

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de renforcement de l'alimentation en eau potable des agglomérations secondaires de la commune de Staouali (w. Alger) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0017-11

APA Citation (توثيق APA):

Diarra, Oumar (2011). Etude de renforcement de l'alimentation en eau potable des agglomérations secondaires de la commune de Staouali (w. Alger)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، 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 RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT DE GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes D'alimentation en eau Potable

THEME :

**Etude de Renforcement de l'Alimentation en Eau Potable
des Agglomérations Secondaires de la Commune de
Staoueli(w.d'Alger)**

Présenté par :
M^r : DIARRA Oumar

Promotrice :
M^{me} : MOKRANE .W

Devant le JURY composé de :

Président: M^r O. KHODJET-KESBA

Examineurs:

M^r M.S. BENHAFID

M^r A. AYADI

M^{me} L. TAFAT

M^r R. KERID

M^{me} C. MAZARI

JUILLET/2011

Remerciements

Louange à Dieu, le miséricordieux, sans Lui rien de tout cela n'aurait pu être.

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

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

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

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

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

DIARRA Oumar

ملخص:

إن تقوية شبكة المياه الصالحة للشرب لمدينة سطوالي من أجل تزويد مناطقها الثانوية قد تم بوضع نظام مكون من قنوات جلب المياه و توزيعها و من مركب هيدروليكي مكون من محطة ضخ و خزان للماء.

Résumé

Le renfoeau en alimentation de ntrceme Potable de la ville de Staoueli à fin de satisfaire la demande des agglomérations secondaires est établi par la mise en place d'un système composé de conduites d'adduction et de distribution et d'un complexe hydraulique incluant une station de pompage et château d'eau.

Summary

The reinforcement of the potable water supply of the city of Staouale in order to satisfy the demand of the secondary agglomerations is to establish the setting up of a system composed of adduction and distribution pipes and a complex hydraulic system including a pumping station and a water tower.

SOMMAIRE

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : présentation de l'agglomération

I.1- Introduction	2
I.2.- Situation géographique.....	2
I.3.urbanisme	3
I.3.3.situation topographique.....	4
I.3.4.situation climatologique.....	4
I.3.5.situation géologique.....	5
I.3.6.situation hydrologique.....	5
I.3.7.situation sismique.....	5
I.4.présentation hydraulique.....	6
I.4.1. Source et ouvrage hydraulique.....	6
I.4.2. distribution.....	7
I.5. Conclusion.....	8

Chapitre II : management du projet

II.1- Introduction	10
II.2- Acteurs du projet	12
II.2.1- Maître d'ouvrage	12
II.2.3- Entreprise hydraulique	12
II.2.4- Chef de projet.....	12
II.3- Cahier des charges	13
II.3.1- Objectifs du cahier des charges	13

II.3.2- Contenu du cahier des charges	13
II.4- rôle du chef de projet	13
II.4.1- Qualités requises.....	14
II.4.2- Négociation des moyens	14
II.4.3-Organisation	14
II.4.4- Poser les bonnes questions	15
II.4.5- Du cahier des charges à la lettre de mission	16
II.5- Sélection des acteurs	17
II.5.1- Négociation habile	17
II.5.2- Compétences et personnalités	17
II.6- Définition du calendrier (développé dans le chapitre IX).....	18
II.6.1- Identification de toutes les tâches	18
II.6.2- Evaluation des durées	18
II.7- Etablissement du budget	19
II.7.1- Estimation des coûts	19
II.7.1- Penser aux coûts cachés	19

II.8- Information des parties prenantes	20
II.8.1- Reporting	20
II.8.2- Communication sur l'avancement du projet	20
II.9- Gestion des aléas	21
II.9.1- Prévention des risques	21
II.9.2- Savoir s'adapter	21
II.10- Soins de l'équipe	22
II.10.1- Différentes phases de la vie d'équipe [4].....	22
II.10.2- Motivation dans la durée	23
II.11-Clôture du projet	24
II.11.1- Penser l'avenir	24
II.11.2- Faire le deuil du projet	24
II.12- Capitalisation de l'expérience	25
II.12.1-Rédaction du bilan	25
II.12.2-Concentration sur les difficultés	25
II.13- Conclusion	26

Chapitre III : Evaluation des besoins en eau

III.1 Introduction	28
III.2- Evaluation démographique	28

III.2.1- Population	28
III.2.2- Estimation de la population future	29
III.3- Evaluation des besoins en eau.....	30
III.3.1- Besoins domestiques	30
III.3.2- besoins des équipements	31
III.3.3- Evolution de la demande en eau	33
III.3.3.1-Taux de raccordement	33
III.3.3.2-Pertes d'eau dans le réseau	34
III.3.4- Récapitulation des besoins en eau	35
III.4- Variation des débits de consommation dans le temps	37
III.4.1 Variation journalière	37
III.4.2- Variation horaire	38
III.4.3- Détermination des débits journaliers.....	40
III.4.3.1- Consommation maximale journalière	40
III.4.3.2- Consommation minimale journalière	41
III.4.4- Détermination des débits horaires	41
III.4.4.1- Débit moyen horaire	41
III.4.4.2- débit maximum horaire	42
III.4.5- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	42

Chapitre IV : Adduction

IV.1 – Introduction.....	48
IV.2- Principes du tracé de la conduite de l'adduction	48
IV.2- Choix des variantes	50
IV.2.1- 1 ^{ère} variante	50
IV.2.2- 2 ^{ème} variante	50
IV.2.3- 3 ^{ème} variante	50
IV.3- Choix des matériaux	51
IV.3.1-Fonte ductile.....	51
IV.3.2- Acier	52
IV.3.3- Béton et Polyéthylène	53
IV.4 -Dimensionnement de la conduite d'adduction	54
IV.4 .1- Calcul de la Pression au point de piquage de la conduite de refoulement de Mazafran	54
IV.4 .2- Détermination du diamètre de la conduite d'Adduction	54
IV.4 .3- Normalisation du diamètre de la conduite d'adduction	55
IV.4.4- VERIFICATION DU DIAMETRE PAR RAPPORT AUX CONDITIONS ECONOMIQUE ...	56
IV.4 .5- Vérification de la vitesse de l'écoulement pour l'Adduction.....	57
IV.5-Conclusion	58

Chapitre V : distribution

V.1- Introduction.....	61
V.2- Choix du système de distribution	61
V.3 - Différents types de réseaux.....	61
V.3.1- Réseau Ramifié [6]	62
V.3.2- Réseau Étager	62
V.3.3- Réseau Maillé.....	62

V.3.4-Réseau mixte	62
V.4 - Choix du Type de Réseau	63
V.5- Principe du Trace du Réseau Ramifié	63
V.6- Choix du Matériau des Conduites	64
V.7- Dimensionnement du Réseau	64
V.7.1-Résultats de la simulation de Water CAD	66

Chapitre VI : Réservoirs

VI.1- Introduction	71
VI.2- Généralités sur les Réservoirs	71
VI.2.1- Rôles et utilités des réservoirs	71
VI.2.2- Choix du site d'implantation des réservoirs	72
VI.2.3- Choix du type de réservoir	73
VI.2.4- Equipements des réservoirs	73
VI.3 - Bâche d'eau	74
VI.4 - Réservoir d'Alimentation (château d'eau).....	78
VI.7- Aménagement interne des réservoirs	81
VI.8- Recommandations diverses	82
VI.9- Conclusion.....	83

Chapitre VII : POMPE ET STATION DE POMPAGE

VII.1-Introduction.....	85
VII.2-L'emplacement de la station.....	85

VII.3-Détermination du débit de pompage, de la hauteur manométrique ; et du nombre de pompes.....	85
VII.5- Résultat donnees par logiciel Caprari.....	87
VII.6- Choix de l'équipement principal hydromécanique et hydro- énergétique (amont et aval).....	93
VII.6.1- Les équipements amont.....	94
II.8- Bâtiment de la station de pompage et son génie civil.....	95
VII.8-Conclusion générale.....	100

Chapitre VIII : Pose et équipement des conduites.

V.1 -Introduction	102
V.2- Pose des canalisations.....	102
V.2.1 -Principe de pose des canalisations	102
V.2.2 Traversée de l'oued	103
V.2.3 Traversée de route nationale.....	103
V.2.4 Pose de canalisation en forte pente.....	103
V.2.5 Croisement des conduites existantes.....	104
V.3 Accessoires	104
V.3.1 Vannes de sectionnement	104
VIII.3.2 Ventouses.....	105
V.3.3 Vidange.....	107
V.3.4 Clapet anti-retour	107
V.3.5 Poteaux d'incendie	108
V.3.6 By-pass	109
V.3.7 Organes de mesure.....	109
V.3.7.1- Mesure de débit.....	109

V.3.7.2- Mesure de pression.....	109
V.3.8 Joints	110
V.9- Assemblage de la canalisation [9].....	111
V.9. 1- Soudage bout à bout.....	111
V.9.2- Raccords mécaniques.....	111
V.10- Conclusion.....	112

ChapitreIX : Organisation et Sécurisation du Chantier

IX.1- Organisation du chantier	114
IX.1.1- L'organisation des ressources humaines	114
IX.1.1.1-Définition	114
IX.1.1.2- Spécialisation du travail	114
IX.1.1.3-Chaine hiérarchique (ou de commandement)	114
IX.1.1.4-Eventail de contrôle	114
IX.1.1.5-Autorité	115
IX.1.1.6- La motivation du personnel	115
IX.1.2- L'organisation des travaux.....	115
IX.1.2.1- Les conduites d'adduction et de distribution.....	116
IX.1.2.1.1- Le volume des déblais.....	116
IX.1.2.1.2- Le volume des remblais.....	117
IX.1.2.1.3- Le volume du lit du sable	117
IX.1.2.2- Station de pompage.....	118
IX.1.2.2.1-Détermination du volume de déblais	119

IX.1.2.2.2-Détermination du volume du béton de propreté	119
IX.1.2.2.3-détermination des maçonneries.....	120
IX.1.2.2.4-Détermination du volume de remblais	120
IX.1.2.3- Choix Des Engins	122
IX.1.2.4- Détermination du coût total du projet.....	125
IX.1.2.5- Planification Des Travaux	126
IX.1.2.5.1- La station de pompage	128
IX.1.2.5.2- La pose de conduite	130
IX.2-Sécurisation du chantier	130
IX.2. 1- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	130
IX.2. 1.1- Facteurs humain	131
IX.2. 1.2- Facteurs matériel	131
IX.2. 1.3- Liste des conditions dangereuses	131
IX.2. 1.4- Liste des actions dangereuses	132
IX.2. 2- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	132
IX.2. 2.1- Protection individuelle	132
IX.2. 2.2- Autre protections	132
IX.2. 2.3- Protection collective	133
Conclusion Générale.....	134

Liste des figures:

Figure : II .1 activité de management de projet.....	11
Figure : III. 1 Graphique de consommation.....	45
Figure : III. 2 Courbe intégrale.....	46
Figure IV.1 L'emplacement des ventouses	49
Figure VI. 1 : Les chicanes dans le réservoir.....	82
Figure VII.1 : Courbes caractéristiques (caprari).....	89
Figure VII.2 : point de fonctionnement (caprari).....	90
Figure VII.3 : pompe monobloc.....	91
Figure VII .4 équipement en amont de la pompe.....	94
Figure VII.5 équipement en aval.....	96
Figure VII.6 By-pass.....	99
Figure VIII.1: traversée de l'oued.....	103
Figure VIII.2: Pose de canalisation en forte pente.....	104
Figure VIII.3: les différents types de vanne.....	105
Figure VIII.4: Les différents types de ventouses.....	107
Figure VIII.5: Les différents types de clapet.....	108
Figure VIII.6 : les différents types de joints.....	111
Figure IX-1 Squelette de la station de pompage.....	118
Figure IX.2 Bulldozer.....	122
Figure .IX.3 Niveleuse automotrice.....	123
Figure IX.4- Pelle équipée en rétro.....	124
Figure IX.5- Chargeur.....	124
Figure IX.6- Réseau à nœud de la station de pompage.....	127
Figure IX.7- Réseau à nœud détaille.....	127
Figure IX.8 – Chemin critique.....	128

Figure IX.9- Réseau à nœuds pose des conduites.....129

Liste des tableaux:

Tableau III-01 : Répartitions de la population en 1998, en 2004 et en 2009	29
Tableau III-02 : la population future des Agglomérations secondaires de Staoueli...	30
Tableau III-03 : besoins domestiques.....	31
Tableau III-04 : Estimation des besoins en eau de l'Ecole.....	31
Tableau III-05 : Estimation des besoins en eau de la polyclinique.....	32
Tableau III-06 : Estimation des besoins en eau de l'Ecole.....	32
Tableau III-07 : Estimation des besoins en eau de la gendarmerie.....	32
Tableau III-08 : Estimation des besoins en eau de l'Antenne APC.....	33
Tableau III-09 : Les taux de raccordement.....	33
Tableau III-10 : les taux de pertes dans le réseau.....	35
Tableau III-11 : Besoin plus perte Khaïti.....	36
Tableau III-12 : Besoin plus perte Djelloulia.....	36
Tableau III-13 : Besoin plus perte Ben Dada.....	36
Tableau III-14 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	37
Tableau III-15 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	39
Tableau III-16 : Calcul de $K_{max,h}$	39
Tableau III-17 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	40
Tableau III-18 : Calcul de $K_{min,h}$	40
Tableau III-19 : Calcul du débit maximal et minimal journalière	41

Tableau III-20 : évaluation des débits moyen et maximum horaire	42
Tableau II-21 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants ...	43
Tableau III-22 : Variation des débits horaires	44
Tableau IV.1 : Diamètre économique et vitesse d'écoulement	58
Tableau V.1 : Formules de perte de charge totale (la perte de charge est exprimée en m.c.e. et le débit en L/s).....	66
Tableau V.2 : Résultats de la simulation (pression).....	67
Tableau V.3 : Résultats de la simulation (vitesse et diamètre)	67
Tableau VI.1 : Répartition horaire de l'apport (24h/24h) et du départ (20h/24h).....	75
Tableau VI.2 : Répartition horaire de l'apport (20h/24h) et du départ (24h/24h)..	79
Tableau VII.1 : Caractéristique du moteur.....	90
Tableau VII.2 : dimension des organes en amont.....	95
Tableau VII.3 : Dimension des organes en aval.....	96
Tableau VII.4 : Equipement amont et aval.....	97
Tableau VII.5 Débit de la station de pompage.....	100
Tableau N°VIII.1: le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite.....	106



Introduction Générale

L'accès à l'eau potable pour tous est un enjeu vital, facteur de développement social et économique. Mais nous constatons que cet or bleu est très mal géré suite à diverses raisons. Les responsables de la gestion de l'eau se trouvent confrontés à d'énormes défis tels que la nécessité de faire des prévisions d'évolution de la demande en eau, le contexte socio-économique et la disponibilité de l'eau.

Face à ce déficit majeur le gouvernement Algérien orienté sa politique depuis quelques années vers le secteur de l'eau sur tout le territoire national. Les Agglomérations Secondaires de la commune de Staoueli situées à l'ouest d'Alger font l'objet d'étude du présent mémoire.

Les Agglomérations Secondaires de la commune de Staoueli sont alimentées par plusieurs piquages anarchiques sur les conduites principales venant de Mazafran. Malgré cela le débit et la pression sont insuffisants dans les réseaux des Agglomérations Secondaires.

Dans ce présent mémoire nous allons faire l'étude de renforcement de l'alimentation en eau potable des agglomérations secondaires de la commune de Staoueli.

Cependant nous commençons par la présentation de la commune de Staoueli, le management du projet, l'évaluation des besoins en eau ; le dimensionnement des différentes composantes du système projeté et nous terminerons par l'organisation et la sécurité du chantier.



I.1- Introduction

Dans ce premier chapitre il s'agit de faire une présentation de notre zone d'étude, du point de vue géographique, topographique, climatique, sismique, démographique, hydrogéologique et hydraulique.

C'est un préalable à tous projets d'Alimentation en Eau Potable.

I.2.- Situation géographique

La commune de Staoueli se situe sur le Sahel algérois à 22 Km d'Alger ; elle longe dans sa partie nord le littoral ouest méditerranéen ; elle jouit d'une position stratégique.

Elle fait partie de la wilaya d'Alger avec une importante structure balnéaire et présente un énorme potentiel touristique correspondant aux différents complexes touristiques existants (club des pins, Moretti-Sidi Fredj, Azur).

La commune s'étend sur une superficie de 2156 ha, elle compte 45 548 habitants (RGPH 2008), soit une densité de 21 hab/ha, avec un taux d'occupation par logement moyen de 6 personnes/logement.

La zone d'étude fait partie de la commune de Staoueli, elle est située sur la partie Sud est de cette dernière, elle est limitée :

- Au Nord par la Bridja et le domaine Djillali Ahmed
- Au Nord Est par le domaine de Bouchaoui
- Au Sud Est par le CW 133
- A l'OUEST par la Route Nationale N°11
- Au SUD par le domaine Hadjeri Ahmed

❖ L'agglomération Khaïti Ahmed



Située au sud Ouest du chef lieu, elle couvre une superficie de 18ha et regroupe près de 416 habitants, soit 1% de la population de la commune selon le RGPH 1998.

Cette agglomération est divisée en deux parties Khaïti I et Khaïti II séparées par la rocade sud ;

Elle se compose surtout d'habitats individuels tel que les lotissements Khaïti, de quelques habitations collectives à l'extrémité Sud de la partie Khaïti ; ainsi que de quelques équipements : Ecole, Salle de soin.

❖ L'agglomération Ben dada

Située au centre de la commune, elle couvre une superficie de 8 ha et regroupe 814 habitants, soit près de 2% de la population de la commune (RGPH1998).

C'est une agglomération qui se compose surtout d'habitats illicites.

❖ L'agglomération Djelloulia ex Bellota

Située dans la partie sud ouest du chef lieu, elle couvre une superficie de 8 ha et regroupe 1807 habitants (RGPH 1998), soit approximativement 5% de la population de la commune.

Cette agglomération regroupe surtout de l'habitat individuel et quelques équipements : Ecole, Gendarmerie et une antenne APC.

I.3.2- Urbanisme

La commune de Staoueli fait partie de la circonscription administrative de Zeralda, elle est classée comme ville touristique, comporte les infrastructures suivantes :



- À la sortie de la ville se trouve l'ex- Village Agricole Socialiste de Bridja.
- À 4 km au nord-ouest se trouve le complexe touristique de Sidi Fredj avec son port de pêche et de plaisance.
- Au nord on trouve le complexe balnéaire de Moretti et ses plages.
- Au sud la plage de Palm Beach et les villas construites tout le long. La ville de Staoueli compte plusieurs quartiers (cité serra, hlm, abattoir, pazo). Le centre ville garde toujours son aspect colonial avec petites demeures et villas typiquement françaises.

Il existe des structures administratives (postes, mairies, impôts, assurances), sanitaires (polycliniques et dispensaires, médecins privés en nombre toutes spécialité confondues). Il existe également une école primaire dans chaque quartier. La ville compte un marché couvert, un bazar ou l'on vend de tout.

I.3.3- Situation topographique

La commune de Staoueli est constituée par un plateau, de direction EST-Nord Ouest dont l'altitude oscille de 0 à 125 m. Des dunes étagées, dominant la mer en gradins sont le résultat des variations eustatiques de la mer pendant le quaternaire. Ce plateau est taillé par plusieurs oueds.

Les falaises quant à elles sont des reliefs rocheux taillés dans des schistes, avec une dénivelée avoisinant 10 m par rapport au niveau marin et dont la partie inférieure est battue par la mer et auprès desquelles se situe le port de sidi-fredj.

En se référant à la carte topographique de la zone d'étude, on constate que l'aire d'étude est caractérisée par un relief assez irrégulier. Le point culminant est à 118m par rapport à la mer.

I.3.4- Situation climatologique



Le climat est de type méditerranéen sub-humide caractérisé par une saison pluvieuse, relativement froide, allant de novembre à mars et par une saison sèche et chaude s'étalant sur les mois d'été. La moyenne pluviométrique est de 694 mm par ans ; la température est caractérisée par une valeur moyenne de 17 °c, une minimale de 1.2 °c et une maximale de 42.6°c.

I.3.5- Situation géologique

Les principaux terrains géologiques de la région de Staoueli sont :

- Alluvionnaires : représentés par les fonds d'oueds.
- Dunaires : représentés par les dunes actuelles le long du rivage ou par celles consolidées homogènes (le plateau).
 - De désagrégations illustrées par les sables rouges.
 - Par la pointe de Sidi Fredj le long du rivage qui a une orientation Nord-Ouest.
- Par un soubassement représenté par les marnes et les argiles des fonds d'oueds.

I.3.6- Situation hydrogéologique

Le sous-sol renferme une nappe phréatique continue sous les dunes consolidées, alimentée par les précipitations hivernales, le niveau de la nappe est fluctuant pendant l'année : il se lève à 10m en hiver au dessous du terrain naturel, il ne pose aucun problème pour les fondations. Une nappe existe dans les dunes actuelles, son niveau statique fluctue lors de la saison pluvieuse et qui peut atteindre 4m.

I.3.7 Situation sismique

La sismicité de la zone est liée aux mouvements tectoniques des plaques eurasienne et africaine qui se produisent à quelques dizaines de Km le long de la cote algérienne en mer Méditerranée.



Les dunes actuelles constituées de sable fin à un caractère instable dû à la jeunesse relative des formations géologiques d'âge récent et quaternaire. C'est la zone première de propagation caractérisée par un indice de vide important et par une très faible cohésion du matériau.

I.4- Présentations Hydrauliques

I.4.1- Source et ouvrage hydraulique

- La principale source d'approvisionnement en eau potable de la région du Sahel d'où notre zone d'étude est les deux champs captant Mazafran I et II arrivant au réservoir « REGUIEG KADDOUR » avec des conduites de diamètre $\Phi 1200$ et $\Phi 1250$ mm, dont les caractéristiques sont les suivantes :

CAP : 3000 m^3

CTP : 67,00 m

CR : 62,00 m

Avec les deux stations de pompage SP3 et SP3 bis, l'eau est pompée par refoulement vers les deux réservoirs tampons fonctionnels du Sahel par une conduite $\Phi 700$ de longueur 2 km, ainsi qu'un troisième réservoir de capacité de $30\,000 \text{ m}^3$ qui sera opérationnel dès l'achèvement des travaux.

Les caractéristiques du stockage du Sahel sont :

Réservoir CAP 5000 m^3

Réservoir CAP : $30\,000 \text{ m}^3$

CTP: 170, 00 m

CTP: 170, 00 m

CR: 165, 00 m

- Une conduite en refoulement arrivant de Mazafran sur plusieurs kilomètres traversant la commune de Staoueli, sur laquelle il y a quelques piquages anarchiques pour alimenter quelques agglomérations.

- Arrivant au stockage du Sahel, l'eau est acheminée gravitairement vers le réservoir du Zeralda, Staoueli, Ain Benian, sur une linéaire de 9.1 Km et un diamètre allant de $\Phi 600$, $\Phi 700$ et $\Phi 800$ mm.



Les ouvrages hydrauliques du complexe hydraulique de Staoueli sont :

Réservoir CAP : $2 \times 750 \text{ m}^3$

CAP : 500 m^3

CAP : 1000 m^3

CTP : 82,00 m

Château d'eau CAP : 1000 m^3

CTP : 112,00 m.

- A l'heure actuelle, la zone du Sahel est alimentée par les champs captant de Mazafran I et II, l'eau étant pompée depuis SP3 bis jusqu'au réservoir tampon existant de capacité 1000 m^3 à une côte de 116 m par une conduite de refoulement DN600 Fonte sur une longueur de 2km et une autre conduite de refoulement qui part directement de SP3 Bis pour traverser la commune de Staoueli. La capacité actuelle de la station de pompage SP3 bis est de $3000 \text{ m}^3/\text{h}$ (deux pompes en fonctionnement et une en secours).

- Enfin, notre zone d'étude sera alimentée par un piquage de la chaîne côtière de diamètre $\Phi 600 \text{ mm}$ au niveau du regard d'intersection entre RN N°11 et CW N°233, dit « cave moule »

I.4.2- distribution

Agglomération Secondaire **Ben Dada Ahmed** : Elle est alimentée par des piquages anarchiques et des puits individuels.

Agglomération Secondaire **Khaïti Ahmed I** : Elle est alimentée par un piquage de la conduite DN150 Fonte issue de la conduite de la conduite Mazafran. Le réseau de distribution est de type maillé et constitué en PVC.

Agglomération Secondaire **Djellouia ex bellouta** : Elle est alimentée par des piquages sur la conduite existante de DN 150 AC issue de la



commune de Souidania. Le réseau de distribution existant en acier galvanisé est de type ramifié.

NB : Le réseau qui existe au niveau de ses agglomérations sont en bon état de service.

I.5-Conclusion

La zone d'études est composée de trois(3) agglomérations et une zone industrielle, cette zone est caractérisée par une température maximum 42.6 °C et minimale de 1.2, dont l'altitude oscille de 30 m à 100m. Nous avons constaté que les 3 agglomérations secondaires sont alimentées par des piquages anarchiques, avec des débits et des pressions insuffisantes dans leurs réseaux.



II.1- Introduction

Ce chapitre du management de projet met en évidence les stratégies et les méthodes à suivre pour une bonne exécution d'un projet hydraulique.

Un projet est une entreprise unique et temporaire de fourniture d'un service avec des livrables définis comportant des activités liées entre elles avec une date de début et une date de fin dans le respect d'un budget.

Le chef de projet doit faire le choix d'un mode de management, c'est à dire un mode de pilotage du projet et d'orchestration, en particulier des ressources humaines. Mais Manager recouvre à la fois des sens et des pratiques bien différents. A chacun de choisir et de trouver une façon efficace et agréable pour arriver au bout du projet.



L'activité de management de projet peut-être résumée par le schéma ci-dessous :

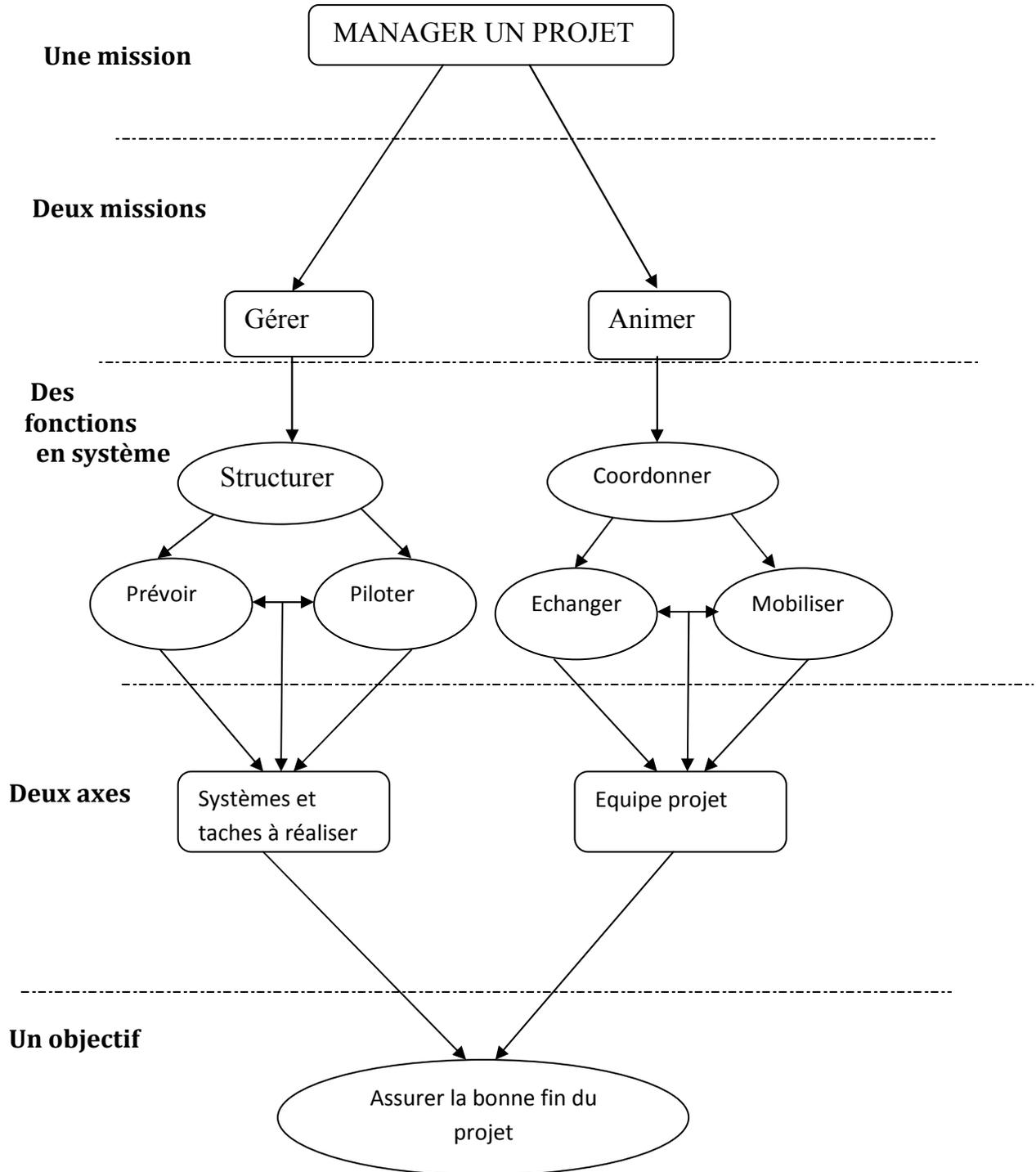


Figure :II.1 : activité de management de projet



II.2- Acteurs du projet

Lors de la réalisation d'un projet hydraulique ou civil, les principaux intervenants sont : Le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre, l'entreprise hydraulique, le chef du projet.....

II.2.1- Maître d'ouvrage

- ✓ Personne physique ou morale propriétaire de l'ouvrage
- ✓ Il détermine les objectifs, le budget et les délais de réalisation
- ✓ Il lance l'appel d'offre dans les journaux, sur l'internet et par affichage sur le tableau.

II.2.2- Maître d'œuvre

- ✓ Personne physique ou morale qui reçoit une mission du maître d'ouvrage.
- ✓ Il assure la conception et la réalisation de l'ouvrage.
- ✓ Il est aussi souvent l'intermédiaire entre le Maître d'ouvrage et l'Entreprise.

II.2.3- Entreprise hydraulique

- ✓ Tête du projet
- ✓ Assure que la solution proposée correspond bien aux besoins de l'entreprise tant au niveau technique que stratégique.
- ✓ Valide la solution proposée par le Chef de projet avant de la soumettre au Maître d'ouvrage.

II.2.4- Chef de projet

- ✓ Responsable des résultats du projet
- ✓ Définit les buts et les objectifs (avec le Maître d'ouvrage).
- ✓ Développe la planification du projet
- ✓ S'assure que le projet soit exécuté efficacement.



II.3- Cahier des charges

Le cahier des charges est l'expression des besoins nécessaires, essentiels, fonctionnels et techniques de la solution que le commanditaire (maitre d'ouvrage) souhaite avoir.

II.3.1- Objectifs du cahier des charges

- Poser le problème à résoudre.
- Définir les objectifs que doit atteindre le site.
- Diminuer les risques d'erreur lors de la réalisation.
- Être un outil de dialogue entre les différents acteurs du projet.
- Indiquer les contraintes à respecter impérativement.
- Définir les rôles et responsabilités de chaque acteur du projet.

II.3.2- Contenu du cahier des charges

- Présentation générale du projet.
- Méthodologie de conception suivie.
- Planning.
- Les objectifs généraux du site et leurs critères de succès.
- Les utilisateurs cibles et leur besoins.
- Présentation des acteurs et leurs responsabilités.
- Description de l'environnement technique.

II .4- rôle du chef de projet

L'idée qui mène au projet vient le plus souvent du sommet de l'entreprise : de la direction générale, du comité exécutif. Lorsque cette idée est approuvée, un comité de pilotage est constitué de la totalité ou d'une partie de la direction générale. Il désigne le



chef de projet. C'est l'ingénieur.

II.4.1- Qualités requises

La prise en charge d'un projet est souvent présentée comme une grande opportunité car l'entreprise voit cela comme un test pour les hauts potentiels. Comme il est généralement délicat de refuser une telle offre, même lorsque le défi paraît élevé, il faut que nous comptions sur certaines compétences.

"Les qualités essentielles sont d'abord d'ordre comportemental"[1]. Si la fonction requiert de fortes compétences de gestionnaire, elle demande également de fédérer une équipe autour d'un projet commun. Pour cela, l'ouverture d'esprit, la capacité d'écoute et le sens de la communication seront des atouts précieux. Pour Alain Asquin, maître de conférences à Lyon 3 et co-auteur de *Manager un projet pour la première fois*, le chef de projet est un véritable "entrepreneur".

II.4.2- Négociation des moyens

Nul doute que se voir confier la gestion d'un projet est une marque de reconnaissance professionnelle. Cependant, pour que cela ne se transforme pas en cadeau empoisonné, mieux vaut prendre quelques précautions. "Souvent, le chef de projet n'a pas le choix complet des équipes : essayez alors de négocier afin d'avoir la plus grande marge de manœuvre sur l'affectation des ressources"[1].

La délégation des pouvoirs du comité de pilotage doit également être soigneusement étudiée. Ce point est souvent insuffisamment formalisé. Pourtant, il s'agit d'une règle d'or : la délégation de pouvoir doit être claire. En effet, le mode projet étant caractérisé par une absence de liens hiérarchiques entre ses différents membres, il ne faut pas laisser de place à la confusion sur le fait que nous détenons l'autorité.

II.4.3-Organisation

Avant de nous lancer à corps perdu dans un projet stimulant, anticipons la hausse



de charge de travail. Il se peut que nous ne soyons pas affectés à 100 % au projet et donc que nous gardions nos responsabilités habituelles en parallèle. Accordons notre travail en fonction des étapes de vie du projet. Au démarrage, il s'agit essentiellement d'un travail intellectuel qui demande peu de présence et peut être réalisé en début ou fin de journée. Après, nous aurons plus de démarches physiques à accomplir qui nous prendront davantage de temps.

Il est également indispensable de préparer son équipe à ce changement important : dressons la liste des tâches pour lesquelles nous sommes réellement indispensables et procédons à une réorganisation si nécessaire. C'est une très bonne occasion de donner de l'autonomie et des responsabilités à un bon collaborateur. Dans ce cas, prenons le temps de l'accompagner au début, lorsque nous sommes encore disponibles, afin qu'il soit prêt lorsqu'il devra agir seul. Enfin, "n'oubliez pas de négocier avec votre conjoint(e), car le projet impose son rythme." [3]

II.4.4- Poser les bonnes questions

Les professionnels sont unanimes : l'avant-projet est crucial. Il doit permettre de préciser l'idée de départ et de vérifier l'opportunité du projet. De nombreuses questions doivent être abordées:

- » Quels sont les enjeux pour l'entreprise ?
- » Quels seront les débouchés ?
- » Quels objectifs veut-on atteindre ?
- » Quelle est la meilleure solution pour cela ?
- » Quels moyens seront alloués ?
- » Est-ce bon pour l'entreprise ? Pourra-t-elle le supporter en termes



d'investissement financier et humain ? Quel est le retour sur investissement attendu ?

» Quels seront les rôles et les responsabilités des différents services participants ?

L'envie de réaliser au plus vite ce qui apparaît comme une bonne idée conduit parfois à négliger cette étape. Elle est pourtant stratégique car elle peut permettre d'anticiper d'éventuels problèmes, de trouver une solution plus adéquate que celle envisagée a priori, d'évaluer le retour sur investissement du projet et surtout d'arrêter ou de réorienter un projet qui s'avère, en fait, difficilement réalisable.

II.4.5- Du cahier des charges à la lettre de mission

Cette étude approfondie est généralement à la charge du comité de pilotage ou d'une équipe qu'il aura déléguée. Le contrat qui nous unit découle du cahier des charges établi à la suite de ce travail. La lettre de mission précise le contenu de la mission, la stratégie mise en place, les responsabilités, les critères d'évaluation et le mode de communication.

Insistons pour obtenir une lettre de mission formalisée et étudions scrupuleusement ce document. Et si nous remarquons un point délicat, signalons-le avant d'entamer toute démarche, en proposant une alternative. "Le chef de projet a un devoir d'alerte, même si en dernier ressort, c'est la direction de l'entreprise qui décide



II.5- Sélection des acteurs

II.5.1- Négociation habile

En règle générale, ce sont les directions des ressources humaines qui vont affecter les ressources. Il nous va donc falloir négocier auprès de chaque responsable les compétences nécessaires ainsi que leurs disponibilités. Une entreprise peu habituée à fonctionner en mode projet peut se montrer récalcitrante à laisser partir ses meilleurs éléments vers un projet dont elle ne maîtrise pas le déroulement. "C'est une négociation où les rapports de force et la capacité à argumenter vont être de sérieux atouts"[5]. Pour limiter la marge de manœuvre de nos interlocuteurs, nous définirons le plus précisément possible les profils dont nous avons besoin.

Gardons cependant à l'esprit que l'intérêt de l'entreprise se place au-dessus de celui du projet : il ne s'agit pas de déstabiliser un service en voulant à tout prix s'accaparer les meilleurs éléments.

II.5.2- Compétences et personnalités

Alain Asquin [5] explique qu'il faut se méfier à la fois des "dream teams" et des "tribus"... Dans le premier cas, on dispose d'un ensemble d'experts très pointus mais peu aptes à travailler en équipe alors que dans le second cas, le groupe est trop soudé, manquant d'esprit critique. Le mode projet repose sur un principe de transversalité, Les experts doivent être en mesure de baisser leurs exigences pour avancer. C'est au chef de projet de reconnaître les compétences techniques de chacun, tout en privilégiant le collectif. Cela implique que les personnes au cœur du projet en aient une vision globale, dépassant leur propre participation.

Nous devons donc identifier des personnalités appréciant l'échange, le partage et la volonté d'aller de l'avant. La structure en sera beaucoup plus robuste.

Attention, si un domaine de compétence nous est absolument nécessaire et que la personnalité concernée présente un risque pour la cohésion du groupe (trop



critique, trop méticuleux, inapte à la prise de décision...), prenons soin de la garder en périphérie du projet en faisant appel à elle de façon ponctuelle.

Enfin, méfions-nous des équipes qui marchent ! Un projet est unique : une structure qui a parfaitement fonctionné lors d'un projet précédent ne conviendra pas nécessairement une nouvelle fois. Sans compter que les individus ayant développé des routines de travail, ils risquent d'être moins innovants.

II.6- Définition du calendrier (développé dans le chapitre IX)

II.6.1- Identification de toutes les tâches

A partir de la date prévue de lancement du projet nous devons bâtir un planning prévisionnel. Ce document sera la trame à laquelle tous les acteurs du projet se raccrocheront.

Nous commençons par indiquer les étapes clés entre quatre et six déterminées par des objectifs. Nous affinons ensuite le processus en précisant les tâches et en attribuant, pour chacune d'elle, le contenu technique à réaliser, les moyens mis en œuvre, le temps imparti, le responsable et les personnes devant être informées. La plus grande difficulté est d'être exhaustive : nous ne devons oublier aucune tâche sans quoi la suite du planning prévisionnel sera faussée. Ne nous limitons pas aux phases techniques et intégrons dans notre évaluation les plages de réflexion, de brainstorming, de relances des parties prenantes, de validation, de test, etc. Bref, nous essayerons de prévoir l'imprévisible. Ensuite, prenons soin d'identifier les relations de dépendance entre chacune de ces tâches, qui nous fourniront les contraintes d'enchaînement.

II.6.2- Evaluation des durées

Attention à ne pas générer un stress excessif à cause d'un planning prévisionnel



trop serré. L'évaluation des délais étant délicate, confrontons les points de vue et optons pour le calcul le plus réaliste, et non celui qui nous arrange. Prévoyons également des marges de sécurité afin de ne pas mettre en péril la date de clôture du projet.

N'hésitons pas à nous renseigner sur ce qui a été fait auparavant : nous pouvons gagner un temps fou en réadaptant le planning d'un projet proche de celui que nous menons. A partir du document d'origine, et en nous renseignant auprès du chef de ce projet, nous pouvons sensiblement améliorer notre estimation.

II.7- Etablissement du budget

II.7.1- Estimation des coûts

Deux éléments de coûts sont à prendre en considération : la mobilisation de talents humains (quel niveau de compétences et pendant combien de temps) et l'investissement (nouveau logiciel, un recrutement...). Si la comptabilité ou le contrôle de gestion peuvent nous aider, il est impératif de consulter les professionnels concernés. Or un projet est quelque chose d'innovant, il y a donc beaucoup d'incertitudes. Cela induit parfois des dérives. En effet, le budget est parfois plus négocié qu'estimé. De plus, la qualité de réponse des divers intervenants dépend de la qualité du lien social dans l'entreprise. S'il n'y a pas de relation de confiance, nous prévoyons des marges de sécurité.

II.7.1- Penser aux coûts cachés

L'insertion du projet dans son environnement est un élément auquel les entreprises doivent être de plus en plus sensibles et qu'il convient de budgéter. En effet, la réalisation du projet peut avoir un impact sur l'organisation dans laquelle il va être intégré. Certains de ces coûts sont tangibles. D'autres coûts peuvent être plus informels : il s'agira par exemple d'expliquer à ces mêmes utilisateurs en quoi le nouvel outil va valoriser leur métier afin qu'ils acceptent de l'adopter. Plus le projet a un impact sur son



système social, plus il remet en cause des choses autour de lui et plus il sera coûteux.

II.8- Information des parties prenantes

II.8.1- Reporting

Il ne s'agit pas seulement de faire remonter l'information au comité de pilotage mais de lui expliquer à quel stade se situe le projet, quels sont les éventuels problèmes à résoudre et lui soumettre des propositions. Les indicateurs et la fréquence de reporting nous seront précisés dans la lettre de mission. Le reporting ne doit pas servir à se défaire de ses responsabilités. Si le blocage se trouve dans le champ de responsabilité du chef de projet, c'est à nous de trouver la solution.

Un bon reporting ne doit pas rentrer dans les détails mais fournir une vision générale de l'état d'avancement du projet. Pour cela, nous indiquerons clairement la position sur le planning prévisionnel. Puis nous codifierons (+/-, mauvais/moyen/bon, sur une échelle graduée...) les différents éléments suivants : la situation générale, l'avancée technique, le respect des coûts et des délais. D'autres catégories peuvent être ajoutées telles que le respect de certaines procédures, la qualité... La note accordée à chaque critère pourra ensuite être brièvement commentée.

Le document comprendra en outre un paragraphe sur les événements marquants survenus depuis le dernier reporting. Si le projet est conséquent, nous pouvons demander au préalable le même type de rapport aux différentes entités métier, dont nous ferons la synthèse. Enfin, nous indiquerons tout retard et/ou dépassement de budget qui serait d'ores et déjà prévus.

II.8.2- Communication sur l'avancement du projet

Il n'y a pas seulement le comité de pilotage qui doit être tenu informé de l'avancement du projet mais aussi tout acteur du projet. Par ce faire, la politique de



communication à l'intérieur du projet doit être soigneusement établie. Chacun des acteurs doit recevoir en temps réel les informations nécessaires à sa bonne contribution. Elles peuvent être assez différentes selon les cas et regroupent des données techniques mais aussi des éléments sur le niveau d'avancement global du projet et sur ce qui se passe au sein des autres équipes pouvant avoir un impact. Cette communication permet en outre de maintenir la dynamique collective.

Si nous gardons notre activité courante, informons également notre supérieur hiérarchique de l'avancement du projet. Il sera ainsi sensibilisé à notre double activité.

II.9- Gestion des aléas

II.9.1- Prévention des risques

Dépassement de budget, délais non respectés, conflits relationnels... les aléas sont nombreux lors d'un projet. Pour limiter leur impact et éviter le pire (dépassement du budget ou des délais, dégradation de la qualité), nous devons faire preuve de grandes capacités managériales.

Si le projet nous apparaît d'emblée risqué, il est possible d'anticiper ces aléas en établissant une grille d'analyse des risques. Nous y dressons la liste des risques recensés (matériels, juridiques, humains, techniques...), leurs probabilités d'apparition ainsi que leurs conséquences. Nous pourrions ainsi porter une attention toute particulière aux risques repérés comme sensibles : opérer un reporting plus fréquent, prévoir une solution alternative, comptabiliser un budget de secours...

II.9.2- Savoir s'adapter

Quelle que soit la difficulté rencontrée, deux réflexes sont à avoir : être réactif et flexible. S'il vaut mieux ne pas attendre d'être dans le rouge pour prendre le problème en compte, nous devons aussi accepter que tout ne se passe pas exactement comme



prévu.

Prenons également garde aux "petits problèmes" qui peuvent, s'ils ne sont pas gérés, dégénérer en catastrophe. Ne négligeons pas l'impact des relations humaines : en cas de conflit entre certains membres de l'équipe, prenons soin de les désamorcer grâce à une communication appropriée.

Face à un blocage technique, il est possible d'ouvrir l'équipe à des personnes extérieures, qui pourront apporter leur expertise ou tout simplement de nouvelles idées.

II.10- Soins de l'équipe

II.10.1- Différentes phases de la vie d'équipe [5]

Nous identifions cinq étapes dans la vie d'une équipe-projet, au cours desquelles le meneur devra aménager son style de management.

» Le "forming" : tout au début du projet, les membres de l'équipe se découvrent. Il faut alors faire du team-building : les personnes doivent s'estimer et reconnaître la légitimité de chacun à intégrer l'équipe.

» Le "storming" : après s'être acceptées, les personnes vont confronter leurs opinions, parfois de manière virulente. A ce moment, il faut accepter de laisser place à la diversité afin de faire émerger les idées. Nous aurons peut-être l'impression de perdre du temps mais les décisions qui seront prises à ce moment seront valables pour toute la durée du projet. Nous devons résister à l'envie de se lancer tête baissée dans l'action et de prendre le temps de penser le projet.

» Le "norming" : la phase de discussion est cette fois terminée et le chef de projet fixe un cadre commun - qui doit faire consensus - pour l'ensemble de l'équipe. Nous devons reprendre de l'autorité après la liberté laissée aux collaborateurs en début de projet. A cette étape, l'équipe commence à se reconnaître comme une entité différente du reste de l'entreprise.



» Le "performing" : cette étape prévaut pendant toute la réalisation concrète du projet. Le chef de projet doit veiller à ce que l'équipe ait plaisir à être ensemble et à œuvrer dans un but commun, tout en lui laissant son autonomie. Il opte alors pour un rôle de coordinateur.

» Le "mourning" : l'équipe se dissout lorsque le projet prend fin. Il est possible d'entretenir les relations développées pendant la durée du projet de manière informelle afin de rendre la transition plus facile.

II.10.2- Motivation dans la durée

Les projets dynamiques sont ceux qui présentent une forte adhésion des acteurs. Pour cela, il faut réussir à leur faire partager une vision commune. Montrons à chacun que nous reconnaissons leur talent et que nous saurons l'utiliser à bon escient. De plus, faisons valoir leur intérêt. Les gens doivent voir ce qu'ils ont à gagner : la valorisation de leurs compétences, l'échange avec d'autres professionnels, la possibilité de progresser....

Chacun doit savoir quelle est sa participation à l'objectif global.

Ensuite, sur toute la durée du projet, nous devons entretenir cette motivation à travers de l'information, notamment envers ceux qui n'interviennent qu'en fin de projet, mais aussi en favorisant des rencontres lorsque c'est chose possible. Soyons attentif au stress qui émane de certains collaborateurs : il est possible que le cumul de leurs responsabilités et de leur participation au projet leur impose un rythme insoutenable. Faisons également attention aux personnes très investies, qui seront particulièrement demandeuses de reconnaissance



II.11-Clôture du projet

II.11.1- Penser l'avenir

La fin de projet est généralement riche en rebondissements et il plane un sentiment d'urgence. Nous devons pourtant consacrer un peu de temps à préparer l'après-projet, pour nous-mêmes comme pour notre équipe.

Même si la fin d'un projet est identifiée à l'avance, elle est souvent mal gérée par les entreprises. Lorsque tout s'arrête, nous devons s'assurer que chacun retrouve une place dans l'organisation, notamment les personnes entièrement dédiées au projet. La direction des ressources humaines doit être informée et mobilisée sur ce problème. Ce n'est pas à nous en tant que chef de projet de trouver les postes mais nous devons veiller à ce que cela soit fait. Les salariés concernés seront ainsi concentrés sur leur mission sans avoir à s'inquiéter de leur avenir.

Cette question nous concerne également en tant que chef de projet : affectés à cette mission pendant plusieurs mois, voire plusieurs années, nous devons profiter de ce tremplin. Pour cela, il est important de rester au plus près de l'actualité de l'entreprise, de cultiver nos relations internes et de valoriser notre projet, tout au long de son déroulement.

II.11.2- Faire le deuil du projet

La fin d'un projet peut être une étape difficile à vivre : après des mois d'un travail stimulant, le relâchement de la pression et le retour à des activités mises de côté peut être source de déprime. Pour limiter cela, la fin du projet doit être formellement prononcée et ne pas traîner en longueur, empêchant les collaborateurs de se consacrer à d'autres tâches. Veillons également pendant la durée de la mission à ce que le groupe ne développe pas son identité en opposition à l'entreprise. Et pendant les dernières semaines, n'hésitons pas à marteler que la fin approche, afin que l'idée fasse son chemin



dans les esprits.

II.12- Capitalisation de l'expérience

II.12.1-Rédaction du bilan

Souvent négligée, la phase d'archivage et de partage des acquis de l'expérience est pourtant essentielle pour éviter de répéter les mêmes erreurs. Les compétences doivent survivre au projet. Pour capitaliser de façon pertinente, il faut discerner ce qui est lié au contexte de ce qui peut être généralisé.

Un point de départ consiste à établir un document de bilan, basé sur le retour des personnes qui ont vécu le projet. Nous y distinguerons les résultats obtenus (service livré, budget et planning, modifications de la demande initiale opérées en cours de projet), le déroulement du projet (ce qui a bien fonctionné et les problèmes rencontrés, les solutions mises en œuvre) et nous en tirerons des conclusions sur les erreurs à éviter ainsi que les bonnes pratiques à retenir. Ce bilan peut faire l'objet d'une présentation auprès des autres chefs de projet. Son existence doit surtout être portée à la connaissance de tous ceux qui seraient susceptibles d'en avoir l'utilité, via l'intranet par exemple.

II.12.2-Concentration sur les difficultés

Des réunions d'échange avec d'autres équipes-projet permettent de partager des impressions et des conseils très concrets. Et si une tâche a particulièrement posé problème, on réunit un comité parmi l'équipe-projet pour comprendre ce qui n'a pas marché. Un groupe d'experts peut ensuite donner un contre-avis. La synthèse permettra là aussi de tirer des conclusions bénéfiques.



II.13- Conclusion

La maîtrise du management de projet est vitale et requise pour tout ingénieur ayant le souci de bien mener son projet. Le planning prévisionnel élaboré ici dans le management du projet sera bien détaillé dans le chapitre : Organisation et Sécurisation du chantier.



III.1 Introduction

L'évaluation des besoins en eau pour une agglomération donnée exige une fixation des normes pour chaque catégorie de consommateur en tenant compte :

- Des contraintes purement techniques mais aussi culturelles.
- De la variation des besoins en eau d'une région à l'autre du monde.
- Et de la quantité disponible, de la qualité et de l'accessibilité.

III.2- Evaluation démographique

Pour estimer le nombre d'habitants de la zone d'étude, après une visite sur le terrain et les données de l'APC, Nous remarquons que les constructions sont des maisons individuelles (R+2) avec une répartition de six (6) personnes par maison et une densité de 40 habitations par hectares.

III.2.1- Population

La commune de Staoueli a connu un taux d'accroissement de 4.62% entre RGPH 87 et 98. L'estimation en 2004 s'est faite avec un taux de 4%, cependant, il a été mis à la baisse à 3.5% à court terme puis 3% à moyen terme et enfin 2.5% à long terme afin de s'aligner au taux de la wilaya d'Alger et en même temps d'éviter le mitage des terres agricoles qui entourent Staoueli.



Tableau III-01 : Répartitions de la population en 1998, en 2004 et en 2009 :

Zone géographique	Pop 1998	Pop 2004	Pop 2009
Khaïti Ahmed	416	526	625
Djelloulia (ex Bellouta)	1807	2286	2716
Ben Dada	814	1030	1223
Total	3037	3842	4564
Taux d'accroissement	4.62	4	3.5

III.2.2- Estimation de la population future

La région d'étude est à caractère rural. Pour l'horizon futur ; l'évolution de la population suit la loi des accroissements finis basée sur un taux d'accroissement moyen annuel $\tau=2.5\%$. Il est donné par la formule ci-dessous :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n$$

Ou :

P_n : Population future à l'horizon n ;

P_0 : Population de l'année de référence ;

τ : taux d'accroissement ;

n : Nombre d'années entre les deux horizons.



L'évaluation de la population selon l'horizon futur est estimée comme suit :

Tableau III-02 : la population future des Agglomérations secondaires de Staoueli.

	Référence	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
Horizon	2009	2011	2015	2025	2040
Taux d'accroissement (%)	3.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Population					
Khaïti Ahmed	625	657	725	928	1344
Djelloulia	2716	2853	3150	4032	5840
Ben Dada	1223	1285	1418	1816	2630
Totale	4564	4795	5293	6776	9814

III.3- Evaluation des besoins en eau

III.3.1- Besoins domestiques

Sur la base d'une dotation de 200 l/j/hab (donnée par DHW d'Alger), les besoins en eau de notre aire d'étude sont calculés par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{Dot \times N}{1000} . m^3 / j$$



Avec :

Dot : dotation

N : Nombre de la population

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière

Tableau III-03 : besoins domestiques:

Zone géographique	Pop 2040	$Q_{j\text{ moy}}$ (m^3/j)
Khaïti Ahmed	1344	268.8
Djelloulia (ex Bellouta)	5840	1168
Ben Dada	2630	526
Total	9814	1962.8

III.3.2- besoins des équipements

❖ Domaine de Khaïti

Tableau III-04 : Estimation des besoins en eau de l'Ecole

	Année de référence 2009	Horizon projet 2040
Nombre d'élèves	304	654
Dotation (l/j/élève)	10	10
$Q_{j\text{ moy}}$ (m^3/j)	3.04	6.54

**Tableau III-05** : Estimation des besoins en eau de la polyclinique

	Année de référence 2009	Horizon projet 2040
Nombre d'employeurs	36	78
Dotation (l/j/élève)	20	20
Q_j moy (m ³ /j)	0.72	1.56

❖ **Domaine de Djelloulia (ex Bellouta)**

Tableau III-06 : Estimation des besoins en eau de l'Ecole

	Année de référence 2009	Horizon projet 2040
Nombre d'élèves	635	1366
Dotation (l/j/élève)	10	10
Q_j moy (m ³ /j)	6.35	13.66

Tableau III-07 : Estimation des besoins en eau de la gendarmerie

	Année de référence 2009	Horizon projet 2040
Nombre d'agents	30	65
Dotation (l/j/élève)	25	25
Q_j moy (m ³ /j)	0.75	1.625

**Tableau III-08** : Estimation des besoins en eau de l'Antenne APC

	Année de référence 2009	Horizon projet 2040
Nombre d'employeurs	30	65
Dotation (l/j/élève)	15	15
Q_j moy (m ³ /j)	0.45	0.975

III.3.3- Evolution de la demande en eau

La demande en eau est la quantité d'eau à prélever dans le milieu naturel à chaque instant pour faire face à la couverture des différents besoins, tenant compte des pertes du prélèvement à l'utilisation.

Les dotations recommandées ci-dessus ont été adoptées pour calculer la demande en eau future, ces résultats tiennent compte des taux de pertes d'eau dans le réseau et des taux de raccordement.

III.3.3.1-Taux de raccordement

Le taux de raccordement représente le nombre d'habitant qui sont branchés dans le réseau d'alimentation en eau potable.

Les taux de raccordement pris en considération sont donnés dans le tableau

Tableau III-09 : Les taux de raccordement

Année	2009	2011	2020	2025	2030	2040
Taux de raccordement	0,75	0,80	0,95	0,95	0,95	0,95

Source APC



Le taux de raccordement passe de 75% en 2009 à 80% en 2011 pour atteindre 95% en 2020, après cela le taux de raccordement reste constant 95% jusqu' à 2040.

Calcul du débit gagné sur les familles non raccordées

On voit bien que nous gagnons 5% des familles qui ne seront pas raccordées jusqu'en 2040, alors dans chaque nous avons 6 personnes en moyenne donc :

$$N_{Tpop} \div 6 = 9814 \div 6 = 1636$$

$$Famille_{non-raccorde} = 1636 \times 5 \div 100 = 82$$

Donc on a 82 familles non raccorde en 2040 d'où un gain de débit = $492 \times 200 / 1000 = 98.4 \text{ m}^3/\text{j}$

III.3.3.2-Pertes d'eau dans le réseau

Elles sont constituées par des fuites qui déversent (joints de conduites, étanchéité d'appareillage), et elles sont parfois importantes. Elles se produisent en grande partie sur les branchements particuliers. Les fuites dépendent de l'état du réseau et peuvent atteindre jusqu'à 45% de la consommation dans un réseau en mauvais état. La recherche des fuites est une opération délicate. Elle permet de les ramener, pour un réseau ancien à 30% environ-du débit total.

Le gaspillage dépend en grande partie du mode de tarification de l'eau. Il est considérable pour les distributions sans compteurs. Il peut être également important pour les services publics : chasse d'égout mal réglée, bouche de lavage restant ouverte au-delà du temps nécessaire.

Nous pouvons donc citer quelques causes de fuite, et qui doivent être évitées lors de la mise en place du réseau :

- conduites placées où il y a risque de gel.
- Terrain agressif ou instable



- Caractéristique de la conduite non adaptées à la pression de distribution.
- Mauvaise qualité du matériau.
- Appui de la conduite sur un point dur.
- Non mise en place d'un lit de sable en fond de fouille.
- Protection insuffisante par rapport au trafic des poids roulants.
- Baisse de pression sur le réseau
- Augmentation des heures de fonctionnement de la station de pompage
- Débit anormal relevé à l'égout
- Affaissement de terrain
- Terrain humide par temps sec
- Consommations anormales relevées aux compteurs généraux.

Selon la demande de l'APC de Staoueli, le taux de fuite dans le réseau doit être ramené à 20% en 2040.

Les taux de pertes dans le réseau sont donnés dans le tableau II.4 (réduction des pertes de 2% tous les cinq ans) :

Tableau III-10: les taux de pertes dans le réseau

Année	2009	2011	2020	2025	2030	2040
Taux de pertes	0,3	0,3	0,28	0,26	0,24	0,20

Source SEAAL.

N.B : Donc étant donné que notre réseau est en bon état alors la perte d'eau dans le réseau est de 20% du débit total de consommation.

III.3.4- Récapitulation des besoins en eau

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon 2040.

❖ **Domaine de Khaïti Ahmed****Tableau III-11 : Besoin plus perte Khaïti**

HORIZON	Actuel 2011	Horizon projet 2040
Besoins domestiques (m ³ /j)	131.4	268.8
Besoins des équipements (m ³ /j)	3.2	8.1
Besoins domestiques+équipement	134.6	276.9
Perte à 20%	26.92	55.38
Qmoy (m ³ /j)	161.52	332.28

❖ **Domaine de Djelloulia(ex Bellouta)****Tableau III-12 : Besoin plus perte Djelloulia**

HORIZON	Actuel 2011	Horizon projet 2040
Besoins domestiques (m ³ /j)	570.6	1168
Besoins des équipements (m ³ /j)	7.945	16.26
Besoins domestiques+équipements	578.545	1184.26
Perte à 20%	115.709	236.852
Qmoy (m ³ /j)	694.254	1421.112

❖ **Domaine Ben Dada :****Tableau III-13 : Besoin plus perte Ben Dada**

HORIZON	Actuel 2011	Horizon projet 2040
Besoins domestiques (m ³ /j)	257	526



Perte à 20%	51.4	105.2
Qmoy (m ³ /j)	308.4	631.2

Tableau III-14 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques	1962.8
Polyclinique	1.56
Scolaires	20.2
Zone d'extension	4.37
gendarmerie	1.625
Antenne APC	0.975
Perte à 20%	398.306
Famille non raccorde	98.4
Total	2291.44

N.B : La consommation domestique totale tient compte des familles non raccordées sur le réseau.

III.4- Variation des débits de consommation dans le temps

Le débit demandé par les différentes catégories est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps. Ces dernières sont annuelles, saisonnières, journalières ou horaires.

III.4.1 Variation journalière

La variation journalière se définit comme le rapport de la consommation maximale de la journée sur la consommation minimale de la journée de l'année.

Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

Coefficient minimal d'irrégularité journalière :

$$K_{minj} = Q_{minj} / Q_{moyj}$$



Avec K_{minj} variant entre 0,7 et 0,9

Coefficient maximal d'irrégularité journalière :

$$K_{maxj} = Q_{maxj} / Q_{moyj}$$

Avec K_{maxj} variant entre 1,1 et 1,3.

Ce coefficient a pour but la majoration du débit moyen Q_{moyj} de 10 à 30% ;

On prend $K_{maxj} = 1,3$.

III.4.2- Variation horaire

Durant la journée la plus chargée de l'année, il existe des variations importantes de la consommation d'une heure à une autre, d'où :

Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

- Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) ,
- Et Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$) .

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

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie :

$$K_{maxh} = Q_{maxh} / Q_{moyh}$$

D'une manière générale, Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}$$

Avec :



α_{\max} : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, varie entre 1,2 à 1,4. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,2$.

β_{\max} : c'est un coefficient qui est en fonction du nombre d'habitants suivant le tableau ci-dessous :

Tableau III-15 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
B_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour notre cas on a 3 agglomérations :

Tableau III-16 : Calcul de $K_{\max h}$:

Agglomération	Population horizon 2040	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max h}$
Khaïti Ahmed	1344	1,3	1,8	2.34
Djelloulia	5840	1,3	1,4	1.82
Ben Dada	2630	1,3	1.5	1.95

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

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

$$K_{\min, h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min}$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, varie entre 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.

Tableau III-17 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Tableau III-18 : Calcul de $K_{\min,h}$:

Agglomération	Population horizon 2040	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min,h}$
Khaïti Ahmed	1344	0.5	0.1	0.05
Djelloulia	5840	0.5	0.25	0.125
Ben Dada	2630	0.5	0.2	0.1

III.4.3- Détermination des débits journaliers

III.4.3.1- Consommation maximale journalière

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année où la consommation est maximale. Il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution, l'adduction, le réservoir de stockage et la station de pompage.

Ce débit est donné par la formule :

$$Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j} \cdot K_{\max,j}$$

Avec :

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



- $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière .

III.4.3.2- Consommation minimale journalière

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale. Il est donné par la formule :

$$Q_{min,j} = Q_{moyj} K_{min,j}$$

On prend $K_{min,j} = 0,8$.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-19 : Calcul du débit maximal et minimal journalière :

Agglomération	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m^3/j)
Khaïti Ahmed	332.28	1,3	431.964	0,8	265.82
Djelloulia	1421.112	1,3	1847.446	0,8	1136.89
Ben Dada	631.2	1.3	820.56	0.8	504.96

III.4.4- Détermination des débits horaires

III.4.4.1- Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{maxj}}{24} \quad (m^3/h)$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;



III.4.4.2- 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 :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \cdot Q_{\text{moy},h}$$

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

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

Tableau III-20 : évaluation des débits moyen et maximum horaire :

Agglomération	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	$Q_{\text{moy},h}$ (m^3/h)	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$ (m^3/h)
Khaïti Ahmed	431.964	18	2.34	42.12
Djelloulia	1847.446	76.98	1.82	140.1
Ben Dada	820.56	34.19	1.95	66.67
Zone d'activité	1080	45	1	45
Zone d'extension	40.3	1.68	2.6	4.37
Famille non raccorde	98.4	4.1	2.6	10.66
Total	4121.87	171.75		287.6

On a : $Q_{\max,j} = 4121.87 \text{ m}^3/\text{j}$

Remarque : On a choisi $K_{\max,h} = 1$ pour la zone Industrielle car celle-ci fonctionne avec un débit moyen journalier.

III.4.5- 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 dans le tableau suivant :

Tableau II-21 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants [6]

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Remarque



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

Puisque le nombre d'habitant à l'année 2040 sera inférieur à 10 000 pour nos 3 agglomérations secondaires et ses extensions, nous choisissons donc la première partition comme indiquent le tableau suivant :

Tableau III-22 : Variation des débits horaires :

Heure	Consommation totale $Q_{\max j}=4121.87 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	m^3/h	m^3/h
0-1	1	41.2187	1	41.2187
1-2	1	41.2187	2	82.4374
2-3	1	41.2187	3	123.6561
3-4	1	41.2187	4	164.8748
4-5	2	82.4374	6	247.3122
5-6	3	123.6561	9	370.9683
6-7	5	206.094	14	577.0618
7-8	6,5	267.92	20,5	844.9834
8-9	6,5	267.92	27	1112.9049
9-10	5,5	226.71	32,5	1339.6078
10-11	4,5	185.48	37	1525.0919
11-12	5,5	226.70	42,5	1751.7948
12-13	7	288.53	49,5	2040.3256
13-14	7	288.53	56,5	2328.8565
14-15	5,5	226.71	62	2555.5594
15-16	4,5	185.48	66,5	2741.0436
16-17	5	206.094	71,50	2947.1370
17-18	6,5	267.92	78	3215.0586



18-19	6,5	267.92	84,5	3482.9802
19-20	5	206.094	89,5	3689.0736
20-21	4,5	185.48	94	3874.5578
21-22	3	123.6561	97	3998.2139
22-23	2	82.4374	99	4080.6513
23-24	1	41.2187	100	4121.87
Total	100	4121.87		

A partir de ce tableau nous remarquons que :

Débit minimum horaire :

$$Q_{\min,h} = 41.2187 \text{ m}^3/\text{h}$$

Débit maximum horaire :

$$Q_{\text{pt}} = Q_{\max,h} = 288.53 \text{ m}^3/\text{h}$$

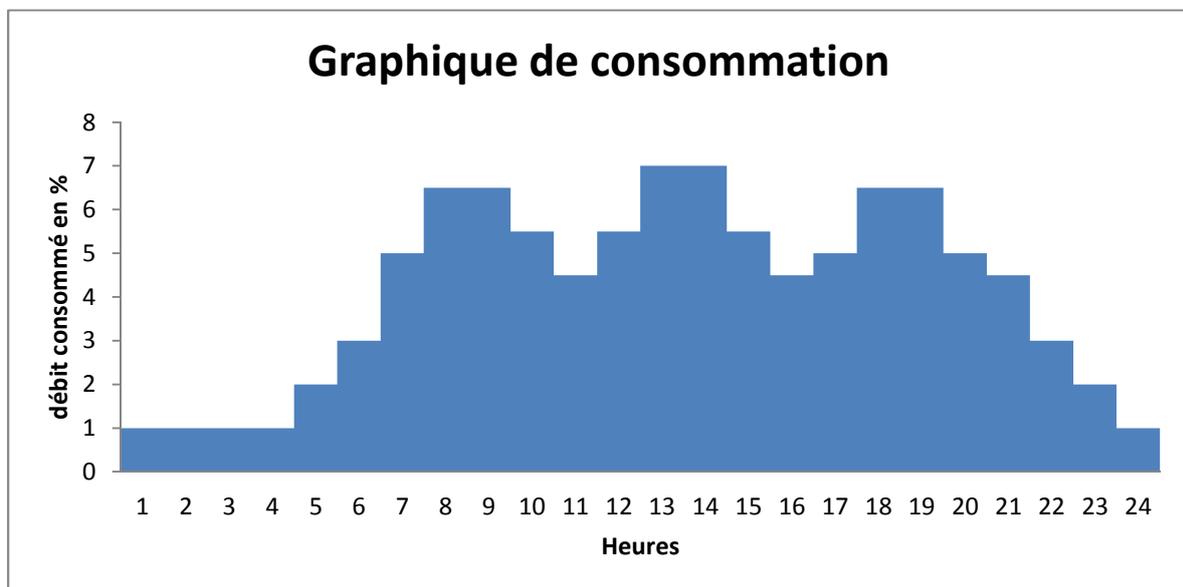


Fig :N° 1

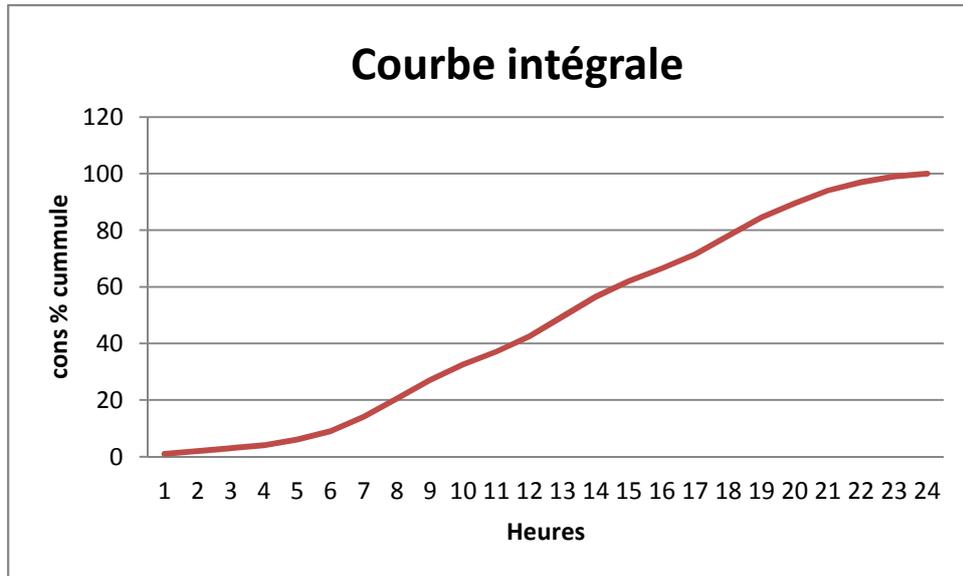


Fig : N° 2

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait ressortir par les calculs que la population des agglomérations secondaires de la commune de Staoueli s'élèvera à 9814 habitants et que le débit d'eau nécessaire à l'approvisionnement des consommateurs effectifs jusqu'à l'horizon d'étude est de $4121,87 \text{ m}^3 / \text{j}$.



IV.1 - Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par refoulement, soit gravitaire soit mixte.

Plusieurs variantes d'adduction des agglomérations secondaires de la commune de Staoueli peuvent être envisagées. Donc il s'agira de déterminer celle qui satisfait mieux les exigences technico-économiques du projet. (Voir annexe le schéma simplifié de l'adduction projetée).

IV.2- Principes du tracé de la conduite de l'adduction

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi l'acheminement du matériel.
- Eviter le maximum possible les pentes et les contres pentes, qui peuvent donner lieu à des cantonnements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables et qui peuvent donner lieu au phénomène du coup de bélier.
- Le tracé en plan doit tenir compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.
- Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :
 - ✓ Éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
 - ✓ Localiser les points et y installer des organes de dégazage : ventouse.



- ✓ Accentuer les points hauts dans le cas d'un terrain de pente très uniforme.

- Il est recommandé d'éviter des tracés mous où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale (cas généralement présent dans le cas d'un terrain quasi plat : nous s'efforcrons de créer des pentes et contre-pentes afin de pouvoir placer les ventouses dans le but d'assurer un bon écoulement hydraulique : écoulement monophasique).



Figure IV.1 : L'emplacement des ventouses

- Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :
 - La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
 - La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
 - Le brisec charge casse la pression, qu'elle soit positive ou négative
- La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.



IV.2- Choix des variantes

A partir de la carte topographique et de la photo -satellite de Google, on a proposé trois variantes pour l'adduction d'eau potable des agglomérations secondaires de la commune de Staoueli :

IV.2.1- 1^{ère} variante

Le tracé de cette variante coupe la route nationale RN61 et la nouvelle autoroute, et englobe toute la zone d'étude avec un linéaire de 5600 m entre adduction et distribution,

Le raccordement se fait par un piquage de la chaîne côtière au lieu dit « Cave Moule » au niveau de l'intersection de la route nationale RN 11 et le chemin wilaya CW 233 à 800 m de la nouvelle autoroute.

Le complexe hydraulique «Réservoir, station de pompage et le château d'eau » sera implanté sur un terrain privé de surface 9420m^2 , en face l'usine de bitume.(voir annexe)

IV.2.2- 2^{ème} variante

Le tracé de cette variante coupe la route nationale RN61 et la nouvelle autoroute, et englobe toute la zone d'étude avec un linéaire de 3900 m entre adduction et distribution.

Le raccordement se fait par un piquage de la chaîne côtière au lieu dit « Cave Moule » au niveau de l'intersection de la route nationale RN 11 et le chemin wilaya CW 233 à 800 m de la nouvelle autoroute.

Le complexe hydraulique «Réservoir, station de pompage et le château d'eau » sera implanté sur un terrain de surface 16567m^2 . (Voir la planche N°1)

IV.2.3- 3^{ème} variante

Le tracé de cette variante est idem à la 2ème variante, la seule différence est au niveau du complexe hydraulique, nous aurons « un réservoir + une station qui fonctionne H24 ». (Voir annexe)



Conclusion

Nous avons choisi la deuxième variante pour l'exécution du projet, vue les conditions favorables sur le côté couloir d'accès de la conduite linéaire, la facilité de réalisation des tranchées, et surtout le coût.

IV.3- Choix des matériaux

Le choix du type de matériau doit impérativement tenir des avantages et des inconvénients techno-économiques de tous les matériaux disponibles sur le marché et les contraintes et la nature des milieux traversés.

Avantages et inconvénients des différents types de tuyaux

IV.3.1-Fonte ductile

Matériau	Avantages	Inconvénients
La fonte ductile	<p>La fonte ductile a une meilleure résistance mécanique car elle est à graphite sphéroïdal (GS) ce qui élimine tout risque de propagation des fissures.</p> <p>Pour éviter la corrosion, elle est revêtue intérieurement de mortier de ciment et extérieurement de zinc métallique et de peinture bitumineuse.</p> <p>Les raccords entre tuyaux se font par emboîtement avec joint élastomère, tous les 6 à 8 m (selon le diamètre), Ces joints permettent des orientations angulaires importantes mais exigent des butées en béton ou des systèmes de verrouillage adaptés pour les changements de direction</p>	<p>le carbone de la fonte grise se présente sous forme de graphite Lamellaire qui peut entraîner la formation de fissures</p> <p>L'installation de la fonte nécessite un remblai plus soigné que pour l'acier. Par rapport au Manipulation, les coûts de manutention sont plus chers car la fonte est plus lourde.</p>



IV.3.2- Acier

Matériau	Avantages	Inconvénients
L'acier	<p>L'élasticité de l'acier, déterminée par l'épaisseur du corps et la nuance d'acier utilisée est plus importante que celle de la fonte.</p> <p>Les risques d'ovalisation sont donc plus grands pour des tubes plus légers. Deux types de revêtements intérieurs sont appliqués pour assurer une protection contre la corrosion : le mortier de ciment pour les petits diamètres (80 à 600 mm) et la résine époxy pour les grands diamètres (500 à 2500 mm).</p> <p>Les revêtements extérieurs sont des tri-couches de résine époxy de forte adhérence à l'acier et de bonne résistance chimique adhésif copolymère ; polyéthylène(ou polypropylène).</p> <p>. L'absence de joint dans les grandes portions rectilignes permet une pose plus rapide que celle de la fonte mais assure une bonne étanchéité ainsi qu'une continuité de la résistance mécanique et de la flexibilité de la conduite sans point faible aux joints.</p>	<p>l'acier nécessite une protection cathodique contre la corrosion extérieure</p> <p>.L'assemblage réalisé par soudure est plus cher que les raccords pratiqués sur la fonte</p>



IV.3.3- Béton et Polyéthylène

Matériau	Avantages	Inconvénients
Le béton	<p>les tuyaux en béton utilisés pour des diamètres de 400 à 4000 mm ont un tube médian en acier mince terminé par des bagues débout pour permettre leur assemblage soit par joints soudés, soit par joints à garniture en élastomère (petits diamètres). Dans le cas des joints soudés, l'acier garantit l'étanchéité absolue et immédiate de la conduite et participe à sa résistance mécanique.</p> <p>Le béton assure quant à lui une protection contre la corrosion intérieure et extérieure</p>	<p>L'inconvénient du béton est qu'il peut affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau par repartage de produits.</p>
le polyéthylène	<p>plus souple et moins cher. Les diamètres peuvent aller jusqu'à 2500 mm. Pour les petits diamètres, le PE peut s'enrouler en couronne sur des centaines de mètres ce qui permet de diminuer le nombre de raccords et donc le risque de fuites. Sa souplesse lui donne également une grande adaptabilité au sol et une grande résistance au choc mais peut en contrepartie entraîner des risques d'ovalisation pour les gros diamètres .Il est inerte chimiquement donc ne se corrode pas.</p>	



Conclusion

Vu les conditions de l'instabilité du terrain, forte pression au point de piquage et la disponibilité sur le marché et la nature des milieux, nous optons pour les conduites en fonte ductile

IV.4 -Dimensionnement de la conduite d'adduction

Données de base

- Débit maximal à refouler = 3000m³/h = 833 l/s
- Hauteur manométrique (HMT) = 140 m
- Longueur de la conduite de refoulement existant= 3030m
- Côte de l'axe de la pompe = 62 m
- Le matériau de la conduite est en fonte.

IV.4 .1- Calcul de la Pression au point de piquage de la conduite de refoulement de Mazafran

- ✓ Perte de charge entre la pompe et le point de piquage :

$$\Delta H = C_{pp} - C_p \quad \text{et} \quad C_{pp} = C_T + HMT \quad \text{et} \quad C_p = C_T + P$$

$$\Delta H = \frac{KLQ^\beta}{D^m} = 56.45 \text{ m}$$

$$\sum \Delta H = 1.15\Delta H = 64.92m$$

Avec:

CPP : Cote piézométrique juste à la sortie de la station de pompe.

C_p : Cote piézométrique au point de piquage.

ΔH : La perte de charge.

P : Pression au point de piquage.

CT: cote du terrain.



CTP: cote de l'axe de la pompe.

K : coefficient de perte de charge.

L : longueur de la conduite de refoulement jusqu'au point de piquage.

Q : le débit refoulé.

D : diamètre de la conduite.

m : coefficient tenant compte du matériau de la conduite.

β : Coefficient tenant compte du régime d'écoulement.

✓ La pression au point de piquage :

$$P = H_{MT} + C_{TP} - C_T - \sum \Delta H = 110.4 \text{ m}$$

$$P = 110.4 \text{ m}$$

IV.4 .2- Détermination du diamètre de la conduite d'Adduction

C'est la conduite qui va relier le point de piquage à notre bache d'eau. la conduite sera en fonte. Pour dimensionner notre conduite malgré que c'est du refoulement mais nous allons utiliser la charge disponible car les conditions sont imposées par le terrain.

Notre conduite d'adduction a une longueur de $L = 3700 \text{ m}$ et un débit de refoulement Q_{add} .

$$Q_{add} = \frac{\alpha \times Q_{\max j}}{24}$$

le débit maximum journalière ($Q_{\max j}$) est majeure de $\alpha = 4$ à 10 %. [8]

Pour notre cas nous prenons $\alpha = 1.06$



$$Q_{\text{add}} = 182.05 \text{ m}^3/\text{h} = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

La cote du trop plein du réservoir sera 95 m par rapport au nivellement général d'Alger.

$$\Delta H = \text{CTP} - \text{CP} = 137.08 - 95 = 42.08 \text{ m.}$$

$$\Delta \text{HT} = 1.15 \Delta H = 48.40 \text{ m}$$

$$\text{D'où nous avons : } D = \sqrt[m]{\frac{KLQ^\beta}{\Delta H}} = 222 \text{ mm}$$

IV.4 .3- Normalisation du diamètre de la conduite d'adduction

Pour satisfaire les conditions imposées, nous faisons l'hypothèse que la charge disponible est égale à la perte de charge pour les diamètres normalisés imposés, ce qui donne : $D_{n1} < D_{cal} < D_{n2}$

$$\Delta H = kQ^n \left(\frac{L-x}{D_{n1}^m} + \frac{x}{D_{n2}^m} \right)$$

Nous avons : $x = 2246 \text{ m}$ et $L - x = 1454 \text{ m}$

- nous utiliserons une conduite de diamètre normalisé $DN_1 = 250 \text{ mm}$ sur une longueur de $L_1 = 2246 \text{ m}$.
- Et une conduite de diamètre normalisé $DN_2 = 200 \text{ mm}$ sur longueur de $L_2 = 1681 \text{ m}$.

Avec :

CTP : Cote du trop plein du réservoir.

Cp : Cote piézométrique.

K : coefficient de perte de charge.

L : longueur de la conduite de refoulement jusqu'au point de piquage.

Q_{add} : le débit moyen.



D : diamètre de la conduite.

m : coefficient tenant compte du matériaux de la conduite.

β : Coefficient tenant compte du régime d'écoulement.

IV.4.4- VERIFICATION DU DIAMETRE PAR RAPPORT AUX CONDITIONS ECONOMIQUE :

Le diamètre de la conduite est déterminé en première approximation suivant :

La formule de BONNIN.

$$D = \sqrt{Q}$$

Avec : D : diamètre en (m).

Q : débit en (m³/s)

-Application

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.05} = 0,223m = 223mm$$

.

Et en deuxième approximation suivant :

La formule de BRESS

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

Avec : D : diamètre en (m).

Q : débit en (m³/s)

-Application

$$D = 1.5\sqrt{Q} = 1.5\sqrt{0.05} = 0,335m = 335mm$$

Remarque



Nous avons trouvé que notre diamètre normalisé se trouve entre le diamètre donné par la formule BONNIN et celle de BRESS, d'où nous concluons que notre Diamètre normalise est économique.

IV.4 .5- Vérification de la vitesse de l'écoulement pour l'Adduction

Donc pour retenir le diamètre économique nous devons vérifier la vitesse par l'équation de continuité

$$Q = V \times S \quad \text{Tel que } V = \frac{4 Q}{\pi D^2}$$

Tableau IV.1 : Diamètre économique et vitesse d'écoulement

diamètre économique (mm)	vitesse (m/s)
≤ 250	1÷1.5
300÷800	1.2÷2
> 800	1.8÷3

Pour **BONNIN** : $D=200\text{mm} \rightarrow V=1.12 \text{ m/s}$ (vérifiée).

Pour **BRESS** : $D=335\text{mm} \rightarrow V=0.57 \text{ m/s}$ (non vérifiée).

Pour $DN_1= 200 \text{ mm} \rightarrow V=1.12 \text{ m/s}$ (vérifiée).

Pour $DN_2=250 \text{ mm} \rightarrow V=1.02 \text{ m/s}$ (vérifiée)

D'après le **tableau** nous remarquons que pour $DN_1=200\text{mm}$ et $DN_2= 250 \text{ mm}$ les vitesses sont vérifiées, mais pour $D=335\text{mm}$ la vitesse n'est pas vérifiée.

Donc le diamètre de refoulement choisi est :

$DN_1=200\text{mm}$ et $DN_2=250\text{mm}$



IV.5-Conclusion

Les considérations des contraintes technico-économiques et la nature du milieu traversé nous exigent à retenir les conduites en fonte ductile et de diamètres $DN_1=200\text{mm}$ et $DN_2=250\text{mm}$ et de longueurs respectives

$L_1=1681\text{m}$ et $L_2=2246\text{ m}$.



V.1- Introduction

Nous allons dans ce chapitre procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel WATERCAD, pour pouvoir dimensionner celui-ci, afin de déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables.

V.2- Choix du système de distribution

Pour constituer un réseau d'alimentation en eau potable, nous nous basons sur les principaux facteurs suivants :

- ✓ L'importance et la composition de la zone d'étude qui nous permettent de déterminer le type système le mieux adapté parmi les systèmes tels que le système unique, le système spécifique : le système domestique, le système industriel et le système d'incendie.
- ✓ Le relief de la zone d'étude qui nous permettent de choisir le schéma de distribution : distribution de tête ou à contre-réservoir.
- ✓ Le relief entre la source et la zone d'étude.
- ✓ La structure de la zone d'étude accidentée .
- ✓ Les accessoires hydrauliques.
- ✓ Et la nature de la source.

Dans notre cas nous avons choisi le système de distribution avec un réservoir de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers le réservoir de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution.

V.3 - Différents types de réseaux

Nous distinguons quatre types de réseaux

- Réseau ramifié.
- Réseau étager.
- Réseau maillé.
- Et réseau mixte.



V.3.1- Réseau Ramifié [2]

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) tout au long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent qui n'assure aucune distribution de retour. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que tous les consommateurs en aval de la panne soient privés d'eau.

V.3.2- Réseau Étager

Le réseau étager est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

V.3.3- Réseau Maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant le tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution en retour en cas de panne d'un tronçon.

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

V.3.4-Réseau mixte :

Ce réseau est la combinaison du réseau maillé et du réseau ramifié.

Conclusion

Dans le cas de notre travail vu la structure et l'importance des agglomérations, le réseau ramifié a été retenu.



V.4 - Choix du Type de Réseau

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue trois schémas des réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux mixtes (ramifiés+maillés)). Le réseau de distribution choisi dans notre cas d'étude est le réseau ramifié suite à la situation des agglomérations.

V.5- Principe du Trace du Réseau Ramifié

Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables. Ces conditions se produisent lorsque les robinets de prise ouverts sont situés le plus en aval possible. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression suffisante pour les habitations élevées.

Le prix de revient du réseau doit être minimum, c.-à-d. réseau économique.

Pour le calcul du réseau, les données de départ sont :

- Longueurs des tronçons du réseau déterminées en fonction des plans d'urbanisme et de la topographique de l'agglomération.
- Les débits en chaque point des conduites principales et des branches (débit nodaux obtenus en fonction des besoins de l'agglomération à la base des normes choisies).
- Le débit de distributions continu.
- Les cotes du terrain aux points nodaux du système d'après le plan topographique et la charge dite libre.

La pression à garantir :(d'après le diagnostique de SEAAL)

Les valeurs de la pression minimale à garantir à l'entre de chaque réseau de chaque agglomération sont :

- Agglomération de Khaiti : D'après les conditions topographique la pression minimale exigée au point de raccordement avec le réseau de l'agglomération est 36 mce.



- Agglomération d'Ahmed de Ben Dada : D'après les conditions topographique la pression minimale exigée au point de raccordement avec le réseau de l'agglomération est 35 mce.
- Agglomération de Djelloulia : D'après les conditions topographique la pression minimale exigée au point de raccordement avec le réseau de l'agglomération est 30 mce.
- Zone d'activité (industriel) : D'après les conditions topographique la pression minimale exige au point de raccordement avec le réseau du zone est 10 mce.

V.6- Choix du Matériau des Conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, de l'agressivité dû aux eaux et au sol, et de l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), et de la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes).

Parmi les matériaux à utiliser nous distinguons entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité). Cela a été bien développé dans le chapitre IV.

Ici aussi pour la distribution, nous optons pour les tuyaux en fonte ductile, suite à des nombreux avantages qui correspondent aux types de notre terrain.

V.7- Dimensionnement du Réseau

Le dimensionnement du réseau de distribution se fait à la base d'un logiciel appelé Water CAD. La rugosité est donnée selon la nature des matériaux utilisés. Dans notre cas comme nous avons opté pour la fonte, la rugosité donnée par water CAD suivant la formule de DARCY-WEISBACH est : $\varepsilon = 0,0015$ mm.

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau et de sa viscosité peut être calculée en utilisant une de ces trois formules :

- formule de Hazen-Williams
- formule de Darcy-Weisbach



- formule de Chézy-Manning

La formule de Hazen-Williams est la formule de perte de charge la plus utilisée aux États-Unis. Elle ne peut pas être utilisée pour des liquides autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents.

La formule de Chezy-Manning est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres.

Par contre, la formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et est la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

Pour la formule de Darcy-Weisbach, Water CAD utilise différentes méthodes pour calculer le facteur de friction (f) selon le régime d'écoulement:

- La formule de Hazen-Poiseuille est utilisée pour un écoulement Laminaire ($Re < 2000$).
- L'approximation de Swamee et Jain dans l'équation de Colebrook-White est utilisée pour un écoulement entièrement turbulent ($Re > 4000$).
- L'interpolation cubique du diagramme de Moody est utilisée pour un écoulement transitoire ($2000 < Re < 4000$).

Vue les avantages qu'il procure, nous allons simuler notre réseau de distribution avec comme formule de perte de charge celle de DARCY-WEISBACH.



Tableau V.1 : Formules de perte de charge totale (la perte de charge est exprimée en m.c.e. et le débit en L/s)

formule	Perte de charge totale
Hazen-Williams	$10,674 C^{-1.852} d^{-4.871} L$
Darcy-Weisbach	$0.0827 f(\epsilon, d, q) d^{-5} L$
Chézy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5.33} L$

Source : (manuel d'aide water cad)

Avec :

C = coefficient de rugosité de Hazen-Williams

ϵ = coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m)

f = facteur de friction (dépend de ϵ , d, et q)

n = coefficient de rugosité de Manning

d = diamètre du tuyau (m)

L = longueur du tuyau (m)

q = débit (m³/s)

V.7.1-Résultats de la simulation de Water CAD

Les vitesses, les débits et les diamètres dans le réseau de distribution sont données par les tableaux suivants :



Tableau V.2 : Résultats de la simulation (pression)

Nœud	Elévation(m)	Débit (L/S)	Pression (mce)
N-1	83,85	80,15	36,1
N-2	89,81	67,65	27,8
N-3	73,73	28,73	38,7
N-4	74,29	17,03	36,0
N-5	70,25	11,70	39,6
N-6	80,25	38,92	34,6
N-7	61,25	12,25	46,3

Tableau V.3 : Résultats de la simulation (vitesse et diamètre)

conduite	longueur(m)	Diamètre (L/S)	Vitesse (m/s)
C-1	167,21	450,0	1,61
C-2	546,27	150,0	0,69
C-3	98,59	400,0	1,31
C-4	381,47	300,0	0,81
C-5	217,42	200,0	0,54
C-6	125,02	150,0	0,66
C-7	427,15	300,0	0,55





Conclusion

Grace à Water Cad nous avons pu déterminer les différents diamètres : DN 450,400, 300,200, 150 mm pour tous les tronçons de notre réseau. Nous avons trouvé aussi des vitesses acceptables variant entre 0.55 m/s et 1.61 m/s et les pressions nodales satisfont aux exigences.



VI.1- Introduction

L'objectif principal de ces lignes directrices est de maintenir la qualité de l'eau stockée, d'assurer la pression au niveau des agglomérations pour satisfaire les besoins des consommateurs. Ici nous avons deux réservoirs : une **Bâche d'aspiration** et un **Château d'eau**.

VI.2- Généralités sur les Réservoirs

VI.2.1- Rôles et utilités des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques aménagés pour contenir l'eau potable.

Ils assurent une interface entre la production et la distribution de l'eau potable. Ils peuvent être réalisés selon le cas en maçonnerie, en béton ordinaire ou précontraint, ou en acier pour de petites capacités.

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

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

En milieu rural ou pour des villes de faible importance, avec une installation correctement conçue, la capacité du ou des réservoirs oscille aux alentours du volume moyen journalier d'eau consommée.

Mais avec l'augmentation du nombre de consommateurs, le rapport entre la capacité et le volume moyen journalier diminue notablement.

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

— panne électrique ==> pouvant arrêter la station de pompage ;



- remplacement d'une pompe ;
- accident sur la conduite de refoulement (cas d'avarie)

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

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

Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle par un dispositif spécial, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Cette réserve d'incendie correspond au moins à 120 m³, utilisables en 2 heures (circulaire no 465 du 10/12/51 ministère de l'Intérieur et de l'Agriculture).

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

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, C'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

VI.2.2- Choix du site d'implantation des réservoirs

Le choix du site de réservoir est commandé essentiellement par des considérations de pression aux points d'alimentation. Il est conseillé que cette pression atteind si possible 20 mce ; comme il est souhaitable de ne pas dépasser 40m, exceptionnellement 60m (certains équipements ne peuvent en aucun cas supporter plus de 70m).



En tenant compte de ces valeurs et de la côte des points d'alimentation les plus critiques pour choisir le point du relief le plus proche assurant au mieux les conditions désirées.

VI.2.3- Choix du type de réservoir

Le choix du type de réservoir à réaliser dépend essentiellement de la topographie de la zone à desservir et de la capacité requise. Pour notre projet, le terrain du site présente un relief plat, nous avons pour un réservoir semi enterré en béton armé de section circulaire. Ce type de réservoir présente les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

VI.2.4- Equipements des réservoirs

❖ Chambre de manœuvre

C'est un compartiment à l'intérieur duquel se font les traversées des différentes canalisations (refoulement, distribution, trop plein et by pass) de la cuve, et les manœuvres des vannes.

❖ Conduite d'alimentation, de distribution et d'incendie

L'arrivée d'eau dans le réservoir peut être placée soit au fond du réservoir, soit à la partie supérieure.

Le départ de la conduite de distribution et d'incendie sera disposé à l'opposé de l'arrivée, à quelques centimètres (15cm environ) au dessus du fond, pour éviter l'entraînement des dépôts.



❖ **Trop plein, vidange et by-pass**

Le trop plein est conçu pour évacuer l'eau, en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes.

Une conduite débouchant au fond permet une vidange complète du réservoir pour permettre l'entretien et le nettoyage.

Un by-pass permet la distribution par les pompes pendant la vidange ou l'entretien du réservoir.

❖ **Équipement d'Automatisation**

-Adduction gravitaire : le système d'automatisation est matérialisé par un robinet flotteur anti bélier, installé à extrémité de la conduite d'arrivée.

-Adduction par refoulement : le système d'automatisation est commandé par une bougie, une électrode place à chaque niveau haut et bas du réservoir.

VI.3 - Bâche d'eau :

❖ **Détermination de la capacité de la bâche d'eau**

La capacité du réservoir se détermine en fonction des variations des débits à l'entrée (apport) et à la sortie (distribution). En d'autres termes, elle dépend du mode de pompage et la variation de consommation journalière de l'agglomération. Le refoulement venant du piquage est désigné par l'apport Station de pompage depuis Mazafran (apport ST P 1) et l'aspiration de notre station de pompage est désignée par (départ stp2)

Le calcul de la capacité se fait généralement selon la méthode analytique car elle est plus précise que la méthode graphique. Donc nous optons pour la méthode analytique.



Tableau VI.1 : Répartition horaire de l'apport (24h/24h) et du départ (20h/24h)

Heure	Apport STP1 (%)	Départ STP2 (%)	Entrée (%)	Sortie (%)	Résidu
00-01	4.1667	00	4.1667	-	+4.1667
01-02	4.1667	00	4.1667	-	+8.3334
02-03	4.1667	00	4.1667	-	+12.5001
03-04	4.1667	00	4.1667	-	<u>+16.6668</u>
04-05	4.1667	5.00	-	0.8333	+15.8335
05-06	4.1667	5.00	-	0.8333	+15.0002
06-07	4.1667	5.00	-	0.8333	+14.1669
07-08	4.1667	5.00	-	0.8333	+13.3336
08-09	4.1667	5.00	-	0.8333	+12.5003
09-10	4.1667	5.00	-	0.8333	+11.6670
10-11	4.1667	5.00	-	0.8333	+10.8337
11-12	4.1667	5.00	-	0.8333	+10.0004
12-13	4.1667	5.00	-	0.8333	+9.1671
13-14	4.1667	5.00	-	0.8333	+8.3338
14-15	4.1667	5.50	-	0.8333	+7.5005
15-16	4.1667	5.00	-	0.8333	+6.6672
16-17	4.1667	5.00	-	0.8333	+5.8339
17-18	4.1667	5.00	-	0.8333	+5.0006
18-19	4.1667	5.00	-	0.8333	+4.1673
19-20	4.1667	5.00	-	0.8333	+3.3340
20-21	4.1667	5.00	-	0.8333	+2.5007
21-22	4.1667	5.00	-	0.8333	+1.6674
22-23	4.1667	5.00	-	0.8333	+0.8341
23-00	4.1667	5.00	-	0.8333	00



La capacité maximale du réservoir se détermine par la formule suivante :

$$V_r = V_{\text{incen}} + V_{\text{max}} = V_{\text{incen}} + \frac{A \times Q_{\text{max.j}}}{100}$$

Avec : V_{incen} : Volume pour l'incendie qui égale 60 m^3 par heure. La durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen peut être évaluée à 2 heures, donc la réserve minimale à prévoir est de 120 m^3 .

V_r : Volume total du réservoir ;

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation en m^3 ;

A : Résidu maximal dans le réservoir en % obtenu à partir du tableau Précédent ;

$Q_{\text{max.j}}$: Débit maximal journalier en m^3/j .

D'où :

$$V_{\text{max}} = \frac{16.6668}{100} \times 4121.87 = 686.98 \text{ m}^3$$

$$V_r = 120 + 686.98 = 806.98 \text{ m}^3$$

$$V_r = 1\ 000 \text{ m}^3$$

Nous avons intérêt à normaliser la capacité de notre bache d'eau afin de faciliter sa conception et sa réalisation du point de vue génie civil. Cette normalisation se fera en choisissant un volume normalisé et supérieur au volume calculé pour des raisons sécuritaires.

❖ Dimensionnement de la bache d'eau



Nous optons pour un réservoir circulaire vu ses nombreux avantages :

❖ **Diamètre du réservoir :**

Vu la capacité du réservoir, nous fixons une hauteur $H=4\text{m}$, nous aurons donc :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{3.14 \times 4}} = 17.85\text{m} \rightarrow D_r = 20\text{m}$$

❖ **Hauteur d'incendie :**

$$H_{\text{incen}} = \frac{4 \times V_{\text{incen}}}{\pi \times D_r^2} = \frac{4 \times 120}{3.14 \times (20)^2} = 0.38 \rightarrow H_{\text{incen}} = 0.4 \text{ m}$$

❖ **Hauteur du volume utile :**

$$H_d = H - H_{\text{incendie}} = 4 - 0.4 = 3.6 \text{ m}$$

$$H_d = 3.6 \text{ m}$$

❖ **Temps de remplissage du réservoir**

- la vitesse de refoulement $V=1.07\text{m/s}$
- le diamètre de la conduite de refoulement : $D=225\text{mm}$
- le débit plein section $Q_{ps} = V \times S \rightarrow Q_{ps} = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$
- le volume du réservoir $V_r = 1000\text{m}^3 \rightarrow V_r = Q_{ps} \times t$
- le temps de remplissage $t = \frac{V_r}{Q_{ps}} = 5.55 \text{ h}$

$$t_{\text{repl}} = 5\text{h}33\text{min}$$



VI.4 - Réservoir d'Alimentation (château d'eau)

Un **château d'eau** est une construction destinée à stocker l'eau, et placée en général sur un sommet géographique pour permettre de la distribuer sous pression.

Le stockage de l'eau dans un réservoir joue un rôle de tampon entre le débit demandé par les abonnés et le débit fourni par la station de pompage.

Il permet ainsi d'éviter de démarrer trop souvent les pompes et de les protéger.

Le stockage de l'eau permet également de faire face aux demandes exceptionnelles en cas d'incendie.

❖ **Fonctionnement d'un château d'eau :**

L'eau est acheminée du point d'eau au réservoir. Comme l'altitude du point d'eau est inférieure à l'altitude du réservoir, nous avons utilisé des pompes pour relever l'eau jusqu'à ce dernier.

L'eau est ensuite envoyée dans un réseau gravitaire qui va assurer son acheminement vers l'ensemble des consommateurs.

La pression de l'eau qui est fournie au robinet des abonnés est proportionnelle au dénivelé qui existe entre le niveau d'eau dans le château d'eau et le niveau de ce robinet : 10 mètres de dénivelé équivalent à 1 bar de pression, 20 mètres à 2 bars de pression, etc. Les plus grands châteaux d'eau peuvent contenir plusieurs dizaines de milliers de mètres cubes d'eau.

❖ **Capacité du réservoir d'Alimentation (château d'eau)**



La capacité du réservoir se détermine en fonction des variations des débits à l'entrée (apport) et à la sortie (distribution). En d'autres termes, elle dépend du mode de pompage et la variation de la consommation journalière de l'agglomération.

Le calcul de la capacité se fait généralement selon la méthode analytique suivante :

Tableau VI.2 : Répartition horaire de l'apport (20h/24h) et du départ (24h/24h)

heure	consommation	Apport d'eau	Eau stockée	Eau distribuée	Reste d'eau	
0--1	1.00	0	-	1.00	8.5	2
1--2	1.00	0	-	1.00	7.5	3
2--3	1.00	0	-	1.00	6.5	4
3--4	1.00	0	-	1.00	5.5	5
4--5	2.00	5	3.00	-	8.5	2
5--6	3.00	5	2.00	-	10.5	0
6--7	5.00	5	0.00	0.00	10.5	0
7--8	6.50	5	-	1.50	9	1
8--9	6.50	5	-	1.50	7.5	2.5
9--10	5.50	5	-	0.50	7	3
10--11	4.50	5	0.50	-	7.5	2.5
11--12	5.50	5	-	0.50	7	3
12--13	7.00	5	-	2.00	5	5
13--14	7.00	5	-	2.00	3	7
14--15	5.50	5	-	0.50	2.5	7.5
15--16	4.50	5	0.50	-	3	7
16--17	5.00	5	0.00	0.00	3	7
17--18	6.50	5	-	1.50	1.5	8.5
18--19	6.50	5	-	1.50	0	10.5
19--20	5.00	5	0.00	0.00	0	10.5
20--21	4.50	5	0.50	-	0.5	10
21--22	3.00	5	2.00	-	2.5	8
22-23	2.00	5	3.00	-	5.5	5
23—24	1.00	5	4.00	-	9.5	1



La capacité maximale du réservoir se détermine par la formule suivante :

$$V_r = V_{\text{incen}} + V_{\text{max}} = V_{\text{incen}} + \frac{A \times Q_{\text{max.j}}}{100}$$

Avec : V_{incen} : Volume pour incendie qui égale 60 m^3 par heure. La durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen peut être évaluée à 2 heures, donc la réserve minimale à prévoir est de 120 m^3 .

V_r : Volume total du réservoir ;

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation en m^3 ;

A : Résidu maximal dans le réservoir en % obtenu à partir du tableau Précédent ;

$Q_{\text{max.j}}$: Débit maximal journalier en m^3/j .

D'où :

$$V_{\text{max}} = \frac{10.5}{100} \times 4121.87 = 432.80 \text{ m}^3$$

$$V_r = 120 + 432.8 = 552.8 \text{ m}^3$$

Pour faciliter la conception et la réalisation du réservoir du point de vue génie civil et pour des raisons de sécurité en approvisionnement d'eau, nous normalisons le volume calculé à $V_r = 750 \text{ m}^3$.

$$V_r = 750 \text{ m}^3$$



❖ Dimensionnement du réservoir d'Alimentation

Nous optons pour un réservoir circulaire vu ses nombreux avantages :

❖ Diamètre du réservoir :

Vu la capacité du réservoir, nous fixons une hauteur $H=4\text{m}$, on aura donc :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \times 750}{3.14 \times 4}} = 15.45\text{m} \rightarrow D_r = 16\text{m}$$

❖ La hauteur d'incendie :

$$H_{\text{incen}} = \frac{4 \times V_{\text{incen}}}{\pi \times D_r^2} = \frac{4 \times 120}{3.14 \times (16)^2} = 0.60 \rightarrow H_{\text{incen}} = 0.60 \text{ m}$$

$$H_{\text{incendie}} = (4 \times 120) / 750 = 0.64\text{m}, \text{ soit } H_{\text{incendie}} = 0.65\text{m}$$

La hauteur d'eau à desservir :

$$H_d = H - H_{\text{incendie}} = 4 - 0.65 = 3.35\text{m}$$

$$H_d = 3.35\text{m}$$

VI.7- Aménagement interne des réservoirs

Tout doit être fait pour éviter les zones mortes afin que le renouvellement de l'eau soit le plus homogène possible pour tout le volume. Pour les éviter il faut :

- éloigner les points d'arrivée et de départ.
- créer des chicanes.
- casser les angles horizontaux et verticaux par des goussets (15 x 15), ce qui facilite de plus les opérations de nettoyage.



Les radiers doivent présenter une forme de pente (1 à 1,5 %) afin d'évacuer totalement les eaux lors des vidanges et des opérations de nettoyage via un puisard.

Note : de préférence il faut imposer une vidange et un nettoyage des réservoirs au moins une fois par an. Ces opérations doivent être suivies d'une désinfection de l'ouvrage et d'un contrôle de la qualité de l'eau après remise en eau.

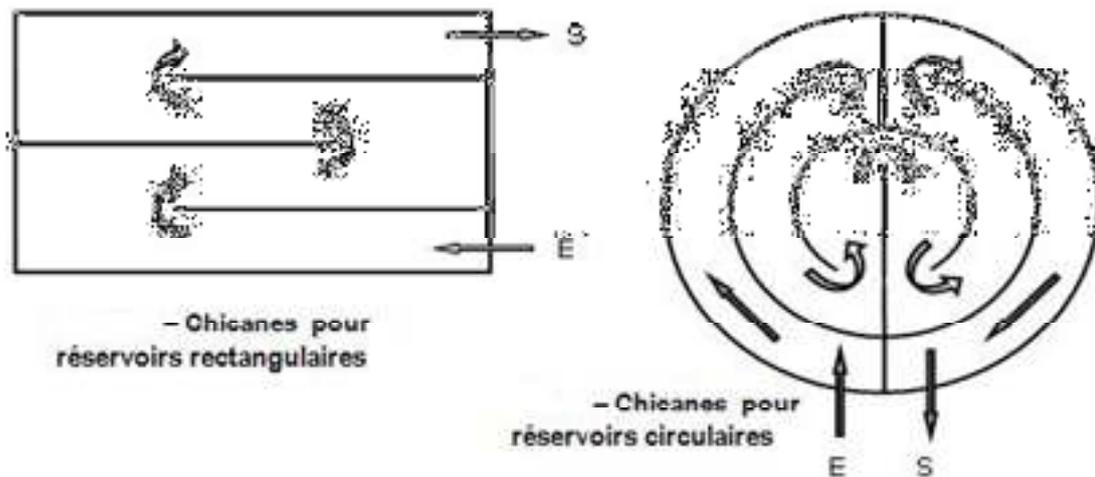


Figure VI. 1 : Les chicanes dans le réservoir

VI.8- Recommandations diverses

- Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues.
- Éviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique (talutage, pare-soleil), et ceci pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre les microfissurations.
- Aménager des évacuations pour les eaux pluviales.
- Prévoir des accès au réservoir empruntables par des véhicules en toute saison.
- le renouvellement de l'étanchéité extérieure afin de parer à toute infiltration d'eau pouvant contaminer l'eau stockée,
- la mise en œuvre d'une isolation thermique afin de maintenir à l'intérieur de l'ouvrage une température constante proche de celle de l'eau emmagasinée,



- la réfection du revêtement de la surface intérieure en contact avec l'eau potable,
- la séparation de la réserve d'eau et de la chambre à vannes,
- la modification du système d'aération de la cuve (élimination des chapeaux d'aération au-dessus du plan d'eau et mise en place d'un système d'aération avec bouche murale, filtres et gaines d'aération horizontales),
 - la modification de l'accès aux cuves pour faciliter le travail du personnel en charge des travaux d'entretien,
 - le renouvellement de la tuyauterie et de la robinetterie,

VI.9- Conclusion

Les réservoirs constituent un maillon important dans les infrastructures d'alimentation et de distribution de l'eau destinée à la consommation humaine et aux autres besoins des collectivités et des industries. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser pour qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable tant au niveau de la pérennité de leur structure que de celui de leur disponibilité. Nous avons trouvé un volume 750 m³ pour le Château d'eau et un volume de 1000 m³ pour la Bâche d'eau.



VII.1-Introduction

Dans ce chapitre nous allons faire une étude détaillée de la station de pompage projetée en dimensionnant les pompes, le moteur utilisé, les brides d'aspiration et de refoulement et le bâtiment de la station.

VII.2-L'emplacement de la station

Nous avons projeté un complexe hydraulique (voir la planche N°1), donc notre station de pompage se trouve entre la bêche et le château d'eau. Le choix de l'emplacement du complexe hydraulique a été fait en respectant les conditions suivantes :

- ✓ Une zone stable et non sismique.
- ✓ La prise en compte de la distance minimale entre la station de pompage et certains endroits tel que : aéroport, hôpital.

VII.3-Détermination du débit de pompage, de la hauteur manométrique ; et du nombre de pompes

Le débit de pompage, la hauteur manométrique et le nombre de pompes sont des paramètres qui nous permettront de dimensionner notre pompe à partir de logiciel Capra ri.

a. Calcul du débit de pompage

Le débit d'eau à pomper est donné par la formule suivante :

$$Q_{pp} = \frac{\alpha Q_{maxj}}{20} = 218.46 \text{ m}^3/\text{h} = 0.060 \text{ m}^3/\text{s} = 60 \text{ l/s.}$$

Avec:

Q_{maxj} : débit maximum journalière

Q_{pp} : débit d'eau pompe.

α : Coefficient de migration.

$Q_{pp} = 60 \text{ l/s}$



b. Calcul de la hauteur d'élévation ou HMT

La hauteur manométrique de la pompe se calcule de la façon suivant :

$$H_{MT} = H_g + \Sigma \Delta H$$

➤ La hauteur géométrique est :

$$H_g = C_{Ttpc} - C_{axep} = 129 - 96 = 33 \text{ m.}$$

➤ La perte de charge:

$$\Delta H_L = \frac{kLQ^\beta}{D^m} = 0.50 \text{ m}$$

$$\Sigma \Delta H = 1.15 \Delta H_L = 0.60 \text{ m}$$

D'ou nous prendrons :

$$H_{MT} = 34 \text{ m}$$

Tout en sachant que

- H_{MT} : hauteur manométrique de la pompe ;
- H_g : hauteur géométrique de la pompe ;
- $\Sigma \Delta H$: la somme des pertes de charge linéaire et singulière ;
- ΔH_L = perte de charge linéaire.

c. Détermination de la variante de la pompe et du nombre des pompes

Les critères à respecter dans le choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes minimales.
- Meilleur rendement.



- NPSH requis minimum.
- Puissance absorbée minimale.
- Le nombre de tours par min plus important.

➤ Critères du choix du type de pompes

Les critères du choix du type de pompes sont :

- assurer HMT et Q_{pp} .
- le meilleur rendement
- anti-cavitationnelle
- encombrement faible et poids faible
- vitesse de rotation élevée
- répondre à la construction la plus économique du bâtiment
- puissance absorbée minimale
- être fabriqué en série.

VII.5- Résultat donné par logiciel Caprari

L'examen des critères du choix du type et du nombre de pompes, nous permet d'avoir la variante définitive :

La pompe type MEC-A3/125 ; ses caractéristiques sont les suivantes :

- ✓ Rendement global $\eta = 80,6 \%$;
- ✓ Puissance absorbée $P_{abs} = 25,4 \text{ KWh}$;
- ✓ (NPSH) $r = 2,91 \text{ m}$

a. Courbes caractéristiques de la pompe choisie (MEC-A3/125)

La courbe caractéristique de la pompe est tirée à partir du catalogue de logiciel [CAPRARI](#) des pompes, sachant que les courbes caractéristiques, nous donnent toutes les informations



nécessaires pour la bonne installation, et le meilleur rendement ainsi qu'une longue durée de vie.

Les différentes courbes caractéristiques sont :

- ✓ Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H = f(Q)$
- ✓ La courbe du rendement en fonction du débit Q : $\eta = f(Q)$
- ✓ La courbe de la puissance en fonction du débit : $P = f(Q)$
- ✓ la courbe de NPSH en fonction du débit : $NPSH = f(Q)$
- ✓ La courbe de la conduite en fonction du débit : $H_c = f(Q)$



Le graphe suivant récapitule les courbes caractéristiques de la pompe choisie

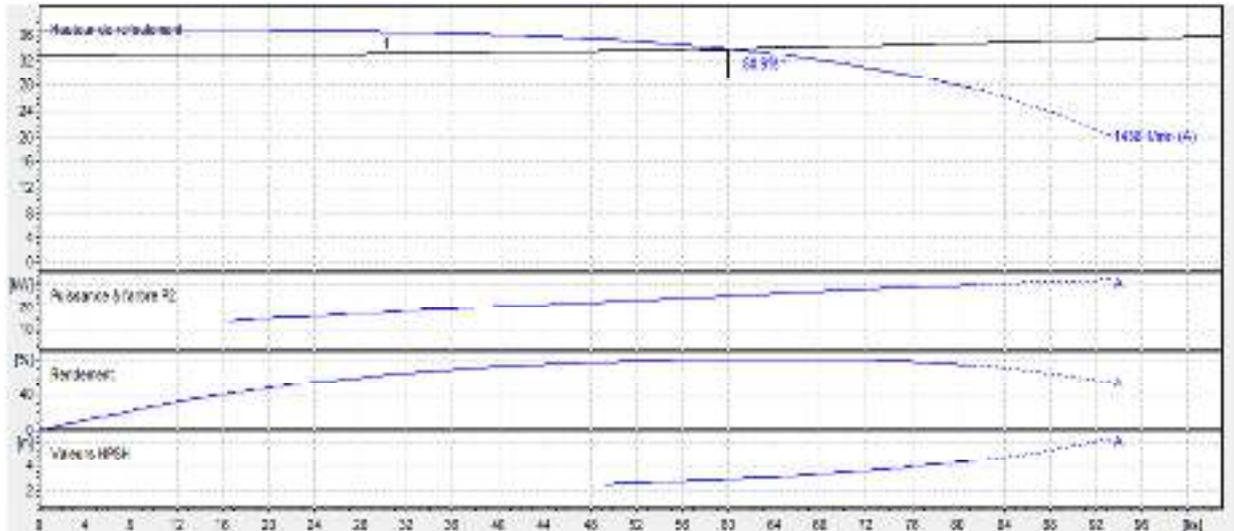


Figure VII.1 : Courbes caractéristiques (caprari)

b. Point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite.

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

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

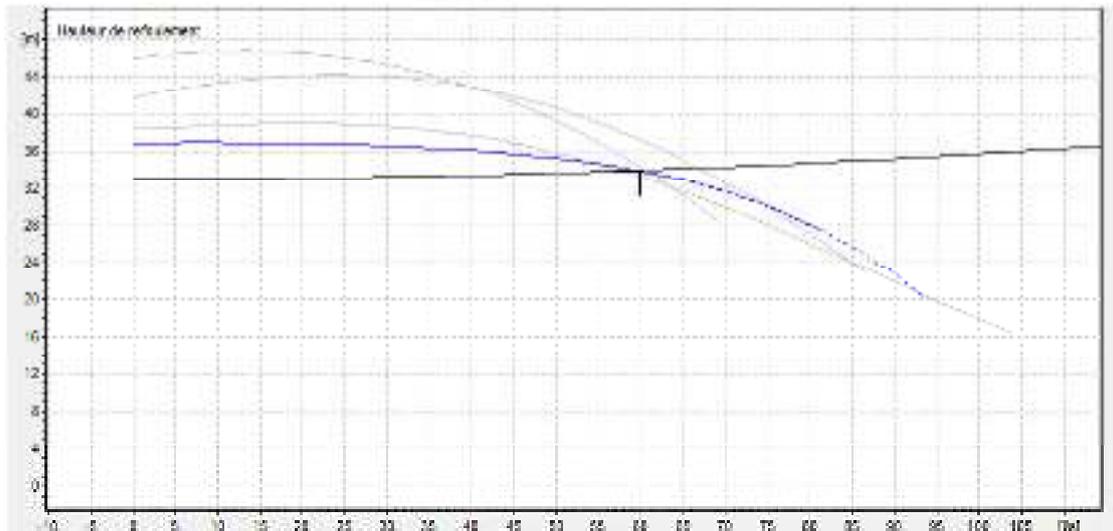


Figure VII.2 : point de fonctionnement (caprari)

Interprétation de la courbe :

La courbe nous montre clairement que le point de fonctionnement (le point d'intersection entre la courbe de la pompe et celle de la conduite) correspond exactement du débit de pompage et du hauteur manométrique : Alors pas de réglage à faire.

c. Choix du moteur électrique

Ce choix dépend de plusieurs critères tel que :

- ✓ Position de l'arbre du moteur (vertical, horizontale) ;
- ✓ Respecter la gamme de vitesse de rotation moteur pompe ;
- ✓ la tension de la pompe
- ✓ Relation entre la puissance absorbée de la pompe et du moteur ;

Toujours, D'après le logiciel de **CAPRARI** les caractéristiques de moteur correspond à la pompe choisie sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Caractéristique du moteur

PRODUITS	POLE	POIDS	N TOUR
N°		KG	Tr/mn
MEC-AZ 3/125A	4	511	1450



Les Dimensions De La Pompe :

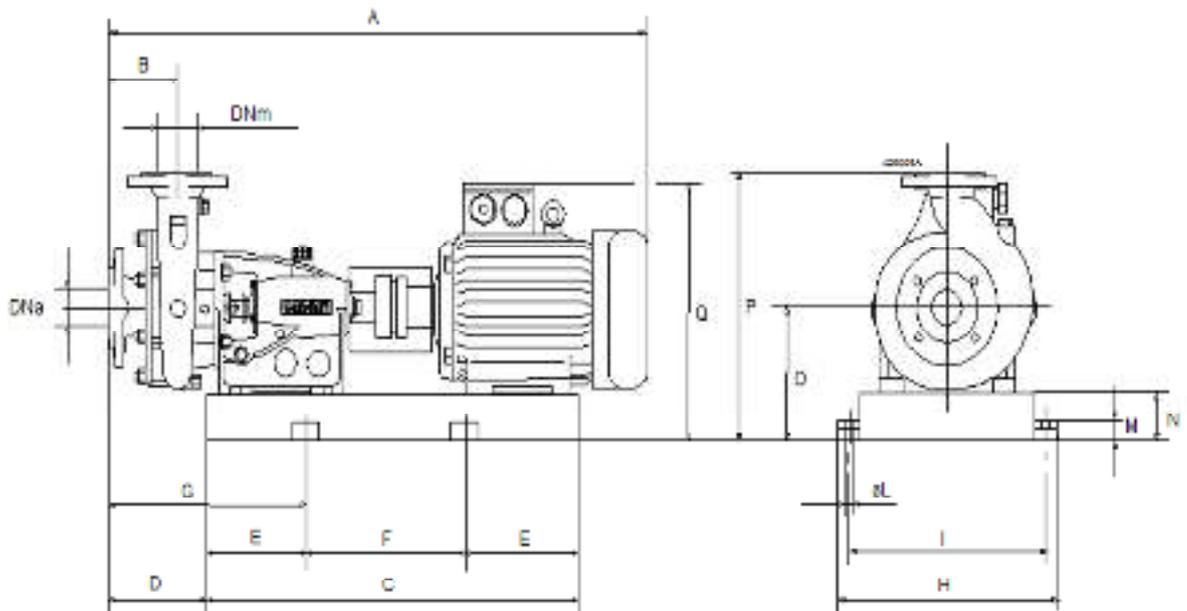


Figure VII.3 : pompe monobloc

A = 1553	E = 250	M = 42
B = 165	F = 691	N = 140
C = 1191	G = 500	O = 420
D = 250	H = 530	P = 795
DNa = 150	I = 480	Q = 785
DNm = 125	L = 20	

d. Prix de l'énergie électrique pour le fonctionnement de la pompe



$$E = \frac{\omega \cdot Q \cdot \sum H_p \cdot T}{10 \cdot \eta_{st}} \quad \text{Avec :}$$

- ✓ T_o : Le temps de fonctionnement de la pompe : 20 heures/jour
- ✓ H : La hauteur d'élévation totale = 34 m
- ✓ Q : Le débit pompé = 0.060 m³/s
- ✓ ω : Poids volumique de l'eau = 9810 N/m³
- ✓ η_{st} : Le rendement de la station de pompage $\Rightarrow \eta_{sp} = 0.806$
- ✓ T_o : Temps de fonctionnement de la pompe = 365*20 heures

$$\Rightarrow T_o = 7300 \text{ heures}$$

$$E = \frac{9810 \cdot 0.060 \cdot 34 \cdot 7300}{0.806} = 1.81 \cdot 10^5 \text{ KWH}$$

Le prix de l'énergie est $P = a \cdot E = 15 \cdot 1.81 \cdot 10^5 = 27.15 \cdot 10^5 \text{ DA}$;

$$\Rightarrow P = 27.15 \cdot 10^5 \text{ DA}$$

e. Vérification de la condition de non cavitation

La condition est la suivante : (NPSH) d > (NPSH) r

Et la relation est la suivante : (NPSH) d = (NPSH) r + 0,5

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (\text{NPSH})_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (\text{NPSH})_r - 0,5$$

Donc :

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 6 \text{ m}$

$$\sum h_{asp}^{lin} = 0.03 \text{ m} \quad \text{Et :} \quad \sum h_p^{sin g} = (0,10 \div 0,15) \cdot \sum h_p^{lin} = 0.003$$

$$\sum h_p^{asp} = 0.03 + 0.003 = 0.033 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0.06}{3.14 \cdot 0.225^2} = 1.5 \text{ m/s}$$

$$(\text{NPSH})_r = 2,91$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2 \cdot g} = \frac{1.5^2}{19.62} = 0.11 \text{ m} \quad \text{et} \quad \frac{P_v}{\varpi} = 0,183$$



$$h_{adm}^{asp} = 10.33 - 0.183 - 0.033 - 0.11 - 2.91 - 0.5 = 6.594m$$

Donc : $(NPSH)_d = 10.33 - 0.183 - 0.033 - 0.55 - 6.594 = 2.97m$.Par ailleurs nous avons $(NPSH)_r > (NPSH)_d$.

Nous pouvons dire que notre pompe est loin de risque de cavitation.

La cote d'aspiration sera donc :

$$\begin{aligned} \nabla_{asp} &= \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - 0.1 \\ &= \nabla_{PBE} + 7.504 - 0.1 = 0.4 + 7.504 - 0.1 = 7.804m \\ \Rightarrow \nabla_{asp} &= 7.804m \end{aligned}$$

VII.6- Choix de l'équipement principal hydromécanique et hydro-énergétique (amont et aval)

La station de pompage n'est pas seulement composée des pompes et des moteurs électriques mais aussi de plusieurs autres accessoires. Ces accessoires qui assurent et guident le bon fonctionnement de la station.

Pour cet équipement nous distinguons deux équipements :

Les équipements amont et aval :

Les équipements auxiliaires ont pour but de :

- a. Remplissage des pompes et des conduites d'aspiration en haut (dispositif d'amorçage)
- b. Livraison d'eau pour le graissage et le refroidissement des paliers
- c. Montage et démontage des équipements, mise en place des grilles et de vannes.
- d. Besoins de la station de pompage elle même comme le système de ventilation et le système anti-incendie.

Ces équipements sont : la grille, la tulipe, la crépine, le clapet anti retour, les joints, les coudes, les dispositifs anti vortex, la



vanne d'aspiration, le convergent, et l'amorçage ainsi que les équipements auxiliaires

VII.6.1- Les équipements amont

Schéma indicatif des équipements en amont de la pompe

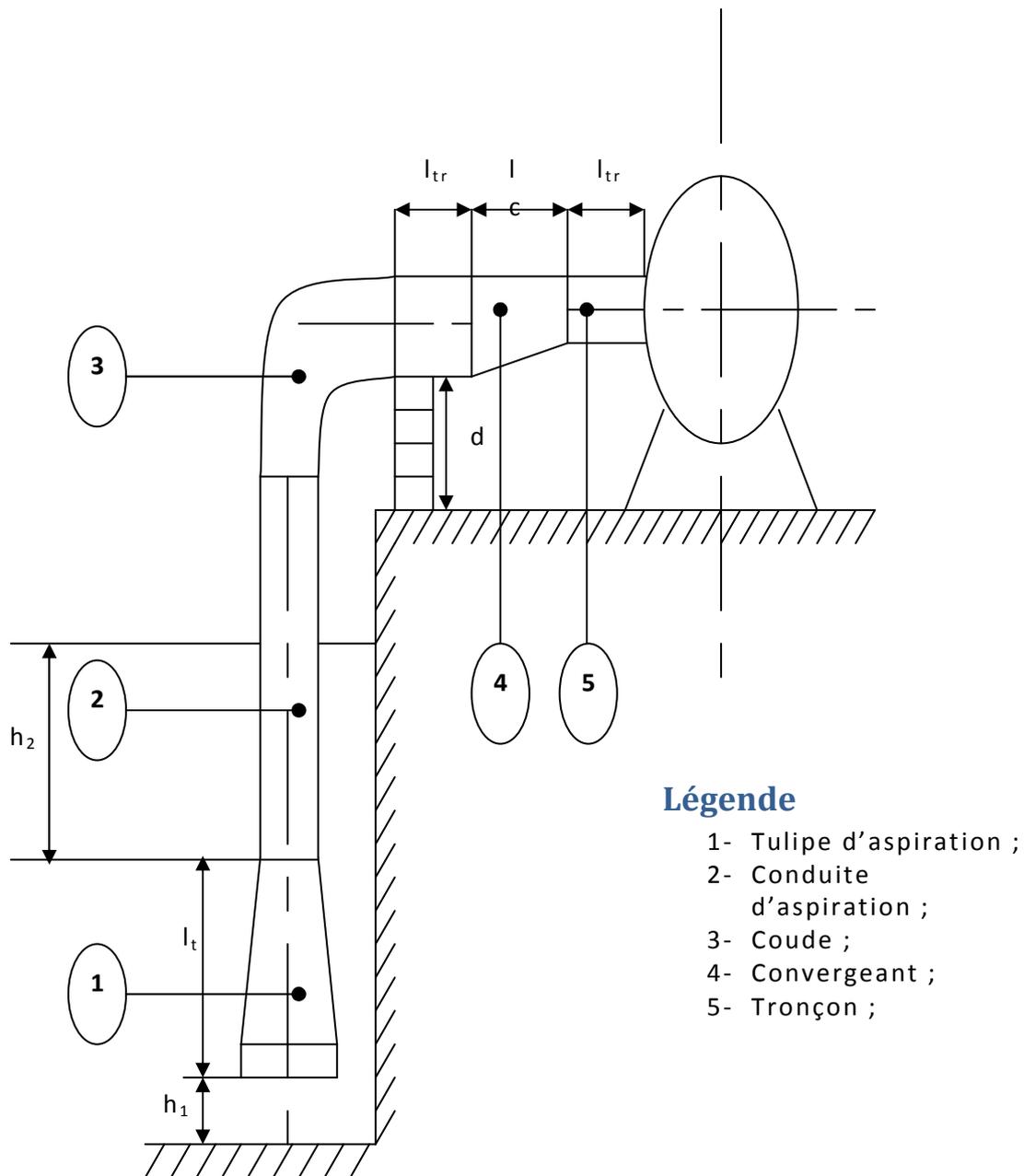


Figure VII .4 équipement en amont de la pompe



- **Dimensionnement de ces organes en amont**

- ✓ l_t : Longueur de convergent d'aspiration = $(3,5 \div 4) * (D_a - d_a)$;
- ✓ L_{tr} : // du tronçon avant-après le convergeant $L_{tr} \geq 2D_a$
- ✓ D_e : Diamètre de la tulipe d'aspiration = $(1,2 \div 1,5) D_a$;
- ✓ d : Hauteur de la buté portant la conduite,
 $d = 0,3m$ pour $D_a \leq 500mm$;
- ✓ h_1 : Hauteur du fond du puisard jusqu'à la tulipe :
 $h_1 \geq 0,8D_e$;
- ✓ h_2 : Distance entre la tulipe d'aspiration et le plan d'eau,
 $h_2 = 2.D_e$;
- ✓ La pente du collecteur d'aspiration doit être inférieure à
 $0,5\%$ ($0,005m/m$) ;

Ces dimensions sont tabléées dans le tableau ci-dessous

Tableau VII.2 : dimension des organes en amont

D_a (mm)	d_a (mm)	l_t (m)	L_{tr} (m)	D_e (mm)	d (m)	h_1 (m)	h_2 (m)
225	150	0.26	0.5	338	0,3	0,3	0.676

La vitesse d'aspiration sera donc :

$$V_a = \frac{4.Q_p}{\pi.D_a^2} = \frac{4*(0.06)}{3.14*0.225^2} = 1,50m/s ;$$

Le diamètre choisi correspond à la gamme de vitesse admissible.

(Pour $V_a = (1,0 \div 1,5) m/s$; $200 \leq D_a < 800$ mm).

VII.6.2- Les équipements en aval

Ces équipements sont : le divergent, le clapet de refoulement, la vanne de refoulement et...ainsi les organes auxiliaires.



Légende :

- 1- Divergeant ;
- 2- Clapet anti-retour ;
- 3- Robinet vanne ;
- 4- Vanne de vidange ;
- 5- Conduite refoulement ;
- 6- Buté.

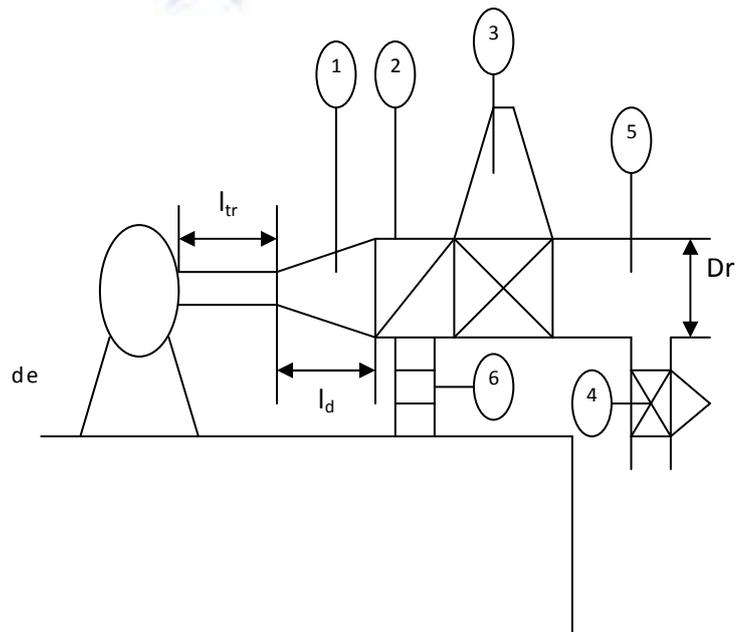


Figure VII.5 équipement en aval

Le diamètre de refoulement est donné par :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_r}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.06}{\pi \cdot 1.2}} = 0.25$$

Donc on prend $D_r = 250\text{mm}$.

On a donc :

l_{tr} : Longueur de la tulipe de refoulement : $l_{tr} \geq 2 \cdot D_r$

(D_r : diamètre de la conduite de refoulement)

- l_d : Longueur du divergeant ; $l_d = (3,5 \div 4) (D_r - d_r)$;

- d_r : Diamètre de la tulipe de refoulement (pompe) ;

- d_v : Diamètre de vidange, $d_v = 0.25 D_r$

Dans le tableau ci-dessous on a les dimensions citées avant ;

Tableau VII.3 : Dimension des organes en aval

dr (mm)	Dr (mm)	dv (mm)	l _d (m)	l _{tr} (m)
125	250	1,0	0,43	0.5



La vitesse d'aspiration sera donc :

$$V_r = \frac{4.Q_p}{\pi.Dr^2} = \frac{4*(0.06)}{3.14*0.25^2} = 1.22 \text{ m/s} ; V_r = 1,22 \text{ m/s vitesse admissible ;}$$

Tableau VII.4 : Equipement amont et aval

Pièces spéciales	DN (mm)	Types raccordement	nombre
Equipement en amont			
Tronçons convergent	150	Brides	4
coude	225	soudure	8
Pieds crépine	225	soudure	4
tulipe	338	Brides	4
Equipement en aval			
Tronçons divergent	125	Brides	4
clapet	250	soudure	4
vanne	250	Brides	4

- **Les équipements auxiliaires**

Ces équipements sont : les débitmètres, les appareils de mesure de pression, les prises d'échantillon, les scellements des appareillages, le système d'amorçage, le système de drainage,



le système contre l'incendie, la ventilation, l'appareillage de la commande, le by-pass, et...

VII.8- Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Le type de bâtiment de la station de pompage dépend des conditions suivantes :

- la façon du raccordement du bâtiment à la prise d'eau
- du type de pompes et des moteurs électrique
- de variation du plan d'eau d'aspiration
- des conditions géologiques et hydrologiques
- du matériau utilisé pour la construction du bâtiment du bâtiment et sa disponibilité.

D'après le choix du type de bâtiment, nous avons :

- ❖ Bâtiments type bache sèche ;
- ❖ Pompes centrifuges ;
- ❖ Hauteur d'aspiration
- ❖ La variation du plan d'eau d'aspiration (1 à 3 m)

Le bâtiment est construit suivant une forme rectangulaire, il comporte une partie supérieure composée d'une salle de machine, d'une salle annexe et d'une partie souterraine (voir le schéma).

- **La partie souterraine**

Elle est projetée en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment (partie supérieure) est construit en briques ou dalles préfabriquées.

- **Dimensions du bâtiment**

- a. **Hauteur du bâtiment**

Elle est donnée par la forme suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \text{ avec:}$$

$$h_5 = h_p + h_{\text{soc}} + h_{\text{reser}} = 1 + 0.4 + 0.5 = 1.9 \text{ m}$$

$$h_6 = 2.2 \text{ m (la hauteur réservée à l'homme)}$$

$$h_7 = 0.3 \text{ m (la hauteur réservée au chariot)}$$



$h_8=0.8\text{m}$ et $h_9=0.5\text{m}$ (pour la sécurité)

AN : $H_b = 1.9+2.2+0.3+0.8+0.5=5.7\text{m} \rightarrow H_b = 6\text{m}$

b. Largeur du bâtiment

$l_b = 8.60 \text{ m}$

Longueur du bâtiment

$L_b = 17.36 \text{ m}$

Choix de moyens de protection

- **By-pass :**

On utilise un by-pass pour amorcer les pompes, pour notre station de pompage le by-pass aura les dimensions suivantes

$d_a=0,25D_a \Rightarrow d_a = 0.25*225=56.25\text{mm}$.

$d_r=0,25D_r \Rightarrow d_r = 0.25*250=62.5\text{mm}$.

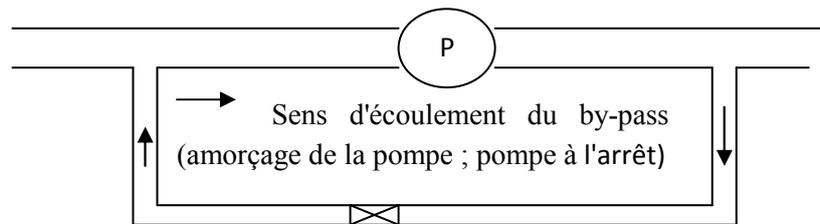


Figure VII.6 By-pass

Volume d'eau drainé

$V_p=q.T_i$;

V_p : Volume du puisard de drainage ;

T_i : Temps d'évacuation des eaux $T_i = 800 \text{ s}$;

q : Débit moyen de filtration $q = 0,31/\text{s}$;

Donc : $V_p=0,3.800=240 \text{ l}$, nous prenons $V_p = 250 \text{ l}$;

Débit d'eau drainée

$Q_{dr} = (1,5 \div 2,0)q$; $Q_{dr} = 1,8.0,3 = 0,54 \text{ l/s}$; $Q_{dr} = 0,54 \text{ l/s}$;

- **Dispositif de levage**

Le choix du dispositif de levage dépend du poids maximal, pour notre cas nous prendrons un pont roulant car il est moins



encombrant, les caractéristiques du pont choisi sont dans le tableau suivant (tirés à partir du catalogue)

- **Alimentation en eau de la station de pompage**

Le débit nécessaire pour l'alimentation en eau de la station de pompage est désigné q tel que : $q = m.Q_j$; d'où Q_j : débit journalier en fonction de la dotation et le personnel ;

m : Coefficient dépendant de Q_j ;

Dans le tableau suivant on a les valeurs de Q_j et m

Tableau VII.5 Débit de l'alimentation de la station.

Q_j (m^3/j)	< 5	5÷10	10÷25	>25
M	0,0232	0,0116	0,007	0,0047

On prend $Q_j = 20 m^3/j \Rightarrow q = 0,007.20 = 0,14m^3/j$

Donc $q = 140 l/j$

VII.8-Conclusion

Pour la variante d'adduction choisie il était nécessaire de projeter une station de pompage pour refouler vers le château d'eau qui est situé dans la région haute de la commune de Staoueli. Nous avons trouvé une pompe principale et une pompe secours à partir de logiciel Caprari. (Voir la planche N°7).



VII.2-Introduction

Dans ce chapitre nous allons faire une étude détaillée de la station de pompage projetée en dimensionnant les pompes, le moteur utilisé, les brides d'aspiration et de refoulement et le bâtiment de la station.

VII.3-L'emplacement de la station

Nous avons projeté un complexe hydraulique (voir la planche N°1), donc notre station de pompage se trouve entre la bêche et le château d'eau. Le choix de l'emplacement du complexe hydraulique a été fait en respectant les conditions suivantes :

- ✓ Une zone stable et non sismique.
- ✓ La prise en compte de la distance minimale entre la station de pompage et certains endroits tel que : aéroport, hôpital.

VII.4-Détermination du débit de pompage, de la hauteur manométrique ; et du nombre de pompes

Le débit de pompage, la hauteur manométrique et le nombre de pompes sont des paramètres qui nous permettront de dimensionner notre pompe à partir de logiciel Capra ri.

a. Calcul du débit de pompage

Le débit d'eau à pomper est donné par la formule suivante :

$$Q_{pp} = \frac{\alpha Q_{\max j}}{20} = 218.46 \text{ m}^3/\text{h} = 0.060 \text{ m}^3/\text{s} = 60 \text{ l/s.}$$

Avec:

$Q_{\max j}$: débit maximum journalière

Q_{pp} : débit d'eau pompe.

α : Coefficient de migration.

$Q_{pp} = 60 \text{ l/s}$



b. Calcul de la hauteur d'élévation ou HMT

La hauteur manométrique de la pompe se calcule de la façon suivant :

$$H_{MT} = H_g + \Sigma \Delta H$$

➤ La hauteur géométrique est :

$$H_g = C_{Ttpc} - C_{axep} = 129 - 96 = 33 \text{ m.}$$

➤ La perte de charge:

$$\Delta H_L = \frac{kLQ^\beta}{D^m} = 0.50 \text{ m}$$

$$\Sigma \Delta H = 1.15 \Delta H_L = 0.60 \text{ m}$$

D'ou nous prendrons :

$$H_{MT} = 34 \text{ m}$$

Tout en sachant que

- H_{MT} : hauteur manométrique de la pompe ;
- H_g : hauteur géométrique de la pompe ;
- $\Sigma \Delta H$: la somme des pertes de charge linéaire et singulière ;
- ΔH_L = perte de charge linéaire.

c. Détermination de la variante de la pompe et du nombre des pompes

Les critères à respecter dans le choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes minimales.
- Meilleur rendement.
- NPSH requis minimum.



- Puissance absorbée minimale.
- Le nombre de tours par min plus important.

➤ Critères du choix du type de pompes

Les critères du choix du type de pompes sont :

- assurer HMT et Q_{pp} .
- le meilleur rendement
- anti-cavitationnelle
- encombrement faible et poids faible
- vitesse de rotation élevée
- répondre à la construction la plus économique du bâtiment
- puissance absorbée minimale
- être fabriqué en série.

VII.5- Résultat donné par logiciel Caprari

L'examen des critères du choix du type et du nombre de pompes, nous permet d'avoir la variante définitive :

La pompe type MEC-A3/125 ; ses caractéristiques sont les suivantes :

- ✓ Rendement global $\eta = 80,6 \%$;
- ✓ Puissance absorbée $P_{abs} = 25,4 \text{ KWh}$;
- ✓ (NPSH) $r = 2,91 \text{ m}$

a. Courbes caractéristiques de la pompe choisie (MEC-A3/125)

La courbe caractéristique de la pompe est tirée à partir du catalogue de logiciel **CAPRARI** des pompes, sachant que les courbes caractéristiques, nous donnent toutes les informations



nécessaires pour la bonne installation, et le meilleur rendement ainsi qu'une longue durée de vie.

Les différentes courbes caractéristiques sont :

- ✓ Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H = f(Q)$
- ✓ La courbe du rendement en fonction du débit Q : $\eta = f(Q)$
- ✓ La courbe de la puissance en fonction du débit : $P = f(Q)$
- ✓ la courbe de NPSH en fonction du débit : $NPSH = f(Q)$
- ✓ La courbe de la conduite en fonction du débit : $H_c = f(Q)$



Le graphe suivant récapitule les courbes caractéristiques de la pompe choisie

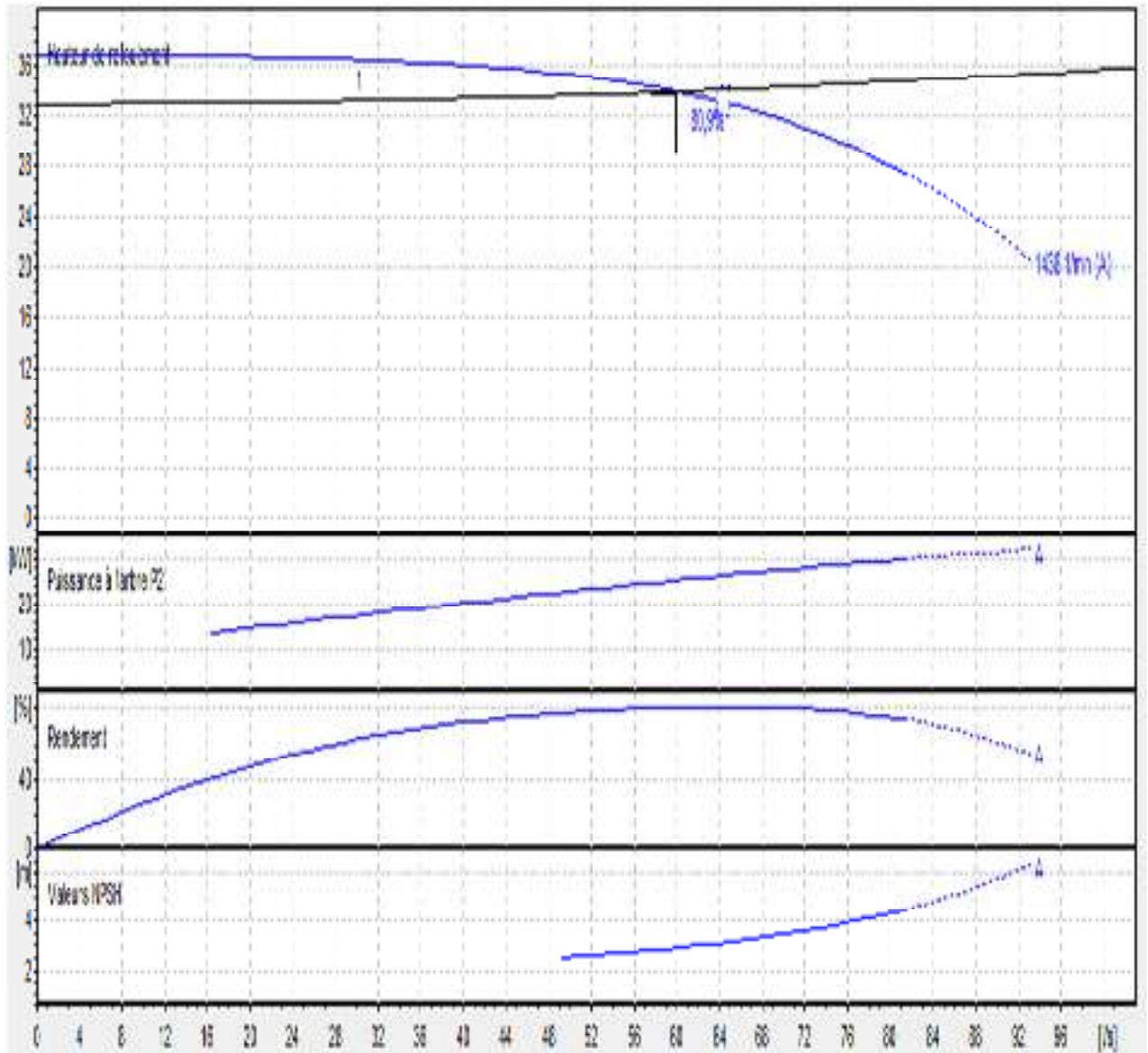


Fig VII.1 : Courbes caractéristiques (caprari)

b. Point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite.

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



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

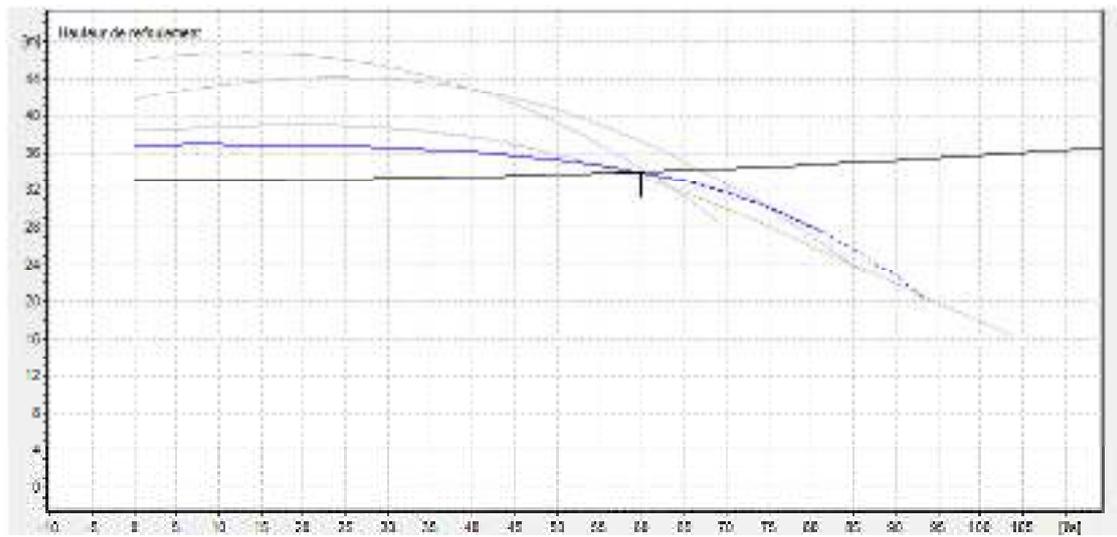


Fig VII.2 : point de fonctionnement (caprari)

c. Choix du moteur électrique

Ce choix dépend de plusieurs critères tel que :

- ✓ Position de l'arbre du moteur (vertical, horizontale) ;
- ✓ Respecter la gamme de vitesse de rotation moteur pompe ;
- ✓ la tension de la pompe
- ✓ Relation entre la puissance absorbée de la pompe et du moteur ;

Toujours, D'après le logiciel de **CAPRARI** les caractéristiques de moteur correspond à la pompe choisie sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau N°2

PRODUITS	POLE	POIDS	N TOUR
N°		KG	Tr/mn
MEC-AZ 3/125A	4	511	1450



LES DIMENSIONS DE LA POMPE :

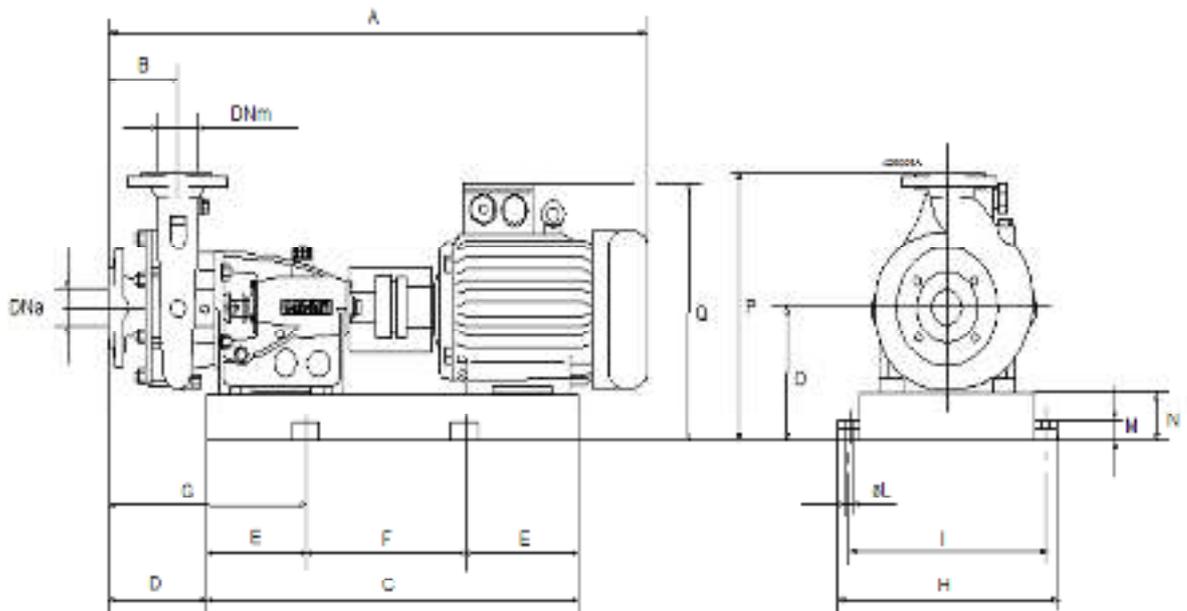


Fig VII.4 : pompe monobloc

A = 1553	E = 250	M = 42
B = 165	F = 691	N = 140
C = 1191	G = 500	O = 420
D = 250	H = 530	P = 795
DNa = 150	I = 480	Q = 785
DNm = 125	L = 20	

d. Prix de l'énergie électrique pour le fonctionnement de la pompe



$$E = \frac{\omega * Q * \sum H_p * T}{10 * \eta_{st}} \quad \text{avec :}$$

- ✓ T_o : Le temps de fonctionnement de la pompe : 20 heures/jour
- ✓ H : La hauteur d'élévation totale = 34 m
- ✓ Q : Le débit pompé = 0.060 m³/s
- ✓ ω : Poids volumique de l'eau = 9810 N/m³
- ✓ η_{st} : Le rendement de la station de pompage $\Rightarrow \eta_{sp} = 0.806$
- ✓ T_o : Temps de fonctionnement de la pompe = 365*20 heures
 $\Rightarrow T_o = 7300$ heures

$$E = \frac{9810 * 0.060 * 34 * 7300}{0.806} = 1.81 * 10^5 \text{ KWH}$$

Le prix de l'énergie est $P = a * E = 15 * 1.81 * 10^5 = 27.15 * 10^5$ DA ;

$$\Rightarrow P = 27.15 * 10^5 \text{ DA}$$

e. Vérification de la condition de non cavitation

La condition est la suivante : (NPSH) d > (NPSH) r

Et la relation est la suivante : (NPSH) d = (NPSH) r + 0,5

$$(NPSH)d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)r - 0,5$$

Donc :

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 6$ m

$$\sum h_{asp}^{lin} = 0.03 \text{ m} \quad \text{Et :} \quad \sum h_p^{sin g} = (0,10 \div 0,15) * \sum h_p^{lin} = 0.003$$

$$\sum h_p^{asp} = 0.03 + 0.003 = 0.033 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4Q}{\pi D_a^2} = \frac{4 * 0.06}{3.14 * 0.225^2} = 1.5 \text{ m/s}$$

(NPSH) r = 2,91

$$\frac{V_{asp}^2}{2g} = \frac{1.5^2}{19.62} = 0.11 \text{ m} \quad \text{et} \quad \frac{Pv}{\varpi} = 0,183$$



$$h_{adm}^{asp} = 10.33 - 0.183 - 0.033 - 0.11 - 2 - 0.5 = 7.504m$$

Donc : $(NPSH)_d = 10.33 - 0.183 - 0.033 - 0.55 - 7.504 = 2.5 m$.Par ailleurs nous avons $(NPSH)_r > (NPSH)_d$.

Nous pouvons dire que notre pompe est loin de risque de cavitation.

La cote d'aspiration sera donc :

$$\begin{aligned} \nabla_{asp} &= \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - 0.1 \\ &= \nabla_{PBE} + 7.504 - 0.1 = 0.4 + 7.504 - 0.1 = 7.804m \\ &\Rightarrow \nabla_{asp} = 7.804 m \end{aligned}$$

VII.6- Choix de l'équipement principal hydromécanique et hydro-énergétique (amont et aval)

La station de pompage n'est pas seulement composée des pompes et des moteurs électriques mais aussi de plusieurs autres accessoires. Ces accessoires qui assurent et guident le bon fonctionnement de la station.

Pour cet équipement nous distinguons deux équipements :

Les équipements amont et aval :

Les équipements auxiliaires ont pour but de :

- a. Remplissage des pompes et des conduites d'aspiration en haut (dispositif d'amorçage)
- b. Livraison d'eau pour le graissage et le refroidissement des paliers
- c. Montage et démontage des équipements, mise en place des grilles et de vannes.
- d. Besoins de la station de pompage elle même comme le système de ventilation et le système anti-incendie.

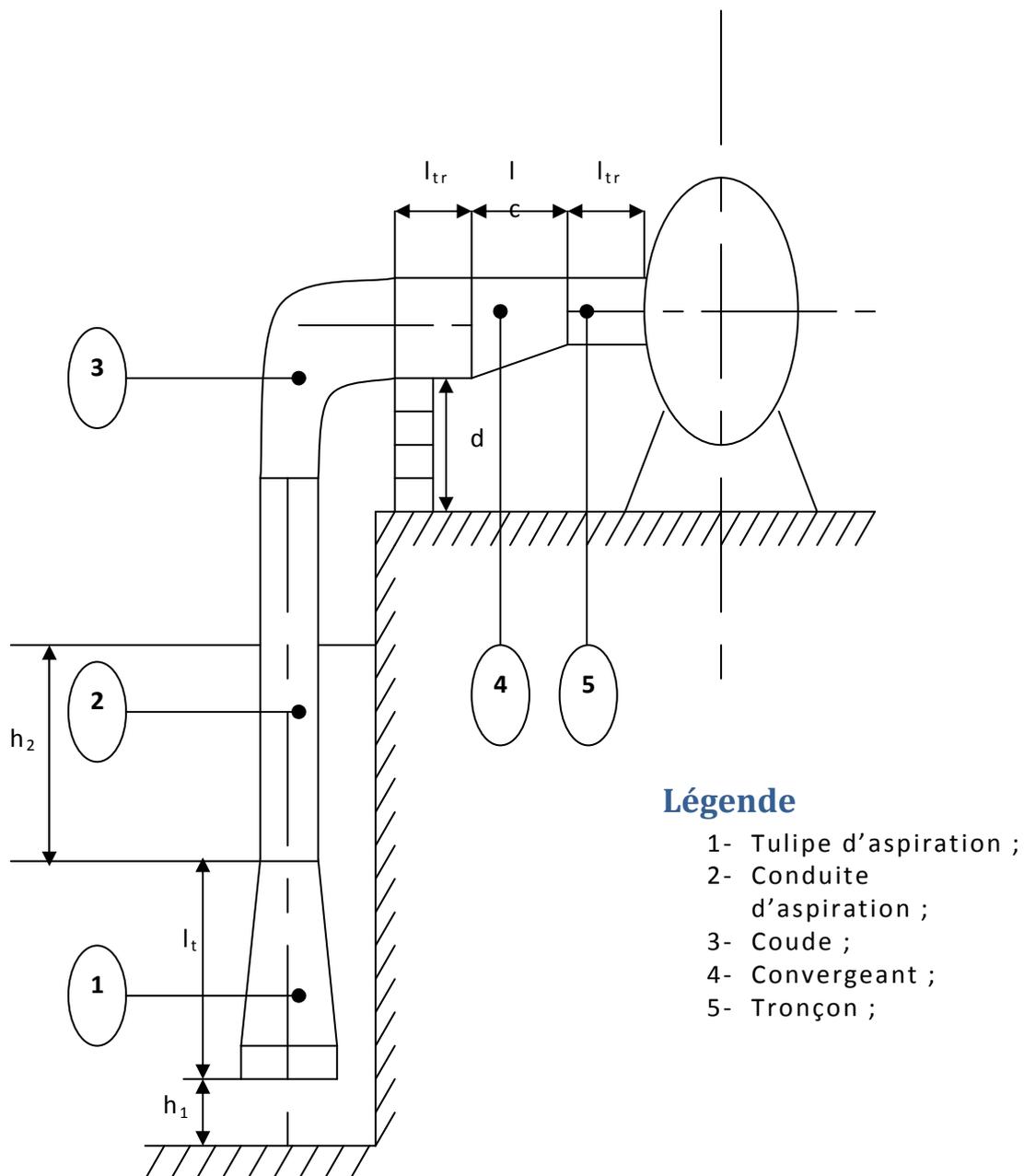
Ces équipements sont : la grille, la tulipe, la crépine, le clapet anti retour, les joints, les coudes, les dispositifs anti vortex, la



vanne d'aspiration, le convergent, et l'amorçage ainsi que les équipements auxiliaires.

VII.6.1- Les équipements amont

Schéma indicatif des équipements en amont de la pompe



- Dimensionnement de ces organes en amont



- ✓ l_t : Longueur de convergent d'aspiration = $(3,5 \div 4) * (D_a - d_a)$;
- ✓ L_{tr} : // du tronçon avant-après le convergent $L_{tr} \geq 2D_a$
- ✓ D_e : Diamètre de la tulipe d'aspiration = $(1,2 \div 1,5) D_a$;
- ✓ d : Hauteur de la buté portant la conduite,
 $d = 0,3m$ pour $D_a \leq 500mm$;
- ✓ h_1 : Hauteur du fond du puisard jusqu'à la tulipe :
 $h_1 \geq 0,8D_e$;
- ✓ h_2 : Distance entre la tulipe d'aspiration et le plan d'eau,
 $h_2 = 2 \cdot D_e$;
- ✓ La pente du collecteur d'aspiration doit être inférieure à
 $0,5\%$ ($0,005m/m$) ;

Ces dimensions sont tabléés dans le tableau ci-dessous

D_a (mm)	d_a (mm)	l_t (m)	L_{tr} (m)	D_e (mm)	d (m)	h_1 (m)	h_2 (m)
225	150	0.26	0.5	338	0,3	0,3	0.676

La vitesse d'aspiration sera donc :

$$V_a = \frac{4 \cdot Q_p}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 * (0.06)}{3.14 * 0.225^2} = 1,50 m/s ;$$

Le diamètre choisi correspond à la gamme de vitesse admissible.

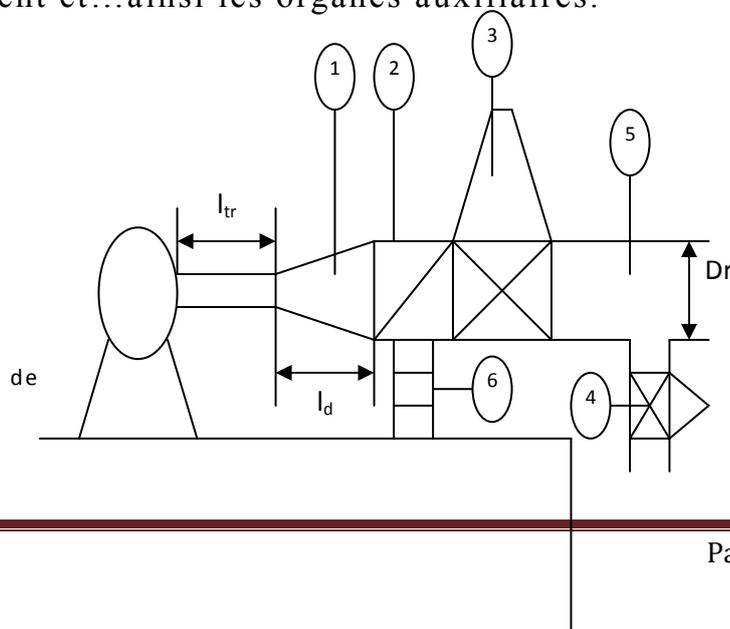
(Pour $V_a = (1,0 \div 1,5) m/s$; $200 \leq D_a < 800 mm$).

VII.6.2- Les équipements en aval

Ces équipements sont : le divergent, le clapet de refoulement, la vanne de refoulement et...ainsi les organes auxiliaires.

Légende :

- 1- Divergent ;
- 2- Clapet anti-retour ;
- 3- Robinet vanne ;
- 4- Vanne de vidange ;
- 5- Conduite refoulement ;
- 6- Buté.





Le diamètre de refoulement est donné par :

$$D_r = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V_r}} = \sqrt{\frac{4*0.06}{\pi*1.2}} = 0.25$$

Donc on prend $D_r = 250\text{mm}$.

On a donc :

l_{tr} : Longueur de la tulipe de refoulement : $l_{tr} \geq 2.D_r$

(D_r : diamètre de la conduite de refoulement)

- l_d : Longueur du divergeant ; $l_d = (3,5 \div 4) (D_r - d_r)$;

- d_r : Diamètre de la tulipe de refoulement (pompe) ;

- d_v : Diamètre de vidange, $d_v = 0.25 D_r$

Dans le tableau ci-dessous on a les dimensions citées avant ;

d_r (mm)	D_r (mm)	d_v (mm)	l_d (m)	l_{tr} (m)
125	250	1,0	0,43	0.5

La vitesse d'aspiration sera donc :

$$V_r = \frac{4.Q_p}{\pi.D_r^2} = \frac{4*(0.06)}{3.14*0.25^2} = 1.22\text{m/s} ; V_r = 1,22\text{m/s} \text{ vitesse admissible ;}$$

Pièces spéciales	DN (mm)	PN		Types raccordement	nombre	poids
Equipement en amont						
Tronçons	150			Brides	4	
convergent	225			Soudure	8	
coude	225			soudure	4	
Pieds crépine	338			Brides	4	
tulipe	338			Brides	4	
Equipement en aval						
Tronçons	125			Brides	4	



divergent	250			soudure	4	
clapet	250			Brides	4	
vanne	250			Brides	4	

- **Les équipements auxiliaires**

Ces équipements sont : les débitmètres, les appareils de mesure de pression, les prises d'échantillon, les scellements des appareillages, le système d'amorçage, le système de drainage, le système contre l'incendie, la ventilation, l'appareillage de la commande, le by-pass, et...

VII.8- Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Le type de bâtiment de la station de pompage dépend des conditions suivantes :

- la façon du raccordement du bâtiment à la prise d'eau
- du type de pompes et des moteurs électrique
- de variation du plan d'eau d'aspiration
- des conditions géologiques et hydrologiques
- du matériau utilisé pour la construction du bâtiment du bâtiment et sa disponibilité.

D'après le choix du type de bâtiment, nous avons :

- ❖ Bâtiments type bache sèche ;
- ❖ Pompes centrifuges ;
- ❖ Hauteur d'aspiration
- ❖ La variation du plan d'eau d'aspiration (1 à 3 m)

Le bâtiment est construit suivant une forme rectangulaire, il comporte une partie supérieure composée d'une salle de machine, d'une salle annexe et d'une partie souterraine (voir le schéma).

- ***La partie souterraine***



Elle est projetée en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment (partie supérieure) est construit en briques ou dalles préfabriquées.

- **Dimensions du bâtiment**

- a. **Hauteur du bâtiment**

Elle est donnée par la forme suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \text{ avec:}$$

$$h_5 = h_p + h_{\text{soc}} + h_{\text{reser}} = 1 + 0.4 + 0.5 = 1.9 \text{ m}$$

$$h_6 = 2.2 \text{ m (la hauteur réservée à l'homme)}$$

$$h_7 = 0.3 \text{ m (la hauteur réservée au chariot)}$$

$$h_8 = 0.8 \text{ m et } h_9 = 0.5 \text{ m (pour la sécurité)}$$

$$\text{AN : } H_b = 1.9 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5.7 \text{ m} \rightarrow H_b = 6 \text{ m}$$

- b. **Largeur du bâtiment**

Elle est donnée par la forme suivante :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s \text{ avec:}$$

$$s: \text{épaisseur du mur} = 0.2 \text{ m et } l_1 = 0.25 \text{ m ; } l_2 = 0.2 \text{ m}$$

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{\text{tr}} + l_{\text{tas}} + l_c + l_j \text{ or d'après précédent on a:}$$

$$l_{\text{tr}} = 0.5 \text{ m ; } l_{\text{tas}} = 0.2 \text{ m ; } l_c = 0.5 \text{ m ; } l_j = 0.5 \text{ m ; } l_p = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{AN : } l_b = 0.25 + 0.2 + 3.2 + 0.4 = 4.05 \text{ m} \rightarrow l_b = 4 \text{ m}$$

- c. **Longueur du bâtiment**

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = nL + l_{\text{int}} + l_{\text{pf}} + l_r + l_p \quad \text{Avec:}$$

n : nombre de pompes = 2 pompes;

L : Longueur de la pompe+ moteur ;

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines;

$l_{\text{p.f}}$: Longueur de la plate forme;

L_p : Surface du bureau du personnel;

L_r : Longueur de l'armoire ;

$$\text{AN : } L_b = 2*(1.441) + (0,5*2) + 1,5 + 1 + 1.5 = 8 \text{ m}$$

$$\rightarrow L_b = 8 \text{ m}$$

Choix de moyens de protection

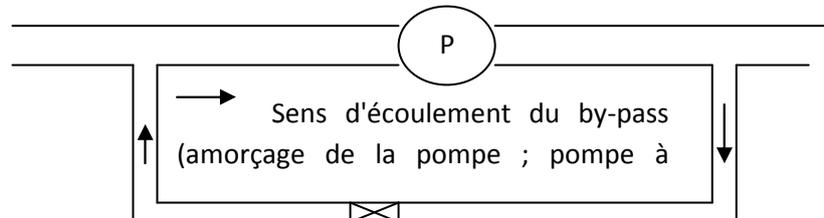


- **By-pass :**

On utilise un by-pass pour amorcer les pompes, pour notre station de pompage le by-pass aura les dimensions suivantes

$$d_a = 0,25D_a \Rightarrow d_a = 0,25 \cdot 225 = 56,25 \text{ mm.}$$

$$d_r = 0,25D_r \Rightarrow d_r = 0,25 \cdot 250 = 62,5 \text{ mm.}$$



- Caniveau de drainage

Volume d'eau drainé

$$V_p = q \cdot T_i ;$$

V_p : Volume du puisard de drainage ;

T_i : Temps d'évacuation des eaux $T_i = 800 \text{ s}$;

q : Débit moyen de filtration $q = 0,31/\text{s}$;

Donc : $V_p = 0,3 \cdot 800 = 240 \text{ l}$, nous prenons $V_p = 250 \text{ l}$;

Débit d'eau drainée

$$Q_{dr} = (1,5 \div 2,0)q ; Q_{dr} = 1,8 \cdot 0,3 = 0,54 \text{ l/s} ; Q_{dr} = 0,54 \text{ l/s} ;$$

- **Dispositif de levage**

Le choix du dispositif de levage dépend du poids maximal, pour notre cas nous prendrons un pont roulant car il est moins encombrant, les caractéristiques du pont choisi sont dans le tableau suivant (tirés à partir du catalogue)

- **Alimentation en eau de la station de pompage**



Le débit nécessaire pour l'alimentation en eau de la station de pompage est désigné q tel que : $q = m.Q_j$; d'où Q_j : débit journalier en fonction de la dotation et le personnel ;

m : Coefficient dépendant de Q_j ;

Dans le tableau suivant on a les valeurs de Q_j et m

Q_j (m^3/j)	< 5	5÷10	10÷25	>25
M	0,0232	0,0116	0,007	0,0047

On prend $Q_j = 20 m^3/j \Rightarrow q = 0,007.20 = 0,14m^3/j$

Donc $q = 140 l/j$

VII.8-Conclusion générale

Pour la variante d'adduction choisie il était nécessaire de projeter une station de pompage pour refouler vers le château d'eau qui est situé dans la région haute de la commune de Staoueli. Nous avons trouvé une pompe principale et une pompe secours à partir de logiciel Caprari.



VIII.1 -Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier tous les cas qui peuvent se présenter dans notre projet afin de prévoir tous les obstacles auxquels nous risquons d'être confrontés au cours de la réalisation des travaux de la pose des canalisations.

VIII.2- Pose des canalisations

VIII.2.1 -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 tranchés, 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 qui 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 bien présentés dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires qui sont également disposées aux changements de direction. Ces cales sont constituées à l'aide de mottes de terre bien tassées ou de coins en bois .Le calage provisoire au moyen de pierres est rigoureusement interdit.

La profondeur de la tranchée sera suffisante pour obtenir la couverture minimale de remblai 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.

Les conduites en acier sont soudées sur le bord de la tranchée et ensuite basculées dans la tranchée grâce à leur flexibilité. Les autres matériaux sont installés de bout à bout à l'intérieur de la tranchée.



VIII.2.2 Traversée de l'oued

La traversée de la conduite à travers l'oued se fait en accrochant la conduite par des ceintures en acier sous le pont.

Dans notre projet la conduite devra passer par 1 traversée d'oued.

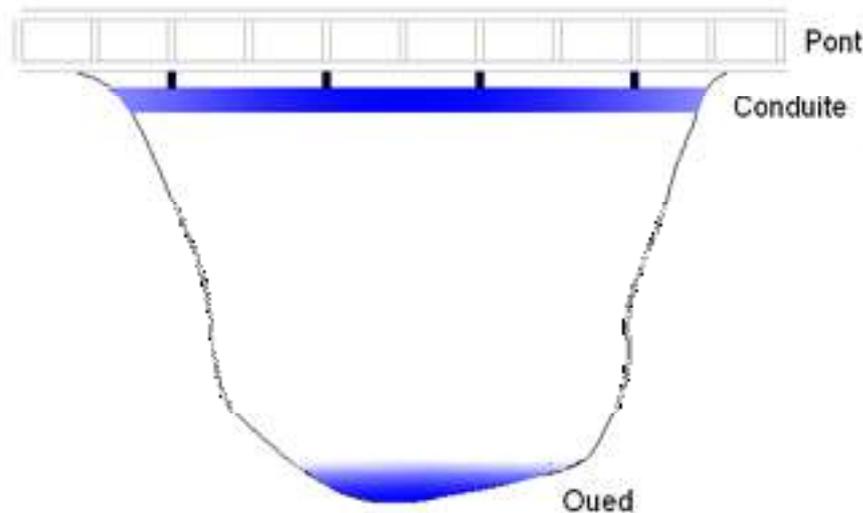


Figure N°VIII.1: traversée de l'oued.

VIII.2.3 Traversée de route nationale

Au niveau de la traversée de la RN11 juste à cote du piquage ; la conduite en fonte ductile est protégée par un fourreau en béton armé, reposée sur un lit de sable de 30cm, de part et d'autre de la traversée ,un regard pour le raccordement des conduites est projeté.

VIII.2.4 Pose de canalisation en forte pente

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

- En réalisant des massifs en béton.
- En réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

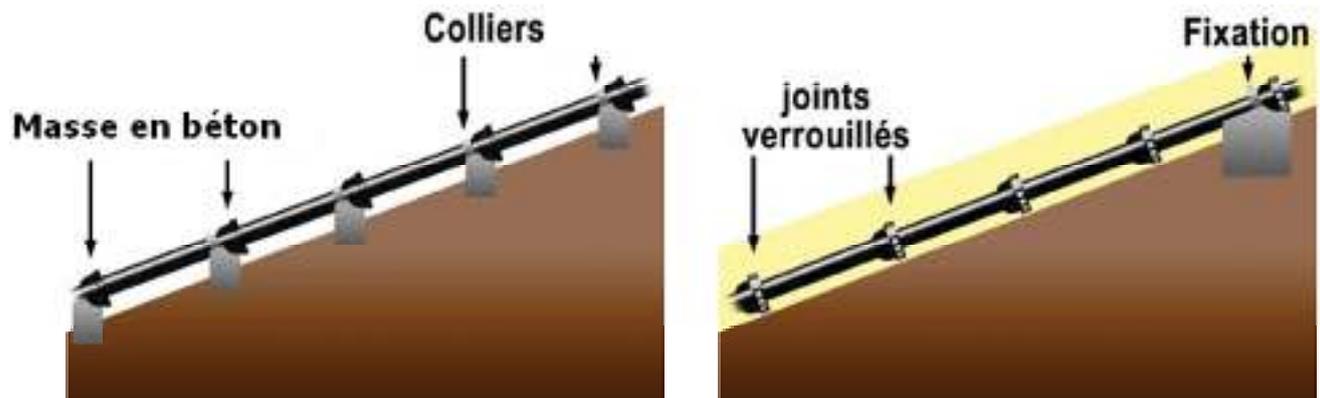


Figure N°VIII.2: Pose de canalisation en forte pente.

VIII.2.5 Croisement des conduites existantes

La conduite de raccordement croisera des canalisations existantes qui concernent notamment les conduites d'AEP. La nouvelle conduite passe en dessous de ces canalisations, avec une distance minimum de 0.3m dans le cas d'une conduite d'AEP.

VIII.3 Accessoires

Le long d'une canalisation, divers organes et accessoires sont installés, parmi lesquels nous distinguons les robinets-vannes, les ventouses, les clapets, les organes de mesure (débitmètre, manomètre) 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.

VIII.3.1 Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système d'adduction 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 faciliter 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 remise 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 que nous voulons inspecter, réparer ou entretenir. Nous distinguons deux types : **les robinets à papillon** pour les conduites de gros diamètre et les **robinets-vannes** pour les conduites de petit diamètre.

b• Les vannes à clapets anti-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

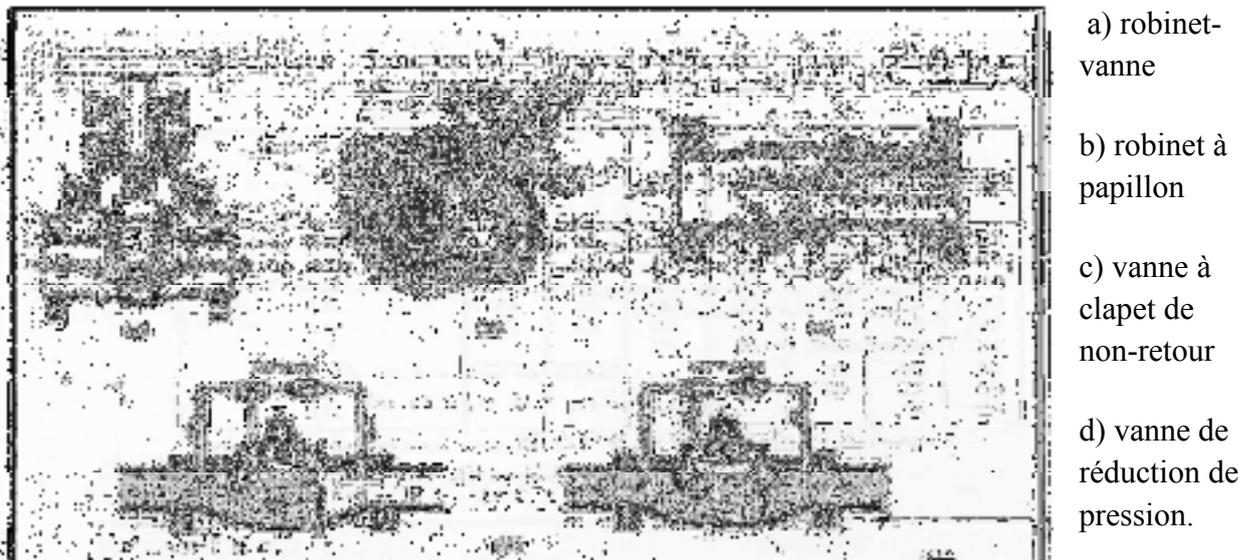


Figure N°VIII.3: les différents types de vanne.

Remarque :

Dans notre cas, nous prévoyons d'installer:

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

VIII.3.2 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 emprisonnés. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revient 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

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.

Elle permet aussi l'admission d'une quantité suffisante d'air à tous les points du réseau où nous pouvons 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.

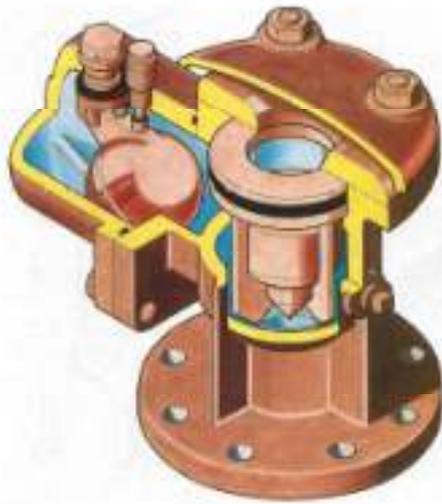
Tableau N°VIII.1: le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite.

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

b- Types de ventouses :

Il existe deux types de ventouse :

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



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure N°VIII.4: Les différents types de ventouses

VIII.3.3 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.

VIII.3.4 Clapet anti-retour

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

- **Clapet anti-retour guidé:** bonne étanchéité même à faible pression. La rapidité de fermeture peut-être en fonction du ressort. Et elle est employée sur les conduites horizontales et verticales.



- **Clapet anti-retour à battant:** le battant en position levée permet un débit important. Un mécanisme de contre-poids ou un ressort permet une fermeture régulée. Et elle est utilisée 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. Elle est adaptée pour les cadences élevées et employée par exemple sur le système de compression du dispositif de climatisation d'automobile.

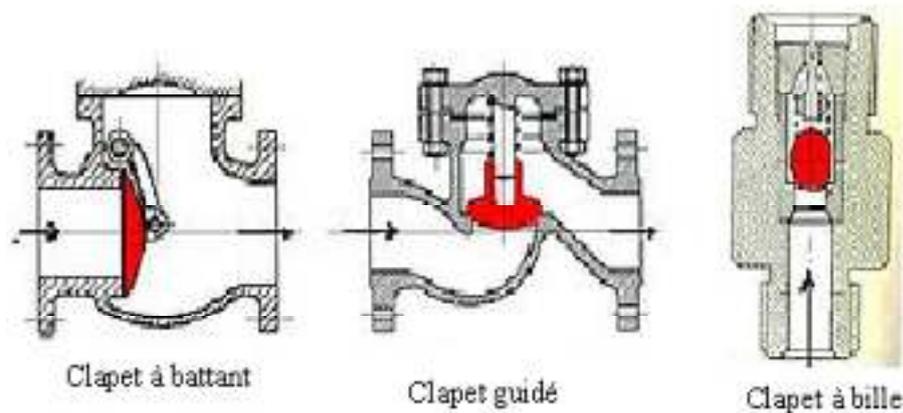


Figure N°VIII.5: Les différents types de clapet

VIII.3.5 Poteaux d'incendie

Ils permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies. Ils sont reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement. Un poteau d'incendie doit comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre et une conduite de 100 mm de diamètre si le débit excède 5000 l/mn ou la pression est faible.

La superficie desservie par un poteau d'incendie dépend du débit nécessaire pour combattre les incendies ; plus le débit est élevé, plus les poteaux sont nombreux et rapprochés.



VIII.3.6 By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

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

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de la chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VIII.3.7 Organes de mesure

VIII.3.7.1- Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- Et la tuyère

Il se crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient des débitmètres déprimogènes est leur faible pression à débit réduit.

VIII.3.7.2- Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- ET les manomètres à soufflet

Manomètres à aiguilles

Ils sont également utilisés dans les laboratoires de recherche. Le mouvement est transmis à l'aiguille soit par secteur denté soit par levier ou par membrane. L'avantage de la transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des secousses (vibrations).



Les manomètres commandés par denture et levier présentent une étendue de mesure jusqu'à 6000 atmosphères. L'exactitude des indications est de 1 à 6% de la limite supérieure de l'étendue de mesure.

Les manomètres commandés par membrane supportent une étendue de mesure jusqu'à 30 atmosphères. La pression est de 2 à 5% de la limite supérieure de la graduation. La déformation maximale au centre de la membrane ne dépasse pas 2mm. Ils sont utilisés également pour les gaz. Si les eaux sont agressives, la membrane est couverte d'un revêtement protecteur.

Manomètres à soufflet

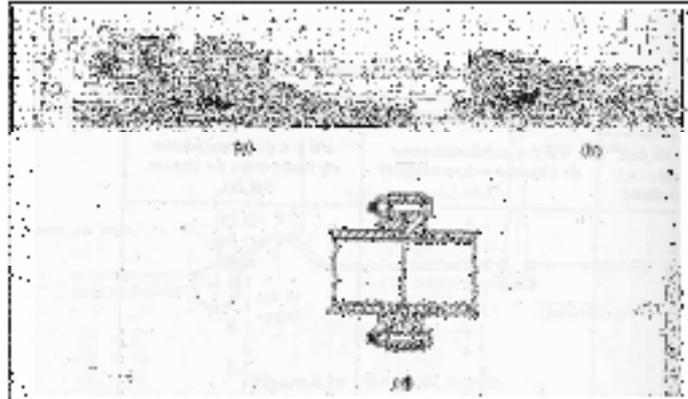
Ils sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression le soufflet se déforme dans la direction axiale. Cette déformation pouvant atteindre 10% de la longueur du soufflet. Par rapport aux manomètres liquides, les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel. L'inconvénient des manomètres à membrane est leur sensibilité aux vibrations, en plus, les soufflets ne supportent pas les surchauffages.

VIII.3.8 Joints

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et de 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 : joints mécaniques, joints 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 N°VIII.6 : les différents types de joints

VIII.9- Assemblage de la canalisation [9]

VIII.9.1- Soudage bout à bout

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et les raccords en PE d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité compatibles entre eux (entre 0,2 et 1,3 g/10 min).

Ce procédé consiste à porter à la température de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords.

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression l'une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement.

Une bonne soudure bout à bout, exécutée correctement, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique.

Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90mm.

VIII.9.2- Raccords mécaniques



Ces raccords sont soit en matière plastique soit métallique.

Ils sont couramment utilisés jusqu'au DN63 et existent dans des diamètres supérieurs.

Leur domaine d'emploi est essentiellement celui de branchement (eau potable). Après coupe, ébavurage et chanfreinage du tube, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage du raccord.

VIII.10- 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. (Voir la planche N°6 de pose et équipement).



Dans ce chapitre nous allons développer les étapes et les méthodes de l'organisation et la sécurisation du chantier, en investissant les moyens qu'il faut à la place qu'il faut et au moment qu'il faut.

IX.1- Organisation du chantier

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais. Pour cela nous distinguons :

- L'organisation des ressources humaines.
- L'organisation des travaux.

IX.1.1- L'organisation des ressources humaines

IX.1.1.1-Définition

L'organisation des ressources humaines est définie comme étant la fonction du management ayant pour raison d'être la structuration organisationnelle, terme qualifiant le processus par lequel les managers établissent ou modifier la structure de leur entreprise. Cela requiert tout à la fois de choisir les distributions des postes spécialisés, établir des règles de conduites pour le personnel et de fixer le niveau auquel les décisions doivent être prises. Les éléments clés d'une structure organisationnelle sont :

IX.1.1.2- Spécialisation du travail

Composante de la structure organisationnelle par laquelle selon laquelle un individu effectue chaque étape d'une activité et non la tâche entière.

IX.1.1.3-Chaine hiérarchique (ou de commandement)

Principe de l'organisation selon lequel chaque employé doit se référer à un seul et unique supérieur.

IX.1.1.4-Eventail de contrôle



IL permet une étendu réduite des pouvoirs (six personnes au maximum), afin de conserve une certains proximités de supervision.

IX.1.1.5-Autorité :

Droit inhérent à une position hiérarchique de donne des ordres et de leur voir exécute. L'idées est de déléguer au long de la pyramide en accordant aux agents de maitrise certains droits tout en posant des limites a leur marge de manœuvre, Lors qu'un chef de projet délègue une autorité il doit bien choisir la personne, par exemple ingénieur conducteur des travaux.

IX.1.1.6- La motivation du personnel

Le chef du projet doit motive les personnels enfin de bien réalise le projet dans les délais, car les délais est très important dans un projet.

La motivation est le résultat d'une situation globale, qui consiste à placer une personne dans un environnement motivant. Un travail motivant doit être :

- utile
- Valorisant et reconnu dans l'entreprise
- Défini par :
 - Les objectifs
 - Les critères de performance qui doivent être précisés et connus.

- Intéressant pour la personne en fonction :

De ses compétences, De sa personnalité, ses ambitions (ses attentes individuelles)

IX.1.2- L'organisation des travaux

Les étapes à suivre pour la réalisation des travaux de l'adduction, de distribution et de la réalisation de la station de pompage sont :

- Les étapes à suivre : Définir les volumes des travaux de :
 - La station de pompage
 - Les conduites d'adduction et de distribution.
 - Définir dans chaque partie du projet les engins adaptés aux usages envisagés.
 - Elaborer le réseau selon la méthode CPM.

- ❖ Données du projet :

• Les dimensions de la station de pompage



- l : largeur = 4m.
- L : longueur = 8m.
- h : hauteur de poteaux = 6m.
- Poteaux : $b \times b = 40 \times 40$
- Poutres : $b \times b = 40 \times 40$

• **Conduite d'adduction**

- $\varnothing = 250\text{mm}$ ET 200 mm
- Nombre de conduite: $N = 1$.
- longueur de conduite: $l = 3927.17\text{m}$.

• **Conduite de distribution**

- $\varnothing = 450\text{mm}, 400\text{mm}, 300\text{mm}, 200\text{mm}, 150\text{mm}$.
- Nombre de conduite: $N = 1$.
- Longueur de conduite: $l = 6421.47\text{m}$

IX.1.2.1- Les conduites d'adduction et de distribution

IX.1.2.1.1- Le volume des déblais

On détermine le volume de déblais par les formules suivantes

$$V_{d(i,i+1)} = \frac{(S_i + S_{i+1})}{2}$$

Avec :

- S_i, S_{i+1} : La surface des sections (i) et (i+1) respectivement. (m^2)
- L : Longueur de tranchée (i,i+1). (m)
- V_d : Volume des terres comprises entre deux sections S_i et S_{i+1} . (m^3)

La surface de la tranche

La forme des tranchées est trapézoïdale, et la section de cette forme sera calculée par la formule suivante :

$$S_i = h_i (b + m \cdot h_i)$$

Avec :

b : largeur inférieure du trapèze = $(2 \times \varnothing) + 0.3 + (0.5 \times 2) = 2.9\text{m}$

h : Hauteur du trapèze.

m : Fruit du talus $m = \cotg \alpha$ avec $\alpha = 45^\circ$



$$m = \cotg 45^\circ = 1 \Rightarrow m=1.$$

IX.1.2.1.2- Le volume des remblais

La surface de remblais est $S_r = S_d - S_c - S_s$

- S_d : surface du déblai en (m^2).
- S_c : surface de la conduite en (m^2).
- S_s : surface du lit de sable en (m^2).

Le calcul des volumes des remblais et comme le calcule de volume des déblais et donnée par la formule suivante :

$$V_{(i,i+1)} = \frac{(S'_i + S'_{i+1})}{2} \times L$$

- S'_i : La surface de la section i. (m^2).
- L : Longueur de tranchée (i,i+1). (m).

➤ Cas d'adduction et Distribution :

Les résultats sont donnés dans le tableau des volumes déblai remblai

Avec :

- La surface du sable dans toutes les sections est :

$$S_s = (b+mh) \times h = (2.9+0.1) \times 0.1 \Rightarrow S_s = 0.3m^2$$

- La surface des deux conduites est

$$S_c = \frac{\pi \times (0,250)^2}{4} = 0.05 m^2 \Rightarrow S_c = 0.05m^2$$

$$\Rightarrow S_{ct} = 0.05 \times 2 = 1.00 m^2$$

Les résultants des calculs de déblais se trouvent dans les tableaux (voir annexe).

IX.1.2.1.3- Le volume du lit du sable

Le lit de sable à une épaisseur de 10cm ; sachant que nous avons plusieurs tranches $b=1.25m$; $1.2m$; $1.45m$; $1.4m$; $1.3m$; $1.15m$ pour des longueurs respectives $L=2246m$; $1898.42m$; $167.21m$; $98.59 m$; $808.62m$; $125.02m$.

D'où : on a les volumes du sables respectivement : $V_s = S_s \times L = 280.75$; 227.81 ; 24.24 ; 13.80 ; 105.12 ; $14.37 \Rightarrow V_s = 666.1m^3$

Avec :



L : longueur de la tranche

S_s : la surface du lit de sable

V_s : volume du lit de sable

Tableau IX.1 : Devis des différents travaux de la pose conduite.

Pose de conduites	Désignation des travaux ou matériel utilisé	unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
	Les déblais	m ³	400	55032.73	22013092
	Les remblais	m ³	450	54538.18	24542181
	Le lit de sable	m ³	1000	666.1	666100
	Les conduites	m.L	1800	5343.86	9618948
	TOTAL				56840321

IX.1.2.2- Station de pompage

C'est un ouvrage construit en briques et en béton ou les pompes sont installée à l'intérieur, permet le transfert d'eau ver un réservoir a travers une conduite par refoulement.

(Voir figure ci-dessous)

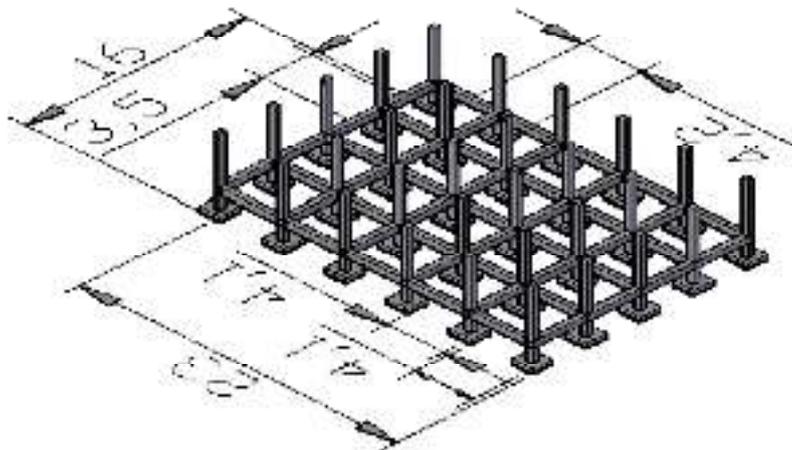




Figure IX-1 Squelette de la station de pompage

IX.1.2.2.1-Détermination du volume de déblais

- Le volume de déblais de chaque semelle peut être calculé de la manière suivante : $V_s = 1.5 \times 1.5 \times 1.5 = 3.375 \text{ m}^3$

On a 30 fouilles donc :

$$\Rightarrow V_{sT} = 101.25 \text{ m}^3$$

- Détermination du volume de décapage :

$$V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} \quad \text{et} \quad S_{dec} = L' \times l'$$

$$\text{Avec:} \quad L' = L + 0.55 + 0.55 = 23 + 0.55 + 0.55 = 24.1 \text{ m} \quad \Rightarrow L' = 24.1 \text{ m.}$$

$$l' = b + 0.55 + 0.55 = 16 + 0.55 + 0.55 = 17.1 \text{ m} \quad \Rightarrow b' = 17.1 \text{ m.}$$

$$\text{d'ou:} \quad S_{dec} = 17.1 \times 24.1 = 412.11 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow S_{dec} = 412.11 \text{ m}^2$$

$$\text{On aura alors:} \quad V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} = 412.11 \times 0.1 = 41.211 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow V_{dec} = 41.211 \text{ m}^3$$

- Et le volume de déblais total sera :

$$V_d = V_{st} + V_{dec} = 101.25 + 41.211 = 142.461 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow V_d = 142.461 \text{ m}^3$$

IX.1.2.2.2-Détermination du volume du béton de propreté

- Volume du béton de propreté des semelles (épaisseur de notre béton de propreté = 10cm)

$$V_{bp} = (1.5) \times (1.5) \times (0.1) \times 30 = 6.75 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow V_{bs} = 6.75 \text{ m}^3.$$

- Volume du béton armé des semelles : (épaisseur de béton armé = 30cm)

$$V_{bas} = (1.5) \times (1.5) \times (0.3) \times 30 = 20.25 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow V_{bas} = 20.25 \text{ m}^3.$$

- volume du béton des demi-poteaux :

$$V_{dp} = (0.4) \times (0.4) \times (1.7) \times 30 = 8.16 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow V_{dp} = 8.16 \text{ m}^3.$$

- volume du béton des poteaux :

$$V_P = (0.4) \times (0.4) \times 4 \times 30 = 19.2 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow V_P = 19.2 \text{ m}^3.$$

- Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines):

$$V_{cein-i} = ([0.4 \times 0.5 \times 16 \times 6] + [0.4 \times 0.5 \times 23 \times 5]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 6) = 41.72 \text{ m}^3$$

$$V_{cein-i} = 41.72 \text{ m}^3$$

- Volume du béton de la ceinture supérieur:

$$V_{cein-s} = ([0.4 \times 0.5 \times 16 \times 6] + [0.4 \times 0.5 \times 23 \times 5]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 6) = 41.72 \text{ m}^3$$

$$V_{cein-sup} = 41.72 \text{ m}^3$$



- Volume du béton de la chape inférieure:

$$V_{ch\ inf} = (3.5 \times 4.1 \times 16 + 3.5 \times 4.2 \times 4) \times 0.07 = 20.188 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{ch\ inf} = \mathbf{20.188 \text{ m}^3} . -$$

Volume du béton de la chape supérieure :

$$V_{ch\ sup} = (23) \times (16) \times (0.07) = 25.76 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{ch\ sup} = \mathbf{25.76 \text{ m}^3} .$$

IX.1.2.2.3-détermination des maçonneries

- Maçonneries inférieures:

$$S_{m\ i} = [(16 - 0.4 \times 5 + 23 - 0.4 \times 6) \times 0.6] \times 2 = 41.52 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{m\ i} = \mathbf{41.52 \text{ m}^2} .$$

- Maçonneries supérieures (coffrage perdu):

$$S_{m\ s} = [(16 - 0.4 \times 5 + 23 - 0.4 \times 6) \times 4] \times 2 = 276.8 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{m\ s} = \mathbf{276.8 \text{ m}^2}$$

- Quantité des briques utilisées dans la construction des murs :

Pour les murs on a utilisé deux types des briques ; des briques de dimension 30-20-10 et des parpaings de 30-20-15.

On utilise des murs simples sous la ceinture inférieure en parpaings de 30-20-15, et un double cloison sur la ceinture en briques de 30-20-10

+ Nombre de parpaings sous utilisés sous la ceinture inférieure :

On a $S_{m\ i} = 41.52 \text{ m}^2$ Et la surface d'un seul parpaing est :

$$S_p = 30 \times 22 = 660 \text{ cm}^2 = 0.66 \text{ m}^2$$

$$S_p = 0.4 \times 0.2 = 0.08 \text{ m}^2 \text{ (surface de parpaing de 40-20-15)}$$

D'où le nombre des parpaings utilisés sera

$$N_p = \frac{S_{mi}}{S_p} = \frac{41.52}{0.08} = 519 \Rightarrow N_p = \mathbf{519 \text{ parpaings}}$$

Surface de brique de 30-20-15 et 30-20-10 :

$$S_b = 0.3 \times 0.2 = 0.06 \text{ m}^2$$

$$N_b = 2 \times \frac{S_{ms}}{S_b} = 2 \times \frac{276.8}{0.06} = 9228 \Rightarrow N_b = \mathbf{9228}$$

IX.1.2.2.4-Détermination du volume de remblais

Puisque notre station de pompage est élevée de la terre d'une hauteur de 0,5m pour éviter tout risque d'inondation, donc il faut remplir les cases par le remblai et de préférence on utilise les dépôts des fouilles, et les terres qu'on les excavées



- Volume des Remblais des fouilles:

$$V_{rf} = 30 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (1.1 \times 0.4 \times 0.4)] = 68.97 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow V_{rf} = \mathbf{68.97 \text{ m}^3}$$

- Volume des Remblais des cases :

$$V_{cas} = (3.5 \times 4.1 \times 16 + 3.5 \times 4.2 \times 4) \times (0.6 + 0.5 - 0.07) = 297.052 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{cas} = 297.052 \text{ m}^3.$$

Tableau IX.2 : Les différents travaux de la station de pompage

Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Quantité
Décapage	m ³	41.211
Excavation des fouilles	m ³	101.25
Béton de propreté	m ³	6.75
Béton armé pour semelles	m ³	20.25
Béton armé pour demi-poteaux	m ³	8.16
Remblai des fouilles	m ³	68.97
Béton armé pour longrines	m ³	41.72
Béton armé de la ceinture sup	m ³	41.72
Béton armé de la chape inf	m ³	20.188
Béton armé de la dalle sup	m ³	25.76
Béton armé des poteaux	m ³	19.2
Remblai compacté des casiers	m ³	297.052
Murs en briques de 30-20-10	Unité	4614
Murs en briques de 30-20-15	Unité	4614
Murs en parpaings de	Unité	519

**Tableau IX.3** : Devis des différents travaux de la station de pompage

Désignation de travaux ou matériel utilisé	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Décapage	300	12363.3
Excavation	400	40500.00
Remblai compacté	450	164709.9
Béton de propreté	8000	54000.00
Béton armé	35000	6195000.00
Murs en briques de 30-20-10	23	106122.00
Murs en briques de 30-20-15	25	115350.00
Murs en parpaings de	27	14013.00
total		6702058.2

IX.1.2.3- Choix

Des

Engins

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient.

➤ **Pour le décapage de la couche de la terre végétale**

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.

**Figure IX.2** - Bulldozer



On distingue la niveleuse automotrice appelée motor grader et la niveleuse tractée appelée grader, le motor grader est constitué de :

- Un tracteur à quatre (04) roues ou à deux (02) prolongé vers l'avant par un long bras coudé reposant lui même à son extrémité sur un essieu à deux (02) roues directrices (train avant) commandé depuis le tracteur, toutes les roues sont inclinables sur leur essieu pour permettre à la niveleuse de se déplacer en tout terrain et en particulier dans le cas de forte pente transversale.
- Une couronne circulaire.
- Une lame (outil de travail) montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement, c'est à dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne, on peut donner à celle-ci une inclinaison les deux mouvements combinés celui de la lame et de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions de l'espace, cette mobilité de l'outil constitue le principal avantage de la machine et lui permet d'effectuer une gamme de travaux variés. on n'utilise plus ce type d'engins

➤ **Utilisation des niveleuses**

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le coté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.



Figure IX.3 - Niveleuse automotrice

➤ **Pour l'excavation des tranchées :**

On utilise une pelle équipée en rétro



Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Figure IX.4- Pelle équipée en rétro

➤ **Pour le remblaiement des tranchées :**

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur. (Bacuse loader)



Figure IX.5- Chargeur

➤ **Pour le compactage :**

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, Il comprend :

- Un châssis.



- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.

IX.1.2.4- Détermination du coût total du projet

- Coût de la station de pompage: **6702058.2 DA**

- Coût de la pose des conduites : **56840321DA**

D'où le devis total du projet sera :

$$D_{\text{total}} = 6702058.2 + 56840321 = 63542379.2 \text{ DA} \Rightarrow$$

$$\mathbf{Dt=63542379.2 \text{ DA}}$$

IX.1.2.5- Planification Des Travaux

- Elaboration du réseau de planification selon la méthode CPM :

Définition :

La planification consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail ;

Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches
- Détermination des tâches antérieures
- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage



-Construction finale

Détermination du chemin critique :

- Méthode CPM

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale

$DFP = DCP + TR$

$DCPP = DFPP - TR$

- Chemin critique :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$MT = 0$

La somme de TR = DTP

IX.1.2.5.1- La station de pompage

Les taches

- ✓ Excavation - EXE
- ✓ Béton de propreté - BP
- ✓ La semelle - SEM
- ✓ Les demis poteaux - DP
- ✓ Remblai des fouilles – RF
- ✓ Longrine - L
- ✓ Coffrage perdu - CP
- ✓ Remblai compacté - RC
- ✓ Plâtre forme – PL



- ✓ Les poteaux – P
- ✓ Poutre supérieure - PS
- ✓ Dalle - D
- ✓ Cloisonnement - C

Réseau à nœud pour de la station de pompage

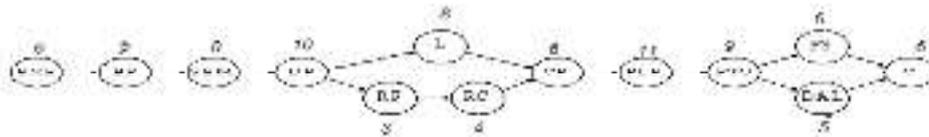


Figure IX.6- Réseau à nœud de la station de pompage.

Calcul de temps de réalisation par la méthode des nœuds

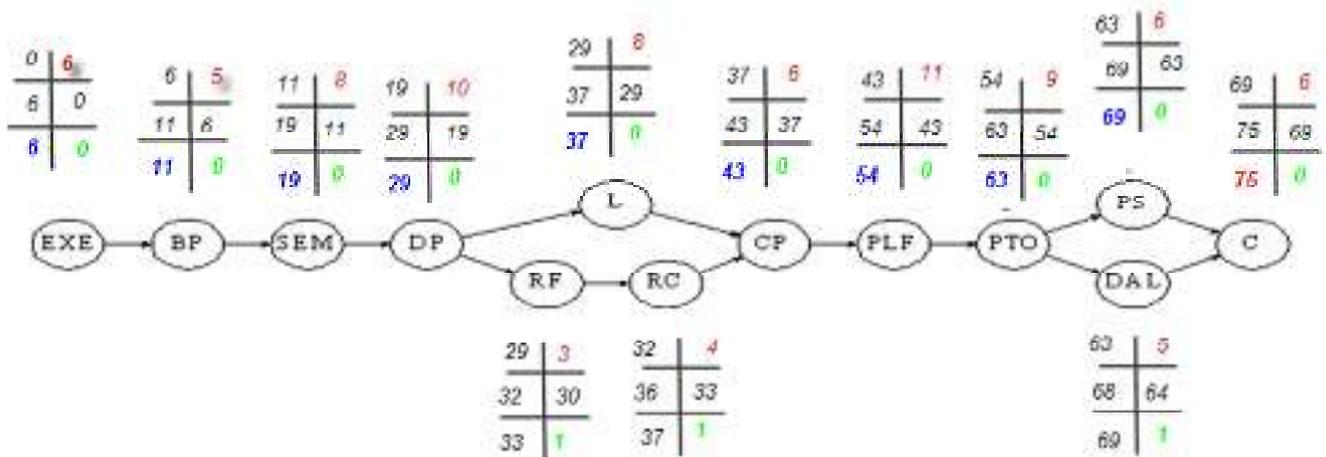
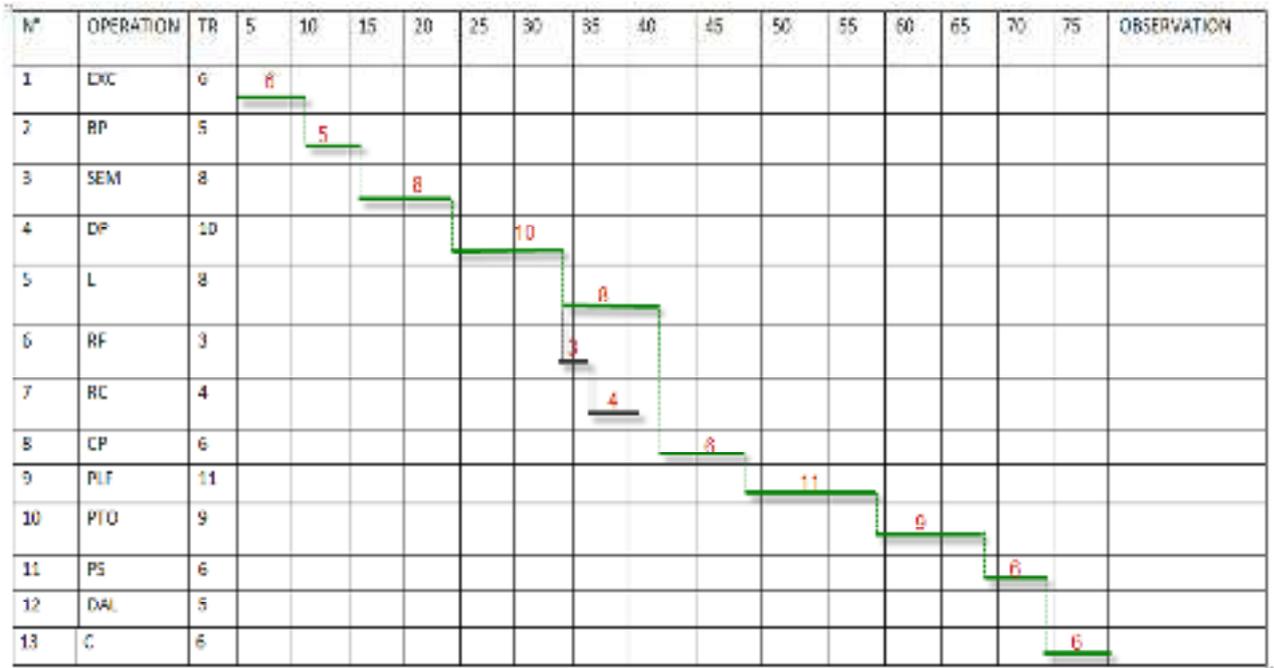


Figure IX.7-Réseau à nœud détaillé



Tableau IX.4-Diagramme de Gantt



Le chemin critique est :

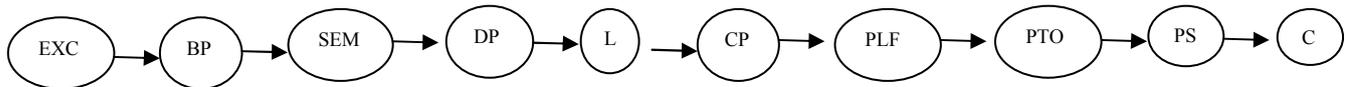


Figure IX.8 – Chemin critique

Le temps de réalisation est donc : T = 75 jours

IX.1.2.5.2- La pose de conduite

Les tâches :

- Décapage de la terre végétale - DEC 5 jours
- Excavation de la tranchée - EXC 11 jours
- Préparation de lit de sable – LS 10 jours
- pose des conduites – PC 10 jours
- Remblais des tranches - RB 6 jours
- Compactage des tranches des collecteurs –C 10 jours

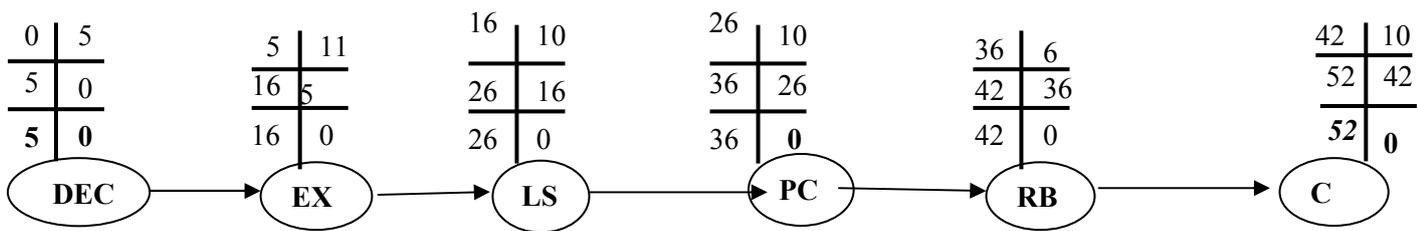


Figure IX.9- Réseau à nœuds pose des conduites.

: Donc le réseau a nœud d'une seul tranche sera :

Le temps de réalisation est donc: T = 52 jours

Conclusion

On peut conclure que l'organisation de chantier est très importante pour la réalisation des projets; elle nous détermine tous les volumes des travaux nécessaires pour la réalisation d'un ouvrage ou d'un autre, comme elle nous permet aussi de déterminer le coût de celui-ci.

L'organisation de chantier, définie aussi tout les engins utilisés sur le chantier et le choix finale des engins et basé sur une étude économique.

Et pour finir on peut dire que grâce à une bonne organisation du chantier on arrivera a achever les travaux dans les délais déterminés



IX.2-Sécurisation du chantier

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

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

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, différentes phases d'exécution des travaux sont effectués tel que :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil).tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les phénomènes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur études, suivies, exécution des projets réels dans le domaine hydraulique et génie civil.

IX.2. 1- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

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

IX.2. 1.1- Facteurs humain

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables ;



- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;
- Suivre un rythme de travail inadapté.

IX.2. 1.2- Facteurs matériel

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

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

IX.2. 1.3- Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées ;
- Installations mal protégées ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;
- Matières défectueuses ;
- Stockage irrationnel ;
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Eclairages défectueux ;
- Facteurs d'ambiance impropres ;
- Conditions climatiques défavorables.

IX.2. 1.4- Liste des actions dangereuses



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

IX.2. 2- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

IX.2. 2.1- Protection individuelle

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

IX.2. 2.2- Autre protections

Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).

Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.

Climatisation des surcharges en bordure des fouilles. Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

IX.2. 2.3- Protection collective

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

- Application stricte des règlements de sécurité.



➤ Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

a- Engin de levage

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

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

b- Appareillage électrique

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

Conclusion

Comme l'environnement de travail contribue au développement et à une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est impératif de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. Ainsi donc on peut gagner sur le plan financier et offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des Engins.



Conclusion Générale

En conclusion générale l'étude de renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Staoueli et en particulier des Agglomérations secondaire nous avons permis d'aboutir à un système unique composé d'une conduite en fonte de diamètre 250 mm et 200 mm sur une longueur de 3900 m, d'un complexe hydraulique composé d'une bache d'aspiration de capacité 1000 m³, d'une station de pompage type bache sèche équipée de deux pompes l'une principale et l'autre de secours, refoulant un débit de 60 l/s vers le château d'eau qui permettra d'assurer l'alimentation en eau potable de nos trois(3) agglomérations secondaires ainsi que la zone d'activité jusqu'à l'horizon 2040.

Ce système projeté facilitera la tâche aux gestionnaires d'eau potable de la commune.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Article de Martine Miny présidente de l'association francophone de management de projet. Apparu en le 05 /04/ 2010 dans le journal le Monde.
- [2] Hydraulique urbaine Dupont (tome II).
- [3] Lasary diagnostic et redressement d'entreprises ;
- [4] Mémoire de fin d'étude : Etude de raccordement de la station de dessalement d'eau de mer aux réservoirs d'alimentation cas oued BEST commune de Gouraya (I. SAMIRA 2010 ENSH).
- [5] Marketing et Management (kother Dubois 9 ème Editions).
- [6] polycopie de l'AEP 5 Année (ENSH SALAH. Boualem)

[Tapez un texte]

Annexe n°1
Tableau n°1 : calcul du volume de déblais.

h1 (m)	D(mm)	h (m)	L (m)	S (m2)	V (m3)
1,6	250				
1,6	250	1,6	25,72	4,56	120,7554
1,7	250	1,65	100	4,785	492
1,6	250	1,65	100	4,785	492
3,1	250	2,35	100	8,46	859,5
1,6	250	2,35	106	8,46	911,07
1,59	250	1,595	99,88	4,537775	466,716767
1,6	250	1,595	106	4,537775	495,31415
1,6	250	1,6	49,35	4,56	231,69825
1,6	250	1,6	29,26	4,56	137,3757
1,6	250	1,6	23,15	4,56	108,68925
1,57	250	1,585	25,02	4,493475	115,804445
1,71	250	1,64	11,02	4,7396	53,718092
2,3	250	2,005	112,34	6,526275	748,327634
1,6	250	1,95	105,65	6,24	673,51875
TOTALE	5906.49

[Tapez un texte]

Annexe n°2
Tableau n°2 : calcule du volume de déblais.

h1 (m)	D(mm)	h (m)	L (m)	S (m2)	V (m3)
1,6	250				
1,6	250	1,6	73,95	4,56	347,19525
1,68	250	1,64	112,14	4,7396	546,637644
1,64	250	1,66	19,14	4,8306	95,041584
1,54	250	1,59	16,01	4,5156	74,456106
1,6	250	1,57	13,63	4,4274	62,185512
1,66	250	1,63	13,51	4,6944	65,245194
1,66	250	1,66	21,42	4,8306	106,363152
1,7	250	1,68	51,63	4,9224	261,113562
1,6	250	1,65	10,5	4,785	51,66
1,4	250	1,5	15,65	4,125	66,669
1,6	250	1,5	20,58	4,125	87,6708
1,6	250	1,6	86,4	4,56	405,648
1,6	250	1,6	114,58	4,56	537,9531
1,6	250	1,6	167,97	4,56	788,61915
1,37	250	1,485	34,27	4,061475	143,813198
1,6	250	1,485	154,73	4,061475	649,320577
1,6	250	1,6	113,71	4,56	533,86845
TOTALE	4823.46

[Tapez un texte]

Annexe n°3
Tableau n°3 : calcul du volume de déblais.

h1 (m)	D(mm)	h (m)	L (m)	S (m2)	V (m3)
1,6	200				
2,08	200	1,84	28,17	5,5936	161,233812
2,18	200	2,13	17,6	7,0929	127,12304
1,86	200	2,02	12,61	6,5044	83,659784
1,6	200	1,73	23,06	5,0689	119,886634
1,4	200	1,5	24,6	4,05	102,828
1,39	200	1,395	7,48	3,620025	28,050187
1,59	200	1,49	18,11	4,0081	74,940991
1,62	200	1,605	14,86	4,502025	68,8318915
1,6	200	1,61	101,69	4,5241	473,275429
1,6	200	1,6	34,82	4,48	160,5202
1,82	200	1,71	25,7	4,9761	131,22677
1,74	200	1,78	8,87	5,3044	48,203128
1,6	200	1,67	115,33	4,7929	567,758057
1,6	200	1,6	240,54	4,48	1108,8894
1,96	200	1,78	23,76	5,3044	129,121344
1,6	200	1,78	34,46	5,3044	187,269424
1,67	200	1,635	37,22	4,635225	177,361675
1,6	200	1,635	29,02	4,635225	138,28683
1,6	200	1,6	92,19	4,48	424,9959
1,76	200	1,68	30,06	4,8384	149,350104
1,6	200	1,68	62,16	4,8384	308,835744
1,6	200	1,6	22,01	4,48	101,4661
TOTLE	4873.11

[Tapez un texte]

Annexe n°4

Tableau n°4 : calcul du volume de déblais.

h1 (m)	D(mm)	h (m)	L (m)	S (m2)	V (m3)
1,7	450				
1,76	450	1,73	9,3	5,5014	52,60452
1,7	450	1,73	5,27	5,5014	29,809228
1,7	450	1,7	91,81	5,355	505,8731
1,75	450	1,725	175,6	5,476875	988,95725
1,7	450	1,725	55,53	5,476875	312,738019
1,7	450	1,7	159,41	5,355	878,3491
1,7	450	1,7	31,08	5,355	171,2508
TOTALE	2939.58

Annexe n°5

Tableau n°5 : calcul du volume de déblais.

h1 (m)	D(mm)	h (m)	L (m)	S (m2)	V (m3)
1,7	150				
1,7	150	1,7	15,65	4,845	78,25
1,59	150	1,645	63,8	4,597775	303,227045
1,37	150	1,48	161,32	3,8924	652,926568
1,7	150	1,535	34,02	4,121475	145,48568
1,53	150	1,615	19,26	4,465475	88,9903485
1,7	150	1,615	8,73	4,465475	40,3367468
1,63	150	1,665	43,24	4,686975	209,366999
1,66	150	1,645	34,79	4,597775	165,349042
1,7	150	1,68	24,64	4,7544	120,967616
1,7	150	1,7	22,71	4,845	113,55
1,58	150	1,64	54,58	4,5756	258,196148

[Tapez un texte]

1,7	150	1,64	45,54	4,5756	215,431524
1,96	150	1,83	27,06	5,4534	151,763304
1,7	150	1,83	56,5	5,4534	316,8746
1,7	150	1,7	210,22	4,845	1051,1
1,7	150	1,7	68,83	4,845	344,15
1,85	150	1,775	154,89	5,191875	828,177469
1,92	150	1,885	28,77	5,720975	169,051801
1,7	150	1,81	20,99	5,3576	115,709474
1,57	150	1,635	25,3	4,553475	119,124418
1,5	150	1,535	40,64	4,121475	173,795944
1,7	150	1,6	20,45	4,4	93,14975
1,7	150	1,7	27,48	4,845	137,4
1,7	150	1,7	27,19	4,845	135,95
2,07	150	1,885	20,39	5,720975	119,81113
2,08	150	2,075	28,56	6,691875	195,54675
1,7	150	1,89	211,97	5,7456	1250,75018
2,18	150	1,94	29,06	5,9946	178,707376
2,21	150	2,195	11,04	7,342275	82,769916
2,15	150	2,18	14,2	7,2594	105,28448
1,83	150	1,99	32,45	6,2486	207,79682
1,7	150	1,765	42,94	5,144975	227,580927
1,78	150	1,74	19,97	5,0286	103,516492
1,76	150	1,77	22,23	5,1684	118,339182
1,58	150	1,67	28,28	4,7094	137,565232
1,7	150	1,64	14,79	4,5756	69,965574
1,55	150	1,625	38,33	4,509375	178,785494
1,7	150	1,625	38,18	4,509375	178,085838
TOTALE	9182.83

[Tapez un texte]

Annexe n°6
Tableau n°6 : calcul du volume de déblais.

h1 (m)	D(mm)	h (m)	L (m)	S (m2)	V (m3)
1,7	300				
1,7	300	1,7	41,97	5,1	0
1,9	300	1,8	30,34	5,58	173,9999
1,87	300	1,885	22,58	6,003725	139,064011
1,87	300	1,87	23,36	5,9279	142,096544
1,7	300	1,785	28,53	5,506725	161,529014
1,7	300	1,7	91,56	5,1	481,1478
1,7	300	1,7	23,05	5,1	121,12775
1,7	300	1,7	20,15	5,1	105,88825
1,77	300	1,735	27,14	5,265725	147,118477
1,89	300	1,83	23,37	5,7279	137,483373
1,68	300	1,785	35,21	5,506725	199,349337
1,7	300	1,69	180,62	5,0531	940,687022
1,91	300	1,805	38,62	5,604525	222,432856
2,18	300	2,045	24,31	6,840525	170,061213
2,11	300	2,145	170,98	7,389525	1289,96288
2,01	300	2,06	15,25	6,9216	107,91815
2,04	300	2,025	18,97	6,733125	130,667731
2,1	300	2,07	27,1	6,9759	193,24739
2,07	300	2,085	18,49	7,057725	133,363285
2,06	300	2,065	36,38	6,948725	258,433516
2	300	2,03	31,24	6,7599	216,021476
1,84	300	1,92	98,32	6,1824	623,093168
1,7	300	1,77	22,01	5,4339	123,011689
1,76	300	1,73	57,05	5,2419	307,893145
1,78	300	1,77	20,3	5,4339	113,45467
1,51	300	1,645	101,84	4,844525	509,151626
1,54	300	1,525	34,5	4,308125	153,977813
1,61	300	1,575	46,57	4,528125	218,093131
1,62	300	1,615	43,32	4,707725	210,653247
1,7	300	1,66	58,52	4,9136	296,614472
TPTALE	8248,1

[Tapez un texte]

Annexe n°7
Tableau n°7 : calcul du volume de déblais.

h1 (m)	D (mm)	h (m)	L (m)	S (m2)	V (m3)
1,7	400				
1,7	400	1,7	11,04	5,27	59,8368
1,7	400	1,7	82,23	5,27	445,6866
1,7	400	1,7	75,5	5,27	409,21
1,7	400	1,7	36,61	5,27	198,4262
1,7	400	1,7	26,4	5,27	143,088
1,7	400	1,7	11,71	5,27	63,4682
1,7	400	1,7	80,95	5,27	438,749
TOTALE	1758.46

[Tapez un texte]

Annexe n°8
Tableau n°8: calcul de volume de déblais.

h1 (m)	D (mm)	h (m)	L (m)	S (m2)	V (m3)
1,7	300				
1,7	300	1,7	3,22	5,1	16,8728
1,8	300	1,75	8,94	5,3375	48,96885
1,7	300	1,75	53,79	5,3375	294,634725
1,7	300	1,7	11,95	5,1	62,618
2,1	300	1,9	71,28	6,08	443,3616
1,7	300	1,9	74,54	6,08	463,6388
2,1	300	1,9	43,96	6,08	273,4312
2,36	300	2,23	43,96	7,8719	352,203124
1,65	300	2,005	67,39	6,626525	455,99612
2,15	300	1,9	67,14	6,08	417,6108
2,26	300	2,205	14,86	7,728525	116,926282
1,7	300	1,98	15,89	6,4944	105,420616
1,7	300	1,7	100	5,1	524
1,7	300	1,7	100	5,1	524
1,42	300	1,56	100	4,4616	460,16
1,62	300	1,52	99,75	4,2864	441,5334
1,7	300	1,66	2,89	4,9136	14,604904
1,7	300	1,7	200	5,1	1048
1,7	300	1,7	100	5,1	524
1,51	300	1,605	57,16	4,662525	274,512329
1,86	300	1,685	8,78	5,029725	45,3901855
1,72	300	1,79	6,66	5,5311	37,769526
TOTALE	6945.65

[Tapez un texte]

Annexe n°9
Tableau n°9 : calcul du volume de déblais.

h1 (m)	D(mm)	h (m)	L (m)	S (m2)	V (m3)
1,7	200				
1,77	200	1,735	3,24	5,092225	16,920009
1,83	200	1,8	5,71	5,4	31,5763
1,9	200	1,865	9,35	5,716225	54,6622038
1,7	200	1,8	18,28	5,4	101,0884
2,1	200	1,9	30,16	5,89	181,5632
1,7	200	1,9	9,79	5,89	58,9358
1,81	200	1,755	11,5	5,186025	61,1342875
1,7	200	1,755	35,43	5,186025	188,346766
1,66	200	1,68	9,48	4,8384	47,100432
1,7	200	1,68	4,69	4,8384	23,301796
1,73	200	1,715	18,27	4,999225	93,7109408
1,84	200	1,785	99,87	5,328225	545,112931
1,7	200	1,77	99,96	5,2569	538,474524
1,54	200	1,62	65,14	4,5684	306,053776
1,7	200	1,62	116,86	4,5684	549,055024
1,59	200	1,645	19,85	4,680025	95,4789963
1,7	200	1,645	71,81	4,680025	345,407895
1,63	200	1,665	33,24	4,770225	162,883479
1,7	200	1,665	52,07	4,770225	255,154716
TOTALE	3655.96

[Tapez un texte]

Annexe n°10
Tableau n°10 : calcul du volume de déblais.

h1 (m)	D(mm)	h (m)	L (m)	S (m2)	V (m3)
	150				
1,7	150				
1,96	150	1,83	15,48	5,4534	101,833632
1,93	150	1,945	8,05	6,019775	57,5154388
1,83	150	1,88	9,45	5,6964	64,46223
1,7	150	1,765	6,86	5,144975	43,0120285
1,7	150	1,7	80,68	4,845	481,6596
1,7	150	1,7	147,43	4,845	880,1571
1,7	150	1,7	142,55	4,845	851,0235
TOTALE	2479.66

Annexe n°11

La Fiche Technique de la station de pompage

N°	Désignation	Unité	Qualité	Destination
	Station de pompage - type d'installation			est en aspiration
	Type de pompage -nombre de pompes -débit d'une pompe -H _{mt} -puissance absorbée -NPSHR -Poids de la pompe -η _p - Nombre de tours		2 m ³ /h m kWh 2.91 KG 80.06 trs/min	
	Caractéristiques du réseau -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement -Type de matériau Nombre de collecteurs : ❖ D'aspiration ❖ De refoulement		mm m mm fonte fonte 1 1	<u>Aspiration</u> : Assurer l'arrivée de l'eau vers la pompe <u>Refoulement</u> : Assurer l'arrivée de l'eau vers le réservoir.
	Le moteur électrique -nombre de tours -rendement -tension -puissance absorbée		trs/min % KWh 2940 83.5 45	

	-poids du moteur	kg	255	
	Bâtiment :			Bâche sèche
	-type			
	-longueur	m	8	
	-hauteur	m	6	
	-largeur	m	4	
	Caractéristiques du réservoir			
	- Nombre,		1	
	-Hauteur	m	4	
	- Volume,	m ³	1000	
	-Diamètre	m	20	