

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction d'eau potable a partir du champs de captage
vers la ville de Tadjmout (w. Laghouat).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0027-13

APA Citation (توثيق APA):

Brahimi, Habib Mustapha (2013). Etude d'adduction d'eau potable a partir du
champs de captage vers la ville de Tadjmout (w. Laghouat)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -
DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes D'Alimentation En Eau Potable

THEME :

**ETUDE D'ADDUCTION D'EAU POTABLE A PARTIR DU
CHAMPS DE CAPTAGE VERS LA VILLE DE TADJMOUT
(W.LAGHOAT)**

Présenté par :

M^r BRAHIMI HABIB MUSTAPHA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^r B.SALAH	Professeur	Président
M ^r M.S BENHAFID	M.A.A	Examineur
M ^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M ^r A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
M ^r M.BOUZIANE	M.A.B	Examineur
Mme M.KHAHLERRAS	M.A.A	Promoteur

Septembre-2013

∞ REMERCIEMENTS ∞

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Je remercie également tous les membres du jury qui apporteront leur contribution, en acceptant d'être dans le jury qui examinera ce modeste travail.

Un remerciement particulier et très chaleureux à ma famille et à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin.

Je remercie tous mes amis et camarades à l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique pour leur soutien et leurs encouragements

❧ DÉDICACE ❧

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

- A ma mère et mon père pour tous les sacrifices qu'ils ont consenti à mon égard;
- A mes frères
- Ma très chère frangine
- A toute la famille BRAHIMI
- Et surtout hamza, ishak, yacine, housam, zaki, malek, nassim, bensaad, titouh, mustapha, kada, youcef, tadj, nail, tamtam, nabila, naila et tous mes amis sans exception

ملخص

تعاين مدينة تاجموت بولاية الاغواط من عجز في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب وهذا بسبب إنشاء المدينة الجديدة مما يستدعي انجاز دراسة شاملة لتحسين الوضع. من خلال هذه المذكرة قمنا بدراسة مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من حقل آبار المياه الجوفية الواقع بالمدينة وتشمل هذه الدراسة تحديد أبعاد الأنابيب وحمايتها من الظاهرة الانتقالية التي تدعى بالمطرقة المائية وحساب حجم الخزانات. ومن خلال هذه الدراسة أخذنا بالاعتبار المظهر التقني والاقتصادي بهدف تلبية حاجيات سكان هذه المدينة من المياه كما ونوعا

Résumé

La ville de Tadjmout souffre d'un déficit dans l'approvisionnement en eau potable, qui est due à la création d'une nouvelle ville, ce qui nécessite la réalisation d'une étude globale visant à améliorer la situation, en alimentant cette ville en eau potable à partir du champ de captage des eaux souterraines de la ville Tadjmout. l'Objectif de notre étude consiste à déterminer les dimensions de canalisations et la protection de ces dernières d'un phénomène transitoire appelé le coups de bélier et de calculer les volumes des réservoirs, en prenant en compte l'aspect technique et économique afin de répondre à la demande des habitants de cette ville, à la fois quantitative et qualitative.

Abstract

The town of Tadjmout suffers a large deficit in terms of drinking water supply because this town has been newly created. Accordingly, the realization of thorough study is required to improve the situation through supplying this town with drinking water from the field of collection of underground waters. This study aims at determining the measurements of the canalizations and the protection of this latter from the phenomenon of knocks of ram as well as the calculation of the volumes of the reservoirs. Mean while, throughout this study we have taken into consideration the technical and economic sight in order to respond to the needs of the inhabitants of this town both quantitatively and qualitatively.

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de la ville

Introduction.....	2
I.1. Situation géographique.....	2
I.1.1. Aperçus historique.....	2
I.1.2. Situation géographique.....	2
I.2.Situation climatique.....	3
I.2.1. Le climat.....	3
I.2.2. Précipitation.....	3
I.2.3. Température.....	5
I.2.4. Vent.....	6
I.2.5. Humidité.....	7
I.3. Les caractéristiques physiques.....	7
I.3.1. Géologie.....	7
I.3.2. Hydrographie.....	7
I.4. Situation hydraulique.....	8
I.4.1. Alimentation en eau potable.....	8
I.4.2. Assainissement.....	8
CONCLUSION.....	8

Chapitre II : Estimation des besoins

Introduction.....	9
II.1. Evaluation de la population future.....	9
II.2. Catégories des besoins en eau.....	10
II.3. L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	10
II.3.1. Les Besoins domestiques.....	11
II.3.2. Les besoins scolaires.....	11
II.3.3. Les Besoins sanitaires.....	12
II.3.4. Les Besoins administratifs.....	12
II.3.5. Les Besoins socioculturels.....	13
II.3.6. Les Besoins du bétail.....	13
II.4. Récapitulation des besoins en eaux de la ville.....	13
II.5. Variation de la consommation journalière.....	14
II.5.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$).....	14
II.6. Variation de la consommation horaire.....	15
Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$).....	15

Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min, h}$) :.....	16
II.6.1. Débit moyen horaire.....	16
II.6.2. Détermination du débit maximum horaire	16
II.6.3. Détermination du débit minimum horaire :.....	17
II.7. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	17
Conclusion	19

Chapitre III : Etude des Réservoirs

Introduction.....	20
III.1. Rôle des réservoirs	20
III.2. Emplacement des réservoirs	20
III.3. Principe de fonctionnement	21
III.4 Classification des réservoirs [2].....	21
III.4.1 Classification selon les matériaux de construction	21
III.4.2 Classification selon la situation des lieux	21
III.4.3 Classification selon l'usage.....	21
III.4.4 Classification selon la forme géométrique.....	21
III.5. Estimation de la capacité du réservoir de distribution [1]	22
III.6. Equipements des réservoirs [1].....	22
III.6.5 Conduite by-pass.....	23
III.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie	23
III.8. Les joints d'étanchéité	24
III.9. Réservoir tampon [3]	24
III.9. 1.Dimensiones du réservoir tampon	25
III.10 Dimensionnement des Bâches de reprises des stations de pompage	25
CONCLUSION.....	27

Chapitre IV : Etude d'adduction

IV.9.11.2. Dimensionnement de bâtiment de station pompage	61
Conclusion :	63

Chapitre V : Protection des conduites

Introduction.....	64
V.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	64
V 1.1. Généralité sur le coup de bélier.....	65
V.2.Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	65

V.6.Installation du réservoir d'air :	72
Conclusion	73

Chapitre VI : Pose de canalisation

Introduction.....	74
VI.1 Pose des canalisations [3]	74
VI.2.1 Vannes de sectionnement	77
3. Types des ventouses :.....	79
VI.2.3 Vidange.....	79
VII.2.4 Clapet anti-retour.....	80
VI.2.5. Crépines	81
Conclusion	83

VII : Organisation du chantier

Introduction.....	84
VII.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	84
VII.1.2. Nivellement	84
VII.1.3. Excavation des tranchées.....	84
VII.1.3.1. La profondeur (H_{tr})	85
VII.1.3.8. Aménagement du lit de pose des conduites.....	88
VII.2. Pose des conduites.....	89
VII.3. Epreuve de joint et de la canalisation.....	89
VII.4. Remblaiement de la tranchée	89
VII.5. Choix des engins	89
Conclusion :	93

VIII : Protection et sécurité de travail

Introduction.....	94
VII.1.Protection et sécurité de travail	94
VIII.2.Causes des accidents	94
VIII.3. La prévention	95
VIII.5.1.Examen clinique, éventuels examens complémentaires	97
VIII.6.Clasement des accidents	98
Conclusion	98

Liste des tableaux

Chapitre II: présentation de la zone d'étude

Tableau II. 1. Température moyenne mensuelle (1996-2005)	14
Tableau II 2. Précipitations mensuelles. (1996-2005)	14
Tableau II. 3. Evolution démographique de la ville.....	15

Chapitre II : procédés de traitement par boues activées

Tableau.III. 1 Concentrations de quelques ions métalliques qui réduisent l'efficacité du traitement	25
---	----

Chapitre IV: Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau IV.1 Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution.....	27
Tableau.IV.2 Valeurs limites maximales des paramètres de rejets	27
Tableau IV.3 Moyennes des résultats d'analyse de la température.....	28
Tableau IV.4 Moyennes des résultats d'analyse du pH	28
Tableau IV.5. Moyennes des résultats d'analyse de la conductivité en ptS/CM	29
Tableau IV.6 type de l'eau en fonction de la concentration de la DBO ₅	29
Tableau IV.7. Moyennes des résultats d'analyse de la DB05 en mg/L d'O ₂	29
Tableau.IV.8 Moyennes des résultats d'analyse de la DCO en mg/L.....	30
Tableau IV.9 Moyennes des résultats d'analyse des MES en mg/L	30
Tableau IV.10 Moyennes des résultats d'analyse d'azote total en mg/L	30
Tableau IV.11 Moyennes des résultats d'analyse des PO ₄ en mg/l.....	31
Tableau IV. 12 Moyennes des résultats d'analyse du rapport DCO/DB05.....	31
Tableau IV.13 : Consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons	33
Tableau IV.14 : Concentrations moyennes d'un effluent urbain.....	35
Tableau IV.15: Les bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons	37
Tableau IV.16 : Espacement et épaisseur des barreaux.....	38
Tableau IV.17 : Les valeurs de β' en fonction de la forme des barreaux.....	42
Tableau IV.18 : Résultats du dimensionnement des grilles.....	43
Tableau IV.19 : Dimensionnement du déssableur-déshuileur	46
Tableau IV.27 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage a moyenne charge (2025 et 2040)	73
Tableau IV.28 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage a faible charge (2025 et 2040)	76

Chapitre VI: calcul hydraulique

Tableau V.1 : Les valeurs de K, m et β	81
Tableau V.2 : Caractéristiques de la pompe choisie	81

Tableau V.3 : Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.	82
Tableau V.4 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	83
Tableau V.5 : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.....	86

Chapitre VI: Etude économique

Tableau VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage	87
Tableau VI.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage	89
Tableau VI.3 : Résultats de la variante à faible charge.....	91

Liste des figures

Chapitre I: Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

FIGURE I. 1 Etapes d'une filière de traitement des eaux.....	6
FIGURE I.2 Schéma d'une grille	7
FIGURE I. 3 Schéma d'une déssableur-déshuilleur.....	8
FIGURE I. 4 schéma d'un décanteur primaire	8
FIGURE I. 5 Lit bactérien	9
FIGURE I. 6 disque biologique	10
FIGURE I. 7 Lagunage aérée.....	10

Chapitre II: Présentation de la zone d'étude

FIGURE I.1 Photo aérienne de Ain Boucif	12
FIGURE II.2.extrait de la carte géologique d'Algérie 1/50000	13
FIGURE II 3 .Présentation des points de rejets et des émissaires de rejets de la ville de Ain Boucif sur carte topographique de Chellalet El Adhaoura à l'échelle 1/ 50 000.....	16

Chapitre III: Procédés de traitement par boues activées

FIGURE.III.1 schéma d'une filière de traitement à boues activées	19
FIGURE.III.2 aération de surface	21
FIGURE.III. 3 diffusions d'air	21
FIGURE.III. 4 Aérateur de fond.....	22

LISTE DES PLANCHES

PLANCHE N⁰1 : plan topographique de la station d'épuration de la ville de Ain Boucif (W.Médéa)

PLANCHE N⁰2 : plan d'implantation de la station d'épuration de la ville de Ain Boucif (W.Médéa)

PLANCHE N⁰3 : profil hydraulique de la step de la ville de Ain Boucif (W.Médéa)

PLANCHE N⁰4 : ouvrages de traitement des eaux usées de la station d'épuration de la ville de Ain Boucif (W.Médéa)

PLANCHE N⁰5 : ouvrages de traitement des boues de la station d'épuration de la ville de Ain Boucif (W.Médéa)

Introduction

INTRODUCTION

L'eau est indispensable à la survie de l'être humain comme c'est écrit dans notre coran (29)« ...et fait de l'eau toute chose vivante...»(30) *sourate al alnbiya*, depuis le moyen-âge jusqu'à nos jours, elle était la préoccupation de toutes les civilisations car un adulte perd dans des conditions normales de 2.5 à 3 litres d'eau chaque jour, cette eau doit être remplacée donc on voit l'importance de s'hydrater avec une eau de bonne qualité et une quantité nécessaire à la survie.

En Algérie, les ressources en eau sont de plus en plus en décadence à cause du réchauffement planétaire, la désertification et une pluviométrie précaire, irrégulière et mal répartie, et d'autre part par la croissance démographique et ces aléas sur l'accroissement des besoins et son impact sur la pollution des ressources.

Dans ce contexte notre étude a été établie afin de bien déterminer les besoins de notre agglomération de la ville de TADJMOUT la wilaya de LAGHOUAT et bien exploiter les sources actuelles qui sont les trois forages en transférant les eaux en utilisant une adduction à un système mixte.

Chapitre I : Présentation de la ville

Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de l'agglomération de la ville de Tadjmout du point de vue géographique, climatologique et géologique, et ainsi connaître la situation de la zone d'étude nous permet de mener à bien notre travail.

I.1. Situation géographique

I.1.1. Aperçus historique

La naissance de la ville de Laghouat remonte au début du 19^{ème} siècle. Mais Ibn Khaldoun a signalé l'existence vers le 11^{ème} siècle ou 12^{ème} siècle d'un qaçr (ville ou village entouré d'un mur en pierre) dans un site qui semble être celui de la ville actuelle, abritant une faction des Béni-Laghouat, branche de la célèbre tribu berbère des Maghraouas qui a régné entre 1058 à 1067 et des portions de la grande tribu des Béni-Hillal qui y trouvèrent définitivement domicile

La création de la commune de Tadjmout date de l'année 1984 ayant été à l'origine un territoire tribal « ARCH » appartenant aux tribus « Oueld-sidi-atalah » de Tadjmout, elle servait de canal de transhumance pour les "Achabas" éleveurs nomades de la région. Ces derniers comptaient énormément sur les eaux de barrage **Infero-flux** et sur les oueds pour l'abreuvement de leur cheptel

I.1.2. Situation géographique

La commune de Tadjmout est rattachée administrativement à la daïra d'Ain Madhi, son territoire en forme d'une bande, occupe une superficie de 230,75 ha, La région d'étude est située à 48 Km au Nord-ouest du chef lieu de la wilaya de Laghouat, dans la commune de Tadjmout, sur la route nationale n°23 et qui délimite par 12 communes: voir Figure .1

- Au Nord : Commune d'El-Beidha.
- Au Sud : Communes de Laghouat, Khneg, Oued M'z i.
- A l'Ouest: Communes d'Aflou, Sidi-Bouزيد, Oued Morra, El-Ghaicha, et de Ain Madi.
- A l'Est : Communes de Sidi Makhlof, Ain Chouhada, El Guedid, et El Edrissia.

Les coordonnées de la commune de Tadjmout sont représentées dans le **Tableau 01**.

Tableau I.1 Les coordonnées de la commune de Tadjmout.

X1 = 2,273983003°	Y1 = 33,65026900°
X2 = 2,761364005°	Y2 = 34,63002800°

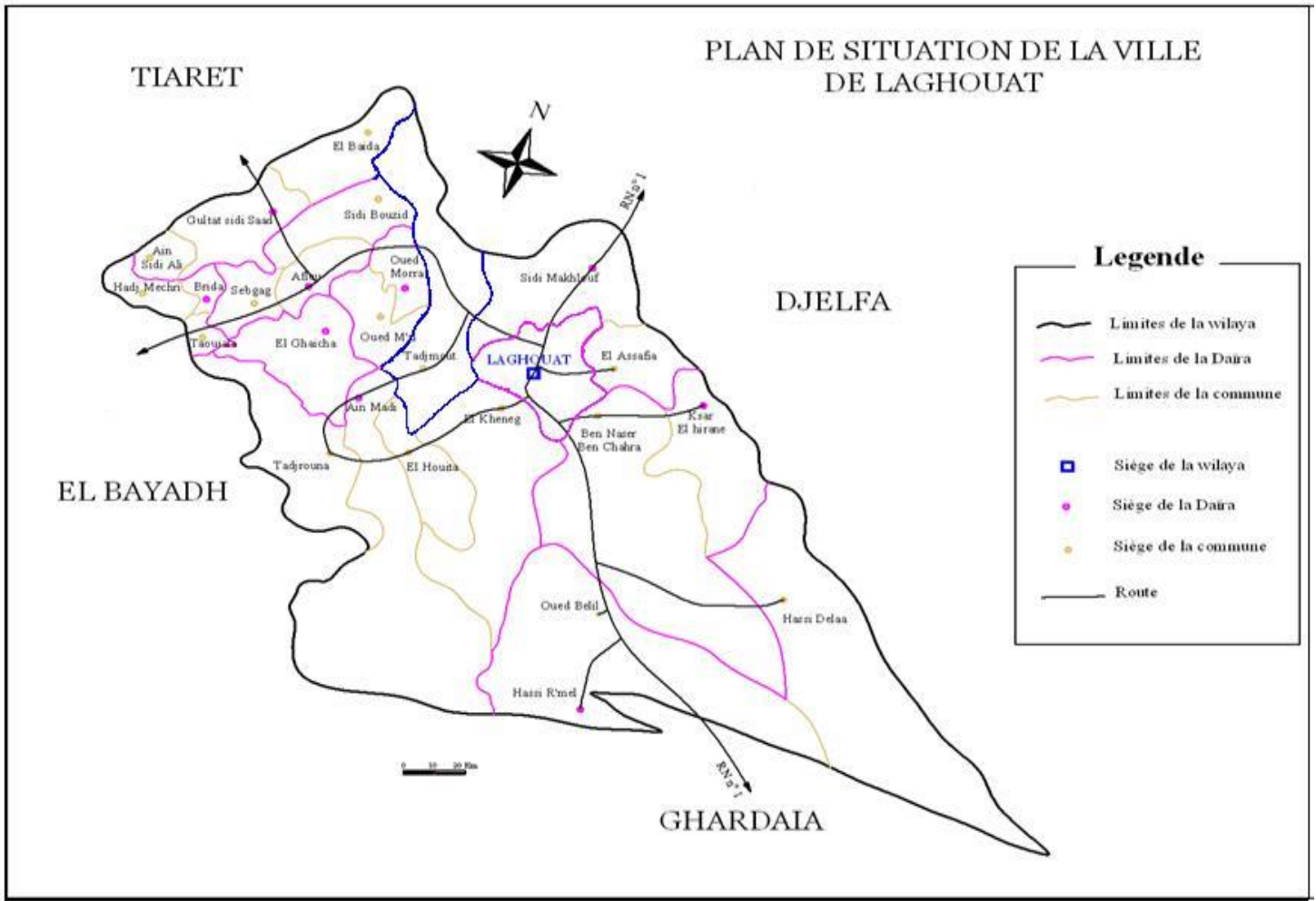


Figure I.1. Plande situation de la ville de Laghouat

I.2. Situation climatique

II.2.1. Le climat

Le climat de Tadjmout, est du type Saharien, marqué par un été très chaud d'une moyenne de 37°C et un Hivers froid avec une température minimale atteignant parfois -6°C. L'aridité s'accroît au fur et à mesure que l'on s'éloigne en direction du Sud.

II.2.2. Précipitation

Les précipitations de la région sont de types irréguliers et insuffisants, la région aconnue unegrande période desécheresse durant la décennie écoulée.

L'analyse statistique de la station de KSAR EL HIRANE code 060403 et d'altitude 710 m sur une période allant de 1969 à 2005 (37) ans dont 35 ans entiers donnent une moyenne interannuelle de l'ordre de 137.91 mm.

Tableau I.2. Précipitations maximales journalière (mm)

n	Année	P _{max,j} (mm)
1	1971	18,4
2	1972	24
3	1973	14,4
4	1974	30,5
5	1975	24,2
6	1976	19,3
7	1977	25,5
8	1978	10,6
9	1979	27,7
10	1980	18,6
11	1981	22,8
12	1982	17,8
13	1983	12,4
14	1984	21,2
15	1985	32,8
16	1986	16,4
17	1987	18,4
18	1988	24

n	Année	P _{max,j} (mm)
19	1989	22,6
20	1990	19,4
21	1991	36,8
22	1992	16,4
23	1993	20,9
24	1994	24,6
25	1995	15,4
26	1996	22,9
27	1997	49,6
28	1998	21,5
29	1999	24,6
30	2000	38,3
31	2001	41
32	2002	24,6
33	2003	41
34	2004	13,2
35	2005	30,1

Source : ANRH (Alger)

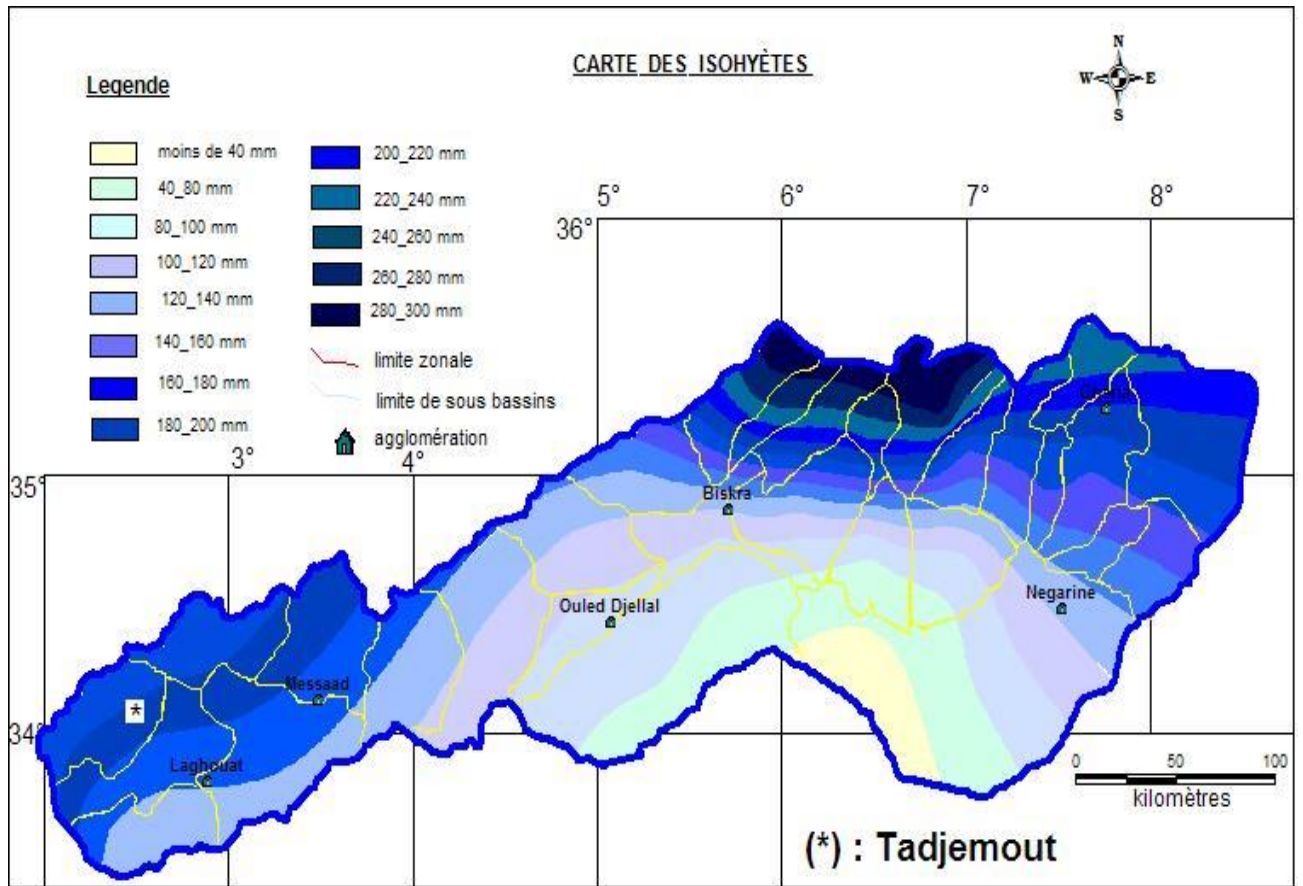


Figure I.2. Carte des isohyètes de la région de Tadjemout

I.2.3. Température

Les températures maximales sont atteintes durant le mois de juillet (plus de 42.9 C°), alors que les minimales sont observées durant le mois de janvier (inférieure à 5C°) La température moyenne suit le sens inverse des altitudes

Tableau I.3. Températures Moyennes Mensuelles

Paramètres	Mois												Annuel T(°c)
	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	
T max (°c)	12.5	15.1	18.4	28.8	26.2	31.8	36.0	35.2	30.2	40.0	16.9	13.0	23.5
T min (°c)	2.3	3.6	6.5	9.4	13.2	18.1	21.2	20.4	16.8	11.6	5.9	3.12	11.0

Source : Station météorologique Laghouat (2006)

I.2.4. Vent

Pour une année d’observation, nous recueillons une généralité des fréquences moyennes des vents exprimée en heures pour toutes les directions.

Tableau I.4.direction et fréquence des vents

direction	NORD	N. EST	N.OUEST	EST	S. EST	SUD	S.OUEST	OUEST
Fréquence	357	498	384	95	23	219	687	705
%	12	16.8	12.9	3.26	0.78	7.37	23.14	23.75

Source : Station météorologique Laghouat

Le vent dominant ça Direction OUEST et SUD OUEST est Le SIROCO souffle 65 a70 jours par ans, généralement en juillet sur les hautes terres du Nord et de l’Ouest, Ainsi que les mois de Juin etJuillet sur les basses terres.

L’absence de la couverture végétale conduit à la désertification de la région ainsi que la création des vents de sable

I.2.5. Humidité

Notre région à climatSaharien, a un degré hygrométrique moyen faible. Mais une simple averse peut rapidement relever le taux hygrométrique et si les précipitations durent, l’humidité de l’air peut arriver à la saturation, même en été. Par contre, les années de sécheresse, l’hygromètre affiche alors, un peu au dessous de 20% d’humidité en hivers et dépasse légèrement les 10% en été.

Tableau I.5.Humidité-Evaporation.

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
Humidité Moy. ens/An en %	66	56	48	45	39	33	27	33	46	53	65	72	48
Evaporation auPichet(mm)	73	84	168	79	229	285	351	294	190	145	76	67	178

Source : Station météorologique Laghouat (2009)

I.3. Les caractéristiques physiques

I.3.1. Géologie

La wilaya de Laghouat a un soubassement de roches sédimentaires datant du Secondaire, du tertiaire et du quaternaire. La connaissance du substratum est fondamentale pour déterminer le matériau original des sols et comprendre les phénomènes Géomorphologiques qui en découlent

On distingue deux types de roche-mère qui font débiter l'évolution des sols :

- la roche mère marneuse.
- la roche mère avec carbonate de calcium.

I.3.2. Hydrographie

Nous avons constaté que les cours d'eau à Tadjmout ont des écoulements irréguliers. Par ailleurs le lit d'oued M 'zi est sèche en été, mais il est parcouru par des crues violentes pendant la période d'hiver.

Le nombre des oueds traversant le territoire de la commune est de l'ordre de sept(7) Oued M'seka ,Seklafa, Rmita ,Bourdim , Oum Senage ,Faidja, el Guelbqui se déversent dans un Oued principal en l'occurrence Oued M 'zi qui prend naissance au Djebel Amour, récupère tous les écoulements des eaux de pluie d'un réseau hydrographique qui s'étend sur un impluvium de 657.047 ha Par grandes crues,

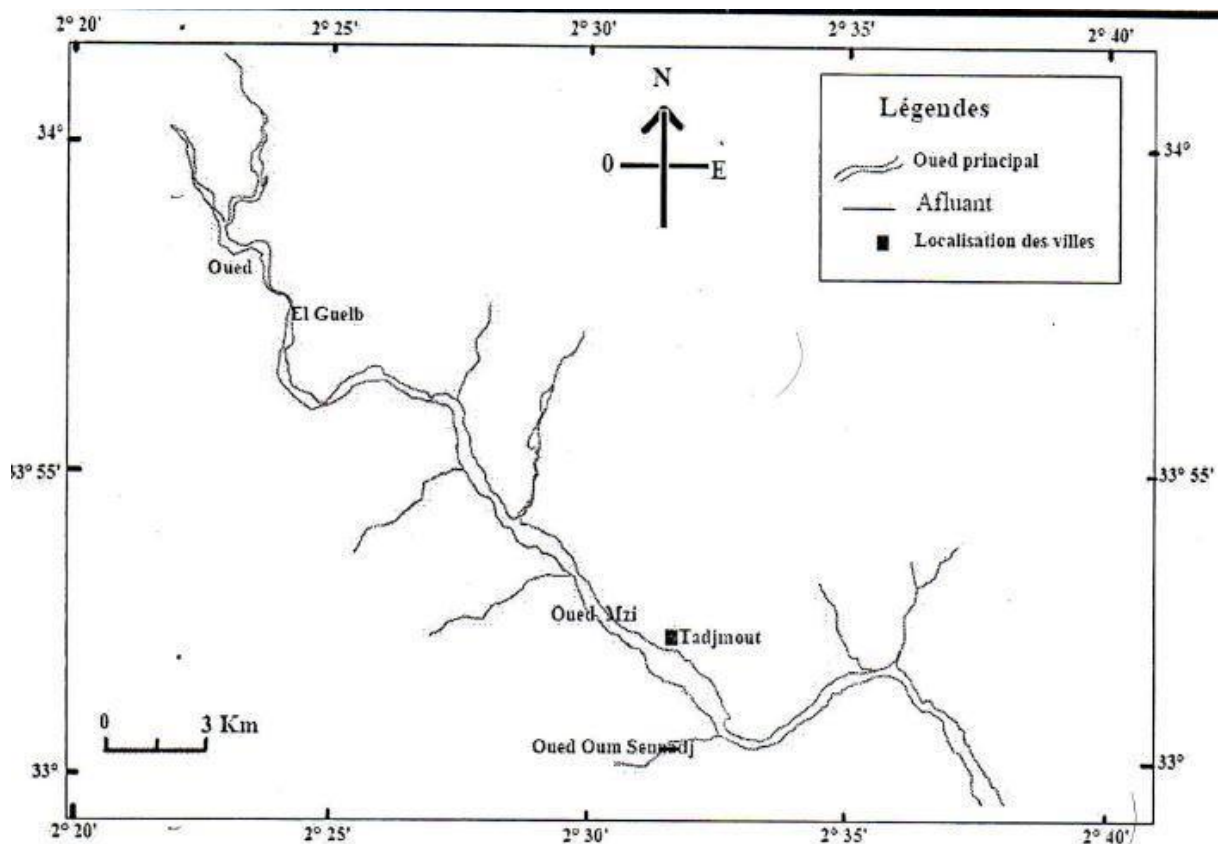


Figure I.3. Le réseau hydrographique de la commune de Tadjmout.

I.4.Situation hydraulique

I.4.1.Alimentation en eau potable

Les logements alimentés en eau potable représentent 82.93% pour Tadjmout, le secteur de Labdaa est plus défavorisé avec 67 logements sur 115, cela est dû au retard d'exécution des travaux d'A.E.P.

Elles sont alimenté a partir de deux châteaux d'eau de 500m³ chaque un

I.4.2.Assainissement

Le nombre de logement raccordés au réseau d'assainissement atteint 462 dans le chef lieu soit 68.44 % du total des logements habités. Le secteur les plus démunis sont vieux K'sar seulement 41 logements sont raccordés sur 150 et le Labdaa et 145 logements 56 logements soit respectivement 27.33 %, et 48.70 % du total logement par secteur d'habitat.

Les logements dépourvus du réseau d'assainissement, évacuent les eaux usées à ciel ouvert, rares sont ceux raccordés aux fosses septiques situé à proximité des jardins, ces secteurs habitat utilisent les «Seguias» comme moyen d'évacuation. Cet état de fait a créé dans certains endroits une dégradation avancée des jardins mitoyens.

CONCLUSION :

Après avoir identifié la zone d'étude, nous concluons que la ville de Tadjmout, a un climat saharien sec, une géologie jeune, une assise solide et une réserve d'eau souterraine importante

Ces informations seront des indices facilitant l'évaluation de notre projet

Chapitre II : Estimation des besoins

Introduction

Dans ce chapitre nous essayerons de vous donner un aperçu en ce qui concerne l'évolution de la population ainsi les besoins en eau de la ville de Tadjmouta horizon 2040

II.1. Evaluation de la population future

La population communale accuse une évolution continue par un accroissement très rapide au niveau de naissances qui sont généralisées chaque année par plus de 525 nouveau-nés.

Cette croissance est en majeure partie est due à l'évolution du nouveau mode de vie des populations engendrées par une mutation des traditions rurales aux traditions citadines et urbaine ainsi que le développement du secteur sanitaire et du niveau de vie.

La population à la fin de l'année 2012 représentait un chiffre de l'ordre de 16 277 habitants. Le rythme d'une évolution rapide se poursuivra pendant cette décennie, ainsi que le facteur de l'exode rural nourrissant une évolution par solde migratoire, qui constitue un élément d'accroissement important dans la population communale de Laghouat.

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

Avec :

- P_n : population située à l'horizon prévu
- P_0 = 16277 hab, population de base ou de l'année de référence (2012)
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence

T : taux d'accroissement annuel de la population en (%), il est estimé à 2.8 %

Tableau II.1. Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet

Commune	Taux d'accroissement	Population 2012	Population 2015	Population 2020	Population 2030	Population 2040
Tadjmout	2,8	16277	17682	19748	26757	35268

Donc à l'horizon 2040, le nombre d'habitants des agglomérations concernées par le projet sera de 35 268 habitants.

La répartition des habitants pour chaque horizon est donnée par la **figure II.1**

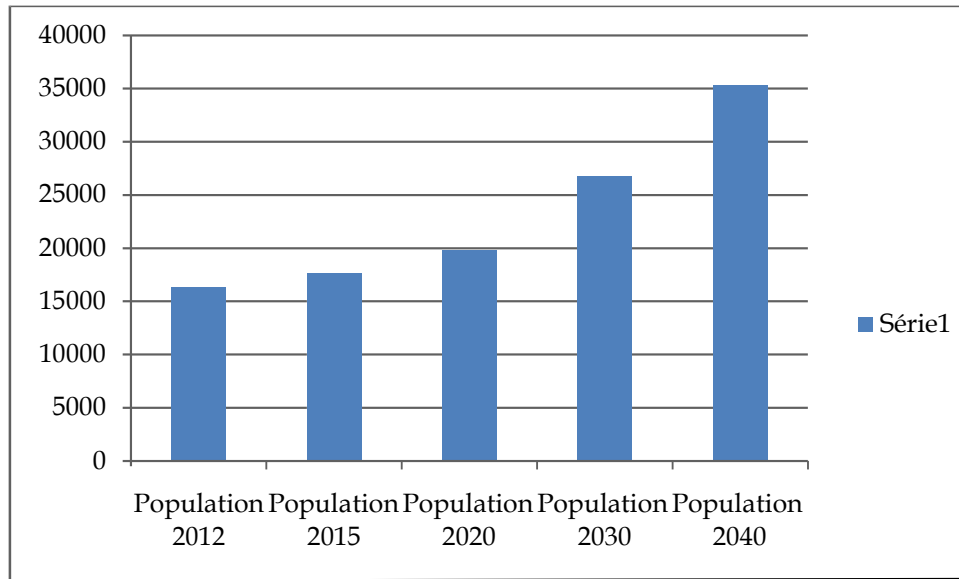


Figure II.1 : Répartition des habitants par agglomération pour chaque horizon

II.2.Catégories des besoins en eau

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoin domestique
- Besoin scolaire
- Besoin sanitaire
- Besoin administratif
- Besoin socioculturelle
- Besoin du bétail

Il est très difficile d'évaluer avec précision les besoins en eau potable d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distribution.

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

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 60 à 100 l/j/hab. et de 100 à 200 l/j/hab, pour les grandes agglomérations. Pour notre projet et d'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de LAGHOUAT les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab, pour l'année 2040.

II.3.1. Les Besoins domestiques

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

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

Elle est exprimée par la formule suivante :

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

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j
- D_i : dotation journalière en l/j/hab
- N_i : nombre de consommateurs

Tableau II.2. Tableau récapitulatif des besoins domestiques

Commune	Population en 2040	Dotation (l/j/hab)	Débit (m^3/j)
TADJMOUT	35268	150	5290.2

II.3.2. Les besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.3. Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Equipement	Nombre	Unité	Nombre d'élève	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)
Ecole primaire	5	Elève	580	10	29
C.E.M	3	Elève	933	10	27,99
Lycée	1	Elève	1200	10	12
Total					70

II.3.3. Les Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.4. Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Equipements	Unité (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Débit (m ³ /j)
02 salles de soin	200	05	2,0
polyclinique	400	05	2,0
Total			4,0

II.3.4. Les Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont estimés dans le tableau suivant :

Tableau II.5. Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Equipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
Siege A.P.C	50	15	0,75
Nouveau Siege A.P.C	80	15	1,2
Parc communale	10	50	0,5
Poste	35	15	0,525
Gendarmerie	40	20	0,8
ONA	50	20	1
Garde communal	48	20	0,96
CNAS	50	5	0,25
totale			5,985

II.3.5. Les Besoins socioculturels

Chapitre II : Estimation des besoins

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau II.6.Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Equipement	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
Mosquée	3	500	10	15
Maison de jeune	1	50	5	0,25
Bibliothèque	1	60	5	0,3
Total				15,55

II.3.6. Les Besoins du bétail

Nous sommes dans une zone rurale où les différentes activités agricoles sont importantes, les différents chiffres, dotations et besoins sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau II.6:Tableau récapitulatif des besoins du bétail :

Catégorie	Têtes	Dotation (l/j/tête)	Débits (m ³ /j)
Bovins	840	80	67,2
Ovins	4000	10	40
Caprins	1800	10	18
Total			125,2

II.4. Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Les besoins totaux en eaux de la ville de TADJMOUT sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.7.Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Catégorie des besoins	Q _{moy, j} (m ³ /j)
Domestiques	5290.2
Scolaires	70
Sanitaires	3
Administratifs	5,98
Socioculturels	15,55
Du bétail	125,2
Total	5 509,93

A l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers totaux de la zone d'étude sont de **5 509.93m³/j**

II.5.Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où elle est minimale.

Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale

- **Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$)**

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de $Q_{max,j}$ sur le $Q_{moy,j}$, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport

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

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par $K_{max,j}$

Avec :

- $Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier
- $Q_{moy,j}$: Débit de consommation moyen journalier

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre **1,1** et **1,3**.

Pour notre cas on prend **$K_{max,j}= 1,3$**

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

- **Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$)**

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. $K_{min,j}$ varie de **0,7** à **0,9**.

Pour notre cas on prend **$K_{min,j}= 0.8$**

II.5.1.Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année.

Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots(II.5)$$

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

II.5.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année.

Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy } j} \dots \dots \dots (II.6)$$

Donc : $Q_{\min j} = 0,8 * Q_{\text{moy } j}$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées par le **tableau II.8**

Tableau II.8. Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy } j}$; $Q_{\max j}$:

Commune	$Q_{\text{moy } j} (m^3/j)$	$K_{\min j}$	$Q_{\min j} (m^3/j)$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j} (m^3/j)$
TADJMOUT	5 509,93	0,8	4 407,94	1,3	7 162,90

II.6. Variation de la consommation horaire

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

Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

- **Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max, h}$)**

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \dots \dots \dots (II.7)$$

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.9 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

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

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

Pour notre cas : nous avons un nombre d'habitants de **35268**, donc $\beta_{\max} = 1,15$

$$K_{\max h} = 1,3 * 1,15 = 1,495$$

• **Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min, h}$) :**

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

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots \dots \dots (II.8)$$

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau.II.10 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

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

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

Pour notre cas : $\beta_{\min} = 0,6$

Donc :

$$K_{\min h} = 0,5 * 0,6 = 0,3$$

II.6.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec :

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

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

Donc : $Q_{\text{moy},h} = 7162,909/24 = 298.45 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$Q_{\text{moy},h} = 298.45 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.6.2. Détermination du débit maximum horaire

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

$$K_{\text{max } h} = \frac{Q_{\text{max } h}}{Q_{\text{moy } h}} \dots \dots \dots (II.10)$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{max } h} = K_{\text{max } h} * Q_{\text{moy } h}$$

$Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3/\text{h} = 298.45 \text{ m}^3/\text{h}$

$K_{\text{max}, h}$: coefficient de pointe

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

II.6.3. Détermination du débit minimum horaire :

Il correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Il est calculé comme suit :

$$K_{\min h} = \frac{Q_{\min h}}{Q_{\text{moyh}}} \dots\dots\dots (II.11)$$

Donc : $Q_{\min h} = K_{\min h} * Q_{\text{moyh}}$

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3/\text{h} = 298.45 \text{ m}^3/\text{h}$

$K_{\min, h}$: coefficient d'irrégularité minimal horaire

Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires sont représentés par le **Tableau II.11**

Tableau II.11.Tableau récapitulatif des consommations horaire $Q_{\min h}$; $Q_{\text{moy h}}$; $Q_{\max h}$:

Commune	$Q_{\text{moyh}}(\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\min,h}$	$Q_{\min,h}$ (m^3/h)	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$ (m^3/h)
Tadjmout	298,45	0,3	89,535	1,495	446,183

II.7. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants (voir ANNEXE II.1)

Remarque :

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

Pour notre cas on choisi la répartition variant entre **10001**et **50000** hab, puisque le nombre d'habitants à l'année **2040** sera **35268**habitant, dont la partition est indiquée dans le Tableau II.12:

Tableau II.12.variation des débits horaires de la ville de TADJMOUT

Chapitre II : Estimation des besoins

horaire	Consommation total $Q_{\max j}$ $=7162,909\text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1,5	107,44	1,5	107,44
1--2	1,5	107,44	3	214,89
2--3	1,5	107,44	4,5	322,33
3--4	1,5	107,44	6	429,77
4--5	2,5	179,07	8,5	608,85
5--6	3,5	250,70	12	859,55
6--7	4,5	322,33	16,5	1181,88
7--8	5,5	393,96	22	1575,84
8--9	6,25	447,68	28,25	2023,52
9--10	6,25	447,68	34,5	2471,20
10--11	6,25	447,68	40,75	2918,89
11--12	6,25	447,68	47	3366,57
12--13	5	358,15	52	3724,71
13--14	5	358,15	57	4082,86
14--15	5,5	393,96	62,5	4476,82
15--16	6	429,77	68,5	4906,59
16--17	6	429,77	74,5	5336,37
17--18	5,5	393,96	80	5730,33
18--19	5	358,15	85	6088,47
19--20	4,5	322,33	89,5	6410,80
20--21	4	286,52	93,5	6697,32
21--22	3	214,89	96,5	6912,21
22--23	2	143,26	98,5	7055,47
23--24	1,5	107,44	100	7162,91

A partir de ce tableau on trouve :

$$Q_{\max, h} = 447,68 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min, h} = 107,44 \text{ m}^3/\text{h}$$

D'après ce tableau on trace le graphe de la consommation et la courbe intégrale représentée dans les figures II.2 et II.3 respectivement

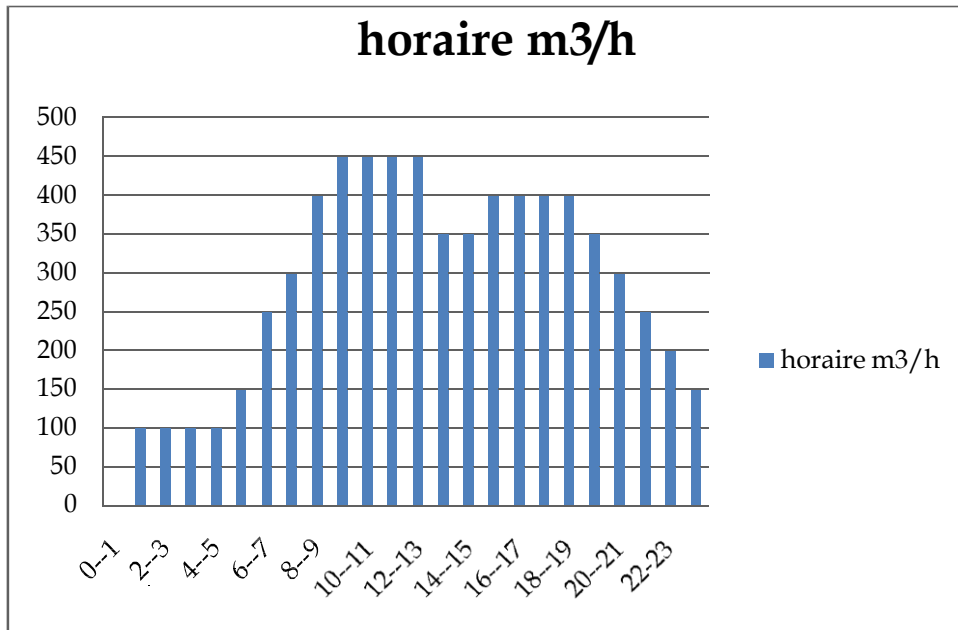


Figure.II.2.histogramme de la consommation journalière

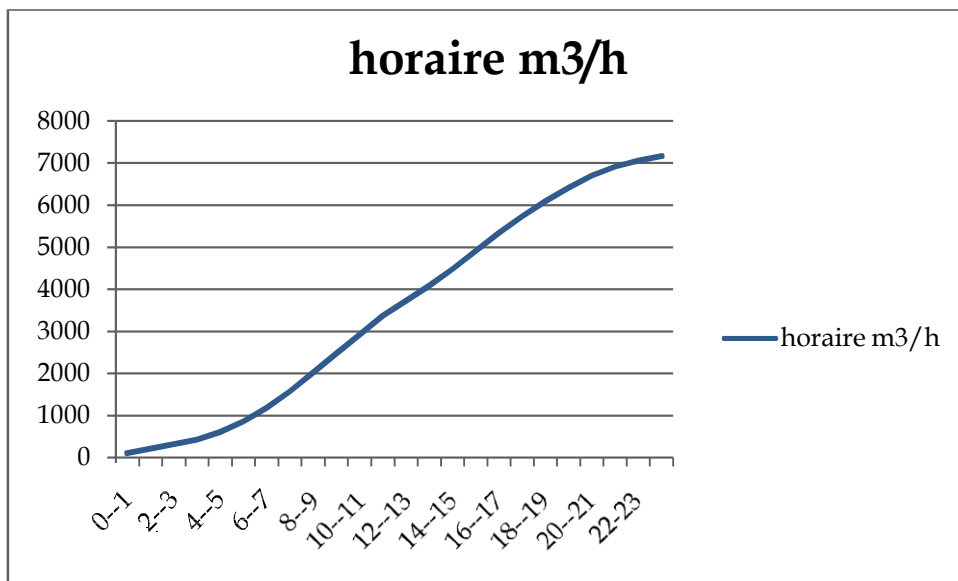


Figure.II.3.Courbe intégrale de consommation journalière.

Conclusion

L'objectif de ce chapitre est l'estimation des besoins en eau potable de la zone d'étude à l'horizon 2040, ce qui permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des bâches d'eau ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Chapitre III : Etude des Réservoirs

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions, qui jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs rôles.

Dans notre projet, nous allons utiliser les deux réservoirs jumelés existant qui sont implantés à une cote de 918.95m et 918mNGA ayant une capacité de 500m³ chaque un donc une capacité de 1000m³

Il convient de souligner que l'existence de ces réservoirs est une contrainte pour le projecteur du fait que les cotes sont imposées

III.1. Rôle des réservoirs

- **régulateur et accumulateur**

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

- **Augmentation des pressions**

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

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

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie car il stocke la nuit et distribue gravitaire pendant les heures de pointe.

- **Stockage de la réserve d'incendie**

la réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation

III.2. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car on doit tenir compte des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ce qui est vérifié pour notre cas
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau ; soit à proximité de l'importance du centre de consommation
Dans notre cas les réservoirs sont plantés au milieu

- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire la pression suffisante aux consommateurs

III.3. Principe de fonctionnement

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation, les différences entre les débits (adduction, distribution) ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

III.4 Classification des réservoirs [2]

Les réservoirs peuvent être classés comme suit :

III.4.1 Classification selon les matériaux de construction

- Réservoir en maçonnerie
- Réservoir en béton armé

III.4.2 Classification selon la situation des lieux

- Réservoir enterré
- Réservoir semi-enterré
- Réservoir surélevé

III.4.3 Classification selon l'usage

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage
- Réservoir terminal
- Réservoir d'équilibre
- Réservoir tampon
- Bâche de reprise
- Brise charge

III.4.4 Classification selon la forme géométrique

- Réservoir cylindrique
- Réservoir rectangulaire (carré)

Pour notre cas les deux réservoirs sont de type surélevés avec une forme cylindrique construits en béton armé destinés au stockage.

III.5. Estimation de la capacité du réservoir de distribution [1]

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).

Dans ce cas notre les deux réservoirs sont alimenté gravitaire et le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre 8 heures et 12 heures où la consommation peut atteindre $k_p \cdot Q_{moy,h}$. pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égal à :

$$V=4 \cdot (k_p \cdot Q_{moy,h} - Q_a) + 24 \cdot Q_a \dots \dots \dots (III.1)$$

D'où :

$$V = 4 \cdot (447,68 - 298,45) + 24 \cdot 298,45 = 7759,92 \text{ m}^3$$

On préconise un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie

Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 596,92 + 120 = 7879,92 \text{ m}^3$$

III.6. Equipements des réservoirs [1]

III.6.1 Conduite d'arrivée

L'arrivée dans le réservoir de la conduite de refoulement doit se faire par le bas et de coté opposé de la conduite de départ

Le réservoir est muni de robinet à flotteur qui sert à remplir le réservoir.

III.6.2 Conduite de départ ou de distribution

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

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

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

III.6.3 Conduite de trop-plein

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

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

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

III.6.4 Conduite de vidange

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

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

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

III.6.5 Conduite by-pass

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

III.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Nous proposons d'installer un système de matérialisation d'incendie dans les deux réservoirs jumelés.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal, la vanne 3 est fermée et les vannes 1 et 2 sont ouvertes. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau N_{incendie} , le siphon se désamorçe grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas utilisée.

En cas de sinistre, il suffit la vanne 3 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

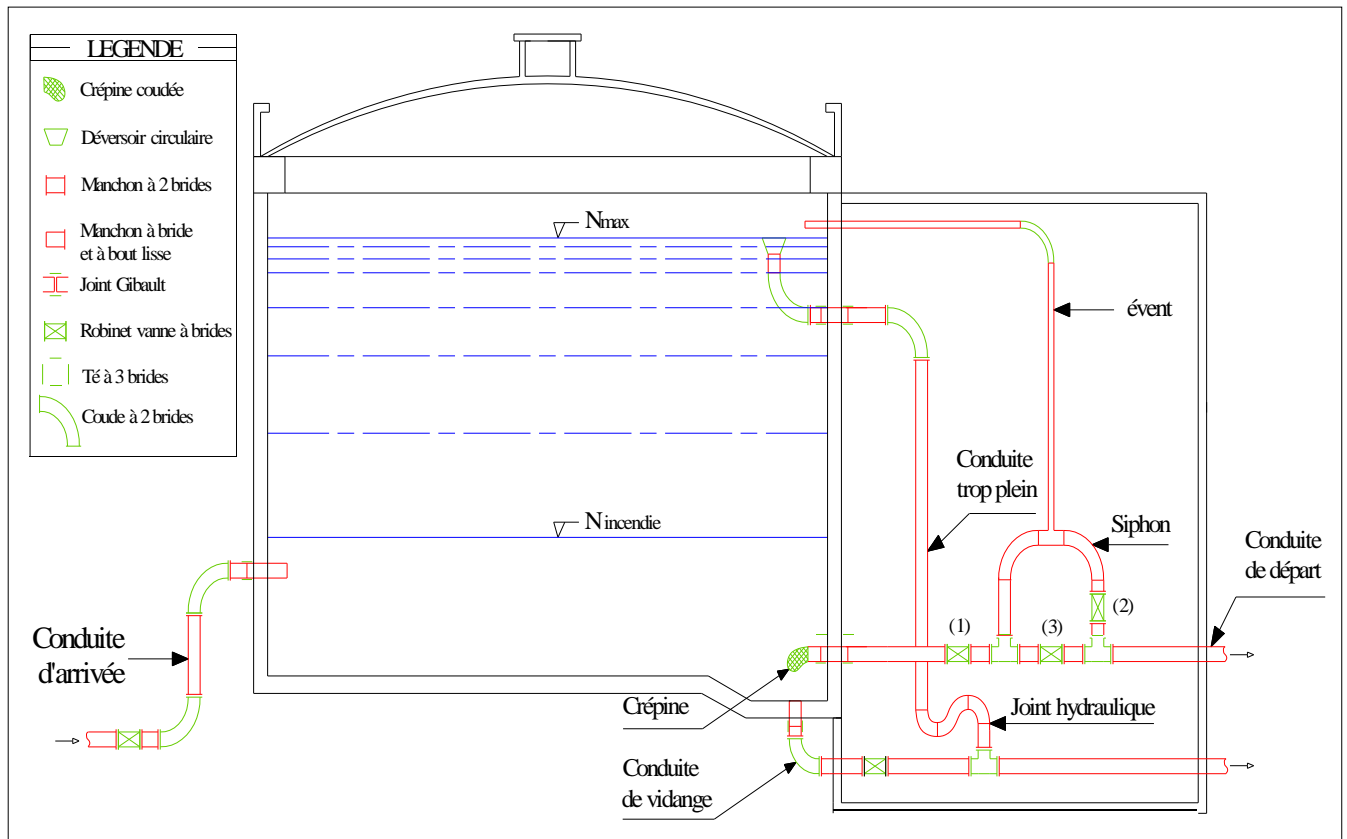


Figure III.1. Les équipements de réservoir

III.8. Les joints d'étanchéité

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

III.9. Réservoir tampon [3]

Le Réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction des Réservoirs d'alimentation.

Le volume de réservoir tampon

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne à l'aval de l'adduction gravitaire, et aussi une réserve d'incendie qu'on préconise en cas d'incendie.

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule suivante:

$$V = \frac{Q_{tr} * t}{2} \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec :

Q_{tr} : Débit transite (Q_{tr}=298.45m³/h).

t : Le temps de fermeture de la vanne 4 h

A.N :

$$V = \frac{298.45 \times 4}{2} = 596.90 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de capacité égale à 750 m³ situé sur une altitude de 936.14mNGA

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

III.9. 1. Dimensions du réservoir tampon

○ Diamètre de la cuve

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'y a pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 3m.

$$V = \frac{\pi}{4} D^2 \times h \dots \dots \dots (III.3)$$

On tire D = 17.84 m ; on le normalise, on pose D = 20m

○ Réévaluation de la hauteur d'eau

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage

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

On trouve h = 2.38 m.

○ La hauteur H du réservoir

La hauteur du réservoir est calculé moyennant la formule : H = h+R

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend R = 0.5m

Donc : H = 2.38 + 0.12 = 2.5 m

III.10 Dimensionnement des Bâches de reprises des stations de pompage

La station de pompage se situe à 917.3 m NGA, est alimentée par les trois forages avec un débit de 7171.2 m³/J. Alors que le volume de la bache est déterminé par la méthode analytique.

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

Heures	Apports	sorties (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	4,17	0,83	-	0,83
01-02	5	4,17	0,83	-	1,67
02-03	5	4,17	0,83	-	2,5
03-04	5	4,17	0,83	-	3,33
04-05	5	4,17	0,83	-	4,17
05-06	5	4,17	0,83	-	5
06-07	5	4,17	0,83	-	5,83
07-08	5	4,17	0,83	-	6,67
08-09	5	4,17	0,83	-	7,5
09-10	5	4,17	0,83	-	8,33
10-11	5	4,17	0,83	-	9,17
11-12	5	4,17	0,83	-	10
12-13	5	4,17	0,83	-	10,83
13 - 14	5	4,17	0,83	-	11,67
14 - 15	5	4,17	0,83	-	12,5
15 - 16	5	4,17	0,83	-	13,33
16 - 17	5	4,17	0,83	-	14,17
17 - 18	5	4,17	0,83	-	15
18 - 19	5	4,17	0,83	-	15,83
19 - 20	5	4,17	0,83	-	16,67
20 - 21	-	4,17	-	4,17	12,5
21 - 22	-	4,17	-	4,17	8,33
22 - 23	-	4,17	-	4,17	4,17
23 - 00	-	4,17	-	4,17	0
Total	100 %	100 %	--	--	--

Avec : $V_{bache} = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3) \dots\dots\dots(III.4)$

V_{bache} : Capacité de la bache (m^3),
a: Fraction horaire du débit maximum journalier (%).
 $Q_{max,j}$: Débit fourni par les forages (m^3/j).
 $Q_{max,j}=28+28+27=83 \text{ l/s}=7171.2m^3/j$
 $V_{bache} = \frac{16,67 * 7171.2}{100} = 11955.43 \quad (m^3)$

On choisi un volume normalise de la bache **1500 m^3**

CONCLUSION

La détermination de la capacité des réservoirs d'alimentation nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non, selon notre calcul nous avons pas besoin de projeté un autre réservoir car nous avons trouvé un volume de 716.92 m^3 inférieur à la capacité des réservoirs existants qui est de 1000m^3 donc suffisante

Néanmoins un réservoir tampon de capacité 750m^3 devra être projeté afin d'assurer le relais avec la partie gravitaire dans notre adduction

Chapitre IV : Etude d'adduction

Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Ce transfert dans notre cas nécessite une station de pompage

IV.1. Types d'adduction [3]

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

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

IV.1.1. Adduction gravitaire

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

IV.1.2. Adduction par refoulement

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

IV.1.3. Adduction mixte

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

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

IV.2. 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.

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

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

➤ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

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

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte ; en acier ; les conduites en PEHD et celles en béton.

- **Fonte :**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite, mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.

- **Acier :**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

- **PEHD :**

Le PEHD (polyéthylène haute densité) est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions. Il n'est pas corrodable Sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux ,mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

- **Amiante Ciment :**

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

Conclusion

Après la présentation de chaque matériau on a décidé d'utiliser des conduites en PEHD, parce qu'elles présentent les avantages suivants :

- Absence de toxicité
- Durée de vie importante
- Résistance aux pressions élevées
- Bonne résistance aux forces internes
- Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en PEHD, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains
- Le PEHD donne une bonne résistance mécanique, aux chocs, aux flexions et aux cisaillements, ce qui se passe lors d'affaissements d'immeubles ou de terrains, sous l'effet du trafic sur les ponts, de canalisations sous voie, de drainage et de tubes flottants.
- Ne retint pas le tartre
- Surfaces lisses Les conduites en PEHD se caractérisent par une faible rugosité.

IV.4. Etude des variantes

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

La zone d'étude s'étale de la source qui est les trois forages située à des cotes de 930 et 917.59 et 915 mNGA respectives (d'après la DHW de la wilaya de Laghouat), jusque aux deux réservoirs

IV.4.1. Proposition de variantes

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que le tracé des conduites est limité par faute de donnée (absence d'un levé topographique complet de la zone d'étude)

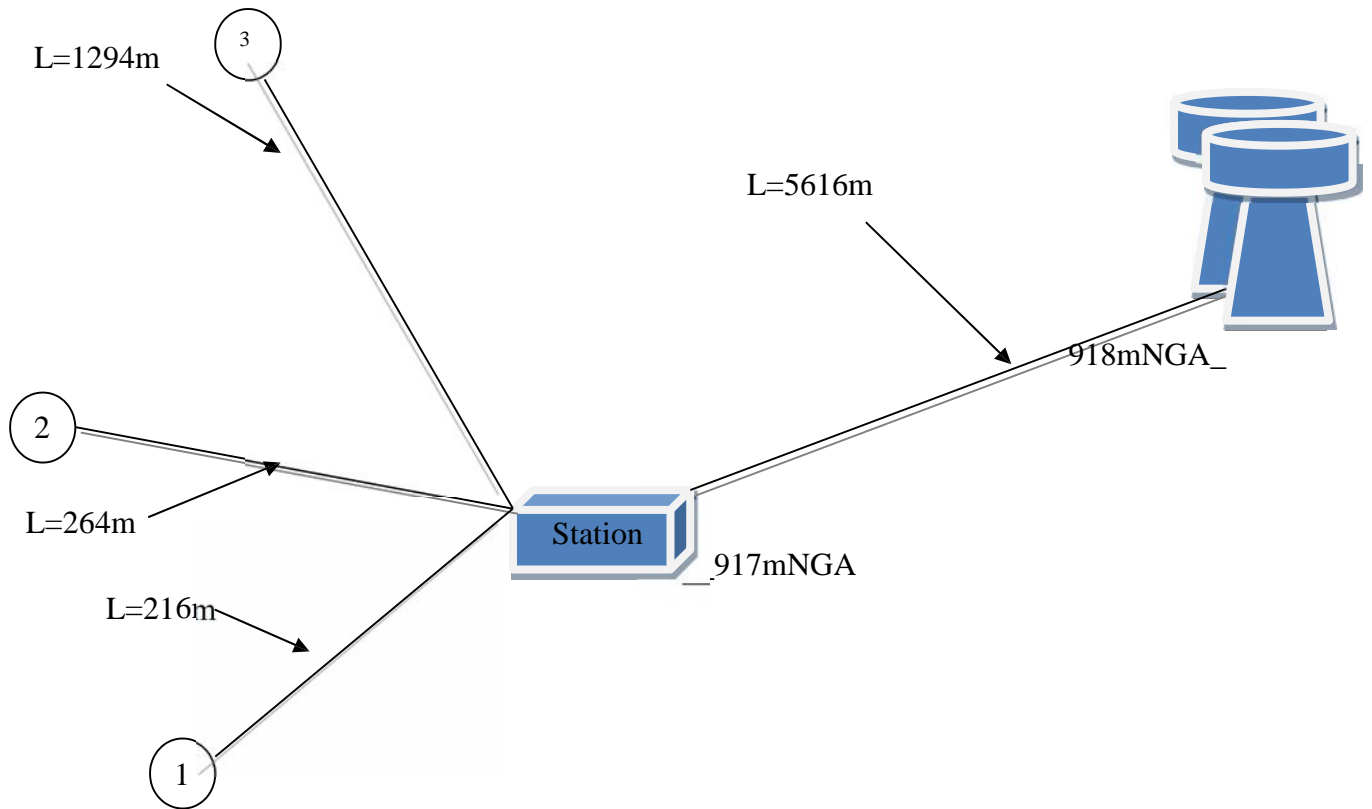
- **Variante N°1 :**

Dans cette variante, le système d'adduction démarre par refoulement des deux forages (1 et 2) et d'une manière gravitaire du troisième forage jusqu'à la bache de reprise avec une cote de 917 mNGA qui sera équipé d'une station de pompage qui débitera jusqu'aux deux réservoirs de distribution de cote de terrain naturel 918 et 918.95 mNGA.

- **Variante N°2 :**

Dans la deuxième variante le système démarre de les trois forages jusqu'au le point de unification (bache de la station de pompage) de cote 917 mNGA qui sera débité par une station de pompage jusqu'au le réservoir tampon de cote de terrain de 936 mNGA, en suite et avec un écoulement gravitaire jusqu'aux des réservoirs.

Variante N°1



FigureIV.1.Schéma descriptif de la variante N° 1 partie refoulement.

Variante N°2

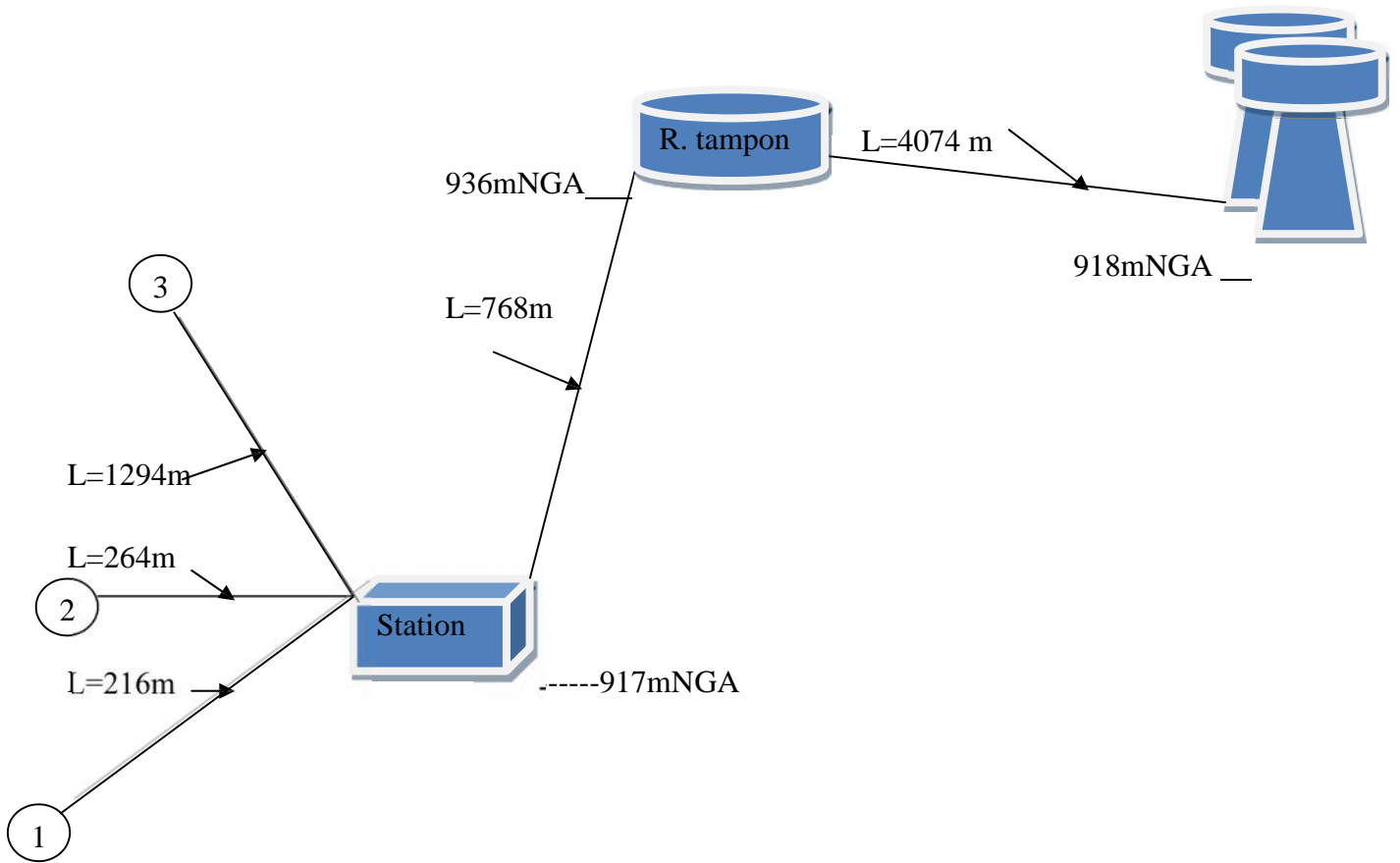


Figure IV.2. Schéma descriptif de la variante N° 2 partie gravitaire.

IV.5. Analyse des variantes

Le choix de la variante à adopter doit d'abord passer par une étude préliminaire qui va départager les variantes entre elles et bien sûr le choix portera sur celle qui est la plus économique et qui respecte les caractéristiques hydrauliques.

• **Variante N°1 :**

Dans cette variante on a opté pour une adduction en refoulement, c'est une adduction à injection directe jusqu'au les deux réservoirs, donc on va dimensionner un seule diamètre qui sera un diamètre économique

- Pour le coté aspiration, la conduite est dimensionner de sorte à avoir une vitesse inférieure à 2m/s afin d'éviter le problème de cavitation D'où on prend Dasp = 100 mm et on vérifie la vitesse d'aspiration $V = Q/s = 0.829$ m/s donc acceptable.
- Pour le coté refoulement, comme sus cité on applique la formule de Bonin et on trouve que Dec= 300 mm

La différence entre la Variante N°1 et la Variante N°2 se résume dans la longueur du refoulement telle que dans la variante N°1 on a une longueur de 5.616 Km.

Et une Hmt= 11 +14.60 = 25.60 m

• **Variante N°2 :**

C'est une adduction mixte refoulement-gravitaire, donc pour le dimensionnement ces deux parties doivent être étudiées appart, de plus il faut dimensionner le réservoir tampon reliant les deux adductions.

Donc on va dimensionner un diamètre économique et un diamètre avantageux et ça nécessite l'étude préalable de la station de pompage donc pour pouvoir départager les variantes on va opter pour l'une des formules simplifiés du calcul du diamètre économique, et notre choix porte sur l'application de la formule de Bonin avec $Dec = (Q)^{0.5}$ donc on trouve les résultats suivants :

○ Pour le coté refoulement, comme sus cité on applique la formule de Bonin et on trouve que Dec= 300 mm

- Pour la partie gravitaire, on a les côtes aux extrémités qui sont respectivement 917m NGA et 928m NGA d'où une dénivelée de 11 m, en appliquant la formule de pertes

de charges
$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m}$$

- avec $K' = 0,001052$; $\beta = 2$ et $m = 4.772$

$L_e = 4074.25m$

Donc on calcul le diamètre
$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots(IV.1)$$

$D_{av} = 0.298m$

Donc on adopte un diamètre avantageux de 300 mm

Pour le calcul des pertes de charge il se fait du côté refoulement et du côté aspiration est le même pour les deux variantes telle qu'on à Lref=768m

$$\text{Et la } H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \dots\dots\dots(IV.2)$$

avec hg=936-917=19m

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l$$

et $\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l$

D'où Hmt = 19 + 2.02 =21.02 m

IV.6. Discussion des résultats

On a fait une étude préalable des différentes variantes qui est loin d'être méticuleuse mais qui va nous permettre de faire le choix de la variante à adopter dans la suite du projet et puis le prochain chapitre va porter sur l'étude exacte de la variante adoptée. Donc on va faire une récapitulation des résultats obtenus :

	Variante N°1	Variante N°2
Diamètre aspiration (mm)	100	100
Longueur (m)	1294	1294
Diamètre économique (mm)	300	300
Longueur (m)	5616.54	768
Diamètre avantageux (mm)	/	300
Longueur (m)	/	4081.02
Réservoir tampon	/	750 m ³
Hmt de la station de pompage (m)	25.60	21.02

Donc à première vu, On remarque que la variante N°2 est plus économique que la variante N°1, en effet dans la variante N°1 le diamètre économique Dec =300mm s'étale sur une longueur de 5.616Km et une hauteur manométrique plus grande donc une puissance absorbé par la pompe plus grande

Conclusion

On a illustré les deux variantes possibles pour cet aménagement et on a établie leur étude qui est loin d'être exacte mais qui nous a permis de choisir la variante la plus adopter pour la suite du projet.

Donc la variante choisit est la variante N°2 c'est-à-dire qu'on va étudier méticuleusement une adduction mixte qui est constituée d'une partie en refoulement et une autre gravitaire, et un réservoir tampon qui reliant les deux parties

IV.7. Etude technico-économique de l'adduction

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

IV.7.1.Cas de refoulement [3]

Les formules utilisées pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement sont les suivantes:

IV.7.1.A.la formule de BRESSE

$$Dec = 1.5 \sqrt{Q} \dots\dots\dots(IV.3)$$

Avec :

- Q = débit en (m³/s) ;

IV.7.1.B.la formule de BONNIN

$$Dec = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(IV.4)$$

Avec :

- Q = débit en (m³/s) ;

IV.7.1.C. La formule de MUNIER

$$Dec = (1+0.02n)\sqrt{Q} \dots\dots\dots(IV.5)$$

- n= nombre d'heures de pompage.
- Q = débit en m³/s.

IV.7.1.D. La formule de VIBERT

$$Dec = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage continu) } \dots\dots\dots(IV.6)$$

$$Dec = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage de 10h/24h)}$$

- ✓ e= prix du kWh d'énergie ;
- ✓ f= prix de 1kg de fonte en DA.

IV.7.1.E. La formule des facteurs économique

$$\text{Déc} = E^{1 / (\alpha+m)} C_j^{\beta / (\alpha+m)} Q_i^{(\beta+1) / (\alpha+m)} \dots\dots\dots(IV.7)$$

Avec :

- Q = débit en (m³/s) ;
- CJ = coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon sur le débit à la tête du réseau ;
- E = un facteur économique :
 $E = 10. M. \Gamma. \gamma$
- Γ = prix du kWh d'énergie en (DA) ;

γ = coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station le pompage :

$$\gamma = \frac{1}{K_0 \cdot K_j \cdot K_H}$$

- k0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau = 1,03 à 1,04 ;
- kj : Coefficient de variation journalière de la consommation =1,1 à 1,3 ;
on a kj =1.3 (d'après le chapitre II)
- kh : Coefficient de variation horaire de la consommation,
on a kh =1.61 (d'après le chapitre II)

$$\gamma = \frac{1}{1,04 \cdot 1,3 \cdot 1,61} = 0.46$$

M: Facteur tenant compte de matériau de la canalisation :

Tableau IV.1. Les valeurs de M

Tuyau	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Amiante ciment	0,24
plastique	0,13

- ✓ β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- ✓ m : Exposant tenant compte du type du matériau :

β et m sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Les valeurs de K, m et β

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante	0,00118	4,89	1,85

ciment Plastique	0,001052	4,772	2
-----------------------------	----------	-------	---

✓ α : Coefficient tenant compte du lien : investissement – diamètre ; tel que :

$$C_{cons} = a + b \cdot D^\alpha$$

✓ C_{cons} = coût de construction de la canalisation ;

a , b : grandeurs dépendant du type de matériau , de la profondeur de pose et du type de sol.

$$C_{cons} - a = b \cdot D^\alpha .$$

$$\text{Log} (C_{cons} - a) = \log b + \alpha \log D$$

Ce qui nous donne le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Les valeurs de α ,a et b

Tuyau	α	a	b
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A .ciment	1.95	78	11.0
Plastique	1.95	157	9.00

$$\text{Déc} = E^{1 / (\alpha+m)} C_j^{\beta / (\alpha+m)} Q_i^{(\beta+1) / (\alpha+m)}$$

$$\text{Déc} = 1.39 C_j^{0.28} Q_i^{0.43}$$

Les formules cités ci-dessous nous donnent des diamètres calculés qui ne sont pas normalisés pour ce la on doit les normaliser par utilisation de la méthode des tableaux, tenant compte des dépenses d'amortissement d'une part et d'autre part des frais d'exploitations.

IV.7.2. Frais d'exploitations

IV.7.2.1.Calcul des pertes de charge

IV.7.2.1.A. Pertes de charge linéaires

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

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m³/s);
- De la rugosité absolue Ks exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D^2 g} = I * L \dots\dots\dots(IV.7)$$

- V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- ΔH_i : Pertes de charge linéaires en (m)
- I:gradient hydraulique en (m/m)
- Le coefficient λ est obtenu par la formule de Nikuradzé:

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

- Re: nombre de Reynolds. Il est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots\dots (IV.9)$$

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

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \dots\dots\dots (IV.10)$$

- t : température de l'eau en degré;
- A $t = 20^\circ\text{C}$: $\nu = 0,01$ Stocks = 10^{-6} m²/s

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

$$K_s = K_0 + \alpha T$$

- k_0 : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.
- α : le coefficient de vieillissement de conduite ($\alpha = 0,04$ mm/an)
- t : temps de service, ($t = 20$ ans).

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 20 = 1,6$ mm.

IV.7.2.1.B. Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents organes et accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à (5-15) % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l$$

IV.7.2.1.C. Pertes de charge totales ΔH_t

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \end{aligned}$$

IV.7.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique :

$$HMT = H_g + \Delta H_t \dots\dots\dots(IV.11)$$

- H_g : la hauteur géométrique
- ΔH_t : pertes de charge total.

IV.7.2.3. Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est définie comme suit:

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots(IV.13)$$

- ✓ η : rendement de la pompe en (65-90) (%)
- ✓ Q : débit refoulé par la pompe en (m³/s)
- ✓ g : pesanteur (9.81 m/s²)

IV.7.2.4. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]}$$

- ✓ t : c'est le temps de pompage par jour en (heure)

- ✓ P: puissance de la pompe en (kW)

IV.7.2.5. Calcul des frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \dots\dots\dots(IV.14)$$

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

IV.7.2.6. Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = Prc * A \quad [DA] \dots\dots\dots(IV.15)$$

- ✓ Prc: prix de ml de la conduite en (DA)
- ✓ A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule :

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

- ✓ i: Taux d'annuité annuel (Algérie), i = 8 %
- ✓ n: nombre d'années d'amortissement, n = 20 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,10185 = 10,185(\%)$$

IV.7.3.Cas gravitaire

IV.7.3.1. Calcul des pertes de charge

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots(IV.16)$$

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

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$
- ✓ L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)
- ✓ L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

IV. 7.3.2. La vitesse d'écoulement

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

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

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

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).

Selon le type de matériau les coefficients K', m et β sont donnés dans le tableau n°4 :

Tableau IV.4. Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

IV.8. dimensionnement d'adduction

IV.8.1. Partie Refoulement (Champ de captage —réservoir tampon)

Il s'agit de refoulement des trois forages (03forages) de notre champ de captage vers la station de pompage et puis vers le réservoir tampon projeté.

Tableau IV.5. Les caractéristiques de chaque tronçon

Tronçons	Débit (l/s)	La longueur (m)	C _T amont (m)	C _{TP} aval (m)
Forage1 station de pompage	28	216.18	915.72	917.32
Forage2 station de pompage	27	264.36	917.59	917.32
Forage3 station de pompage	28	1294.36	930.73	917.32
Station de pompage réservoir	82.9	768.67	917.32	936.14

IV. 8.1.1. tronçon forage n°1_station pompage

- $Q = 0,028 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 216,18 \text{ m}$
- $H_g = H_g = 1,6 \text{ m}$
- $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,028} = 0,167 \text{ m}$
- $PN06 = 6 \text{ bar}$
- Les résultats de calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux suivant

Tableau IV.5.1 Calcul de la HMT forage n°1_la Station de pompage

$D_{EXT}(\text{mm})$	$D_{INT}(\text{mm})$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$V(\text{m/s})$	ϵ/D	λ	$L(\text{m})$	$\Delta H_t(\text{m})$	$H_g(\text{m})$	HMT (m)
125	121,3	0,028	2,424	0,000107	0,012342	216,18	7,58	1,6	9,18
160	155,1	0,028	1,483	0,000084	0,011782	216,18	2,12	1,6	3,72
200	195,1	0,028	0,937	0,000067	0,011293	216,18	0,64	1,6	2,24
250	243,8	0,028	0,600	0,000053	0,010847	216,18	0,20	1,6	1,80
315	307,3	0,028	0,378	0,000042	0,010411	216,18	0,06	1,6	1,66

Tableau IV.5.2 Calcul des frais d'amortissement de forage N°1_ Station de pompage

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	$F_{amort}(\text{DA}) * 10^6$
125	2 441,49	216,18	0,06
160	3 484,66	216,18	0,09
200	5 164,47	216,18	0,13
250	8 182,93	216,18	0,21
315	12727,962	216,18	0,32

Tableau IV. 5.3 Calcul des frais d'exploitation du tronçon forage N°1 _ Station de pompage

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	$F_{exploit}(\text{DA}) * 10^6$
125	3,07	26927,694	0,13
160	1,24	10904,771	0,05
200	0,75	6584,9219	0,03

Chapitre IV : Etude de l'adduction

250	0,60	5290,7435	0,02
315	0,56	4874,7304	0,02

Tableau IV.5.4 Bilan des frais t du tronçon forage N°1_Station de pompage

Diamètre en (mm)	F _{amort} (DA)*10 ⁶	F _{exploit} (DA)*10 ⁶	BILAN
125	0,06	0,13	0,19
160	0,09	0,05	0,14
200	0,13	0,03	0,16
250	0,21	0,02	0,23
315	0,32	0,02	0,34

À partir de tableau IV.5.4 on va illustrer graphiquement les résultats obtenus lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

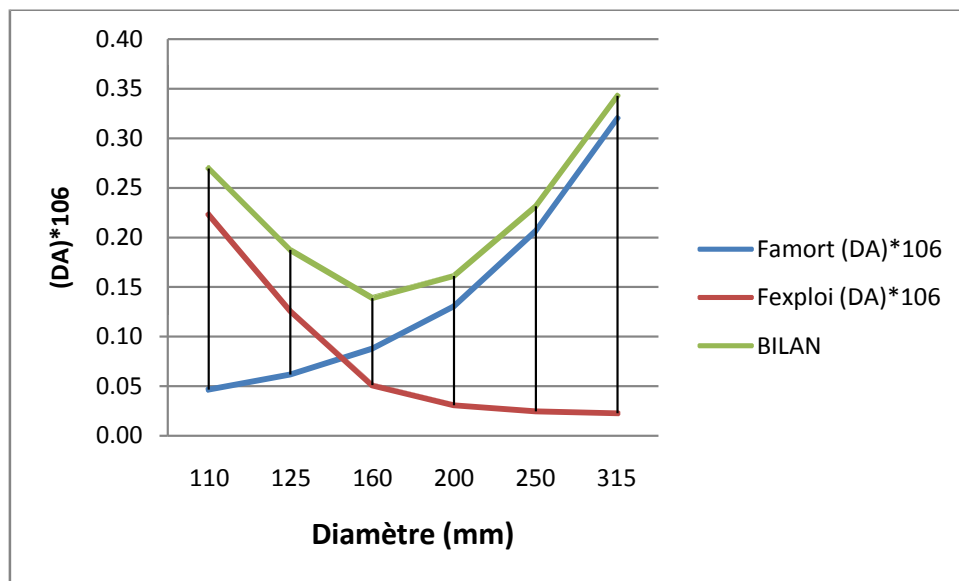


Figure IV.1. Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (SP-FN°1)

D'après la courbe d'optimisation, le diamètre économique est le **160mm**. Avec une vitesse de **1,483 m/s**

IV. 8.1.2. tronçon forage n°2 station pompage

- $Q = 0,027 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 264.36 \text{ m}$
- $H_g = 0.32\text{m}$
- $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.027} = 0.164\text{m}$
- $PN06 = 6\text{bar}$
- Les résultats de calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux suivant

Tableau IV.6.1 Calcul de la HMT forage n°2_la Station de pompage

$D_{EXT}(\text{mm})$	$D_{INT}(\text{mm})$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$V(\text{m/s})$	ϵ/D	λ	$L(\text{m})$	$\Delta H_t(\text{m})$	$H_g(\text{m})$	HMT (m)
110	106,8	0,027	3,015	0,000122	0,012648	264,36	16,69	0,32	10,01
125	121,3	0,027	2,338	0,000107	0,012342	264,18	7,05	0,32	7,37
160	155,1	0,027	1,430	0,000084	0,011782	264,18	1,97	0,32	2,29
200	195,1	0,027	0,904	0,000067	0,011293	264,18	0,60	0,32	0,92
250	243,8	0,027	0,579	0,000053	0,010847	264,18	0,19	0,32	0,51

Tableau IV.6.2 Calcul des frais d'amortissement de forage N°2_ Station de pompage

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	$F_{amort}(\text{DA}) * 10^6$
110	1 846,68	216,18	0,05
125	2 441,49	216,18	0,06
160	3 484,66	216,18	0,09
200	5 164,47	216,18	0,13
250	8 182,93	216,18	0,21

Tableau IV. 6.3 Calcul des frais d'exploitation du tronçon forage N°2 _ Station de pompage

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	$F_{exploit}(\text{DA}) * 10^6$
------------------	------------	---------	---------------------------------

Chapitre IV : Etude de l'adduction

110	5,49	48119,01	0,22
125	2,38	20840,133	0,10
160	0,74	6473,3685	0,03
200	0,30	2600,0276	0,01
250	0,16	1439,6179	0,01

Tableau IV.6.4 Bilan des frais du tronçon forage N°2_Station de pompage

Diamètre en (mm)	$F_{\text{amort}} \text{ (DA)} * 10^6$	$F_{\text{exploit}} \text{ (DA)} * 10^6$	BILAN
110	0,05	0,22	0,27
125	0,06	0,10	0,16
160	0,09	0,03	0,12
200	0,13	0,01	0,14
250	0,21	0,01	0,21

À partir de tableau IV.6.4 on va illustrer graphiquement les résultats obtenus lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

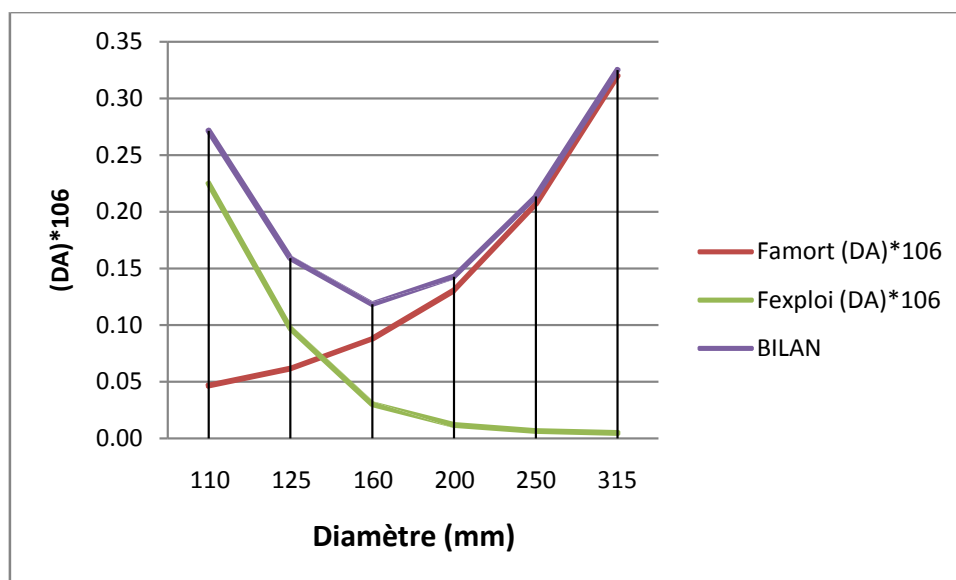


Figure IV.2: Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (SP-FN°2)

D'après la courbe d'optimisation, le diamètre économique est le **160 mm**. Avec une vitesse de **1,430m /s**

IV. 8.1.3. tronçon forage n°3 station pompage (cas gravitaire)

$$\Delta H_d = CR - CT_2$$

$$\Delta H_d = 930.73 - 917.32 = 13.41 \text{ m}$$

o **Le diamètre avantageux**

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 * 1294.36 * (0.028)^2}{13.41}} = 0.138 \text{ m} = 138 \text{ mm}$$

Car les conditions au limiter sont imposer en doit garder la même perte de charge et pour cela en utiliser deux diamètre

$$121.3 \text{ mm} < D_{av} < 155.1 \text{ mm}$$

121.3 mm est le diamètre intérieur de la conduite de diamètre extérieur 125 mm

155.1 mm est le diamètre intérieur de la conduite de diamètre extérieur 160 mm

$$\text{On suppose que : } \Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^*L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K^*L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$$

Avec :

$$L_1 + L_2 = L_{eq} ; D_1 = 121.3 \text{ mm} \text{ et } D_2 = 155.1 \text{ mm}$$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001052 * (0.027)^2 \left(\frac{L_1}{0.121^{4.772}} + \frac{L_2}{0.155^{4.772}} \right) = 13.41 \text{ m} \\ L_1 + L_2 = 1294.36 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_1 = 453.32 \text{ m}; L_2 = 841.04 \text{ m}$$

Donc, on place la conduite DN 160 mm sur une longueur de 453.32 m, ensuite la conduite DN 125 mm sur une longueur de 841.04 m pour assurer une bonne répartition de la perte charger

○ **Vitesse d'écoulement**

Le tronçon aura deux vitesses différentes du fait qu'on a deux diamètres différents, tel que :

$$V_1 = \frac{4 * 0.028}{\pi * 0.125^2} = 2.28 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 0.028}{\pi * 0.160^2} = 1.39 \text{ m/s}$$

○ **Les frais d'investissement :**

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau IV.7

Tableau IV.7 Frais d'investissement de la conduite gravitaire

D (mm)	Prix ml	L (m)	PRIX(DA)	ANNUITE	Frais d'amortissement (DA)*10 ⁶
125	2 441,49	841.04	2053317.50	0.11683	2.39889
160	3 484,66	453.32	157966.07	0.11683	0.01845
Total					2.41734

IV. 8.1.4. tronçon Station pompage _ réservoir tampon

- Q = 0,0829 m³/s
- L = 388.5 m
- Hg = 340.14 - 917.32 = 22.82m

Chapitre IV : Etude de l'adduction

- $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0829} = 0.288\text{m} = 288\text{mm}$
- PN10=10bar
- Les résultats de calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux suivant

Tableau IV.8.1 Calcul de la HMT Station de pompage– Réservoir tampon

D(mm) (mm)	D(mm) (mm)	Q(m ³ /s) (m3/s)	V(m/s) (m/s)	Ks/D	λ	L(m) (m)	ΔH_t (m)	Hg(m) (m)	HMT (m)
200	192,3	0,0829	2,856	0,000068	0,011323	768,67	21,64	22,82	44,46
250	240,4	0,0829	1,827	0,000054	0,010874	768,67	6,81	22,82	29,63
315	302,89	0,0829	1,151	0,000043	0,010437	768,67	2,06	22,82	24,88
400	384,7	0,0829	0,714	0,000034	0,010012	768,67	0,60	22,82	23,42
500	480,9	0,0829	0,457	0,000027	0,009638	768,67	0,19	22,82	23,01

Tableau IV.8.2. Calcul des frais d'amortissement du tronçon Station de pompage – réservoir tampon

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)*10 ⁶
200	7 810,94	768.67	0,35
250	12 136,32	768.67	0,55
315	19 199,91	768.67	0,87
400	30 821,73	768.67	1,40
500	50 392,64	768.67	2,29

Tableau IV.8.3. Calcul des frais d'exploitation du tronçon Station de pompage – réservoir tampon

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)*10 ⁶
200	44,09	386228,83	1,80
250	29,38	257379,46	1,20

Chapitre IV : Etude de l'adduction

315	24,67	216129,78	1,01
400	23,22	203444,68	0,95
500	22,82	199893,29	0,93

Tableau IV.8.4. Bilan des frais du tronçon Station de pompage _ réservoir tampon

Diamètre en (mm)	F _{amort} (DA)*10 ⁶	F _{exploit} (DA)*10 ⁶	BILAN
200	0,35	1,80	2,16
250	0,55	1,20	1,75
315	0,87	1,01	1,88
400	1,40	0,95	2,35
500	2,29	0,93	3,22

À partir de tableau IV.8.4 on va illustrer graphiquement les résultats obtenus lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

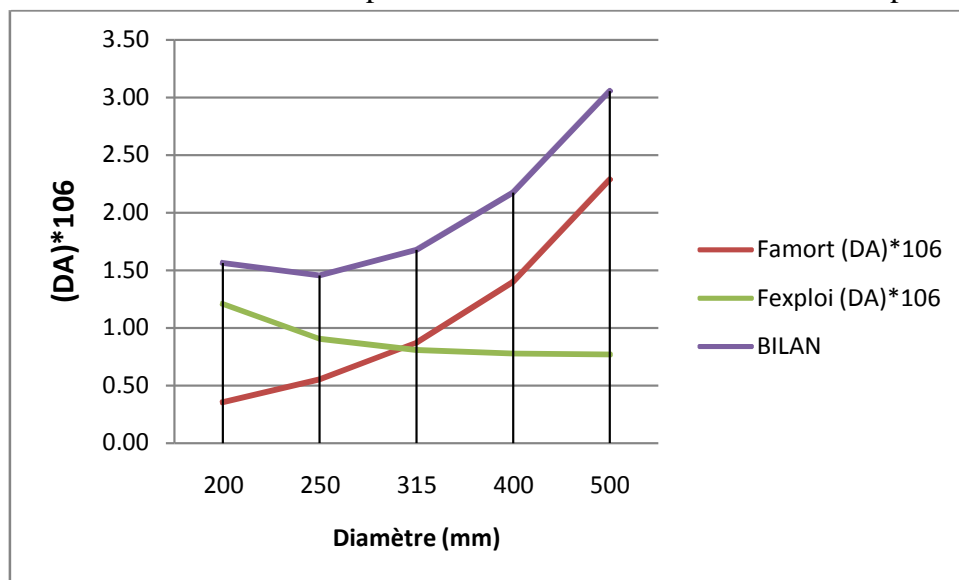


Figure IV.3 Bilan des frais d'amortissement et de l'exploitation (SP2-RT)

D'après la courbe d'optimisation, le diamètre économique est le **250 mm** Avec une vitesse de **1,827 m/s**

IV. 8.2.1. Partie gravitaire (réservoir tampon réservoir de distributions)

Dans notre cas on calcule la charge disponible entre le réservoir Tampon et le point le plus éloigné de réservoir de distribution

$$H_d = C_{RT} - C_{TPR}$$

Avec:

H_d : La charge disponible.

C_{RT} : Côte du radier du réservoir tampon (m).

C_{TP} : Côte de trop plein de la bache d'eau (m).

$$\Delta H_d = 936.14 - 928 = 35.14 \text{ m}$$

$$P_n = 10 \text{ bar}$$

- calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$\sum L_i = 4081.02 \text{ m}$$

- **Détermination du gradient moyen :**

$$J_{\text{moy}} = \Delta H_d / L_e$$

$$J_{\text{moy}} = 35.14 / 4693.17 = 0.0074$$

- **Détermination du diamètre :**

$$J = \Delta H / L = K' Q^B / D_m$$

D'où :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \times Q^B}{J}}$$

Sachant que : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4.772$.

$$D = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 \times 0.0829^2}{0.0074}}$$

$$D = 0.234 \text{ m}$$

$$200 < D_{av} < 250 \text{ mm}$$

On suppose que: $\Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{k' \cdot L_1 \cdot Q^B}{D_1^m} + \frac{k' \cdot L_2 \cdot Q^B}{D_2^m}$

Avec : $L_1 + L_2 = L_T$; $D_1 = 200 \text{ mm}$ et $D_2 = 250 \text{ mm}$

181.1 mm est le diamètre intérieur de la conduite de diamètre extérieur 200 mm

235.2 mm est le diamètre intérieur de la conduite de diamètre extérieur 250 mm

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.001052 \cdot (0.0829)^2 \left[\frac{L_1}{0.181^{4.772}} + \frac{L_2}{0.235^{4.772}} \right] = 35.14 \text{ m} \\ L_1 + L_2 = 4081.02 \text{ m} \quad L_2 = 4081.02 - L_1 \end{array} \right. \implies L_1 = 2798.73 ; L_2 = 1282.28 \text{ m}$$

Donc, on place la conduite $D = 250$ mm sur une longueur de 1280 m, ensuite la conduite $D = 200$ mm sur une longueur de 2798 m pour assurer une bonne répartition de la perte charger

La vitesse de l'eau dans les deux conduites successives est calculée comme suit :

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

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s)

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

A.N:

$$V_2 = \frac{4 \cdot 0.0829}{\pi \cdot 0.181^2} = 1.82 \text{ m/s.}$$

$$V_1 = \frac{4 \cdot 0.0829}{\pi \cdot 0.235^2} = 1.68 \text{ m/s.}$$

○ **Les frais d'investissement :**

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire sont résumés dans le tableau IV.9

Tableau IV.9. Frais d'investissement de la conduite gravitaire

D (mm)	Prix ml	L (m)	PRIX(DA)	ANNUITE	Frais d'amortissement (DA)*10 ⁶
200	2 030.10	2798.73	5681701,77	0.11683	6.66379
250	3 186.65	1282.28	4086177,56	0.11683	4.7738
Total					11.43759

IV.9.ETUDE DE POMPAGE

IV.9.1.Critères de l'emplacement de la station de pompage [5]

- Eviter les zones instables (sismiques et inondables)
- Respecter les normes de distances (distance minimale entre l'aéroport et une station de pompage et de 30km)
- Pour les terrassements et l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - Prévoir l'accès pour tous les ouvrages
 - Prévoir une plate forme avec un revêtement routier (bitume)
 - Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage)
 - Prévoir une cote du plancher du rez-de-chaussée qui dépasse celle de la plate forme de 0,15m à 0,5m
 - Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement

IV.9.2.Choix du type de pompe [5]

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

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

IV.9.3.Choix du nombre de pompes : [4]

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base du plusieurs critères, qui sont :

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

Pour notre cas les caractéristiques recherchées sont : $Q=0.0829 \text{ m}^3/\text{s}$
 $HMT=29.63\text{m}$

On opte pour les pompes d'origine ITALIENNE (pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal de marque CAPRARI.)

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau IV.10. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nombre d'étage
1	298.45	29.63	–	–	–	–	–	–	–
2	154	29.63	PM 125 / 2E	69.4	40	1450	14.8	2.05	2
3	101	29.63	PM 100 / 2A	64	41	1450	9.87	2.48	2
4	75.2	29.63	PM 125 / 2C	72	31	1450	6.75	1.94	2
5	60.4	29.63	PM 100 /2D	68	27.5	1450	5.6	1.91	2

A partir de ce tableau, on déduit que la variante quatre pompe est la meilleure du point de vue rendement et la puissance absorbé minimale des pompes

Donc on choisie quatre pompes plus deux pompes de secours du type : **PM 125/2C** installé en parallèles

IV.9.3.Courbes caractéristiques des pompes

Pour l'ensemble des pompes et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

$$[H-Q] , [P_{abs} - Q] , [\eta_p - Q] , [(NPSH)_r - Q]$$

Les courbes caractéristiques des pompes PM 125 sont représentées dans la **figure.IV.4**

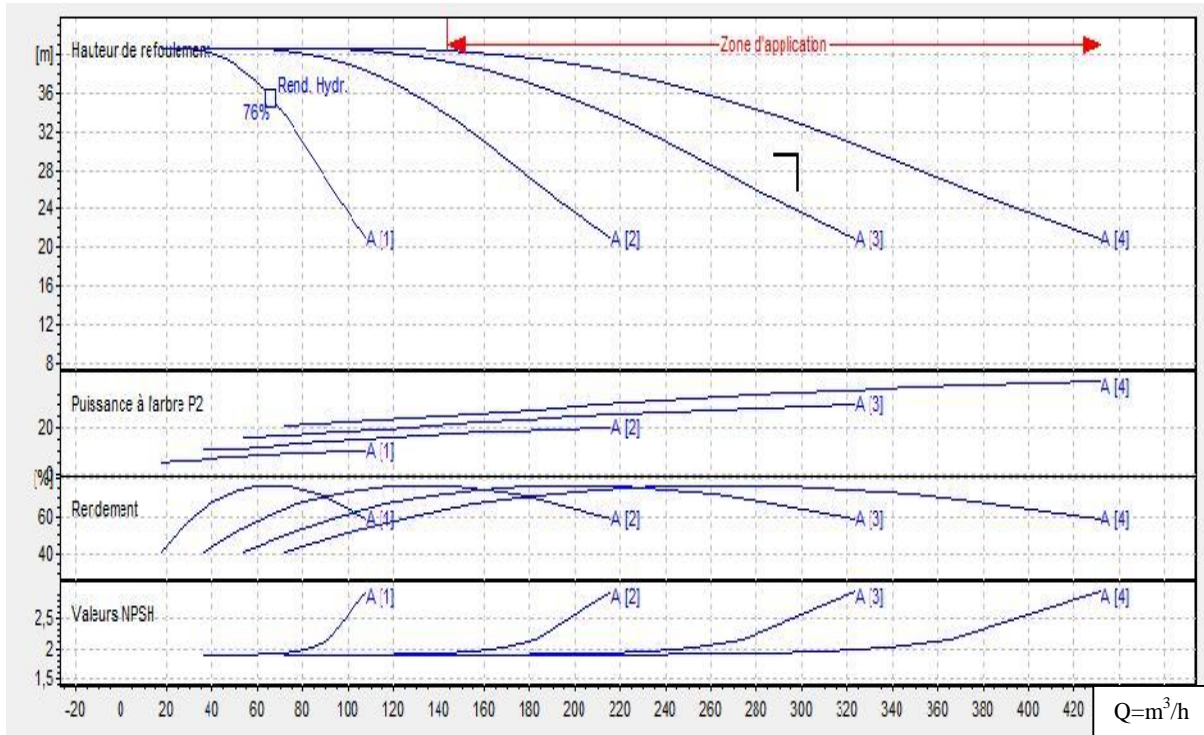


Figure. IV.4 : Les courbes caractéristiques des pompes

IV.9.4 Point de fonctionnement

Portant les courbes caractéristiques de la pompe $H=f(Q)$ et de la conduite $H_c=f(Q)$ sur le même graphe (H-Q). en déduit que

Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. c'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal.

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, c'est pourquoi on sera contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Afin de l'adapter à des conditions de marche données A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- Modification de la vitesse de rotation
- Modification du temps de pompage
- Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée.

IV.9.5 Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots \dots \dots (IV.18)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,10 * \Delta h_p^{lin} \dots \dots \dots (IV.19)$$

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \dots\dots\dots (IV.20)$$

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

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

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

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

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

Tableau IV.11. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-RT)

N°	Q (m ³ /s)	3Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0,04	0,010	29,81	768,64	250	0,01087	0,071	0,081	29,9
2	0,05	0,013	29,81	768,64	250	0,01087	0,111	0,127	29,9
3	0,06	0,015	29,81	768,64	250	0,01087	0,159	0,183	29,9
4	0,07	0,018	29,81	768,64	250	0,01087	0,217	0,249	29,9
5	0,08	0,020	29,81	768,64	250	0,01087	0,283	0,326	30,0
6	0,09	0,023	29,81	768,64	250	0,01087	0,358	0,412	30,0
7	0,1	0,025	29,81	768,64	250	0,01087	0,442	0,509	30,1

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figureIV.5

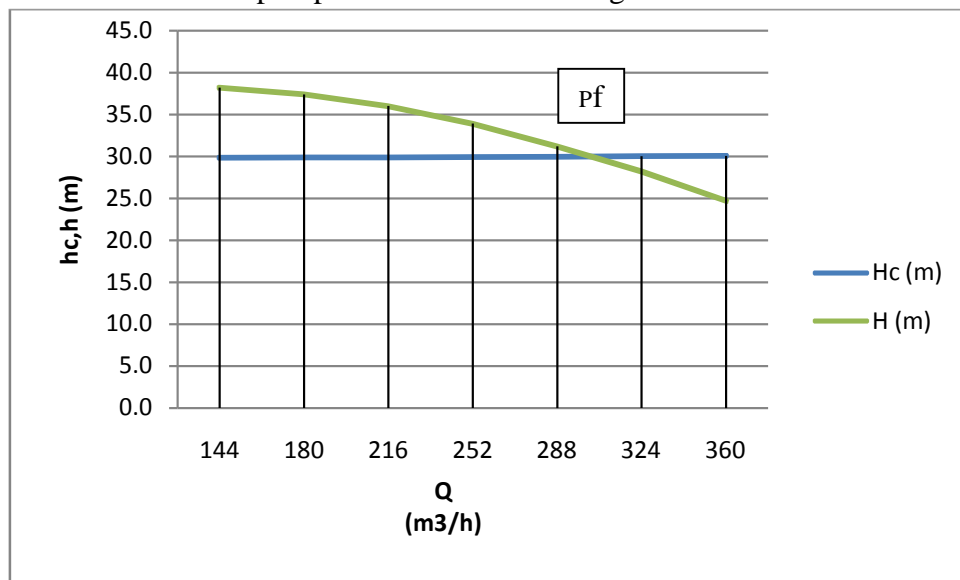


Figure IV.5. Point de fonctionnement des pompes de la Station SP

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pf} = 301 \text{ m}^3/\text{h} \geq Q_{dem} = 298,45 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_{pf} = 30,4 \text{ m} \geq H_{app} = 29,63 \text{ m} \end{array} \right.$$

Conclusion : le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10% et -10%) par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

IV.9.6 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

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

A. Débit disponible > Débit appelé

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

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

Le rendement de l'installation après vannage est tel que

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots (IV.21)$$

$\eta_{inst_{ap,van}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{inst_{av,van}}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : différence entre la hauteur H^c et la hauteur appelée :

$$h_v = H^c - H_{app}$$

H^c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique.

- **Rognage :** C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \times Q \dots\dots\dots (IV.22)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D \times \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \dots\dots\dots (IV.23)$$

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

D: diamètre extérieur de la roue avant le rognage;
 d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm)
 Rendement de rognage : $R = (1-m) \times 100$

R : rendement de rognage (%) ;
 m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}}$$

Remarque : Si le rendement de rognage est inférieur à **15%** alors le rognage est efficace.

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement**

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

- **Diminution de temps de pompage :** dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir ; Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots (IV.24)$$

t : temps en heure prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour;
 t' : nouveau en heure temps de fonctionnement de la station de pompage par jour;
 Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

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

B. Débit disponible < Débit appelé :

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

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

IV.9.7. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe

IV.9.7.1. Équipements en amont de la pompe

- **Conduite d'aspiration :**

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

- **Joints :**

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

- **Joint de démontage :**

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

- **Convergent d'aspiration :**

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'éviter toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieure de notre convergent.

- **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- **Les ventouses :**

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et lutter contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier)

IV.9.7.2 Équipements en aval de la pompe

- **Divergent :**

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible

- **Clapet de non-retour :**

À la sortie de la pompe, on place un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale

- **Joint de démontage :**

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors du montage ou le démontage de la pompe.

- **Vanne de régulation :**

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

- **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- **Conduite de refoulement :**

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduite est égale à 1.2 fois d_a ($D_a = 1.2d_a$)

- **Le by-pass :**

Un by-pass est placée entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

Mais dans notre cas le by-pass se trouve toute en amont des groupes de pompes.

- **Soupape de décharge :**

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installé avec le clapet.

IV.9.8. Etude de la cavitation :

Il existe pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, une hauteur limite d'aspiration en dessous de laquelle il convient toujours de se tenir. Pour que la pompe

ne Cavite pas, elle doit être place à une hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pressure Section Head) requis soit toujours inférieur au NPSH_d disponible. (NPSH_d > NPSH_r).

Sachant que notre station de pompage fonctionne en aspiration on a :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{atm}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - (+ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0.1 \dots \dots \dots (IV.25)$$

$$ha^{ad} = -(NPSH)_r - 0.1 + \frac{P_{atm}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - \frac{v^2}{2g} - \sum hp_{asp} .$$

(NPSH_r) : Déterminé graphiquement d'après la **figure IV.4** égal à **1.94m**.

$\frac{P_{atm}}{\rho}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage

$\frac{P_v}{\rho}$: Dépend de température du liquide pompé

Tableau. IV.12. Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\rho} \text{ (m)}$	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau IV.13. Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\rho} \text{ (m)}$	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

D'où on tire les valeurs requises :

La côte de la station de pompage est de 917 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\rho} = 9.7 \text{ m}$.

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\rho} = 0.24 \text{ m}$.

$$\sum h_{asp} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m} = \frac{0.001052 \times 1.15 \times 768 \times 0.082^2}{0.25^{5.3}} = 0,126 \text{ m}.$$

$$V_{ps} = 1,69 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{Alors : } ha = -1.94 - 0.1 + 9.7 - 0.24 - 0.62 - 0.126 = +6.674 \text{ m}..$$

Donc pas de cavitation

IV.9.9 Calage de la pompe

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

Pour les installations en aspiration : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \dots \dots \dots (IV.26)$

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

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

$$\nabla_{\min} = C_p - h$$

C_p : Cote de plan d'eau dans la bêteche ;

H : hauteur d'eau dans la bêteche ;

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

• Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\Rightarrow \nabla_{\min} = 916,1 - 5 = 911,1$

• La cote de l'axe de la pompe : $\nabla_{\text{axe}} = 911,1 + 6 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 916,9m$

IV.9.10. Choix du moteur électrique

IV.9.10.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont

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

On choisit les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

IV.9.10.2 Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn}$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

IV.9.10.3. Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{\text{app}} * H_{\text{MT}} * K}{\eta_p * \eta_{\text{acc}} * \eta_m} \dots\dots\dots (IV.27)$$

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

H_{MT} : hauteur manométrique totale ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{\text{acc}} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$, on prend : $\eta_m = 95 \%$.

K : coefficient correcteur de puissance du moteur, est en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau IV.14. Coefficient de correction en fonction de la puissance de la pompe

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

IV.9.10.4 Caractéristiques du moteur :

- Fréquence:50HZ.
- Tension nominale:400V.
- Vitesse nominale:1450tr/min.
- Nombre de pôles: 4.
- Puissance nominale P2: 7.5kw.
- Classe d'isolement: F.
- Degré de protection: IP 55.

IV.9.11. Bâtiment de la station de pompage

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompes résultants de ces conditions, d'où on a :

- Bâtiments type Bloc ;
- Bâtiments type bache sèche ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
- Bâtiments type surface ;
- Bâtiments type semi enterrée ;

IV.9.11.1 choix du bâtiment :

Tableau . IV.15. Choix du type de bâtiment :

paramètres	Type de bâtiment
------------	------------------

	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-	importante

On a :

-Débit $Q=0.082 \text{ m}^3/\text{s} < 2 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Hauteur admissible à l'aspiration (m) = 6.674m >0.

-variation du plan d'eau de la bâche (m) = (1-3).

donc un bâtiment de type Bâche sèche.

IV.9.11.2. Dimensionnement de bâtiment de station pompage

A .Hauteur du bâtiment :

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots\dots\dots(IV.28)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots\dots\dots(VI.29)$$

H_p : hauteur de la pompe. $H_p = 520 \text{ mm}$

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3 \text{ m}$

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_5 = 0,52 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,32 \text{ m}$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6=2,2 \text{ m}$;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3\text{m}$;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8 \text{ m}$;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_b = 1,32 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,12\text{m}$

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

B. Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_1 \dots\dots\dots (IV.30)$$

n: nombre de pompes, n = 6

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

A.N : $L = 999\text{mm} \Rightarrow L = 0.9\text{m}$.

$L = 6 \times 0.9 \Rightarrow L = 5.4 \text{ m}$.

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

On prend : $L_{int} = 1,0 \text{ m}$.

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

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,5\text{m}$;

A.N : $L_b = 5.4 + 1 \times 5 + 0.5 + 3 \Rightarrow L_b = 13.9 \text{ m}$.

La station de pompage aura une longueur de **14 m**.

C. Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 4.s + L_p + L_r \dots\dots\dots (IV.31)$$

s : épaisseur du mur, s = 0,2 m ;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe,

$$l_1 = 0.2 + D_a = 0.3 + 0.25 = 0.55\text{m}.$$

l_2 = distance entre mur et dernière organe de la pompe,

$$l_2 = 0.2 + D_r = 0.3 + 0.25 = 0.55\text{m}.$$

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

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

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 3.0\text{m}$;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

l_4 : longueur des accessoires de refoulement,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_{div} \dots\dots\dots (IV.31)$$

Où :

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 0.999 \text{ m}$;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 \times D_r$

A.N : $l_{tr} = 2 \times 250 \Rightarrow l_{tr} = 0.5\text{m}$;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tr} = 2 \times D_a$.

A.N : $l_{tr} = 2 \times 250 \Rightarrow l_{tr} = 0.5 \text{ m}$;

l_c : longueur du convergent, $l_c = (3.5-4)(D_a-d_a) = 3.5 \times 250 = 0.875\text{m}$.

l_c : longueur du divergent, $l_{div} = (3.5-4)(D_r-d_r) = 3.5 \times 250 = 0.85\text{m}$.

A.N: $l_3 + l_4 = 0.99 + 0.5 + 0.625 + 0.875 + 0.875 \Rightarrow l_3 + l_4 = 3.8 \text{ m}$.

A.N: $l_b = 0.55 + 0.55 + 3.8 + 4 \times 0,2 + 3 + 0.3 \Rightarrow l_b = 9.0 \text{ m}$.

La station de pompage aura une largeur de 9 m.

D. Dimensions des portes :

- porte principale : **3×3.**
- porte secondaire : **2,5×1,6.**

E. Dimensionnement des fenêtres :

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

$$\sum S_f = 0,15 * 9 * 14 \Rightarrow \sum S_f = \mathbf{12.15m^2}.$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots\dots\dots (IV.32)$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, **S_f = (1,2 * 2.2) ;**

A.N : $n = \frac{12.15}{1.2 * 2.2} \Rightarrow \mathbf{n = 5 \text{ fenêtres}}$

f. Dimensionnement des marches d'escalier :

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

Tableau IV.16.: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station(SP) :

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur(m)	Largeur(m)	Hauteur(m)	Epaisseur des murs	Fenêtres(m)	Portes	
					secondaire	principale
14	9	5.5	0,2	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons choisi une adduction mixte à partir des forages vers les réservoirs de distribution, avec une partie gravitaire de deux tronçons de diamètre avantageux respectivement (250 mm et 200mm) et une partie refoulement de diamètre économique de 250 mm. Pour cela on doit projeter une station de reprise sur une cote de 917.32 m NGA qui est équipée d'une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontale de type PM 125/2C

Chapitre V : Protection des conduites

Introduction

Le coup de bélier est une étape du régime transitoire à paramètres hydrauliques prépondérants (pression et Vitesse) qui varient rapidement dans le temps et dans l'espace. Il produit un phénomène oscillatoire d'onde de pression qui se propage sur toute la longueur de la conduite en s'amortissant progressivement.

Par conséquent, il résulte un déboisement des conduites, détérioration des robinetteries ou appareils de comptage, ils entraînent des dégâts sur les appareils de pompage.

Donc il est important de protéger les équipements contre ce phénomène par des appareils qui auront le rôle de l'atténuation et la limitation des variations brusques de pression.

V.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

V 1.1. Généralité sur le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire, soit en refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » une étape du régime transitoire où les paramètres prépondérants (pression-Vitesse) sont rapidement variables

V.1.2. Les Causes du coup de bélier

Les différentes causes de coup de bélier sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la Vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la Vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine

V.1.3 Les conséquences du coup de bélier

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

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

A. Cas de la surpression

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

B. Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relativement négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression de Vent inférieure à $10mce$, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut aussi provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

C. Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances de surpression et de dépression qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériel de la canalisation même si leur amplitude est faible.

V.2. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe plusieurs moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

A. Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station, immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

B. Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier, mais dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

C. Soupape de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinaire, qui par sa compression assure une exploitation normale ; un orifice placé sur la conduite au point peut protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale il sera libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

D. Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Chapitre V : Protection des conduites

Tableau V.1. Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de Décharge	Coût limité ; Entretien et réglage facile ; Ne consomme pas d'énergie ; Indépendant d'une installation électrique ;	Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort) ; Perte considérables d'eau pendant le fonctionnement.	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux) ; durée de Ve Importante ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau ;	Possibilités d'installation Limitées ; Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau.	Entretien et réglage compliqué qui exige du personnel qualifié ; Coût élevé.	Utilisé comme Protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie Supplémentaire ; Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de Démarrage ; Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage ;	Utilisé comme Protection contre les dépressions

Remarque : Dans notre projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air car il est le moyen le plus utilisé et le moins encombrant qui trouve sa place dans l'environnement immédiat de la station de pompage. Son rôle intervient dans les deux cas de la surpression et la dépression.

V.3 Calcul du réservoir d'air [3]

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximale dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VBERT**

La méthode de VBERT donne de bon résultat pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de BERGERON**

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

V.4.Hypothèses de calcul du coup de bélier

- Les paramètres de la conduite sont constants (diamètre et épaisseur)
- Le niveau d'eau dans le réservoir est invariable
- La conduite d'arrivée dans le réservoir est vers le bas
- L'eau est supposée compressible monophasique

V.5.Dimensionnement des réservoirs d'air

On calcule la célérité d'onde à l'aide de la formule de **Mr : SALAH.B**

$$c = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1 + K \frac{2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \text{ (m/s).....(V.1)}$$

Avec :

C : célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 1.2*10⁹ pascal pour le PEHD.

E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. ν_m = 0,46 (PEHD).

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν_s = 0.33

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{c} \text{ (V.2)}$$

Avec:

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

Cas de la fermeture brusque : $T < \frac{2L}{c}$

La valeur numérique du coup de bélier : $b = \frac{cV_0}{g}$ (m)..... (V.3)

Avec:

V_0 : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Cas de la fermeture progressive : $T > \frac{2L}{c}$

La valeur du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m}) \dots\dots\dots (\text{V.4})$$

L : la longueur de la conduite (m).

Remarque : La formule de MICHAUD n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit, loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement (notre cas) il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

Cas de surpression $H_{\max} = Hg + \frac{cV_0}{g} \dots\dots\dots (\text{V.5})$

Cas de dépression $H_{\min} = Hg - \frac{cV_0}{g} \dots\dots\dots (\text{V.6})$

➤ Calcul de la charge absolue

$$Z_0 = H_{g+} + 10 \quad (\text{m.c.e}) \dots\dots\dots (\text{V.7})$$

➤ Calcul de la charge maximale absolue (au moment de retour de l'onde)

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

On a :

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

$$U_0 Z_0 = U \max Z \min \Rightarrow U \max = \frac{U_0 Z_0}{Z \min}$$

A.N :

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

Tableau V.2. Les caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement:

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
Fonte ductile	250	0,046	1.79	768.67	22.82

- **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Calcul de célérité d'onde du tronçon de l'adduction de refoulement

K (Pa) (*10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	U _m	U _s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹⁰)	e _m (mm)	C (m/s)
2.07	1000	0,243	0.46	0.33	2	0.12	6,2	394.92

- **Calcul de la capacité du réservoir**

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau suivant

Tableau V.4. Calcul de la capacité du réservoir d'air

Z ₀	V ₀	Z _{max}	Z _{max} /Z ₀	h ₀	h ₀ /Z ₀	U ₀ /LS	Z _{min} /Z ₀	U ₀	Z _{min}	U _{max} (L)
32.82	1.79	71,21	2.17	0,16	0,004859	0,026	0,56	0,919	18.38	1641

En tenant compte de la sécurité **U_F = 2000 litres.**

Remarque : pour le cas gravitaire les conduites sont déjà protégé par une loi de fermeture long dans notre cas est de 4 heure

V.6.Installation du réservoir d'air :

Le réservoir d'air sera installé après le clapet à une distance L fonction du temps de fermeture du clapet et célérité de l'onde

Il est préférable de l'installer à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle de machine.

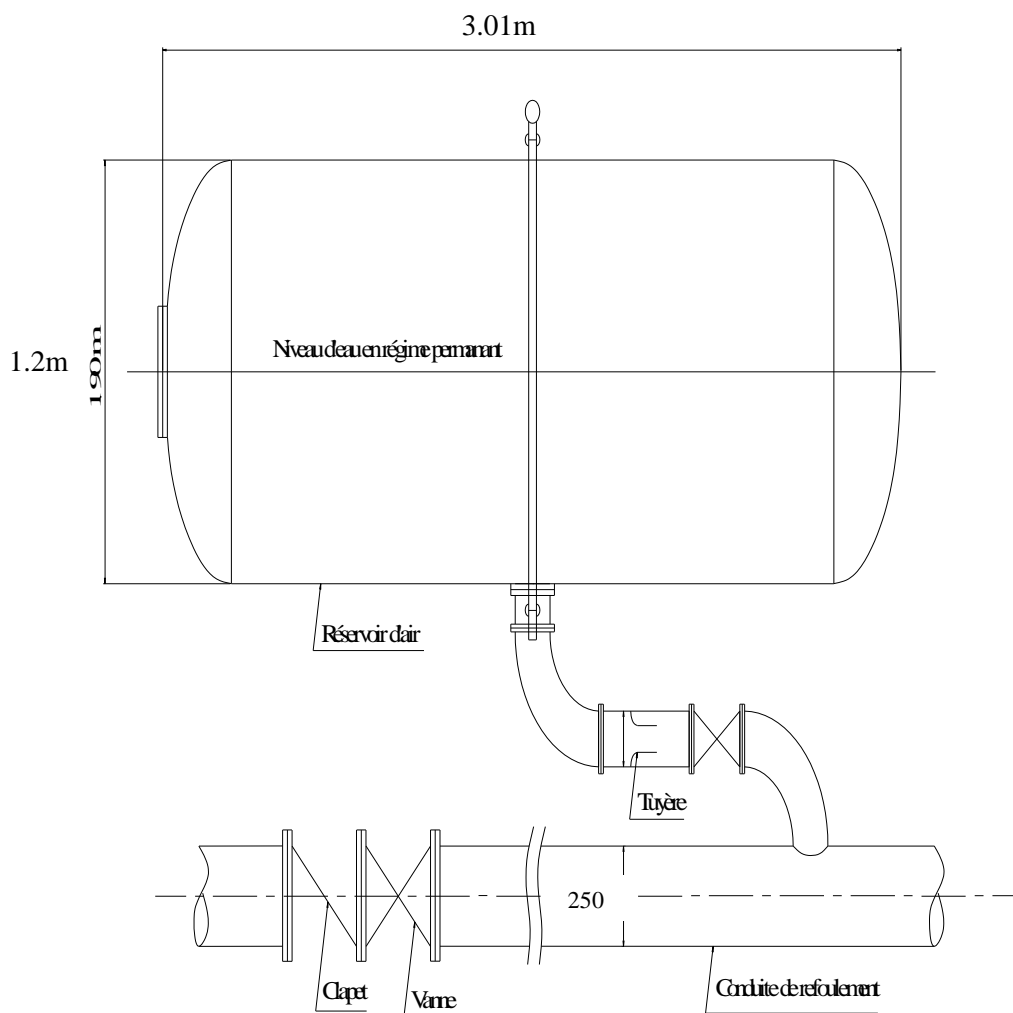


Figure V.1: Schéma d'installation du réservoir d'air.

Conclusion

Afin d'éviter et limiter le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti- bélier, dans notre cas est de 2000 litres.

Pour réduire l'encombrement à l'intérieur de la station de pompage et pour économiser le cout de génie civil, on recommande que le réservoir d'air sera installé à l'extérieur.

Chapitre VI : Pose de canalisation

Introduction

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

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

VI.1 Pose des canalisations [3]

VI.1.1 Le Principe de pose des canalisations

La manutention des tuyaux de toute espèce doit se faire avec les plus grandes précautions.

Les tuyaux sont posés 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.

Tout tuyau qu'aurait subi une fausse manœuvre doit être considéré comme suspect et ne peut être posé qu'avec une nouvelle vérification.

Au moment de leur mise en place, les tuyaux de toute espèce sont examinés et soigneusement débarrassés de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits.

Les tuyaux sont présentés bien dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires 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 meuble, les tuyaux seront posés directement sur le fond de la tranchée soigneusement préparé .En terrain dur, les tuyaux seront posés sur un lit de pose de matériaux (sable).

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux en cours de pose sont obturées à l'aide d'un tampon pour éviter l'introduction de corps étrangers ou animaux.



Figure VI.1: Pose de la conduite a la ville de Tadmout

VI.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

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

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins



Figure VI.1.1: Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

VI.1.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

A) Cas d'un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

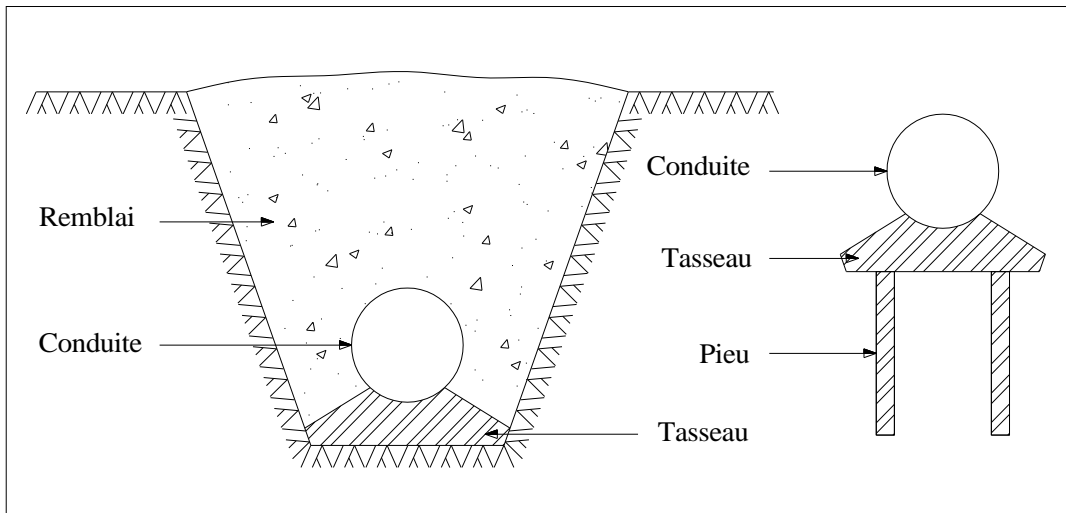


Figure VI.1.2: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

B) 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, lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du lit, 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 tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m

VI.1.4. 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 en 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

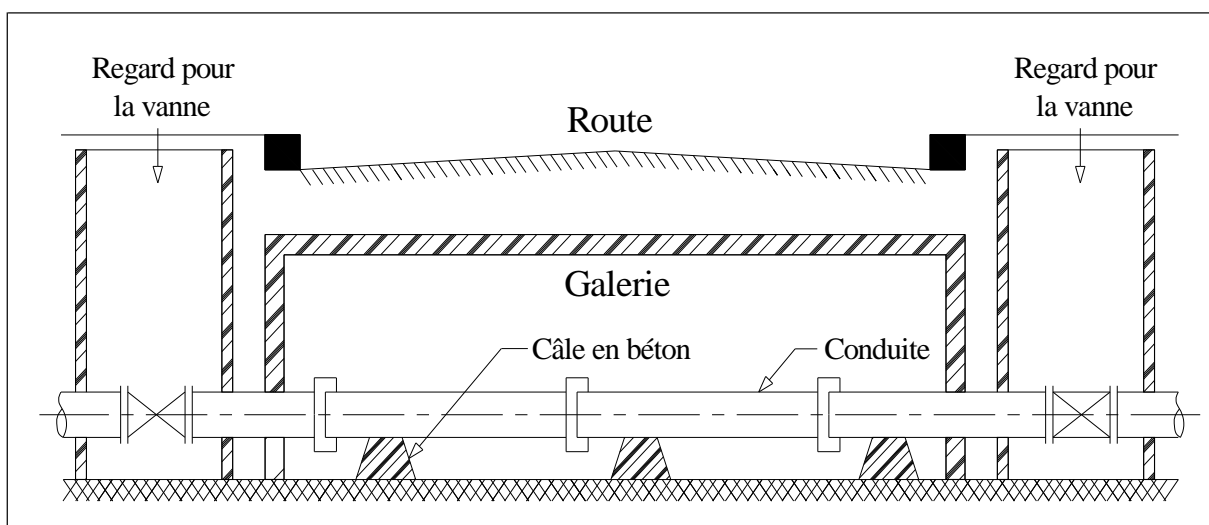


Figure VI.1.3 : Pose de canalisation en galerie

VI.1.5. Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs 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

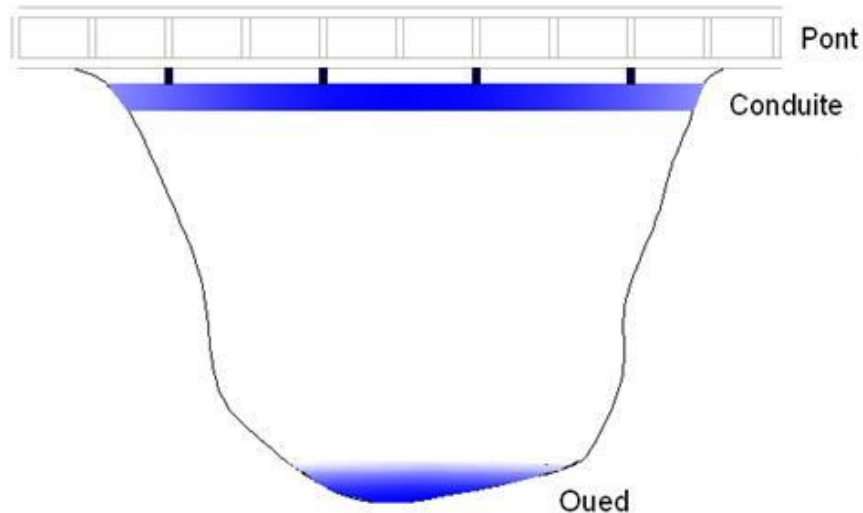


Figure VI.1.4: traversée d'une rivière

VI.2 Accessoires[6]

Le long d'une canalisation, divers organes et accessoires sont installés, parmi lesquels on distingue les robinets-vannes, les ventouses, les clapets, les organes de mesure et les accessoires anti-béliers afin de:

- Assurer un bon écoulement
- Régulariser les pressions et mesurer les débits
- Protéger la canalisation
- Vidanger une conduite
- Chasser ou faire pénétrer l'air dans une conduite.
- Changer la direction
- Raccorder deux conduites
- Changer le diamètre
- Soutirer les débits.

VI.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 intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remises en eau progressive.

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.

A.Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : **les robinets à papillon** pour les conduites de gros diamètres et les **robinets-vannes** pour les conduites de petits diamètres.

B.Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

C.Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

- Les vannes à clapets de non-retourà la sortie de chaque pompe et les forages, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Les vannes d'isolement type papillon sur la conduite de départ du réservoir tampon

VI.2.2 Ventouses

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

a.Rôles de la ventouse

1. La ventouse laisse échapper l'air:

- 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 tout les 800 m)
- d) après les pompes

2. La ventouse permet l'admission d'une quantité suffisante d'air:

- e) à tous les points du réseau où on peut avoir un risque de présence d'un vide (après une fermeture rapide de vanne pour sécuriser de rupture de la conduite.

Le choix de la ventouse est faite directement en fonction du diamètre de la conduite .Elle est désignée par le diamètre de l'orifice assurant l'évacuation de l'air.

Tableau VI.1le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite.

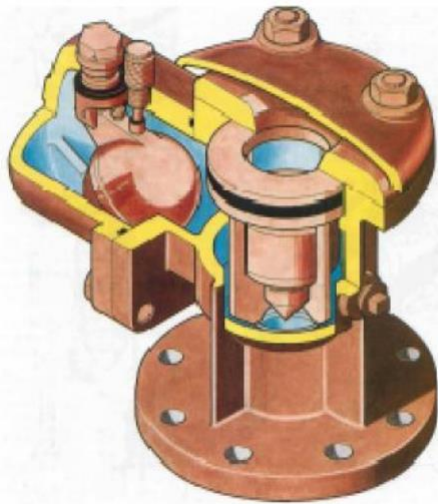
DIAMETRE DE LA CONDUITE	TYPE DE VENTOUSE
$D < 250 \text{ mm}$	D 50mm
$250 < D < 400 \text{ mm}$	D 80mm
$400 < D < 500 \text{ mm}$	D100mm
$500 < D < 800 \text{ mm}$	D150mm
$800 < D < 1000 \text{ mm}$	D200mm

On prend ventouse de type 25

3. Types des ventouses :

Il existe deux types de ventouse :

- Ventouse simple : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VI.2.1:Les différents types de ventouses

VI.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, la ou la fermeture de celles-ci crée un point bas.

VII.2.4 Clapet anti-retour

Un tel dispositif permet de contrôler le sens de circulation d'un fluide quelconque. Il permet le passage d'un liquide, dans un sens et bloque le flux si celui-ci venait à s'inverser. Les différentes sortes de clapets sont:

- **Anti-retour à clapet guidé:** bonne étanchéité même à faible pression. La rapidité de fermeture peut-être fonction du ressort. Employé sur conduite horizontale et verticale.
- **Clapet anti-retour à battant:** le battant en position levé permet un débit important. Un mécanisme de contre-poids ou un ressort permet une fermeture régulée. Employé pour une fréquence de manœuvre faible.
- **Clapet anti-retour à double battant:** Permet d'éviter les coups de bélier.
- **Clapet anti-retour à bille:** Une bille libre assure la fermeture par contact sur un siège conique. Système simple, idéal pour les fluides agressifs ou chargés.
- **Clapet à disques concentriques:** Très bonne limitation des coups de bélier du fait que l'amplitude des disques est très faible. Adapté pour les cadences élevées. Employé par exemple sur le système de compression du dispositif de climatisation d'automobile.

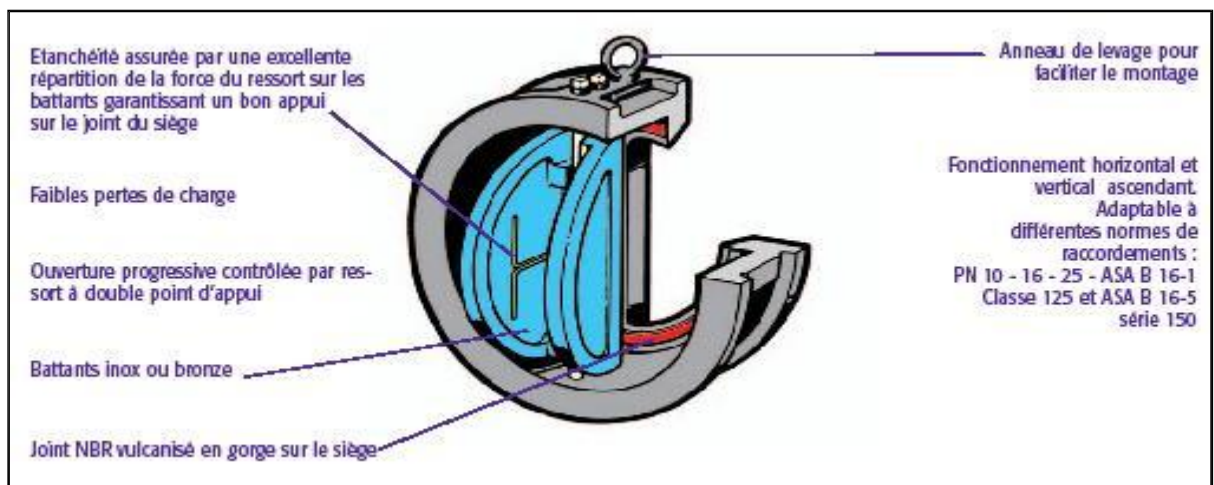


Figure VI.2.2 :Clapet à double battant (D'après document DanfossSocla)

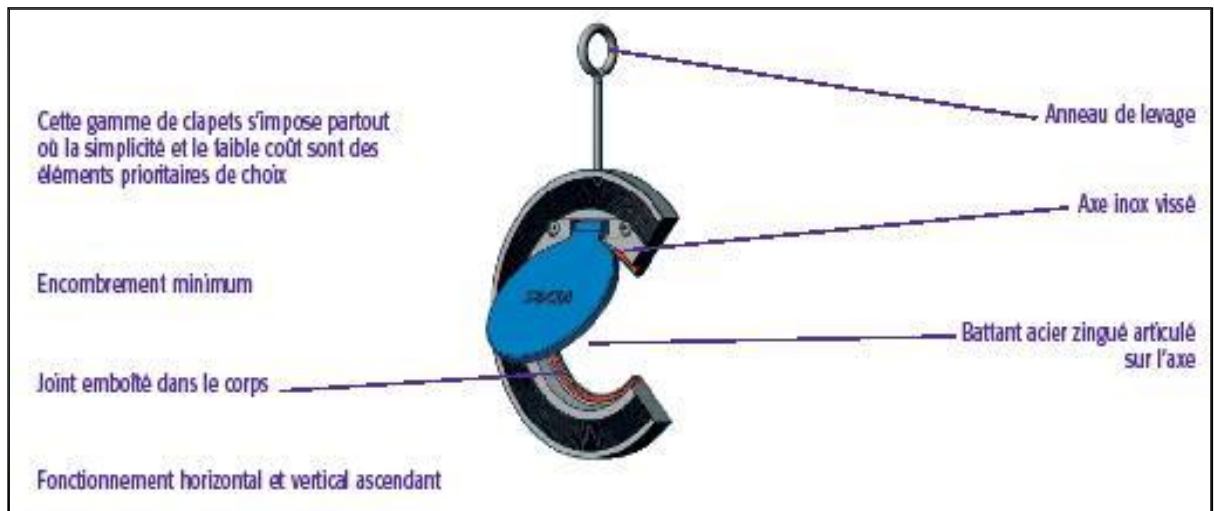


Figure VI.2.3 :Clapet à simple battant (D'après document DanfossSocla)

VI.2.5. Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de 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 0,5 m du fond du puisard.

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs et aussi dans la bêche et a chaque conduite d'aspiration pour les forages

VI.2.6 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. les Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : (90°) , (45°) , $(22^\circ30')$, $(11^\circ15')$.

B. les Cônes

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

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

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. Ou au point d'unification

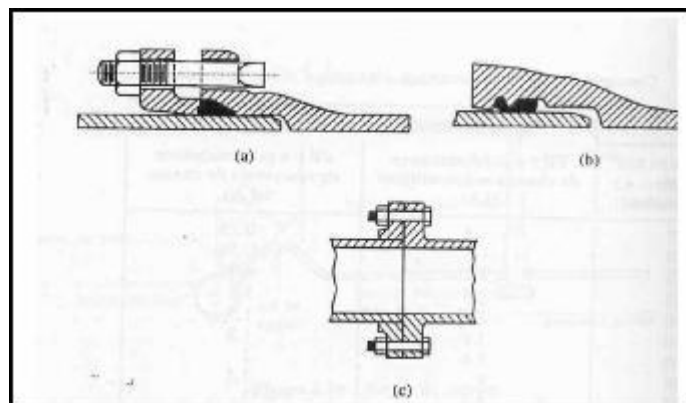
Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

VI.2.7 Les joints[1]

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée.

Les joints constituent la partie la plus fragile de la canalisation à cause de leur souplesse ; tout mouvement du tuyau s'articule sur le joint, ce qui provoque en lui des usures mécaniques. L'action des produits chlorés de l'eau et le dessèchement induisent le vieillissement des joints.

Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride. Les joints mécaniques ou à emboîtement sont utilisés pour relier les conduites enfouies dans le sol, alors que les joints à bride sont utilisés pour raccorder des tronçons à l'intérieur des constructions (station de pompage, station de traitement, etc.).



a) mécanique, b) à emboîtement, c) à bride

Figure VI.2.4 : les différents types de joints

Conclusion

Étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre. Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

VII : Organisation du chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans les meilleures conditions possibles et les plus brefs délais. Ces travaux sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice (construction, bâtisse...etc) de nature hydraulique ou génie civil.

VII.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

VII.1.1. Matérialisation

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 10 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

VII.1.2. Nivellement

Le nivellement est la mesure des différences altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII.1.3. Excavation des tranchées

Avant l'excavation des tranchées il faut d'abord procéder à un enlèvement de la couche végétale, cette opération est réalisée à l'aide d'un bulldozer ou un angledozer.

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La longueur de la tranchée doit être tel qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points les plus hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

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

La longueur de la tranchée (b).

VII.1.3.1. La profondeur (H_{tr})

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

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

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

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend : $h=1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

D'où : $H_{tr} = 1,15 + D$. (m).

VII.1.3.2. Largeur de la tranchée :

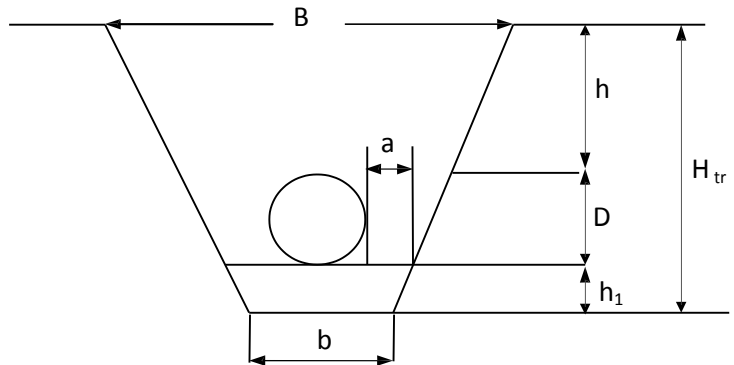
La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse $a=30$ cm d'espace de chaque côté de la conduite.

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

b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

a : distance entre la génératrice latérale et la base du talus (30 cm).



VII.1.3.3.Choix du coefficient du talus

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VII.1. Choix du coefficient du talus

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon sableux d'où le coefficient de talus $m = 0.25$

VII.1.3.4.Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier

a. Pelle équipée en rétro

Les aptitudes de la pelle équipée en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

b. Pelle équipée en butée

Les caractéristiques de la pelle équipée en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre projet

Tableau VII.2. Calcul du volume à excaver

D (mm)	L (m)	b (m)	h (m)	s (m²)	v (m³)
125	841	0,725	1,275	1,13	951,51
160	933	0,76	1,31	1,19	1109,36
200	2798	0,8	1,35	1,26	3513,23
250	1280	0,85	1,4	1,34	1715,2
					7289,31

D'après ce tableau, le volume total à excaver du réseau est de 7289.31m³

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau VII.3: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est inférieur à 10000 m³ on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 0,35m³.

VII.1.3.6.Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h)$$

Avec :

q : capacité du godet 0,35 m³.

K_r : coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,85

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur : K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la duré d'un cycle de remplissage du gobet T_c = (15-30) s, on prend

T_c = 20 s.

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 0,35 \times 0,85 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 35,7 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour $R_p=285,6 \text{ m}^3/\text{j}$.

VII.1.3.7. La durée d'excavation

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

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m³) et R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$\text{AN : } T = \frac{8541,542}{285,6} = 29,90 \text{ jours}$$

Donc un moins d'excavation

VII.1.3.8. Aménagement du lit de pose des conduites

Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les côtes de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée pour que la pression soit constante entre les points de changement de pente prévue.
- Etablir en suite le niveau du fond de la fouille en confectionnant un lit de pose bien donnée avec la terre meuble du sable.

Le volume total du sable pour le lit de pose est calculé d'après le tableau suivant :

Tableau VII.4. Calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	s (m²)	s (m²)
125	841	0,725	0,0725	6,09
160	933	0,76	0,076	70,95
200	2798	0,8	0,08	223,84
250	1280	0,85	0,085	141,82
				442,70

Donc le volume total du lit de sable est : 442.70 m³

VII.2. Pose des conduites

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre.

Avant la descente des conduites en fouille on procède à un treillage des conduites de façon à écarter celle qui ont subi un choc et aussi pour les débarrassées de tous corps étranger (Terre, pierre...etc.). Les conduites seront par la suite posées lentement à l'aide d'un pose tube dans la fond de fouille. Cette pose s'effectuera par tronçon successif au cours de la pose on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement on utilise des nivelettes.

VII.3. Epreuve de joint et de la canalisation

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

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

VII.4. Remblaiement de la tranchée

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée manuellement, en utilisant la terre des déblaies (tout élément indésirable étant exclu).

VII.5. Choix des engins

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.

VII.5.1. Choix du bulldozer

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Tableau VII.5. Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

Capacité du godet de la pelle (m ³)	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
Classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (Km)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du godet de la pelle égale à $0,35\text{m}^3$ nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes :

Puissance $P_b = 50 \text{ KW}$.

Largeur de la lame $L = 3 \text{ m}$.

Hauteur de la lame $1,5 \text{ m}$

VII.5.2.Chargeur

C'est un tracteur à pneu muni d'un 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.

VII.6.3.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.

VII.7. Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter pour la conception du réseau sont :

- A. Piquetage
 - B. Décapage de la couche de terre végétale
 - C. Exécution des tranchées.
 - D. Aménagement du l
- it de pose.
- E. La mise en place des canalisations en tranchée
 - F. Assemblage des tuyaux.
 - G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
 - H. Remblai des tranchées.
 - I. compactage
 - J. travaux de finition.

Tableau VII.6. Détermination du délai de la réalisation

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	7	0	7	0	7	0
B	3	7	10	7	10	0
C	24	10	34	10	34	0
D	12	34	46	37	49	3
E	15	34	49	34	49	0

Chapitre VII : Organisation de chantier

F	15	34	49	34	49	0
G	7	34	41	42	49	8
H	7	49	56	49	56	0
I	10	56	66	10	66	0
J	7	66	73	66	73	0

Les chemins critiques : A-B-C-E-H –I-J / A-B-C-F-H-I-J

Donc le délai de la réalisation est de 73 jours avec deux équipes de réalisation, elles travaillent en parallèle (en même temps)

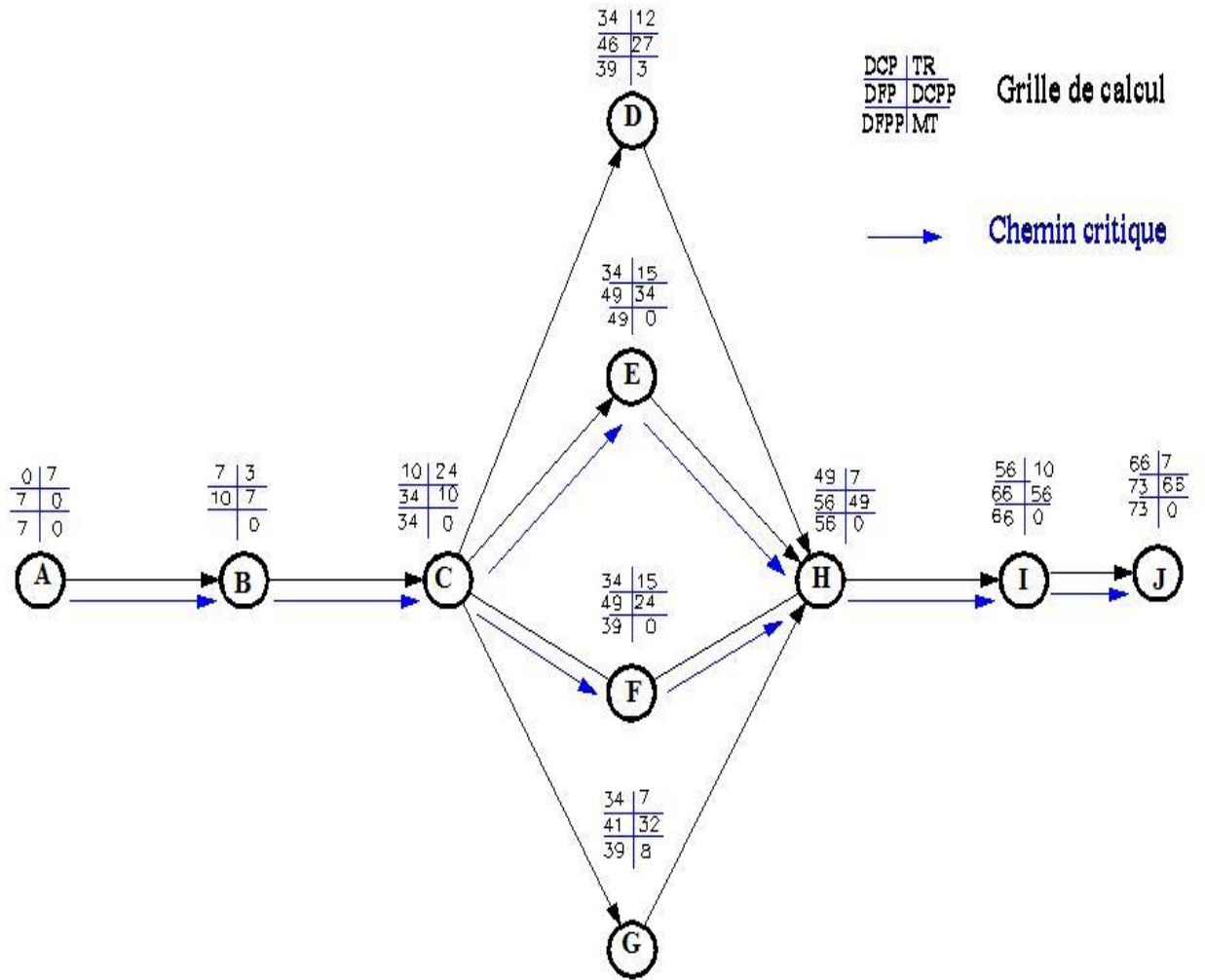


Figure VI.4. Schéma du réseau à nœud

Conclusion :

Dans ce chapitre on a traité les différents travaux qui interviennent dans l'exécution d'un projet A.E.P et on a calculé les volumes des terres à excaver et à remblayer le long de l'adduction et cela nous a permis d'estimer le temps de réalisation du projet et aussi on a déterminé les caractéristiques des engins à choisir pour l'exécution de ces travaux.

VIII : Protection et sécurité de travail

Introduction

Chaque année se produisent dans le monde des millions d'accidents du travail. Certains sont mortels, d'autres ont pour suite une incapacité permanente, totale ou partielle. Pour la plupart, les accidents du travail n'entraînent toutefois qu'une incapacité temporaire, qui peut néanmoins durer plusieurs mois

VII.1. Protection et sécurité de travail

Au cours des dernières années, le nombre des accidents du travail dus aux matériels et engins de terrassement a été réduit de moitié. Une tendance qui exprime les évolutions touchant à la sécurité des matériels et à la formation des personnels.

Cette baisse concerne aussi les accidents graves dont le nombre est passé de 1531 en 1990 à 852 en 1999, cette évolution encourageante ne doit pas pour autant masquer la particulière gravité de ces accidents

VIII.2. Causes des accidents

Dans tous les domaines d'activité, il existe un risque d'accident. Il est une conséquence dernière de conditions dangereuses et d'actes dangereux les trois principaux facteurs intervenants sont le matériel, le milieu de travail et le travailleur. C'est l'équipement de sécurité qui fait défaut dans l'usine, les machines qui sont mal conçues ou mal protégées. C'est le bruit, qui empêche d'entendre les signaux de sécurité, la chaleur, qui accroît la fatigue et nuit à la concentration, l'insuffisance de la ventilation, qui ne suffit pas à prévenir l'accumulation de vapeurs toxiques. C'est aussi le travailleur qui n'a pas reçu la formation requise ou qui manque d'expérience.

L'homme n'est pas une machine, il fait parfois des erreurs. Une erreur peut être le fait de toute personne qui a quelque chose à voir avec les plans, la construction, l'installation, la direction, la surveillance et la marche de l'usine et de tout ce qui s'y trouve.

L'étude des causes d'accident est très complexe. Des théories ont été avancées pour expliquer comment les accidents se produisent et comment on peut les empêcher de se produire de nouveau.

Une classification simple suivant la cause avec les grandes rubriques suivantes: machines; transports; explosions et incendies; substances toxiques, brûlantes ou corrosives; électricité; chute de personnes; marche sur des objets ou choc contre des obstacles; chute d'objets; éboulements; manutention d'objets sans appareils mécaniques; outils à main; animaux; causes

diverses. Cette classification n'a pas donné satisfaction, elle laissait une trop grande marge d'interprétation et elle couvrait mal la multiplicité des facteurs qui, en se combinant, peuvent conduire à un accident.

VIII.3. La prévention

VIII.3.1. Dans l'entreprise

- Le chef d'entreprise est le seul responsable de la sécurité
- Le service médical : médecin du travail, infirmières du travail, technicien hygiène et sécurité...
- Le service de sécurité dans les grandes entreprises.
- Le comité d'entreprise et les délégués du personnel.

VIII.3.2. En dehors de l'entreprise

- Le service de prévention
- Les comités techniques régionaux qui ont un pouvoir financier,
- Les instituts de médecine du travail et les consultations de pathologie professionnelle
- L'inspection du travail,
- Certains organismes agréés par le ministère du travail.

VIII.3.3. Prévention technique

VIII.3.3.1. Prévention collective

Elle doit toujours être mise en œuvre en premier lieu. C'est l'employeur, avec le service de sécurité, et conseillé par le médecin du travail, qui organise la prévention dans le cadre de la législation en vigueur afin d'empêcher que l'accident se produise à nouveau en détectant les risques. Les moyens possibles sont nombreux :

- Prévention intégrée : c'est la prévention de conception qui supprime l'existence du risque en installant dès la conception des dispositifs de protection et de sécurité sur les engins et machines dangereuses.
- Entretien des engins
- Contrôle et certification de conformité des engins.

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

- La signalisation dans l'entreprise doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons).
- Contrôle régulier du fonctionnement et entretien des systèmes de sécurité.
- Amélioration des techniques de travail : étiquetage des produits, travail en vase clos, aspiration des vapeurs et des poussières, remplacement d'un produit dangereux par un autre quand c'est techniquement possible.
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièrement, ambiance thermique)
- Contrôle des matériaux : obligation est faite aux fabricants, importateurs et vendeurs de fournir à l'entreprise toute information sur les produits nouveaux.
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise. Education sanitaire et développement des facteurs d'hygiène contribuant à la prévention : interdiction de boire, manger et fumer sur les lieux de travail, hygiène stricte (lavage des mains, douches).

VIII.3.3.2. Prévention individuelle

Elle ne supprime pas le risque mais elle permet au travailleur de le connaître, de l'éviter ou de protéger. Elle repose sur la formation et les protections individuelles.

Formation des salariés à la sécurité :

La formation à la sécurité est sous la responsabilité du chef d'entreprise avec la coopération du service de sécurité (quand il existe) et du médecin du travail. Le temps passé à la formation à la sécurité est payé comme un temps normal de travail et se passe durant les heures de travail.

Elle est obligatoire dans le mois suivant l'embauche ou en cas de changement de poste. Elle passe par l'instruction générale au cours de la scolarité puis par l'enseignement spécifique. Lors de la formation professionnelle ; elle enseigne les consignes et les gestes de sécurité, ainsi que la conduite à tenir face à un autre salarié victime d'un accident du travail ou d'une intoxication. Elle doit être renouvelée périodiquement. On procède aussi à des formations spécialisées pour les sauveteurs-secouristes du travail.

VIII.4. Protections individuelles

Elles sont moins fiables que la protection collective et ne devrait être mises en œuvre que lorsque celle-ci est impossible. La protection individuelle reste souvent indispensable. Elle n'est pas toujours respectée par le salarié ou mise à disposition par l'employeur.

- Combinaisons étanches ou spécifiques à certains risques (Casques de protection contre les objets pouvant tomber),
- Protection des mains : gants, crèmes protectrices, produits de nettoyage spécifiques non nocifs.
- Chaussures de protection (semelle épaisse, antidérapante, avec coquille métallique de protection des orteils)
- Lunettes de sécurité (UV, chaleur, projection de débris)
- Protecteurs auditifs (casques antibruit, bouchons d'oreille)
- Masques et cagoules anti-poussières ou contre les gaz
- Moyens de protection anti-chutes

VIII.5.Prévention médicale

VIII.5.1.Examen clinique, éventuels examens complémentaires

Le médecin du travail doit s'attacher à dépister les contre-indications médicales à certains postes lors de la visite d'embauche et des visites systématiques, comme par exemple :

- postes dangereux comportant un risque pour le salarié avec une législation particulière
- poste de sécurité avec risque pour le travailleur ou pour les autres salariés, recherche d'épilepsie, diabète, problème cardiaque, examen psychotechnique...

En aucun cas, le médecin du travail ne doit accepter un risque grave pour le travailleur lui-même et pour son entourage.

VIII.6. Classement des accidents

On peut classer de la façon suivante les différents moyens généralement employés pour promouvoir la sécurité du travail:

- l'action législative et réglementaire, c'est-à-dire l'adoption de dispositions obligatoires sur les conditions générales de travail, la construction, l'entretien, l'inspection, Les essais et l'utilisation du matériel et de l'outillage industriels, les devoirs des employeurs et des travailleurs, la formation professionnelle, la surveillance médicale, les premiers soins, etc.;
- la normalisation, c'est-à-dire l'établissement de normes, officielles ou non, relatives à la construction du matériel et de l'outillage industriels, aux règles de sécurité et d'hygiène, aux moyens de protection individuelle, etc.;
- le contrôle obligatoire
- la recherche technique, c'est-à-dire l'étude des méthodes et des dispositifs de protection des machines
- l'étude des effets du milieu et des techniques utilisées qui disposent l'individu aux accidents
- l'étude des particularités psychologiques qui prédisposent l'individu aux accidents
- la recherche statistique, qui permet d'établir le nombre, la nature et les causes des accidents, les catégories de personnes qu'ils touchent, etc.;
- l'enseignement de la sécurité dans les écoles techniques et professionnelles et surtout aux travailleurs débutants
- les avantages financiers accordés par les assurances pour promouvoir la prévention, par exemple la réduction des primes pour les entreprises qui prennent de bonnes mesures de sécurité

Conclusion

C'est dans l'entreprise, en effet, que se produisent les accidents. Les accidents sont la conséquence de conditions dangereuses et d'actes dangereux, où toutes sortes de facteurs interviennent.

De l'interaction de ces facteurs et de leur enchaînement naît l'accident. Il suffit de briser l'enchaînement ou d'éliminer l'un des facteurs on pouvait ramener le taux d'accidents au niveau atteint dans les entreprises les plus exemplaires du point de vue de la sécurité.

Conclusion

CONCLUSION

Notre travail a été consacré pour une étude détaillée de la conduite d'adduction pour l'alimentation en eau potable de la ville de TADJMOUT, a fin de satisfaire les besoin de l'agglomération qualitativement et quantitativement

Nous devons signaler qu'un bon dimensionnement du système d'adduction, des ouvrages de stockages et de la station pompage ne suffisent pas pour une bonne exploitation, mais une bonne gestion du système est recommandée pour un meilleur rendement et longévité du projet.

La protection des conduites contre le coup de bélier, est une phase très importante pour le dimensionnement hydraulique des conduites d'adduction, et aussi il faut avoir une maintenance des équipements du projet.

A fin d'avoir le bon fonctionnement de notre adduction nous recommandant de projeter des ventouses le long de la conduite d'adduction a chaque point haut pour évacuer les bulles d'air, et aussi des robinets vannes au niveau des points bas pour facilité la réparation en cas de travaux

Pour le bon déroulement de nos travaux de réalisation on doit planifier un bon organigramme pour assurer un déroulement idéal de ce projet.

REFERECE BIBLIOGRAPHIQUE

[1] **S.BOUALEM.** ENSH 1993 Cours D'alimentation En Eau Potable P.11, 27, 29,72, 78, 78, 140.

[2] **M.CARLIER.** HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUE. Edition Eyrolles Paris 1972, P 31.

[3] **A. DUPONT.** HYRAULIQUE URBAINE, Tome II.1981 Edition Eyrolles Paris 1981, P29.

[4] **A.G.H.T.M.** LES STATIONS DE POMPAGE, EDITION TECHNIQUE ET DOCUMENTATION Paris, 1982. P20.

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

[6] **H. GODART.** Technique de l'ingénieur technologie de l'eau, Edition T.I, P10.

ANNEXES

Annexe (II.1)

AnnexeII-1.Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

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

(Source cours SALAH.B)

Annexe (V.1)

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

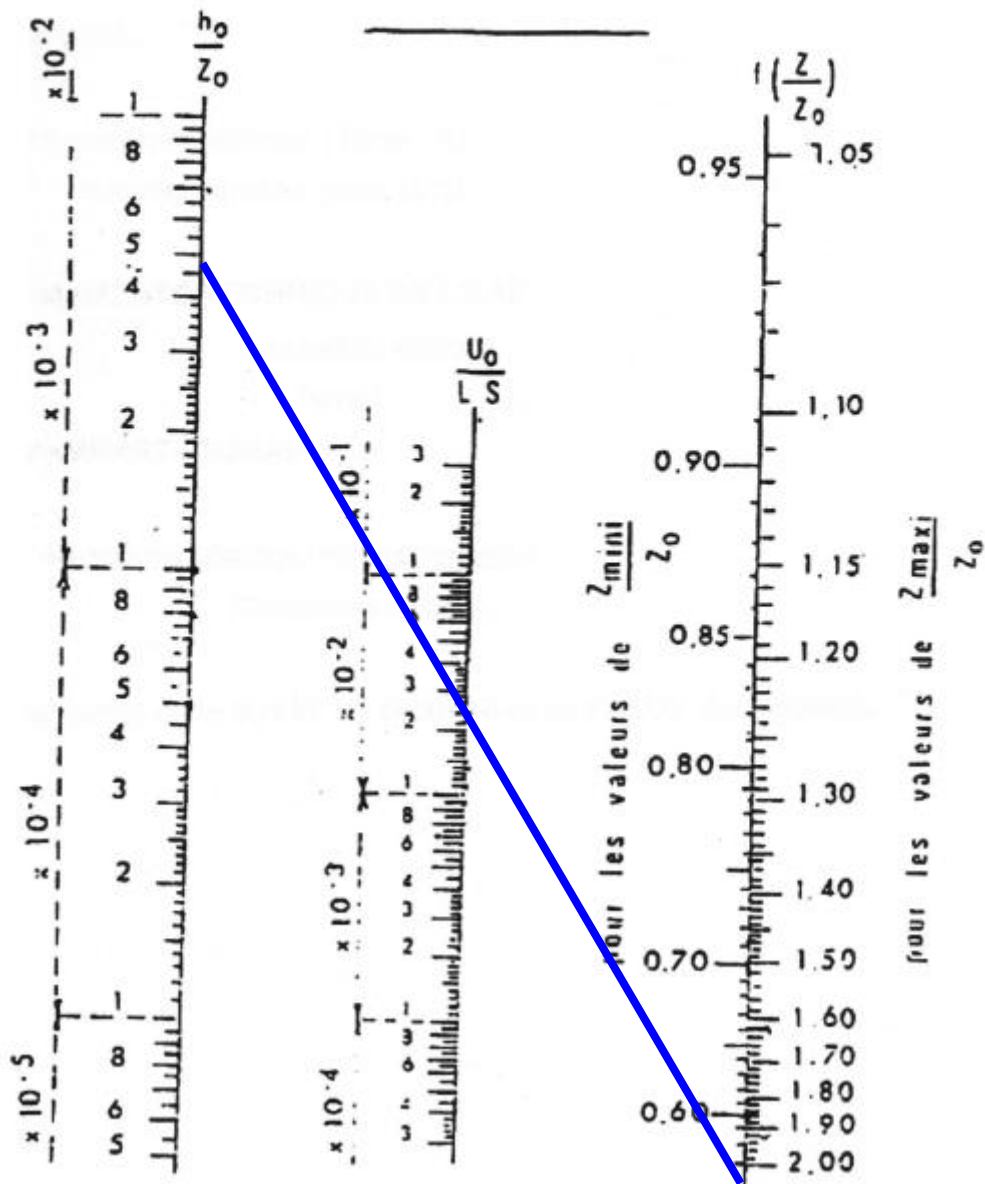


PLANCHE XXVII