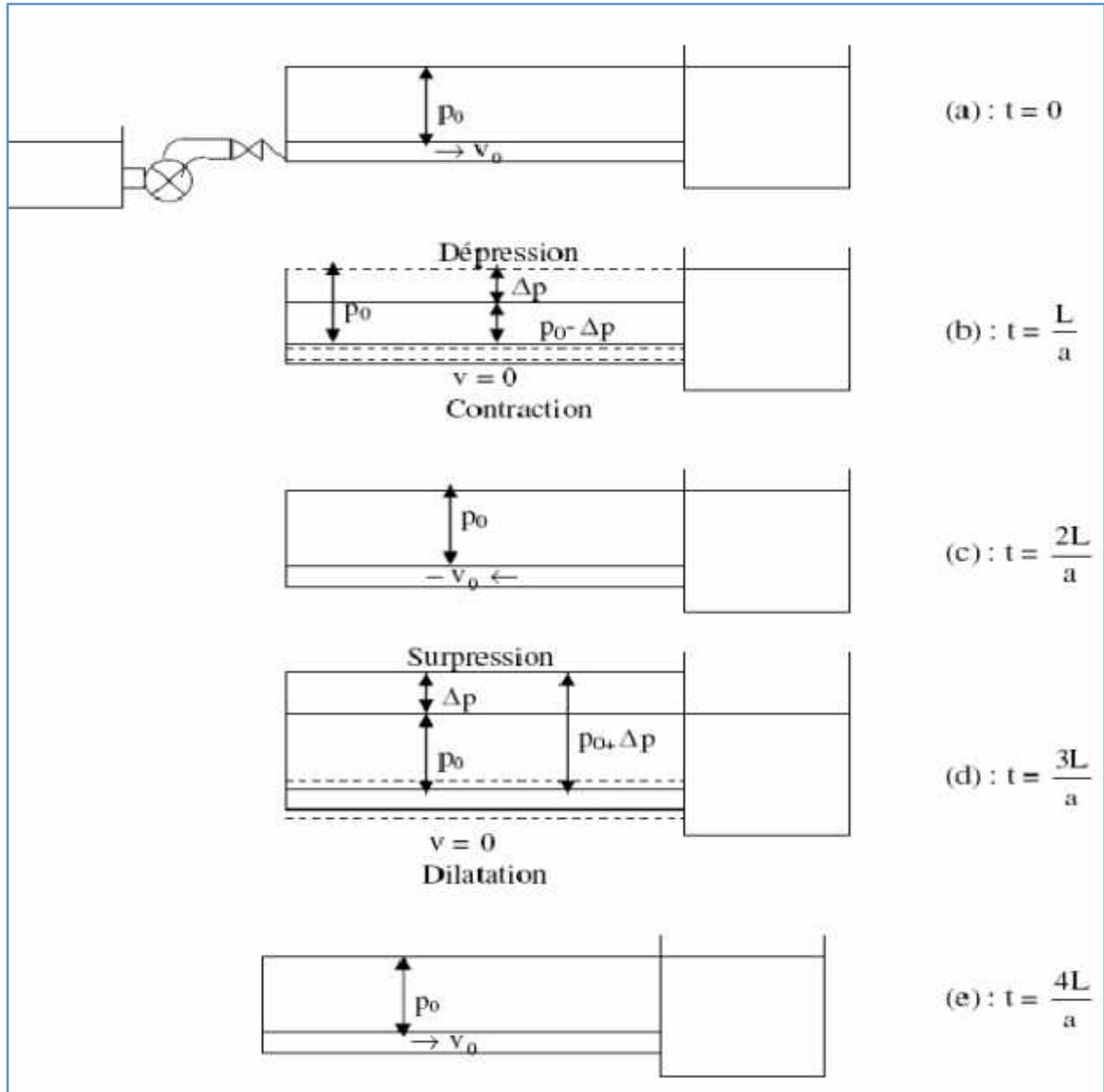
Phase 03 : (Figure V.3- d)

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04: (Figure V.3- e)

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

Figure V.3: Evolution de l'écoulement en fonction du temps dans une conduite de refoulement (au moment du coup bélier).



V.6. Etude du coup de bélier :

a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression :

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g} \dots\dots\dots(V.1)$$

- La surpression :

$$H_s = H_g + H_{\max} \dots\dots\dots(V.2)$$

- La dépression:

$$H_d = H_g - H_{\max} \dots\dots\dots(V.3)$$

Avec :

- V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m²/s)
- c : Célérité en [m/s].
- H_g : la hauteur géométrique[m]

Voici tous les caractéristiques de la conduite de refoulement :

- Longueur : $L = 160$ m.
- Diamètre : $D = 250$ mm
- Hauteur géométrique : $H = 92$ m
- Débit refoulé : $Q = 0,033$ m³/s.

Après calcul on trouve : $c = 245.1$ m/s et $V_0=0.67$ m/s

$$H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g} = \frac{245.1 * 0.67}{9.81} = \pm 16.74m$$

$$H_s = H_g + H_{\max} = 92 + 16.74 = 108.74 \text{ m}$$

$$H_s = 108.74m$$

$$H_d = H_g - H_{\max} = 92 - 16.74 = 75.26 \text{ m}$$

$$H_d = 75.26 \text{ m}$$

6.1. Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air, et comme méthodes de calcul on distingue deux :

- La méthode de VIBERT.
- Méthode de PEUH et MEUNIER.

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

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\dots}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2 \times a \times (1 - \hat{m}^2) \times (1 - \hat{s})}{(1 - \hat{m}^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \hat{s})}}} \text{ (m/s) } \dots \dots \dots \text{ (V.4)}$$

Avec :

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

: Masse volumique de l'eau = 1000 kg / m^3 ;

E_m : module de Young du matériau de la conduite ($E_m = 3 \times 10^9$ Pascal) ;

E_s : module de Young du sol $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal ;

m : coefficient de poisson du matériau $m = 0,46$;

s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite $s = 0,33$;

e_m : Epaisseur de la conduite (m) $e_m = 0,0227m$;

a : rayon intérieur de la conduite (m) ;

C : célérité d'onde de choc (m/s).

1. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{V.5})$$

V₀: vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximale absolue :

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

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

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{V.6})$$

U_{max} : volume du réservoir d'air.

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

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

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
PEHD	250	0.049	0.67	160	92

6.1.1. Calcul de la célérité d'onde C :

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Calcul de célérité d'onde du tronçon de l'adduction de refoulement.

K (Pa) (x10 ⁹)	(Kg/ m ³)	a (m)	ε _m	ε _s	E _s (Pa) (x10 ⁸)	E _m (Pa) (x10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
2,07	1000	0,125	0,46	0,33	2	3	0.0227	245.1

6.1.2 Calcul des capacités réservoirs d'air :

Tableau V.3 : Calcul de volume réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

Z_0 (m)	Z max (m)	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0 (m)	h_0/Z_0 (x10 ⁻⁴)	U_0/L^* S (x10 ⁻²)	Z_{min} /Z ₀	U_0 (m ³)	U max (m ³)	V (l)
102	118.739	0.67	9,81	0.0228	2.24	1.9	0,87	0.148	0.170	270

V.6.2 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier. La compression de l'eau est transmise à la conduite et le coup de bélier est né. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité c et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

Notant qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier, mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations de la conduite gravitaire.

La seule protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier consiste à étudier la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Tableau V.4: Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

<i>conduite</i>	<i>D (mm)</i>	<i>e (mm)</i>	<i>L(m)</i>	<i>V₀ (m/s)</i>	<i>h₀ (m)</i>
<i>RT-RA</i>	200	11.9	7945.67	0.95	48

La célérité d'onde de surpression est :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - v_{II}^2) \times (1 - v_s)}{(1 - v_{II}^2) \times a \times E_s + E_{II} \times e_{II} \times (1 - v_s)}}} = 563.99 \text{ m/s.}$$

L'onde réfléchi atteint la vanne au bout d'une durée de :

$$t_l = \frac{2L}{c} \dots\dots\dots (V.6)$$

$$\text{A.N. } t_l = \frac{2 \times 7945.67}{563.99} = 28,17 \text{ secondes}$$

Avec la valeur de C nous déterminons :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{c}{gh_0} \times \frac{\Delta v}{v} \dots\dots\dots (V.7)$$

$$\text{A.N. } \frac{\Delta h}{h} = \frac{563.99 \times 0.95}{9.8 \times 48} \times \frac{\Delta v}{v}$$

$$\frac{\Delta h}{h_0} = 1.14 \times \frac{\Delta v}{v}$$

Dans ce qui suit, nous essayons de déterminer l'évolution de la pression dans la conduite durant la manœuvre du robinet vanne imposée caractérisée par la loi suivante (tableau V.5).

Tableau V.5: loi de manœuvre du robinet vanne.

t/t_c	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
A_v/A_{v0}	1,0	0,85	0,60	0,35	0,10	0,00

A_v : aire de la section correspond à la vitesse v ;

A_{v0} : aire de la section correspond à la vitesse v_0 ;

Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant 0,2 secondes et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de $A_v/A_{v0}=0,85$.

Pour $t/t_c=0,2$ et d'après l'application de l'équation suivante :

$$\frac{v-\Delta v}{v_0} = \frac{A_v}{A_{v0}} \sqrt{\frac{h+\Delta h}{H_0}} \dots\dots\dots (V.8)$$

On trouve :

$$\frac{v-\Delta v}{v_0} = 0,85 \sqrt{\frac{h+\Delta h}{H_0}} \dots\dots\dots (V.9)$$

En éliminant $\frac{\Delta h}{h_0}$, entre (V.7) et (V.9), on obtient une équation de seconde degré dont on tire :

$$\frac{\Delta V}{V} = 0.102 ; \quad \frac{\Delta h}{h_0} = 0.161.$$

Le tableau se complète suivant le procédé suivant :

Pour $t/t_c=1.2$ l'onde de pression engendrée à l'instant $t/t_c=0.2$ réfléchi par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique : $-2 * \frac{\Delta h}{h_0} = -0,232$.

Tableau V.6: tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne.

T (s)	t/t_c	A_v/A_{v0}	v/v_0	h/h_0	v/v_0	h/h_0
0	0,0	1,0	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000
5.63	0,2	0,85	0.102	0.116	0,9374	1.116
11.26	0,4	0,60	0.203	0.231	0,7277	1.347
16.90	0,6	0,35	0.249	0.284	0,6386	1.631
22.53	0,8	0,10	0.306	0.348	0,2162	1.979
28.17	1,0	0,00	0.14	0.159	0,0000	2.138
33.80	1,2	0,00	0,0000	-0.232	0,0000	1.906
39.43	1,4	0,00	0,0000	-0.474	0,0000	1.432
45.07	1,6	0,00	0,0000	-0.568	0,0000	0.864
50.70	1,8	0,00	0,0000	-0.696	0,0000	0.168
56.34	2,0	0,00	0,0000	-0.318	0,0000	-0.15

Le graphe représenté dans la figure V.4 montre l'application de la loi de manœuvre (fermeture de la vanne).

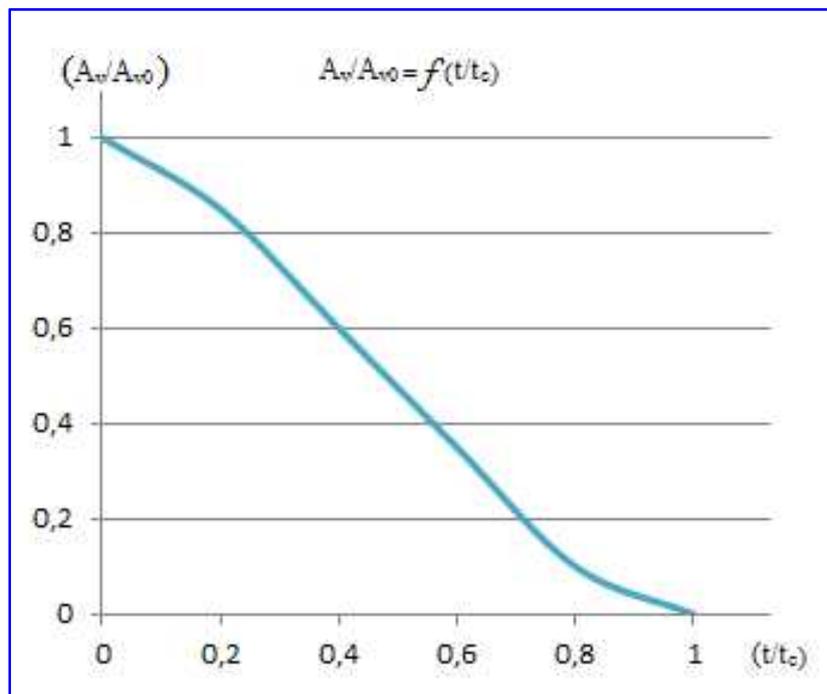


Figure V.4 : Graphe représentant la loi de manœuvre (fermeture de la vanne)

Lorsque la durée de la fermeture est longue que $t_c = 2L/c$ les ondes réfléchies peuvent retourner à la vanne avant que celle-ci, soit complètement fermée et y réduire l'accroissement de la pression.

Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons cité les différents moyens de protection contre le phénomène du coup de bélier ainsi que les méthodes de calcul des réservoirs d'air, et nous avons déterminé le volume de ce réservoir d'air puis en fonction des caractéristiques du robinet vanne nous avons déterminé la loi de manœuvre de ce dernier. Cette manœuvre permet d'avoir une variation de pression lente vers la fin de la fermeture du robinet vanne ce qui garantira son bon fonctionnement et sa longévité.

Introduction :

Après un dimensionnement technico-économique, on va entamer dans ce chapitre les principes de pose de canalisations qui doivent d'être respectés et qui représente une étape très importante pour la stabilité de celle-ci qui devra s'abriter pendant des années, n'oubliant pas de citer les différents accessoires existants le long de notre adduction.

VI. Pose des canalisations :**VI.1 Le Principe de pose des canalisations :**

La manutention des conduites surtout dans notre cas où la canalisation est en PEHD doit se faire avec les plus grandes précautions.

Les conduites sont posées directement sur le sol ou dans le fond des tranchées, il convient d'éviter de les rouler sur les pierres ou en sol rocheux, sans avoir constitué au préalable, des chemins de roulement.

Au moment de leur mise en place, les conduites sont examinées (présence de fissures) et soigneusement débarrassées de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits.

Les conduites sont présentées bien dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires qui sont également disposées aux changements de direction. Ces cales sont constituées à l'aide de mottes de terre bien tassées ou de coins en bois. Le calage provisoire au moyen de pierres est rigoureusement interdit.

La profondeur de la tranchée sera suffisante pour obtenir la couverture minimum exigée. En terrain dur, les conduites seront posées sur un lit de pose de matériaux (sable) de 150 mm.

1.1 Pose de canalisation en pente :

La zone d'étude représente un terrain accidenté suivant la plus part de notre tracé. Les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour

maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Par simplification, nous retiendrons qu'il convient d'ancrer une conduite lorsque la déclivité dépasse :

20 % pour une conduite aérienne,

25 % pour une conduite enterrée.

La pose en pente d'une canalisation en PEHD peut être faite de deux façons :

En réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau ;

En réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

1.2 Traversée de la route (Pose de canalisation en galerie) :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.

La figure suivante résume le cas.

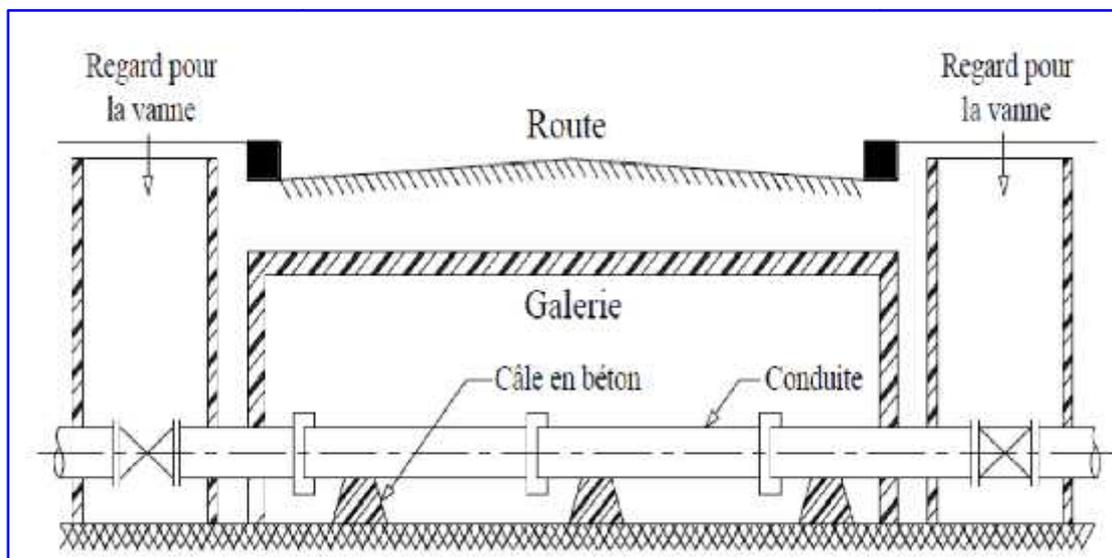


Figure VI.1 : pose de canalisation en galerie.

1.3 Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux spéciaux en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs.

Le schéma suivant nous donne un exemple sur la traversée des Oueds (rivières).

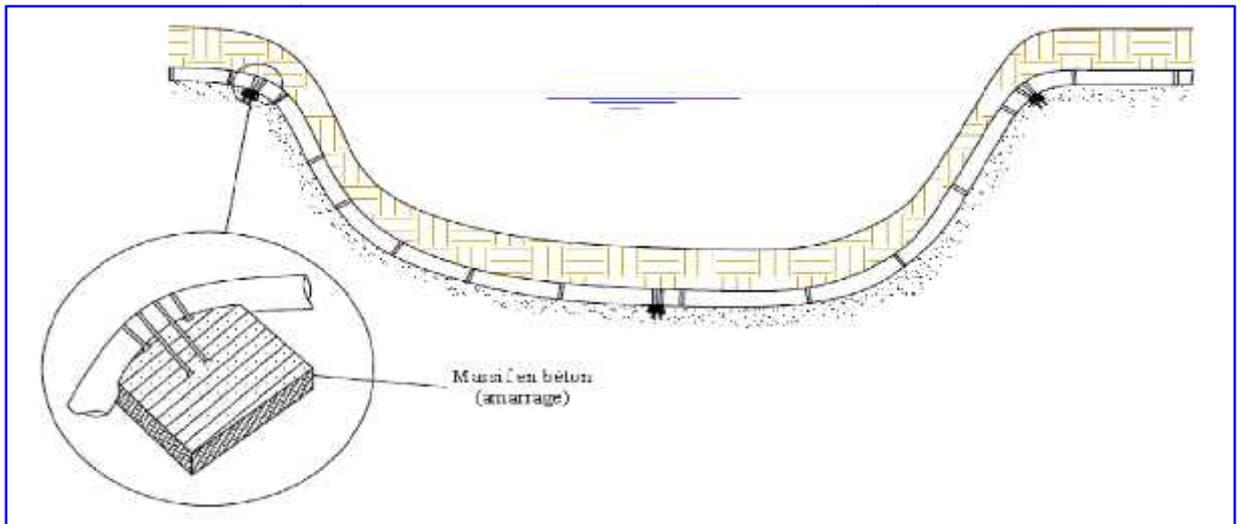


Figure VI.2: traversée d'une rivière

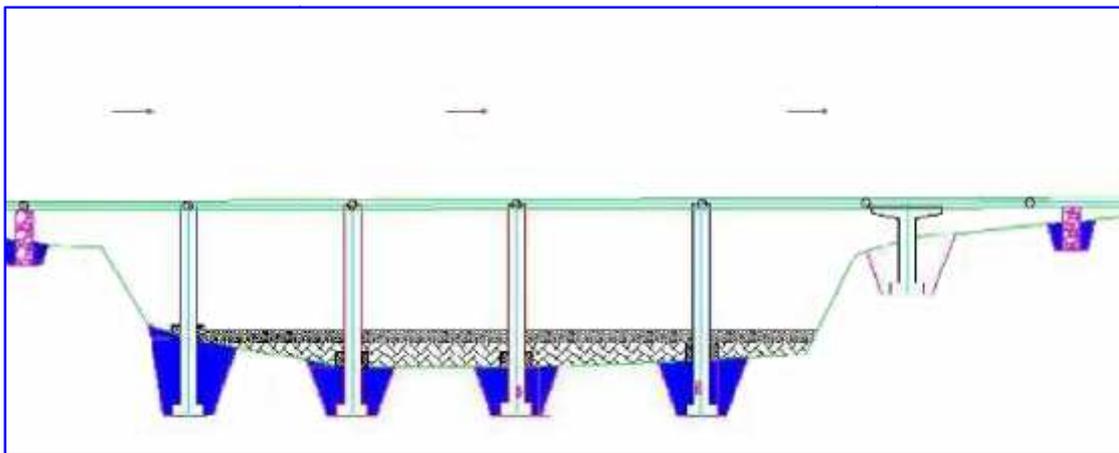


Figure VI.3: traversée d'un Oued.

1.4 Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapé la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le

bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par conduite. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m.

1.5 Essais de pression et d'étanchéité d'adduction :

Toute conduite à écoulement en charge subit des essais de pression et en conséquence d'étanchéité. Le principe est le même pour les adductions en charge par refoulement ou gravitaire, néanmoins les normes de pression diffèrent. En refoulement, la pression d'essai est de l'ordre de 1,8 fois la pression de service et de 1,5 fois la pression en cas gravitaire.

La conduite, soit en refoulement ou en gravitaire, est sectionnée en tronçons d'une longueur environ de 200 m par les robinets de sectionnement dotés de by-pass et vidange (voir accessoires). Le remplissage en eau se fait progressivement (1/10 du débit de fonctionnement) pour chaque tronçon isolé à ses deux extrémités par les robinets jusqu'à atteindre la pression voulue en fonction des cas. Pour la bonne étanchéité, nous attendons environ 30 mn, la variation de la pression ne doit pas dépasser 0,1 bar. Nous devons vérifier l'étanchéité au niveau des joints surtout.

1.6 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.

VI.2 Accessoires :

Les accessoires sont comme suit :

2.1 Vannes de sectionnement :

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes de sectionnement intermédiaires tous les 200 à 300 m du fait des diamètres importants.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité de la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250 mm seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive qui sera placée le long de l'adduction de renforcement puisque elle représente des diamètres importants.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. :

2.1.1 Les vannes d'isolement :

Permettent d'isoler certains tronçons que nous voulons inspecter, réparer ou entretenir. Nous distinguons deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres. Nous allons les placer au niveau de chaque départ du tronçon de l'adduction d'eau potable.

2.1.2 Les vannes à clapets de non-retour :

Permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

Remarque :

Dans notre cas, nous prévoyons d'installer:

-Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe.

-Les vannes d'isolement de type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir pour éviter sa vidange accidentelle.

2.1.3 Robinet à flotteur :

Situé à l'extrémité de la conduite d'arrivée dans les réservoirs. Il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique entre le réservoir et la station de pompage

Il sert à régler la tranche d'eau sur laquelle nous voulons travailler.

2.2 Ventouses :

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre un phénomène qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. Nous injectons donc de l'air par les ventouses dans notre cas:

- a) à tous les points les plus hauts
- b) à tous les points hauts intermédiaires
- c) sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tous les 800m)
- d) après les pompes

2.3 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.

Remarque :

Etant donné que la station de pompage est située dans le même site un réseau de protection contre l'incendie peut être projeté.

2.4 By-pass :

Le by-pass est utilisé pour :

-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.

2.5 Moyens anti-bélier :

Les différents moyens de protection anti-bélier.

Remarque :

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

2.6 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.

2.7 Déversoirs de trop plein :

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, nous avons intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné .

2.8 Joints de raccordement :

Les conduites 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 couramment utilisés sont:

- le joint express (verrouillé ou non).
- le joint standard (verrouillé ou non).
- les joints automatiques verrouillés.
- le joint à brides (fixe ou orientable).

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

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°.

2.9 Organes de mesure :

A -Mesure de débit : Les différents dispositifs de mesure sont :

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

La pression différentielle est convertie en débit volumique, à l'aide de coefficients de conversion, selon le type de débitmètre manométrique utilisé et le diamètre de la conduite.

B -Mesure de pression :

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

-Manomètres à aiguilles :

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

-Manomètres à soufflet :

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur-chauffage.

2.10 Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement,
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage,

- Le changement de diamètre de la conduite,
- Le montage et le démontage des accessoires,
- Le changement de direction de la conduite.

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.

Nous distinguons des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle Γ de :

$$\frac{1}{4} (90^\circ), \frac{1}{8} (45^\circ), \frac{1}{16} (22^\circ 30'), \frac{1}{32} (11^\circ 15').$$

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 à 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.

d- Joints de démontage :

En pratique, nous rencontrons 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, nous les rencontrons surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

VI.3 Estimation des aménagements :

Les tableaux donnés ci-après constituent une pré-estimation des travaux à réaliser pour la mise en service du transfert.

Cette estimation se base sur des prix d'ordre observés pour des marchés similaires dans les dernières années ; les prix sont donnés en dinars algérien.

VI.3.1 Partie calcul de projet

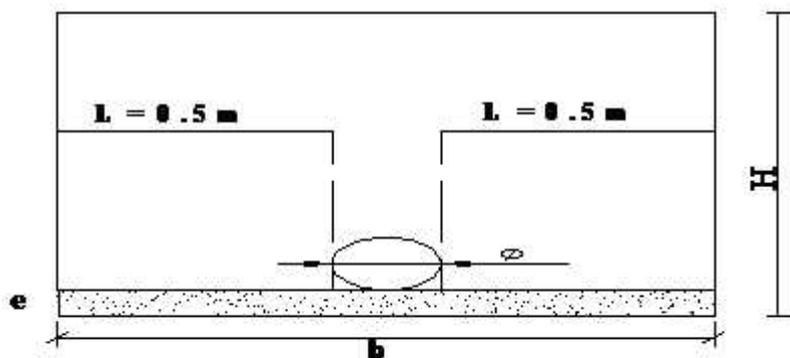
Dans cette partie on va définir les travaux à entreprendre, calculer leurs volumes et estimer leurs coûts.

Avoir une méthode d'ordonnement des travaux nous permet de décomposer l'ouvrage ou les ouvrages à réaliser en plusieurs opérations.

Les travaux à faire concernent la mise en place de la conduite du réseau d'alimentation en eau potable.

3.1.1 Choix et calcul les grandeurs de la section transversale de la tranchée

On a choisir la section rectangulaire :



Avec

- H : la profondeur de la tranchée
- e : l'épaisseur du lit de sable

1- calcul la largeur de la tranchée B:

$$B = d + 2a \dots(VI.1)$$

a: La valeur de « a » est égale à 0.5 m.

d: diamètre de la conduite.

2- Calcul de la profondeur de la tranchée H_{tra} :

$$H_{tra} = e + d + H_{min} \dots(VI.2)$$

H_{min}: profondeur minimale au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, égale en générale 1 m.

e : épaisseur du lit de sable égale à 0,20m.

d: diamètre de la conduite.

Tableau VI-1 : calcul les grandeurs de la section de tranchée:

Diamètre (m)	Longueur Total (m)	H _{tra} (m)	B (m)
0,250	160	1.45	1.25
0,160	4250.33	1.36	1.16
0,200	7945.67	1.4	1.20

VI.3.2 Définitions des travaux et calcul leurs volumes et coûts

On va calculer le volume de travaux de pose de canalisation des conduites du réseau de distribution.

2.1 Calcul les volumes des travaux

- Volume de déblai :

$$V_d = S_d * L \dots (VI.3)$$

S_d : section de déblai, $S_d = B * H_{tra} \dots (VI.4)$

L : longueur des conduites de même diamètre.

- Le volume de lit de sable :

$$V_{l.s} = S_{l.s} * L \dots (VI.5)$$

$S_{l.s}$: surface de lit de sable ; $S_{l.s} = B * e \dots (VI.6)$

L : longueur des conduites de même diamètre.

- Le volume des conduites :

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

S_c : la surface de la conduite ; $S_c = \frac{\pi d^2}{4} \dots (VI.8)$

L : longueur des conduites de même diamètre.

- Le volume de remblai :

$$V_r = V_d - V_{l.s} - V_c \dots (VI.9)$$

Tableau VI-2 : calcul les volumes des travaux.

Diamètre (m)	Longueur Total (m)	S _d (m ²)	V _d (m ³)	S _{l.s} (m ²)	V _{l.s} (m ³)	S _c (m ²)	V _c (m ³)	V _r (m ³)
0,25	160	1.81	289.6	0.25	40	0.049	7.84	241.76
0,160	4250.33	1.58	6715.52	0.232	986.08	0.02	85	5644.44
0,2	7945.67	1.68	13348.72	0.24	1906.96	0.031	249.49	11192.27
Volume Total	-	-	20353.84	-	2933.04	-	342.33	17078.47

Tableau VI.3 : Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	20353.84
2	Lit de sable	m ³	2933.04
3	Les conduites	ml	342.33
4	Remblais	m ³	17078.47

Tableau VI.4.: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	20353.84	300	6106152
2	Lit de sable	m ³	2933.04	800	2346432
3	remblai	m	17078.47	300	5123541
4	Les conduites	m	12356	-	26383943.64
				Montant	39960068.64

Le coût des travaux de l'adduction est de : **39.960.068,64 DA**

VI.3.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs :

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de deux, dont un est de capacité 300 m³ et un de 500 m³.

La profondeur d'excavation est de 2 m ;

- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,5*0,4 m² ;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère à 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- Les chicanes sont en brique de surface unitaire de 0,2*0,3 m².

Les chambres de manœuvres des réservoirs n'auront qu'un seul mur commun avec leur réservoir respectif.

Les chambres de manœuvre auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 3-6 m ;
- La largeur est de 2-5 m ;
- La hauteur est de 3 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 0,5m ;
- Les murs sur le sol sont en briques sur une hauteur de 2,5 m ;

- La dalle à 0,15 m d'épaisseur repose sur 4 poteaux est 3 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3*0,3 m²) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3*0,45 m²).

A- Réservoir de 300 m³ :

Le réservoir a un diamètre intérieur de 8 m et une hauteur de 6m. La chambre de manœuvre a 5 m de longueur, 4m de largeur et 3 m de hauteur.

a) Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{f * D_{exc}^2}{4} \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \dots\dots\dots(VI.10)$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), D_{exc}= D_{ext} + 2 ;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), D_{ext} = 8.4 m ;

L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), h = 2 m.

$$A.N : V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 10.4^2}{4} \right) + (5 * 4) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 209.81 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **210 m³**.

b) Calcul du volume du tout venant :

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{f * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} \dots\dots\dots \cdot \text{(VI.11)}$$

V_{tv} : volume du tout venant (m^3) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

A.N : $V_{tv} = \frac{3,14 * 10,4^2}{4} * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 25,47 \text{ m}^3$.

On prend un volume du tout venant de **26 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{f * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \dots\dots\dots \text{(VI.12)}$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m^3) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

A.N : $V_{bp} = \frac{3,14 * 9,6^2}{4} * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 10,85 \text{ m}^3$.

On prend un volume du béton de propreté de **11 m³**

d) Calcul du volume du béton armé :

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs;
- Voiles des réservoirs ;
- Voiles de la chambre de manœuvre
- Ceintures supérieures des réservoirs;
- Coupoles des réservoirs;
- Poteaux de la chambre de manœuvre;
- Ceintures de la chambre de manœuvre;
- Chape de la chambre de manœuvre;
- Dalle de la chambre de manœuvre;
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs;
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{f * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \dots\dots\dots (VI.13)$$

Avec :

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VI.5

Tableau VI.5 : Calcul du volume du béton armé du réservoir de 1000 m³.

Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{ba} (m³)
Radiers	8.4	-	0,45	24.92
Voiles	8.5	8	4	25.90
Ceintures supérieures	8.8	8	0,5	5.27
Acrotères	8.8	8.64	0,3	0.65
TOTAL : 56.75				

*** Coupoles**

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \dots\dots\dots (VI.14)$$

R : rayon de la coupole (m) ;

D : diamètre du réservoir (m), D = 8 m ;

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 * f * R * f * e_c \dots\dots\dots (VI.15)$$

V_c : volume du béton armé de la coupole (m²) ;

e_c : épaisseur de la coupole (m), e_c = 0,1 m.

$$A.N : R = \frac{1,5^2 + (8/2)^2}{2*1,5} \Rightarrow R = 6.08 \text{ m.}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2*3,14*6.08*1,5*0,1 \Rightarrow V_c = 5.73 \text{ m}^3$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que 56.75 + 6.08 soit 62.83 m³, que l'on majore à **63 m³**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VI.6

Tableau VI.6: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	Hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	5	4	0,07	1	1,4
Voiles	5	0,2	0,5	3	1.5
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long.	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures inf. larg.	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup.long.	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures sup.larg.	4	0,3	0,45	3	1,62
Dalle supérieure	5	4	0,07	1	1,4
TOTAL : 10,78					

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 10,78 m³, que l'on majore à **11 m³**.

Conclusion

Le volume total du béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre sera de 74 m³.

e) Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{f * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h \quad (\text{VI.16})$$

V_r : volume du remblai compacté (m^3) ;

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m), $D_{ext}=8.4$ m ;

h : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m ;

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (10.4^2 - 8.4^2)}{4} * 2 \Rightarrow V_r = 59.03 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **60 m^3** ;

f) Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour les réservoirs seules les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

Les chicanes ont une longueur totale d'environ 40 m et une hauteur de 3,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : 40*3,6 soit : **144 m^2** .

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que [(5*2) +4]*2,5 soit **35 m^2**

La surface totale de la maçonnerie du réservoir et de la chambre de manœuvre est telle que 144+35 soit **179 m^2**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06 m^2 (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 2984 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **3000 briques**.

Tableau VI.7: Volumes de travaux du réservoir 300 m³.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	210
2	Remblais compacté	m ³	60
3	Tout venant	m ³	26
4	Béton de propreté	m ³	11
5	Béton armé	m ³	74
6	Maçonnerie (briquetage)	u	3000

B- Réservoir de 500 m³ :

Le réservoir a un diamètre intérieur de 11 m et une hauteur de 6m. La chambre de manœuvre a 5 m de longueur, 4 m de largeur et 3 m de hauteur.

a) Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{f * D_{exc}^2}{4} \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \quad (\text{VI.10})$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = 11.4$ m ;

L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 13,4^2}{4} \right) + (5 * 4) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 321,9 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **322 m³**.

b) Calcul du volume du tout venant :

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{f * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} \quad (\text{VI.11})$$

V_{tv} : volume du tout venant (m³) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3 \text{ m}$;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 13,4^2}{4} * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 42,28 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **43 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{f * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \quad (\text{VI.12})$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15 \text{ m}$;

$$\text{A.N : } V_{bp} = \frac{3,14 * 12,6^2}{4} * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 18,69 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **19 m³**

d) Calcul du volume du béton armé :

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont mentionné dans le tableau suivant :

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{f * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \quad (VI.13)$$

Avec :

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VIII.3.a.

Tableau VI.8: Calcul du volume du béton armé du réservoir de 250 m³.

Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{ba} (m³)
Radiers	11.4	-	0,45	45.90
Voiles	11.5	11	4	11.25
Ceintures supérieures	11.8	11	0,5	7.15
Acrotères	11.8	11.64	0,3	0.88
			Total	65,18

*** Coupoles :**

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \quad (\text{VI.14})$$

R : rayon de la coupole (m) ;

D : diamètre du réservoir (m), D = 11 m ;

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 * f * R * f * e_c \quad (\text{VI.15})$$

V_c : volume du béton armé de la coupole (m^2) ;

e_c : épaisseur de la coupole (m), $e_c = 0,1$ m.

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (11/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 10.83 \text{ m}}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 10.83 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 10.2 \text{ m}^3}$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que $65.18 + 10.2$ soit 75.38 m^3 , que l'on majore à **76 m^3** .

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VI.8

Tableau VI.9 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	5	4	0,07	1	1,4
Voiles	5	0,2	0,5	3	1,5
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long.	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures inf. larg.	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup. Long.	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures sup. Larg.	4	0,3	0,45	3	1,62
Dalle supérieure	5	4	0,07	1	1,4
TOTAL :					10.78

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 10.78 m³, que l'on majore à **11 m³**.

Conclusion

Le volume total du béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre sera de 87 m³.

e) Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{f * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h \quad (VI.16)$$

V_r : volume du remblai compacté (m^3) ;

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m), $D_{ext}=11.4$ m ;

h : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m ;

$$A.N : V_r = \frac{3,14 * (13.4^2 - 11.4^2)}{4} * 2 \Rightarrow V_r = 77.87 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **78 m³** ;

f) Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour les réservoirs seules les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

Les chicanes ont une longueur totale d'environ 40 m et une hauteur de 3,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : 40*3,6 soit : **144 m²**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que [(5*2)+4]*2,5 soit **35 m²**

La surface totale de la maçonnerie du réservoir et de la chambre de manœuvre est telle que 144+35 soit **179 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 2984 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **3000 briques**.

Tableau VI.10 : Volumes de travaux du réservoir 500 m³.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	322
2	Remblais compacté	m ³	78
3	Tout venant	m ³	43
4	Béton de propreté	m ³	19
5	Béton armé	m ³	87
15	Maçonnerie (briquetage)	u	3000

Tableau VI.11: Coût des travaux du réservoir 300 m³

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	210	300	63000
2	Tout venant	m ³	26	600	15600
3	Béton de propriété	m ³	11	8000	88000
4	Béton armé	m ³	73.34	35000	2566900
5	Béton légèrement armé	m ³	0.66	19000	12540
6	Remblais compacté	m ³	60	400	24000
7	Maçonnerie	u	3000	40	120000
				Montant	2890040

Tableau VI.12: Coût des travaux du réservoir 500 m³

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	322	300	96600
2	Tout venant	m ³	43	600	25800
3	Béton de propriété	m ³	19	8000	152000
4	Béton armé	m ³	86.12	35000	3014200
5	Béton légèrement armé	m ³	0.88	19000	16720
6	Remblais compacté	m ³	78	400	31200
7	Maçonnerie	u	3000	40	120000
				Montant	3456520

Tableau VI.13 : Tableau récapitulatif de différentes fournitures.

Coût de forage	225.000
Coût de l'adduction.	39.960.068,64
Coût des réservoirs	6.346.560
Coût de l'ensemble du projet.	46531628,64

Conclusion : Le coût global du projet est estimé à 46.531.628,64 da.

VI.4 Choix des engins de terrassement :

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

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

Les engins que nous allons utiliser sont :

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

4.1 Pelle hydraulique :

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

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

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

Godet normal pour travail en butée.

Godet retro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

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

Dragline pour travail en fouille.

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

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

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



Figure VI.4 : Pelle hydraulique.

4.2 Bulldozer :

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

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

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

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

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



Figure VI.5 : Bulldozer.

4.3 Chargeur :

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



Figure VI.6: Chargeur.

4.4 Compacteur :

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



Figure VI.7 : Compacteur.

Conclusion :

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

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Les engins à utiliser qui sont principalement bulldozer, pelle, rouleau lisse et chargeur.
- Estimer le coût total du projet.

Introduction

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production, sur le plan humain surtout.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlement dit de « sécurité ».

Il n'est nul doute que l'une des conditions du développement est la protection du travailleur. La qualité de son travail et son rendement requiert une sécurité maximale. Si l'on ne peut, au stade actuel du développement de l'Algérie, assurer un niveau de vie optimum à tous les citoyens, on peut, par contre essayer de prodiguer à tous ses aspects (sociale, culturelle, économique et physique).

Nul ne peut nier l'importance des problèmes soulevés. Toutefois il semble que les approches développées sur les risques professionnels ne font pas suffisamment ressortir la liaison avec les conditions de travail. Or ce sont bien, celles ci qui déterminent dans une très large mesure, la situation du travailleur et les contraintes auxquelles il est assujetti pour assurer sa tâche. L'homme est soumis à des rythmes biologiques, il varie continuellement. Son travail varie aussi en fonction de ces rythmes, de ces caractéristiques psychophysiologiques et de son environnement.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail.

L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

VII.1 Les causes des accidents

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories : facteur matériel et facteur humain.

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail.

Les causes d'accident d'origine matérielle proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier ;
- De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre ;
- Des outils et machines utilisés, implantation, entretien ;
- De l'exécution du travail, difficultés particulières ;
- Du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques ;
- Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc....

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

VII.2. Les actions et conditions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;

Ex : Graisser un engin en marche.
- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage) ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;
- Adopter une position peu sûre ;

Ex : transport du personnel sur la plate-forme d'un camion chargé de gros matériel ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;

Ex : cadence de travail trop rapide ;
- Outillage, engin, équipement en mauvais état ;

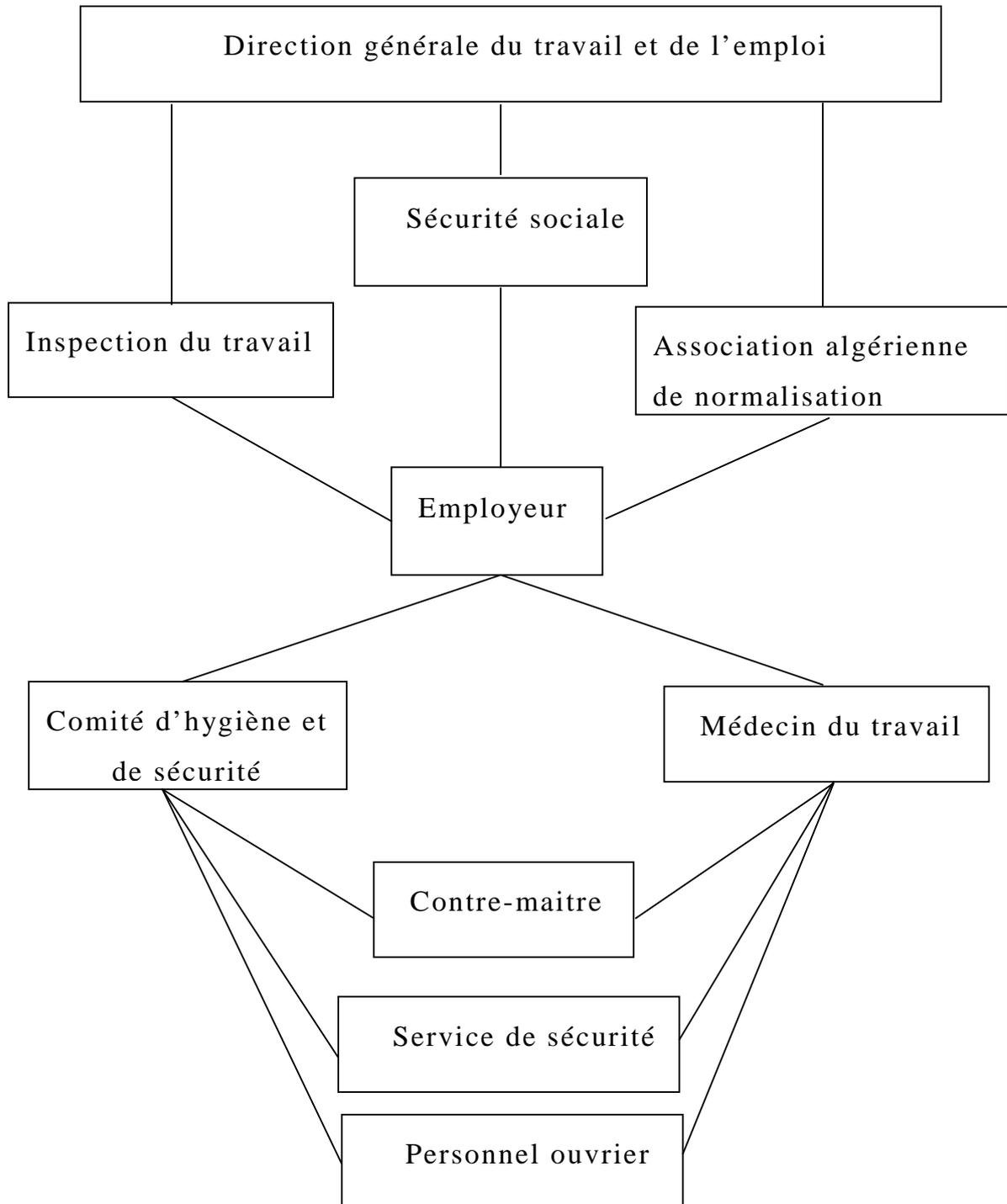
Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;

Ex : installation électrique en fil souple ;
- Eclairage défectueux ;

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier) ;
- Conditions climatiques défavorables.

VII.3. Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :



Le contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contre-maître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :
- Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

Protection des membres inférieurs ;

Protection des yeux ;

Protection du tronc ;

Protection de la tête ;

Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Etre pratique et confortable ;
- Etre solide ;
- Etre d'un entretien facile.

Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable de la commune de Souk Naamane qui se situe à l'extrémité Ouest de la wilaya d'Oum El Bouaghi.

Nous avons présenté en premier lieu la zone de notre étude et donné un aperçu général sur le système d'adduction existant, dans un second temps et concernant le système d'adduction, nous avons essayé de choisir la variante la plus économique, le dimensionnement de réseau d'adductions se fait en utilisant comme matériau le PEHD.

La liaison entre le tronçon de refoulement et gravitaire est assurée par un réservoir tampon RT de 300 m³ implanté à une cote de 994 m, afin d'arriver au réservoir de stockage de 500 m³ implanté à 890 m.

Le refoulement d'un débit de 33 (l/s) se fait à l'aide d'une pompe immergée.

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.

La protection de ce système est pris en considération pour augmenter la durée de vie de ce dernier, elle consiste à le protéger contre le régime transitoire, c'est la protection contre le coup de bélier en projetant des réservoirs d'air pour la partie refoulement, et par l'application de la loi de manœuvre pour la partie gravitaire

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
(h)					
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

ANNEXE II

Les prix des conduites en PEHD (PN10) :

Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
	Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
Tube PEHD	20	2.0	PE80	10 Bars	34.68	40.58
Tube PEHD	25	2.0	PE80	10 Bars	44.25	51.77
Tube PEHD	32	2.4	PE80	10 Bars	68.77	80.46
Tube PEHD	40	3.0	PE80	10 Bars	107.64	125.94
Tube PEHD	50	3.7	PE80	10 Bars	164.45	192.41
Tube PEHD	63	4.7	PE80	10 Bars	260.13	304.35
Tube PEHD	75	5.6	PE80	10 Bars	367.77	430.29
Tube PEHD	90	5.4	PE100	10 Bars	420.42	491.89
Tube PEHD	110	6.6	PE100	10 Bars	626.34	732.82
Tube PEHD	125	7.4	PE100	10 Bars	797.94	933.59
Tube PEHD	160	9.5	PE100	10 Bars	1 307.02	1 529.21
Tube PEHD	200	11.9	PE100	10 Bars	2 044.90	2 392.53
Tube PEHD	250	14.8	PE100	10 Bars	3 174.60	3 714.28
Tube PEHD	315	18.7	PE100	10 Bars	5 062.20	5 922.77
Tube PEHD	400	23.7	PE100	10 Bars	8 122.40	9 503.21
Tube PEHD	500	29.7	PE100	10 Bars	12 066.60	14 117.92
Tube PEHD	630	37.4	PE 100	10 Bars	19 110.00	22 358.70

Les prix des conduites en PEHD (PN16) :

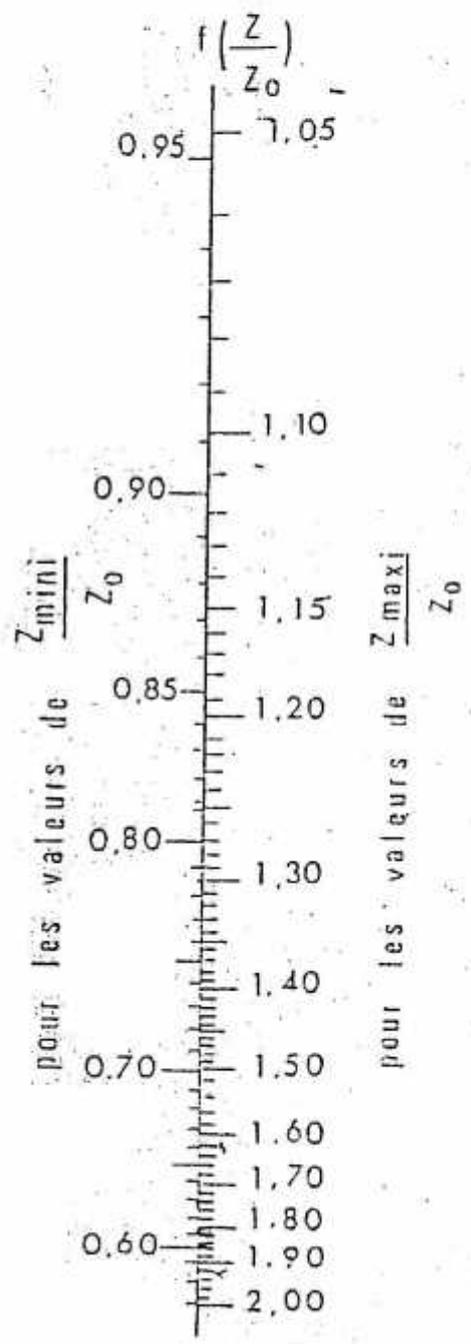
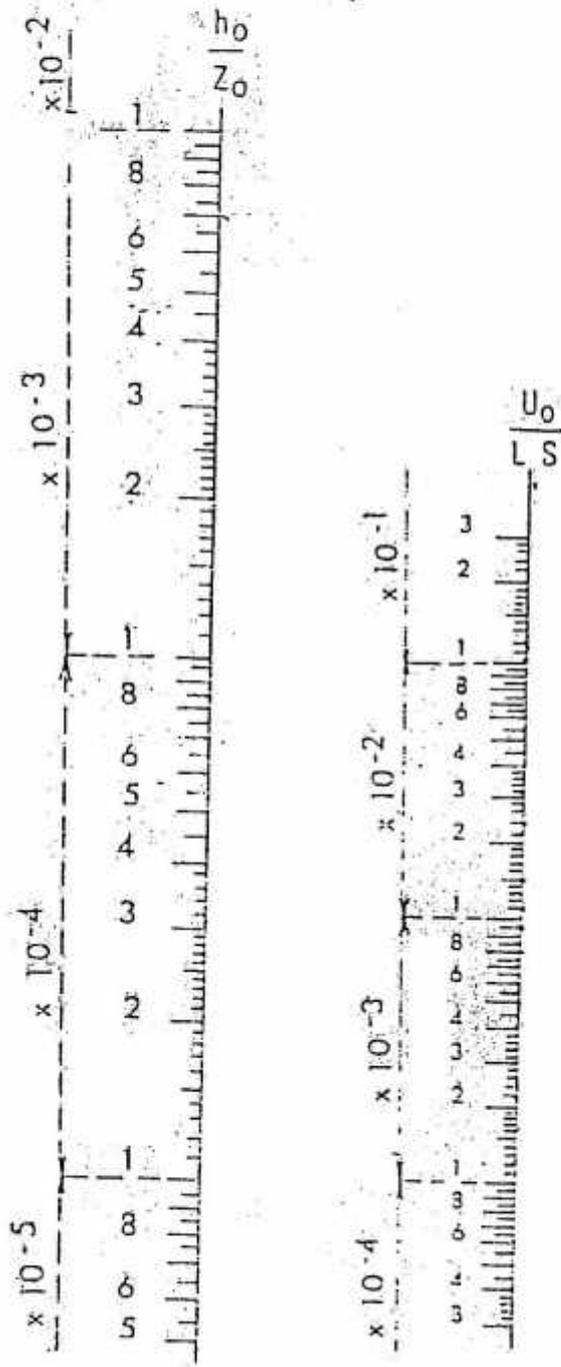
Désignation	Diamètre	Épaisseur en MM	Qualité Produit	Pression Service	Prix HT	Prix TTC
	Ext en MM				le M/L	le M/L
Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	39.47	46.18
Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	62.79	73.46
Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	98.67	115.44
Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	152.49	178.41
Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	236.21	276.37
Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	376.74	440.79
Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	529.23	619.20
Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	614.90	719.43
Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	912.34	1067.44
Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1181.18	1381.98
Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1930.50	2258.69
Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	3031.60	3546.97
Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4690.40	5487.77
Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	7436.00	8700.12
Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	12012.00	14054.04
Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	17881.50	20921.36
Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	28392.00	33218.64

Les prix des conduites en PEHD (PN 20) :

Désignation	Diamètre Ext en MM	Épaisseur en MM	Qualité Produit	Pression Service	Prix HT le M/L	Prix TTC le M/L
Tube PEHD	20	3.0	PE80	20 Bars	48.44	56.67
Tube PEHD	25	3.5	PE80	20 Bars	71.76	83.96
Tube PEHD	32	4.4	PE80	20 Bars	116.61	136.43
Tube PEHD	40	5.5	PE80	20 Bars	179.40	209.90
Tube PEHD	50	6.9	PE80	20 Bars	281.06	328.84
Tube PEHD	63	8.6	PE80	20 Bars	439.53	514.25
Tube PEHD	75	10.3	PE80	20 Bars	627.90	734.64
Tube PEHD	90	10.1	PE100	20 Bars	743.60	870.01
Tube PEHD	110	12.3	PE100	20 Bars	1 101.10	1 288.29
Tube PEHD	125	14.0	PE100	20 Bars	1 415.70	1 656.37
Tube PEHD	160	17.9	PE100	20 Bars	2 302.30	2 693.69
Tube PEHD	200	22.4	PE100	20 Bars	3 603.60	4 216.21
Tube PEHD	250	27.9	PE100	20 Bars	5 605.60	6 558.55
Tube PEHD	315	35.2	PE100	20 Bars	8 908.90	10 423.41
Tube PEHD	400	44.7	PE100	20 Bars	14 357.20	16 797.92
Tube PEHD	500	55.8	PE100	20 Bars	21 375.90	25 009.80

ANNEXE III

Abaque de vuibert



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **A. Dupond** : (1979) « **Hydraulique urbaine** » (tome2) Eyrolles.
- **BENJAMIN VIAL** : (2011) « **Les matériaux de canalisations** », Centre de Ressources Enviro B.A.T-Méditerranée.
- **B.SALAH** « polycopie **d’Alimentation en Eau Potable**»
- « **Mémento du gestionnaire de l’alimentation en eau et de l’assainissement**», Tome I
- **M. CARLIER** Paris 1972 « **Hydraulique générale et appliquée** », édition Eyrolles,