

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction d'eau pour l'alimentation en eau potable de la ville de Ramdan Djamel (w. Skikda).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0036-13

APA Citation (توثيق APA):

Mechtouf, Abdelmalek (2013). Etude d'adduction d'eau pour l'alimentation en eau potable de la ville de Ramdan Djamel (w. Skikda)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes D'Alimentation En Eau Potable

THEME :

**ETUDE D'ADDUCTION D'EAU POUR L'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DE LA VILLE DE RAMDAN-DJAMEL
(W.SKIKDA)**

Présenté par :

M^r MECHTOUF Abdelmalek

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

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

Septembre-2013

REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail, je tiens à remercier :

- ☛ Tous ceux qui m'ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.
- ☛ Ma promotrice Mme BELLABAS, qui m'a beaucoup aidé par ces orientations et ces précieux conseils sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail pour élaborer cette étude.
- ☛ Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.
- ☛ Ma famille pour le soutien le long de mes études.
- ☛ Mes amis qui m'ont aidé.

Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.

dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

- ☞ A mes parents et grands parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard
- ☞ A mes frères et sœurs : foued, abderrahmen, meriem, maroua ;
- ☞ A toute ma grande famille MECHTOUF et la famille MOUHOUB, surtout ; NADA
- ☞ A tous mes amis, surtout ; monir,rabi3, brahim, nassim, habib, hssen, djaber, hamza (aykon), amir, bilal, toutou, khaled, hamid, noredine 1,abd errazak, younes, omar, hichem, allal, zaki, yassin, chaweche, noredine 2, alla, saida, fatima, amel 1 et 2, sans exception soi dans l'école ou dehors de l'école garçon et fille.

ملخص

ت تعاني مدينة رمضان جمال بولاية سكيكدة من عجز في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب وهذا بسبب نقص في منابع المياه مما يستدعي انجاز دراسة شاملة لتحسين الوضع. من خلال هذه المذكرة قمنا بدراسة مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من خزانين للمياه الاتيين من محطة ازالة الملح الواقع بمنطقة بارو (بلدية حمادي كرومه)، تشمل هذه الدراسة تحديد أبعاد الأنابيب وحمايتها من الظاهرة الانتقالية التي تدعى بالمطرقة المائية ثم حساب حجم الخزانات. ومن خلال هذه الدراسة أخذنا بالاعتبار المظهر التقني والاقتصادي بهدف تلبية حاجيات سكان هذه المدينة من المياه كما ونوعا.

Résumé

La ville de Ramdan-Djamel (W.DE SKIKDA) souffre d'un déficit dans l'approvisionnement en eau potable, qui est due à la diminution des ressources en eaux, ce qui nécessite la réalisation d'une étude globale visant à améliorer la situation, en alimentant cette ville en eau potable à partir des réservoirs de dessalement qui alimentent à partir de la station de dessalement qui se trouve au **Baro** (commune de hamadi kroma).

l'Objectif de notre étude consiste à déterminer les dimensions de canalisations et la protection de ces dernières d'un phénomène transitoire appelé le coups de bélier et de calculer les volumes des réservoirs, en prenant en compte l'aspect technique et économique afin de répondre à la demande des habitants de cette ville, à la fois quantitative et qualitative.

Abstract

Though it has been newly created, the town of Ramdan - Djamel (W.DE SKIKDA) suffers a large deficit in terms of drinking water supply. Accordingly, the realization of thorough study is required to improve the situation through supplying this town with drinking water from desalination of underground waters that is found at Baro (commune of hamadi kroma).

This study aims at determining the measurements of the canalizations and the protection of this latter from the phenomenon of knocks of ram as well as the calculation of the volumes of the reservoirs. Mean while, throughout this study we have taken into consideration the technical and economic sight in order to respond to the needs of the inhabitants of this town both quantitatively and qualitatively.

SOMMAIRE

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

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

INTRODUCTION	2
I.2-SITUATION GEOGRAPHIQUE	2
I.3-SITUATION HYDROGRAPHIQUE	3
I.4-SITUATION GEOLOGIQUE ET SEISMICITE	3
I.5-SITUATION TOPOGRAPHIQUE.....	3
I.6- SITUATION CLIMATIQUE	3
I.7- SITUATION DEMOGRAPHIQUE.....	6
I.8-TAUX D'ACCROISSEMENT DE LA POPULATION.....	6
I.9-SITUATION HYDRAULIQUE.....	6
CONCLUSION	8

Chapitre II : estimation des besoins en eau

INTRODUCTION	9
II.2. EVALUATION DE LA POPULATION.....	9
II.3- CALCULS DES BESOINS EN EAU POTABLE	9
II.3-1-Dotations unitaires domestiques et collectives	9
II.3-2- Catégories des besoins	10
II.4- ESTIMATION DES BESOINS.....	10
II.5- VARIATION DE LA CONSOMMATION.....	20
CONCLUSION	24

Chapitre III : étude d'adduction

Partie 1 : adduction

INTRODUCTION	25
III-1.2-TYPE D'ADDITION	25
III-1.3-PRINCIPE DU CHOIX DU TRACE	25
III-1.4-LA LIGNE PIEZOMETRIQUE	26
III-1.5-L' AIR DANS LES TUYAUTERIES	26
III-1.6-CHOIX DU MATERIAU DE LA CONDUITE.....	26
III.1.7-SCHEMA GENERAL DA L' ADDUCTION	29
III-1.8- ETUDE DES VARIANTES	29
III-1.8.1- Proposition de variantes	29
III-1.8.2-Analyse et choix de la variante	32
III-1.9-: ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE L' ADDUCTION	33
III-1.9.1- Etude de l'adduction par refoulement.....	33
III.1.9.2- Etude de l'adduction gravitaire	36
CONCLUSION	39

Partie 2 : pompage des eaux

INTRODUCTION	39
III-2.2-CHOIX DES POMPES	39
III-2.3-POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE	40
III-2.4-CHOIX DU NOMBRE DE POMPE	40
III-2.5-ETUDE DE LA CAVITATION	40
III-2.6-CALCUL LA HMT DE LA POMPE	41
III-2.7-CHOIX DU NOMBRE DE POMPES	41
III.2.8- BATIMENT DE LA STATION DE POMPAGE	45
CONCLUSION	49

Partie 3 : reservoirs

INTRODUCTION	49
III-3.FONCTIONS DES RESERVOIRS	49
III-3.1-Fonctions techniques des réservoirs	49
III-3.2-fonctions Economique	50
III-3.3-Emplacement Des Réservoirs	50
III-3.4-Classification des réservoirs	50
III-3.5-Choix du réservoir	50
III-3.6- Calcul des capacités des réservoirs de stockage	50
III-3.7-Les équipements du réservoir	56
III-3.8-Conduite d'arrivée ou d'alimentation	56
III-3.9-Conduite de départ ou de distribution	56
III-3.10-Conduite de trop-plein	56
III-3.11-Conduite de vidange	57
III-3.12-Conduite by-pass	57
CONCLUSION	57

Partie 4 : protection des conduites

III-4.1-PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER	57
INTRODUCTION	57
III-4.1.1-Définition	57
III-4.1.2-Les Risque dus aux coups de Béliet	58
III-4.1.3-MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER :	58
III-4.1.4- ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE DU COUP DE BELIER :	60
III-4.1.5-Etude du coup de Béliet	61
CONCLUSION	63

Partie 5 : pose canalisation et accessoires

INTRODUCTION	63
III-5.1-POSE DE CANALISATION	63
a)Principe de pose de canalisations	63
b) Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	64
c) Pose de canalisation dans un mauvais terrain	64
CONCLUSION	65

Partie 6 : protection est sécurité du travail

INTRODUCTION	66
III.6.1-LES CAUSES DES ACCIDENTS	66
III.6.2-Les actions et Conditions Dangereuses :.....	67
III.6.3-ORGANISATION DE LA PREVENTION DES ACCIDENTS DU TRAVAIL :.....	67
CONCLUSION :	69

Chapitre IV : estimation financier

INTRODUCTION	70
IV.1- IMPLANTATION DU TRACE DES TRANCHEES SUR LE TERRAIN	70
IV.1.1-Matérialisation	70
IV.1.2- Nivellement De La Plate-forme De Pose	70
IV.1.3- EXCAVATION DES TRANCHEES :.....	70
IV.1.4-La Profondeur (Htr) :	71
IV.1.5-Largueur De La Tranchée :.....	73
IV.1.6-Choix Du Coefficient Du Talus :.....	73
IV.1.7-Choix Des Machines De Terrassement	73
IV.1.8-Choix De L'Excavateur Et Le Procède D'Excavation :	75
IV.1.8.6-Aménagement Du Lit De Pose Des Conduites :.....	78
IV.1.9-Estimation Financier	80
IV.1.10-Planification des travaux	88
CONCLUSION	90
CONCLUSION GENERALE	91

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

TABLEAU I.1 : la variabilité des précipitations moyennes mensuelle.	4
TABLEAU I.2: la variation moyenne mensuelle de la température.	5
TABLEAU I.3: les moyennes mensuelles de l'humidité relative	5
TABLEAU I.4: population de la commune de ramdab-djamel	6
TABLEAU I.5 : les forages existants dans la zone d'étude	6
TABLEAU I.6 : identification de la station de dessalement	7
TABLEAU I.7 : caractéristique de l'eau traitée par la station sdem.....	7
TABLEAU I.8 : production mensuelle pour les années 2009, 2010	8

Chapitre II : estimation des besoins en eau

TABLEAU II.3-1 : évaluation des besoins domestiques	10
TABLEAU II.3-2: évaluation des besoins scolaires	10
TABLEAU II.3-3 : évaluation des besoins sanitaires	11
TABLEAU II.3-4 : évaluation des besoins socioculturels.....	11
TABLEAU II.3-5: évaluation des besoins commerciaux.....	12
TABLEAU II.3-6: évaluation des besoins administratifs	13
TABLEAU II.3-7: évaluation des besoins domestiques	14
TABLEAU II.3-8 : évaluation des besoins scolaires	14
TABLEAU II.3-9 : évaluation des besoins socioculturels	14
TABLEAU II.3-10 : évaluation des besoins administratifs	15
TABLEAU II.3-11 : évaluation des besoins commerciaux.....	15
TABLEAU II.3-13 : évaluation des besoins scolaires	16
TABLEAU II.3-14 : évaluation des besoins besoins sanitaires	16
TABLEAU II.3-15 : évaluation des besoins socioculturels	17
TABLEAU II.3-16 : évaluation des besoins administratifs	18
TABLEAU II.3-17 : évaluation des besoins commerciaux.....	19
TABLEAU II.3-18 : tableau des différentes consommations journalières	19
TABLEAU II.4-1: consommations maximale et minimale journalière	20
TABLEAU II.4-2: variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	21
TABLEAU II.4-2: variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant	22
TABLEAU II.4-3: variation des coefficients $k_{max,h}$ et $k_{min,h}$ pour chaque zone.	22
TABLEAU II.4-4: variation des débits $q_{max,h}$ et $q_{min,h}$ pour chaque zone	22

TABLEAU II.4-4: repartition horaire de la consommation dans divers centres d'agglomerations	23
TABLEAU II.4-4: variation du debit horaire pour les 3 zones	24

Chapitre III : étude d'adduction

Partie 1 : adduction

TABLEAU III-1.1: differente parametre des deux variantes.	32
TABLEAU III-1.2: comparaison entre les deux variantes partie refoulement.	32
TABLEAU III-1.3: comparaison entre les deux variantes partie gravitaire.	32
TABLEAU III-1.4 : calcul le diametre et la vitesse du tronçon (sp- res klaba).....	33
TABLEAU III-1.5: calcul de la hmt du tronçon sp- reservoir projete de la zone a.	34
TABLEAU III-1.6: calcul des frais d'amortissement du tronçon sp - reservoir projete de la zone a.	35
TABLEAU III-1.7: calcul des frais d'exploitation du sp- reservoir projete de la zone a.....	35
TABLEAU III-1.8: bilan du tronçon sp- reservoir projete de la zone a.....	36
TABLEAU III-1.9: les longueurs equivalentes de l'adduction gravitaire	37
TABLEAU III-1.10: les altitudes des differents points de l'adduction.....	37
TABLEAU III-7: coefficients k' , m , b pour differents types du tuyau.....	38
TABLEAU III-8: diametres calcules pour l'adduction.....	38
TABLEAU III-11: frais d'investissement des conduites gravitaires	39

Partie 2 : réservoirs

TABLEAU III-2.1 : caracteristiques des pompes en fonction de leur nombre	41
TABLEAU III-2.2 : les caracteristiques du point de fonctionnement des differentes pompes.....	41
TABLEAU III-2.3 : la tension de vapeur d'eau en fonction de la temperature	44
TABLEAU III-2.4 : le choix de type de batiment on fonction de debit.....	46
FIGURE-III.2.3- la partie souterraine du batiment de la station de pompage	47

Partie 3 : protection de la conduite

TABLEAU V.1 : evaluation de capacite de stockage des reservoirs de la zone a.	52
--	----

Chapitre IV : estimation financier

TABLEAU IV.1 : sur largeur des tranches en fonction du diametre	73
TABLEAU IV.2 : choix du coefficient du talus.....	73
TABLEAU IV.3 : coefficient de foisonnement	74
TABLEAU IV-4 : capacite du godet en fonction du volume de terrassement.....	76
TABLEAU IV-5:capacite volume de debrai total et les parametres pour la determination de la pelle.....	76
TABLEAU IV.6- choix du bulldozer en fonction de la capacite du godet	78
TABLEAU IV.7-volume total du lit de sable	79
TABLEAU IV.8- volumes de travaux de la station de pompage	80
TABLEAU IV.9- estimation financier du projet.....	80
TABLEAU IV.10- determination du delai de la realisation.....	89

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

FIGURE I.1 : plan de situation de la zone d'étude.....	2
FIGURE I.2: les précipitations moyennes mensuelles	4
FIGURE I.3: températures moyennes mensuelle en période (1978 – 2004).....	5

Chapitre II : estimation des besoins en eau

FIGURE II.1 : variation du débit journalier	21
---	----

Chapitre III : étude d'adduction

Partie 1 : adduction

FIGURE III-1.1: l'emplacement des ventouses	26
FIGURE III.1.2 : schéma descriptif de la variante n° 1 partie refoulement.	29
FIGURE III.1.3 : schéma descriptif de la variante n° 2 partie refoulement.	30
FIGURE III.1.4 : schéma descriptif de la variante n° 1 partie gravitaire.	31
FIGURE III.1.5 : schéma descriptif de la variante n° 2 partie gravitaire.	31
FIGURE III.1.6 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP– réservoir de klaba).	36

Partie 2 : pompage des eaux

FIGURE III-2.1: courbes caractéristiques [H-Q] ET [H _C -Q].....	42
FIGURE-III.2.3-la partie souterraine du bâtiment de la station de pompage	47

Partie 4: réservoirs

FIGURE III-4.1 : schéma explicatif de l'adduction par refoulement avec un réservoir anti belier	63
---	----

Partie 6 : protection est sécurité

FIGURE III.6.1 : organigramme des travaux.....	68
--	----

Chapitre IV : estimation financier

FIGURE IV.1 schéma de la tranchée.	71
FIGURE IV.2 remblayage des fouilles	72
FIGURE IV.3 rouleau lisse	79
FIGURE IV.4- schéma du réseau à nœud	90

Listes des planches

1-plan de situation de la ville de Ramdan-Djamel (W.SKIKDA).

2-plan de masse avec réseau projeter de la ville de Ramdan-Djamel (W.SKIKDA).

3-profil en long de la conduite de refoulement et gravitaire.

4-plan de la station de pompage

5-les accessoires dans un réseau d'AEP.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau c'est la vie, et aucune vie ne peut sans eau.

Dans ce contexte même l'homme conscient du caractère vital de cette durée précieuse, n'a cessé de s'organiser depuis des millénaires pour maîtriser la science relative à l'eau, ainsi des méthodes empiriques d'approvisionnement, on assiste actuellement à des complexes systèmes d'adduction et de distribution d'eau à des degrés de potabilité constamment améliorés.

Cadrant avec ces nouveaux systèmes, le thème de ce mémoire est l'AEP de la ville de RAMDAN-DJAMEL.

Cette étude est faite pour répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants conformément aux plans de développement national et aux souhaits tant des populations que de wilaya ; de doter RAMDAN-DJAMEL d'une adduction capable de satisfaire non seulement actuellement mais aussi dans un horizon futur de la demande de cette ville.

Chapitre: I
PRESENTATION DE
LA ZONE D'ETUDE

I) Présentation de la ville :

Introduction:

La wilaya de Skikda est une wilaya algérienne située au nord-est de l'Algérie, sur sa façade maritime.

Elle fait face, au nord, à la mer Méditerranée et dispose de frontières communes avec les wilayas d'Annaba, de Guelma, de Constantine, Mila et de Jijel, elle a les caractéristiques suivants :

- Superficie: 4137,68 km²
- Distance par rapport à la Capitale : 510 km.
- Daïras : 13
- Nb. communes : 38
- densité : 232,68 hab/km²
- population totale : 936 753 hab.

I.2-Situation géographique:

Le départ de l'adduction se fait à partir du pavillon de réservoir (02 réservoirs de 3000m³) qui prennent l'eau de la station de dessalement qui se situe à la cité baro (comune de hamadi krouma) et refoule vers le réservoir 40000m³ se situe à zeramna (la ville de Skikda) par un system d'adduction (gravitaire- refoulement) pour arriver jusqu'aux 2 réservoirs de 3000m³ qui alimentent la commune de ramdan-djamel quelles se situent au sud de Skikda.

✚ La commune de ramdan djamel est située à 17 km, de 36° 49' N, et 6° 53' E .la disposition de la ville de ramdan djamel, Elle est bornée par :

- Au nord par : Skikda.
- A l'est par : Azzaba.
- A l'ouest : par El-hadaik.
- sud par : EL harrouch.



Figure I.1 : Plan de situation de la zone d'étude.

I.3-Situation Hydrographique :

La zone d'étude appartient à la nappe de oued Zeramna, on peut réaliser des forages, aussi l'existence des oueds temporaires c.à.d. ils coulent en hiver et sèchent en été :

- Oued El-hadaik, oued Bouchtata.

d'autre coulent toute l'année mais ils souffrent des problèmes de pollution par les eaux usées domestiques et industrielles, qu'ils sont :

- Oued Zeramna, et oued SafSaf

I.4-Situation géologique et Sismicité :

***géologique :**

La zone d'étude englobe d'après la description des roches :

- ✚ Schiste gréseux: d'aspect feuilleté dur avec des lentilles de quartzite, subi des plusieurs accidents de glissement qui sont post schistosité. Avant le métamorphisme il y a des argiles à silices qui donnent les schistes (avec des lentilles de quartzites) après le métamorphisme.
- ✚ Schiste bleuté (phyllade): d'aspect feuilleté friable, il y a un contact entre eux.
- ✚ Kaolinites: de couleur blanc, d'origine d'altération de feldspath d'Ortho gneiss.
- ✚ Ortho gneiss : compact d'aspect dure à yeux de feldspaths pavies et éloignes les unes des autres.

Les yeux de feldspaths sont bien développés et bien individualisés mais ils sont faiblement repartis dans cette roche.

- Les fouilles pour la pose des conduites sont en générale fonction des diamètres à posés.
- Les niveaux phréatiques sont dans la plupart du tracé au-dessus des excavations.

***Sismicité :**

- Le nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée, liée aux mouvements des plaques parasismiques algériennes.

Le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques:

- Zone O: sismicité négligeable
- Zone I: sismicité faible
- Zone II: sismicité moyenne
- Zone III: sismicité forte

Notre zone est classée en zone II (sismicité moyenne), les séismes engendrent des glissements de terrain, des failles, des éboulements rocheux et des destructions de construction. Ils constituent donc un risque important pour l'urbanisme et les infrastructures (transport, barrage, sites industriels...). Pour cela il faut prendre en considération ce facteur en travaux de réalisations hydrauliques.

I.5-Situation topographique :

La topographie est accidentée particulièrement au niveau de la zone d'étude mais généralement elle est peu accidentée et plat en certains tronçons, pour le trajet que nous entraînons de faire ne nous cause pas beaucoup de problèmes car on suit généralement la route nationale 43 et RN 03.

I.6- Situation Climatique :

Le climat est du type Méditerranéen, se caractérisant par deux saisons : - Un hiver doux et

pluvieux. – Un été chaud et sec La saison pluvieuse s'étend du mois d'octobre au mois de mars, et la saison sèche commence à partir du mois d'avril et se termine au mois de septembre. Les excès climatiques les plus à craindre sont le froid, la sécheresse et la chaleur.

I.6.1- la pluviométrie :

Le climat de la wilaya de Skikda est caractérisé par l'irrégularité des précipitations et par des variations annuelles et inter-saisonniers très importantes, l'humidité et la sécheresse se manifestent pendant de longues périodes consécutives.

Tableau I.1 indique La variabilité des précipitations mensuelle en Période (1978-2004) mesurée au poste pluviométrique de Skikda, (Source : M.D.M.)

Tableau I.1 : La variabilité des précipitations moyennes mensuelle en Période (1978-2004).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Août
pluie (mm)	42,7	67,7	107	138	113,9	92,9	68,5	68	36,1	12,4	2,9	8,6

* Station de Skikda.

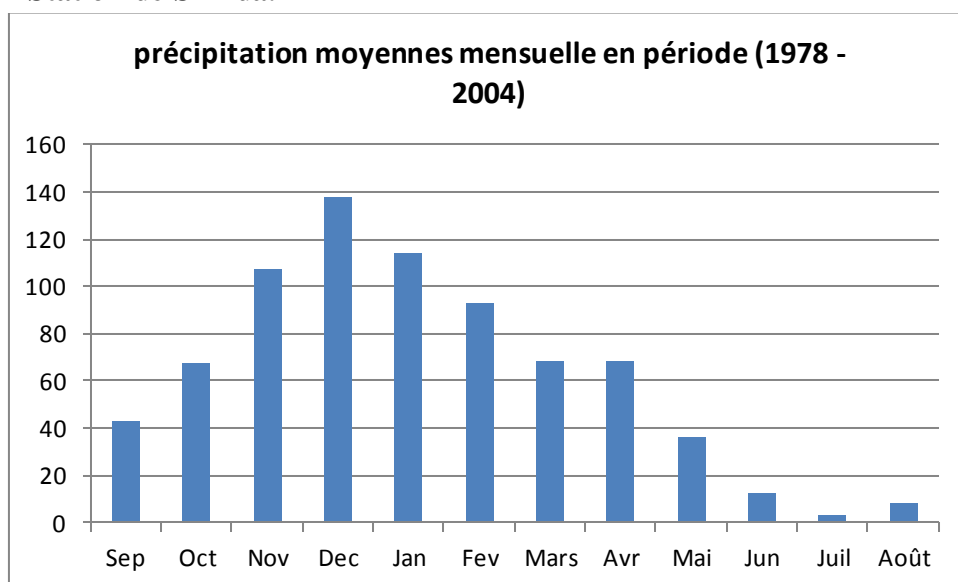


Figure I.2: les précipitations moyennes mensuelles en période (1978 – 2004).

Le mois le plus humide est décembre tandis que les mois de juin à août sont les mois les plus secs.

Durant les vingt dernières années, le climat de l'Algérie a été caractérisé par des périodes de sécheresse récurrentes. Ce phénomène a été valable aussi dans la région est du pays. Cette situation n'a pas manqué d'avoir des répercussions sur l'évolution de la pluviométrie.

Les analyses faites dans le cadre des études du PNE ont montré que les séries de pluies durant la période (1978-2004) ont connues des baisses significatives. La baisse des précipitations moyennes est surtout en année 2000-2003, qui engendre un grand manque d'eau, chose qui a poussé le gouvernement à prendre des grandes précautions; premièrement de créé pour la première fois de l'indépendance une ministère des ressources d'eau, traitement de l'eau de

mer, et jusqu'à l'exportation de l'eau a partir de France.

I.6.2- Températures :

La température dans la région de Skikda est soumise à l'influence de la Mer qui se traduit par un décalage du mois le plus chaud vers le mois d'août alors que le mois le plus froid reste janvier.

Le tableau I.2 présente les températures moyennes mensuelle enregistrées à Skikda (Source : M.D.M).

Tableau I.2: La variation moyenne mensuelle de la température. Période (1978-2004) (°C)

Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
12,5	13,3	14,4	16,2	18,6	21,7	24,1	24,9	23,2	20,1	16,3	13,5

* Station de Skikda.

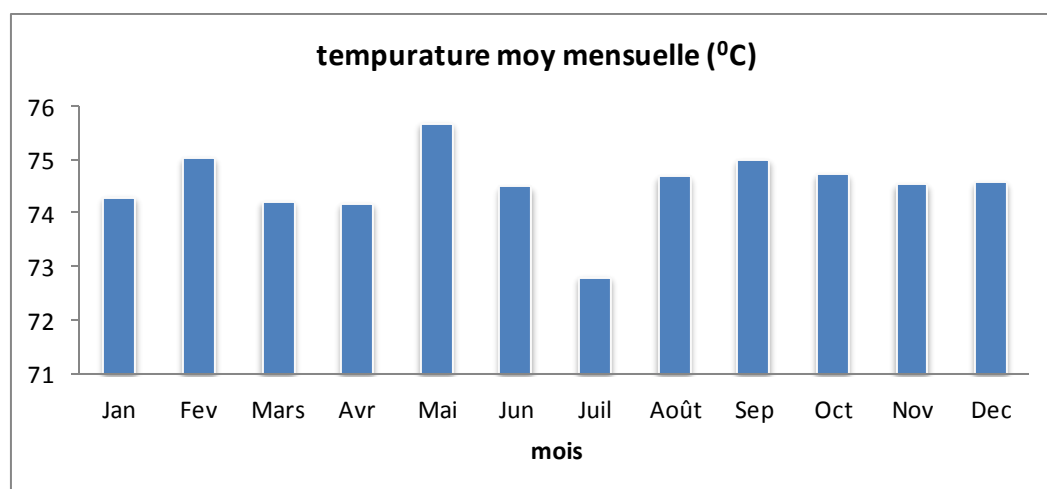


Figure I.3: Températures moyennes mensuelle en période (1978 – 2004).

La température moyenne annuelle est d'environ 18°C avec des températures estivales moyennes d'environ 24°C et des températures moyennes d'hiver aux alentours de 12°C. Les températures moyennes maximale et minimale sont respectivement de 37,32°C et 6,48°C tandis que les températures maximales d'été excèdent rarement (45°C) et que le minimum absolu est de (-2°C).

I.6.3- Humidité :

L'humidité relative de l'air est modérée tout au long de l'année avec une valeur moyenne d'environ 74.53%.

Tableau I.3: Les moyennes mensuelles de l'humidité relative (en %) Période (1978-2004)

Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
74,31	75,04	74,23	74,19	75,69	74,5	72,81	74,69	75	74,73	74,54	74,58

* Station de Skikda.

I.7- Situation démographique :

La population par commune de la zone bénéficiaire du projet, a été tirée de l'annuaire statistique de la wilaya de Skikda, conformément à l'année de recensement de 2007, comme elle est présentée dans le tableau suivant :

Tableau I.4: Population de la commune de ramdan-djamel à l'année de recensement 2007.

Communes	Population en 2007 (habitants)
ramdan-djamel	16922

I.8-Taux d'accroissement de la population :

D'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Skikda, le coefficient d'accroissement moyen est évalué à **2,4%**.

I.9-Situation Hydraulique :

Les ressources actuellement mise à la disposition des sites objet de l'étude sont indiqués ci après :

o **commune de RAMDAN-DJAMEL** : Il contient trois zones

ZONE A : est alimenté par le réservoir de KLABA 250m³ situé au sein de la ville de RAMDAN-DJAMEL à travers quelques forages,

La **zone B** est la **zone C** : sont deux zones alimentent au début par les même forages qui alimente la zone A

Tableau I.5 : les forages existants dans la zone d'étude (bilan 2010).

commune de Ramdan -Djamel (nappe d'oued zeramna)							
NOM du forage	Caractéristique des forages					volume annuel	Durée annuel
						prélevé (m3)	de pompage (h)
	D (mm)	PROF (M)	Q théo (l/s)	niv statique (m)	Q exp (l/s)		
zanat bis	305	30	15	6,6	12	118260	2190
Tmar bis	300	33	15	-	12	236520	4380
Tmar	340	35	10	-	5	197100	5475

Ces forages ils ont plus utilisée pour l'alimentation de ces 3 zones, on va alimenter ces trois zones par l'eau de dessalement.

- Les réservoirs sont alimentés à partir de la nouvelle station de dessalement (SDEM) trouvant à la zone industrielle d'hydrocarbures de Skikda, le tableau montre L'identification de cette station :

Tableau I.6 Identification de la station de dessalement.

nom station	Localisation	Type (SDEM monobloc)	technique dessalement	date de mise en service	Gestionnaire	capacité m ³ /j
SDEM	Zone industrielle Skikda	Normal	Osmose inverse	2009	DESSAL-ADORA ESPAGNE	100 000

Tableau I.7 caractéristique de l'eau traité par la station SDEM.

Bilan quantitatif				Bilan rejet
Rendement production (%)	Minéralisation globale	Paramètre physico-chimiques (mg/l CaCO ₃)	Paramètre bactériologique	Quantité saumures/m ³ d'eau produite
80	Conductivité 580 µs/cm	DT=57 Alc=55 Ph=8.30 Clr=0 T _{eau} =23.5 MES d'eau de mer=17 Turbidité=0.6 NTU	*coliphorme phytaux=0 *Streptocoques=0	4770M ³ /H

L'état de production mensuelle pour les dernières années est représenté dans le tableau ci après :

Tableau I.8 production mensuelle pour les années 2009, 2010.

	PRODUCTION TOTALE MENSUELLE (2009)		PRODUCTION TOTALE MENSUELLE (2010)	
	m3/mois	%	m3/mois	%
JANVIER	0	0	1600845	52
FEVRIER	0	0	950895	34
MARS	282865	9	1738628	56
AVRIL	117648	4	2135642	71
MAI	1077121	35	2504812	81
JUIN	163128	5	2473599	82
Juillet	496863	16	2521041	81
Aout	1505613	49	2205104	71
Septembre	2155920	72	2154586	72
Octobre	2300210	74	2208525	71
Novembre	1965692	66	1861813	62
Décembre	2192028	71	1695263	55
TOTAL	12257088	40	24050754	66

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de connaître l'aire d'étude « partie sud de la ville de Skikda » du point de vue alimentation en eau potable et connaître la vraie situation actuelle de l'alimentation, aussi que la collection de toutes les données de base nécessaires pour la réalisation de notre projet.

Chapitre: II
ESTIMATION DES
BESOINS EN EAUX

Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évaluation de la population de la zone d'étude ainsi que l'évaluation de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons pour pouvoir dimensionner nos adductions.

II.2. Evaluation de la population :

L'évaluation de la population future est donnée par la formule des intérêts composés.

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \dots\dots\dots(\text{II-1})$$

P_n = Population à l'horizon considéré

P_0 = Population de l'année de base.

τ = Taux d'accroissement de la population en %

n = Nombre d'années séparant les horizons.

La période envisagée pour l'étude à long terme est de 30 ans à compter de l'année de base 2012. Soit l'horizon 2042.

• Zone A

Horizon	2007	2012	2018	2042
Population	6832	7843	9042	14544
Taux d'accroissement	-	2.80	2.40	2.00

• Zone B

Horizon	2007	2012	2018	2042
Population	4706	5403	6229	10019
Taux d'accroissement	-	2.80	2.40	2.00

• Zone C

Horizon	2007	2012	2018	2042
Population	5384	6181	7126	11461
Taux d'accroissement	-	2.80	2.40	2.00

II.3- Calculs des besoins en eau potable :

II.3-1-Dotations unitaires domestiques et collectives :

La définition des valeurs représentatives des dotations unitaires à l'horizon 2012 est de 150 l/j/hab, il a donc été judicieux de fixer une dotation unitaire raisonnable à l'horizon 2042. Communément, la dotation domestique a été fixée à 180 l/j/hab.

L'évaluation des besoins domestiques d'une agglomération dépend du niveau et du mode de vie (confort, douche, jardin). Chaque activité nécessite une quantité d'eau déterminée et l'ensemble de ces quantités constitue la dotation hydraulique qui est le facteur principal de l'estimation des besoins domestiques.

II.3-2- Catégories des besoins :

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que tend à connaître la ville de Ramdan-Djamel, il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telle que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;

- Besoins scolaires ;
- Besoins commerciaux ;
- Besoins socioculturels et sportifs ;
- Besoins publics ;
- Besoins d'arrosages.

II.4- Estimation des besoins :

***Consommation moyenne journalière**

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

$$Q_{moy.j} = dot * Nhab * 1/1000 (m^3/jr) \dots \dots \dots (II-2)$$

Avec : $Q_{moy.j}$: consommation moyenne journalière (m³ /j)

dot : Dotation journalière (l/j/hab).

$Nhab$: Nombre de consommateurs. (hab).

***Pour la zone A :**

***Besoins domestiques:**

Tableau II.3-1 : Evaluation des besoins domestiques:

Horizon	Population (hab)	Dot. Moy (l/j/hab)	Cons. Moy (l/s)	Cons. Moy (m³/j)
2012	7843	150	13,62	1176,45
2042	14544	180	30,30	2617,82

*** Besoins des équipements :**

Tableau II.3-2: Evaluation des besoins scolaires:

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m³/j)	Total (m³/j)
	Ecoles	2302	Elèves	50	115.1	315,55
	C.E.M.	2057	Elèves	50	102.85	
	Lycée	976	Elèves	100	97.6	
2042	Ecoles	3453	Elèves	50	172.65	539,45
	C.E.M.	3429	Elèves	50	171.45	
	Lycée	1952	Elèves	100	195.2	

Tableau II.3-3 : Evaluation des besoins sanitaires :

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons Moy (m³/j)	Total (m³/j)
2012	Polyclinique	400	Lits	10	4	4
	Salle de Soins	250	Lits	10	2.5	
2042	Polyclinique	800	Lits	10	4	5
	Salle de Soins	500	Lits	10	5	

Tableau II.3-4 : Evaluation des besoins socioculturels:

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m³/j)	Total (m³/j)
2012	Mosquée	400	Fidèles	5	2	49,06
	Centre Culturel	80	Elèves	4	0.32	
	Complexe sportif	1348	m ²	5	6.74	
	Stades	8000	m ²	5	40	
	Salle jeux	0	m ²	4	0	
	Cimetière	48150	m ²	4	-	
2042	Mosquée	800	Fidèles	5	4	138.85
	Centre Culturel	80	Elèves	4	0.32	
	Complexe sportif	4500	m ²	5	22.5	
	Stades	12000	m ²	5	60	
	Salle jeux	970	m ²	4	3.88	
	Cimetière	48150	m ²	1	48.15	

Tableau II.3-5: Evaluation des besoins commerciaux :

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m³/j)	Total (m³/j)
2012	Cafés	7	U	1500	10.5	44
	Boulangeries	2	U	1000	2	
	Restaurants	3	U	2000	6	
	Siège CCLS	1	U	1000	1	
	Coopérative agricole	1	U	1000	1	
	Abattoir	1	U	2000	2	
	Gare ferroviaire	1	U	1500	1.5	
	Locaux commerciaux	20	U	1000	20	
2042	Cafés	10	U	1500	15	64,5
	Boulangeries	4	U	1000	4	
	Restaurants	5	U	2000	10	
	Siège CCLS	1	U	1000	1	
	Coopérative agricole	1	U	1000	1	
	Abattoir	1	U	2000	2	
	Gare ferroviaire	1	U	1500	1.5	
	Locaux commerciaux	30	U	1000	30	

Tableau II.3-6: Evaluation des besoins administratifs:

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m ³ /j)
2012	Siège APC	1	U	1000	1
	Siège Daira	1	U	1000	1
	Agence PTT	1	U	1000	1
	Sureté Urbaine	1	U	1000	1
	Commissariat	1	U	1000	1
	Gendarmerie	1	U	1000	1
	Banque BADR	1	U	1000	1
	Services Techniques	1	U	1000	1
	Sub Travaux Publics	1	U	1000	1
	Siège UGTA	1	U	1000	1
	Siège FLN	1	U	1000	1
	Parc APC	1	U	1000	1
	Protection Civile	1	U	1000	1
	Tribunal	0	U	1000	0
	Centrale téléphonique	0	U	1000	0
	Marché couvert	0	U	1000	0
2042	Siège APC	1	U	1000	1
	Siège Daira	1	U	1000	1
	Agence PTT	2	U	1000	2
	Sureté Urbaine	2	U	1000	2
	Commissariat	2	U	1000	2
	Gendarmerie	1	U	1000	1
	Banque BADR	1	U	1000	1
	Services Techniques	1	U	1000	1
	Sub Travaux Publics	1	U	1000	1
	Siège UGTA	1	U	1000	1
	Siège FLN	1	U	1000	1
	Parc APC	1	U	1000	1
	Protection Civile	1	U	1000	1
	Tribunal	1	U	1000	1
	Centrale téléphonique	1	U	1000	1
	Marché couvert	1	U	1000	1

***Pour la zone B :**

*** Besoins domestiques:**

Tableau II.3-7: Evaluation des besoins domestiques:

Horizon	Population (hab)	Dot. Moy (l/j/hab)	Cons. Moy (l/s)	Cons. Moy (m ³ /j)
2012	3625	150	6.29	543,75
2042	10019	180	20.87	1803,37

*** Besoins des équipements :**

Tableau II.3-8 : Evaluation des besoins scolaires:

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
2012	Ecoles	2302	Elèves	50	115.1	328.05
	C.E.M.	2057	Elèves	50	102.85	
	Lycée	976	Elèves	100	97.6	
	C.F.P.A.	250	Stagiaires	50	12.5	
2042	Ecoles	3453	Elèves	50	172.65	551.8
	C.E.M.	3429	Elèves	50	171.45	
	Lycée	1952	Elèves	100	195.2	
	C.F.P.A.	250	Stagiaires	50	12.5	

Tableau II.3-9 : Evaluation des besoins socioculturels:

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
2012	Mosquée	400	Fidèles	5	2	52.85
	Centre Culturel	80	Elèves	4	0.32	
	Maison de jeunes	50	Places	5	0.25	
	Salle Polyvalente	887	m ²	4	3.54	
	Complexe sportif	1348	m ²	5	6.74	
	Stades	8000	m ²	5	40	
2042	Mosquée	800	Fidèles	5	4	97.97
	Centre Culturel	80	Elèves	4	0.32	
	Maison de jeunes	100	Places	5	0.50	
	Salle Polyvalente	2660	m ²	4	10.64	
	Complexe sportif	4500	m ²	5	22.5	
	Stades	12000	m ²	5	60	

Tableau II.3-10 : Evaluation des besoins administratifs:

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m ³ /j)
2012	Sureté Urbaine	1	U	1000	1
	Commissariat	1	U	1000	1
	Gendarmerie	1	U	1000	1
	Services Techniques	1	U	1000	1
	Sub Travaux Publics	1	U	1000	1
	Siège UGTA	1	U	1000	1
	Siège FLN	1	U	1000	1
	Protection Civile	1	U	1000	1
	Tribunal	0	U	1000	0
	Centrale téléphonique	0	U	1000	0
2042	Sureté Urbaine	2	U	1000	2
	Commissariat	2	U	1000	2
	Gendarmerie	1	U	1000	1
	Services Techniques	1	U	1000	1
	Sub Travaux Publics	1	U	1000	1
	Siège UGTA	1	U	1000	1
	Siège FLN	1	U	1000	1
	Protection Civile	1	U	1000	1
	Tribunal	1	U	1000	1
	Centrale téléphonique	1	U	1000	1

Tableau II.3-11 : Evaluation des besoins commerciaux :

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
	Cafés	7	U	1500	10.5	40
	Boulangeries	2	U	1000	2	
	Restaurants	3	U	2000	6	
	Siège ADE	1	U	1500	1.5	
	Locaux commerciaux	20	U	1000	20	
	Cafés	10	U	1500	15	60,5
	Boulangeries	4	U	1000	4	
	Restaurants	5	U	2000	10	
	Siège ADE	1	U	1500	1.5	
	Locaux commerciaux	30	U	1000	30	

***Pour la zone C :**

***Besoins domestiques:**

Tableau II.3-12 : Evaluation des besoins domestiques:

Horizon	Population (hab)	Dot. Moy (l/j/hab)	Cons. Moy (l/s)	Cons. Moy (m ³ /j)
2012	4310	150	7.48	646,5
2042	11461	180	23.88	2062,94

*** Besoins des équipements :**

Tableau II.3-13 : Evaluation des besoins scolaires:

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
2012	Ecoles	2302	Elèves	50	115.1	328.05
	C.E.M.	2057	Elèves	50	102.85	
	Lycée	976	Elèves	100	97.6	
	C.F.P.A.	250	Stagiaires	50	12.5	
2042	Ecoles	3453	Elèves	50	172.65	551.8
	C.E.M.	3429	Elèves	50	171.45	
	Lycée	1952	Elèves	100	195.2	
	C.F.P.A.	250	Stagiaires	50	12.5	

Tableau II.3-14 : Evaluation des besoins sanitaires :

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons Moy (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
2012	Polyclinique	400	Lits	10	4	4
	Salle de Soins	250	Lits	10	2.5	
2042	Polyclinique	800	Lits	10	4	5
	Salle de Soins	500	Lits	10	5	

Tableau II.3-15 : Evaluation des besoins socioculturels:

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m³/j)	Total (m³/j)
2012	Mosquée	400	Fidèles	5	2	53.49
	Centre Culturel	80	Elèves	4	0.32	
	Maison de jeunes	50	Places	5	0.25	
	Bibliothèque	82	m ²	4	0.32	
	Salle Polyvalente	887	m ²	4	3.54	
	Complexe sportif	1348	m ²	5	6.74	
	Crèche	80	Enfants	5	0.32	
	Stades	8000	m ²	5	40	
	Salle jeux	0	m ²	4	0	
	Cimetière	48150	m ²	4	-	
2042	Mosquée	800	Fidèles	5	4	151.11
	Centre Culturel	80	Elèves	4	0.32	
	Maison de jeunes	100	Places	5	0.50	
	Bibliothèque	82	m ²	4	0.32	
	Salle Polyvalente	2660	m ²	4	10.64	
	Complexe sportif	4500	m ²	5	22.5	
	Crèche	160	Enfants	5	0.8	
	Stades	12000	m ²	5	60	
	Salle jeux	970	m ²	4	3.88	
	Cimetière	48150	m ²	1	48.15	

Tableau II.3-16 : Evaluation des besoins administratifs:

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m³/j)
2012	Siège APC	1	U	1000	1
	Siège Daira	1	U	1000	1
	Agence PTT	1	U	1000	1
	Sureté Urbaine	1	U	1000	1
	Commissariat	1	U	1000	1
	Gendarmerie	1	U	1000	1
	Banque BADR	1	U	1000	1
	Services Techniques	1	U	1000	1
	Sub Travaux Publics	1	U	1000	1
	Siège UGTA	1	U	1000	1
	Siège FLN	1	U	1000	1
	Parc APC	1	U	1000	1
	Protection Civile	1	U	1000	1
	Tribunal	0	U	1000	0
	Centrale téléphonique	0	U	1000	0
	Marché couvert	0	U	1000	0
2042	Siège APC	1	U	1000	1
	Siège Daira	1	U	1000	1
	Agence PTT	2	U	1000	2
	Sureté Urbaine	2	U	1000	2
	Commissariat	2	U	1000	2
	Gendarmerie	1	U	1000	1
	Banque BADR	1	U	1000	1
	Services Techniques	1	U	1000	1
	Sub Travaux Publics	1	U	1000	1
	Siège UGTA	1	U	1000	1
	Siège FLN	1	U	1000	1
	Parc APC	1	U	1000	1
	Protection Civile	1	U	1000	1
	Tribunal	1	U	1000	1
	Centrale téléphonique	1	U	1000	1
	Marché couvert	1	U	1000	1

Tableau II.3-17 : Evaluation des besoins commerciaux :

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
2012	Cafés	7	U	1500	10.5	47.5
	Boulangeries	2	U	1000	2	
	Restaurants	3	U	2000	6	
	Siège ADE	1	U	1500	1.5	
	Siège CCLS	1	U	1000	1	
	Coopérative agricole	1	U	1000	1	
	Abattoir	1	U	2000	2	
	Briqueterie	1	U	2000	2	
	Gare ferroviaire	1	U	1500	1.5	
	Locaux commerciaux	20	U	1000	20	
2042	Cafés	10	U	1500	15	68
	Boulangeries	4	U	1000	4	
	Restaurants	5	U	2000	10	
	Siège ADE	1	U	1500	1.5	
	Siège CCLS	1	U	1000	1	
	Coopérative agricole	1	U	1000	1	
	Abattoir	1	U	2000	2	
	Briqueterie	1	U	2000	2	
	Gare ferroviaire	1	U	1500	1.5	
	Locaux commerciaux	30	U	1000	30	

Tableau II.3-18 : Tableau des différentes consommations journalières.

Zone	Cons. Moy (m ³ /j)
A	3384,62
B	2525,54
C	2857,85

II.5- Variation de la consommation :

a)Variation de la consommation journalière:

❖ Consommation maximale journalière:

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

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

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j);

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j} = (1,1-1,3)$.

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

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

❖ Consommation minimale journalière:

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

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

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m³/j);

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{min,j} = (0,7-0,9)$.

On prend: $K_{min,j} = 0,9$;

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

Tableau II.4-1: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque zone à l'horizon 2042.

Zone	Cons. Moy (m ³ /j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m ³ /j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m ³ /j)
A	3384,62	0,9	1846,18	1,3	4400
B	2525,54	0,9	2272,99	1,3	3283,2
C	2857,85	0,9	2572,04	1,3	3715,2

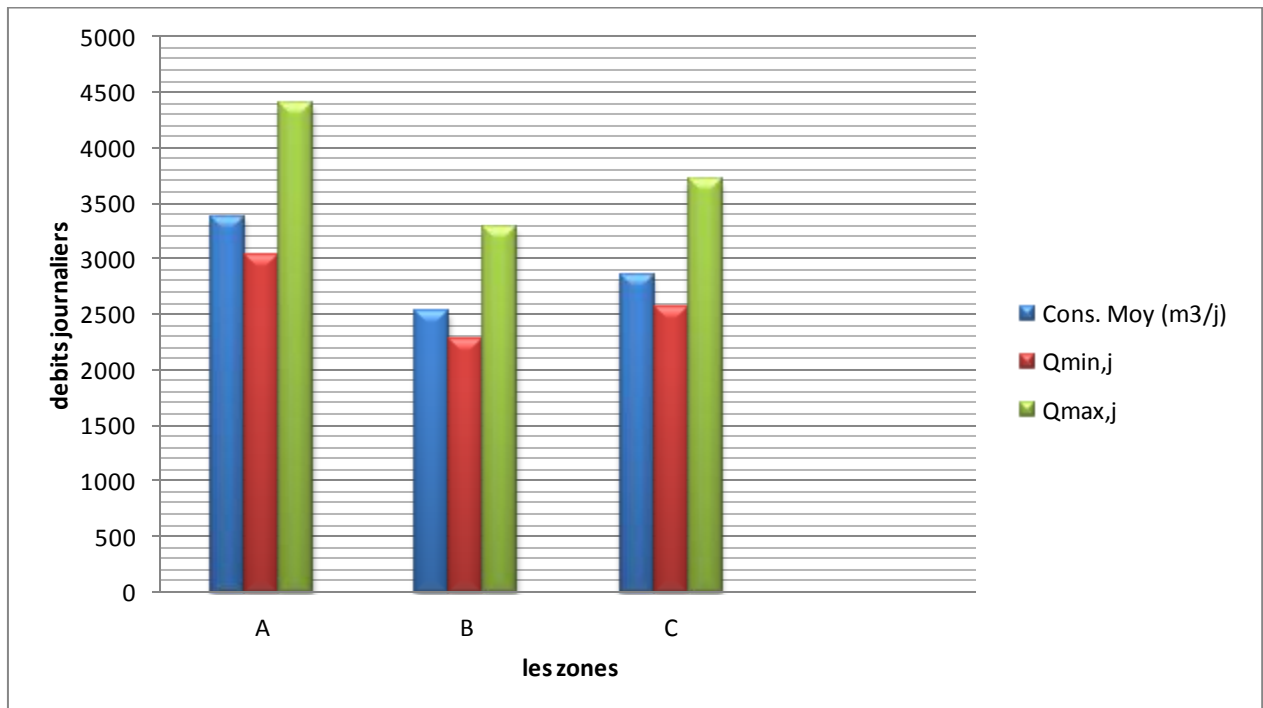


Figure II.1 : Variation du débit journalier

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantir la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé.

$$Q_{\max,jA} = 4400 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$Q_{\max,jB} = 3283,2 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$Q_{\max,jC} = 3715,2 \text{ m}^3/\text{j.}$$

b) Variation de la consommation horaire:

❖ Consommation maximale horaire:

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- ☞ Un coefficient α_{\max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- ☞ Un coefficient β_{\max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire : $K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \dots \dots \dots (II-5)$

Tableau II.4-2: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.

population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1.3$

❖ Consommation minimale horaire:

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent

des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- ☞ Un coefficient α_{\max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- ☞ Un coefficient β_{\max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire : $K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \dots\dots\dots (II-6)$

Tableau II.4-2: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.

population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Pour notre cas en prend $\alpha_{\min} = 0.5$

Tableau II.4-3: Variation des coefficients $K_{\max,h}$ et $K_{\min,h}$ pour chaque zone.

Zone	population en 2042	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min,h}$	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max,h}$
A	7136	0,5	0,29	0,145	1,3	1,37	1,78
B	7384	0,5	0,3	0,15	1,3	1,36	1,77
C	8779	0,5	0,35	0,175	1,3	1,33	1,73

❖ **Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivant :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots (II-7)$$

- Avec :- $Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en m³/h ;
 - $Q_{\text{max,j}}$: débit maximum journalier en m³/j ;

Donc :

$$Q_{\text{moy,hA}} = 4400/24 = 183,33 \text{ m}^3\text{/h.}$$

$$Q_{\text{moy,hB}} = 3283.2/24 = 136,8 \text{ m}^3\text{/h.}$$

$$Q_{\text{moy,hC}} = 3715.2/24 = 154.8 \text{ m}^3\text{/h.}$$

Tableau II.4-4: Variation des débits $Q_{\max,h}$ et $Q_{\min,h}$ pour chaque zone

Zone	$K_{\min,h}$	$K_{\max,h}$	$Q_{\text{moy,h}}$ (m ³ /h)	$Q_{\min,h}$ (m ³ /h)	$Q_{\max,h}$ (m ³ /h)
A	0,145	1,78	183,33	26,58	326,33
B	0,15	1,77	136,8	20,52	242,14
C	0,175	1,73	154,8	27,09	267,80

Pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération se basant sur le tableau suivant :

Tableau II.4-4: Répartition horaire de la consommation dans divers centres d'agglomérations.

Heures	Nombre d'habitants				
	(h)	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Remarque :

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

Pour notre cas on a la répartition entre 10001 et 50000 hab pour les 3 zones.

c-La variation des débits horaire :

Tableau II.4-4: Variation du débit horaire pour les 3 zones.

Heures (h)	zone A Q _{max,j} =4400m ³ /j				zone B Q _{max,j} =3283,2m ³ /j				zone C Q _{max,j} =3715,2m ³ /j			
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	66,00	1,5	66,00	1,5	49,25	1,5	49,25	1,5	55,73	1,5	55,73
1--2	1,5	66,00	3,0	132,00	1,5	49,25	3	98,50	1,5	55,73	3,0	111,46
2--3	1,5	66,00	4,5	198,00	1,5	49,25	4,5	147,74	1,5	55,73	4,5	167,18
3--4	1,5	66,00	6,0	264,00	1,5	49,25	6	196,99	1,5	55,73	6,0	222,91
4--5	2,5	110,00	8,5	374,00	2,5	82,08	8,5	279,07	2,5	92,88	8,5	315,79
5--6	3,5	154,00	12,0	528,00	3,5	114,91	12	393,98	3,5	130,03	12,0	445,82
6--7	4,5	198,00	16,5	726,00	4,5	147,74	16,5	541,73	4,5	167,18	16,5	613,01
7-8	5,5	242,00	22,0	968,00	5,5	180,58	22	722,30	5,5	204,34	22,0	817,34
8-9	6,25	275,00	28,3	1243,00	6,25	205,20	28,3	927,50	6,25	232,20	28,3	1049,54
9-10	6,25	275,00	34,5	1518,00	6,25	205,20	34,5	1132,70	6,25	232,20	34,5	1281,74
10-11	6,25	275,00	40,8	1793,00	6,25	205,20	40,8	1337,90	6,25	232,20	40,8	1513,94
11-12	6,25	275,00	47,0	2068,00	6,25	205,20	47	1543,10	6,25	232,20	47,0	1746,14
12-13	5	220,00	52,0	2288,00	5	164,16	52	1707,26	5	185,76	52,0	1931,90
13-14	5	220,00	57,0	2508,00	5	164,16	57	1871,42	5	185,76	57,0	2117,66
14-15	5,5	242,00	62,5	2750,00	5,5	180,58	62,5	2052,00	5,5	204,34	62,5	2322,00
15-16	6	264,00	68,5	3014,00	6	196,99	68,5	2248,99	6	222,91	68,5	2544,91
16-17	6	264,00	74,5	3278,00	6	196,99	74,5	2445,98	6	222,91	74,5	2767,82
17-18	5,5	242,00	80,0	3520,00	5,5	180,58	80	2626,56	5,5	204,34	80,0	2972,16
18-19	5	220,00	85,0	3740,00	5	164,16	85	2790,72	5	185,76	85,0	3157,92
19-20	4,5	198,00	89,5	3938,00	4,5	147,74	89,5	2938,46	4,5	167,18	89,5	3325,10
20-21	4	176,00	93,5	4114,00	4	131,33	93,5	3069,79	4	148,61	93,5	3473,71
21-22	3	132,00	96,5	4246,00	3	98,50	96,5	3168,29	3	111,46	96,5	3585,17
22-23	2	88,00	98,5	4334,00	2	65,66	98,5	3233,95	2	74,30	98,5	3659,47
23-24	1,5	66,00	100	4400,00	1,5	49,25	100	3283,20	1,5	55,73	100	3715,20

- Le débit de pointe Q_{max,h} pour la zone A est de 275 m³/h et survient entre 8h et 12h.
- Le débit de pointe Q_{max,h} pour la zone B est de 205,20 m³/h et survient entre 8h et 12h.
- Le débit de pointe Q_{max,h} pour la zone C est de 232,20 m³/h et survient entre 8h et 12h.

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'estimer les besoins en eau potable de chacune des localités concernées et la variation de la consommation journalière. Ce qui nous donne : le débit total d'exploitation des sources dans l'ensemble des localités et l'évaluation des besoins en eau à l'horizon de projet (2042).

Chapitre: III
ETUDE D'ADDUCTION

Partie 1 : ADDUCTION.

Introduction:

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

III-1.2-Type d'adduction :

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

- ✚ adduction gravitaire.
- ✚ Adduction par refoulement.
- ✚ Adduction mixte.

III-1.2.a-Adduction Gravitaire :

C'est adduction ou l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- ✚ A surface libre.
- ✚ En charge.

III-1.2.b-Adduction par refoulement :

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

III-1.2.c-Adduction mixte :

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

III-1.3-Principe du choix du tracé :

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

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais l'utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Condition, de poses a priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).

Dans notre cas, l'adduction est faite suivant une route secondaire puis.

III-1.4-La ligne piézométrique :

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.

III-1.5-L'air dans les tuyauteries :

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

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 :

- ❖ D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- ❖ de localiser les points hauts,
- ❖ D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- ❖ d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse (Figure III-1).



Figure III-1.1 : l'emplacement des ventouses

III-1.6-Choix du matériau de la conduite:

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

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue:

Les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en matière thermoplastique (PEHD, PVC) et les tuyaux en béton.

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre.
- Pressions supportées.
- Les conditions d'installation.
- Le revêtement.
- La disponibilité.
- Du prix unitaire.
- Du type de sol.
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important.

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer: L'acier, la fonte, le béton, le PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité)

III-1.6.a-La fonte ductile :

Les caractéristiques mécaniques de la fonte sont remarquables et voisines de celles de l'acier. Avec la fonte ductile les valeurs élevées de la résistance de rupture à la traction et de l'allongement à la rupture entraînent une grande résistance à la pression de l'eau et aux chocs.

Par contre la fonte est rarement posée en gros diamètre ($D > 2000\text{mm}$) car sa fabrication est problématique (moules de fonderie difficiles à réaliser) et son type de jonction par emboîtement présente des inconvénients pour des fortes pressions.

Le choix de l'épaisseur de la paroi du tuyau doit être vérifiée par l'étude du coup de bélier, soit de la hauteur de couverture de la canalisation et des charges roulantes appliquées. Les pressions maximales acceptées par les tuyaux en fonte ductile dépendent de leur épaisseur de paroi normalisée par un coefficient K et peuvent varier en fonction du diamètre nominal de la canalisation.

III-1.6.b- Les conduites en acier soudé (horizontalement et en hélice) :

L'acier a pour avantage sa fabrication aisée et la constitution de stock rapide pour les chantiers. Dans les gammes d'acier de haute résistance, on peut avoir des différentes épaisseurs. Enfin, il existe en longueurs de 12 mètres ce qui facilite d'autant son transport sur de longues distances. En contrepartie, son inconvénient peut résider dans sa relative fragilité vis-à-vis des efforts extérieurs et aux risques de corrosion sous l'effet d'agents extérieurs. Sur ce dernier point une protection cathodique, qui consiste à faire parcourir la conduite par un courant électrique de très faible puissance, est indispensable et permet de s'affranchir de cet inconvénient.

La pression nominale des tuyaux répond aux valeurs usuelles (PN16, PN25..).

III-1.6.c- Les conduites en béton précontraint à âme en tôle :

Les conduites en béton dites « à âme en tôle » sont constituées d'une tôle en acier médiane de faible épaisseur insérée dans une double épaisseur de béton. Le tout est ensuite recouvert d'une nouvelle couche de béton contenant des spires en acier précontraint. La tôle d'acier joue à la fois le rôle d'étanchéité et d'armature, mais ce sont les spires qui assurent la résistance à la pression.

On trouve donc un avantage ici par rapport à la fonte ou à l'acier qui est que les tuyaux peuvent être fabriqués pour la pression exacte à laquelle ils vont être utilisés.

De constitution robuste, c'est un tuyau qui résiste très bien aux agressions diverses (chocs, chimie des sols, des eaux...). Il est par contre difficile à mettre en œuvre et nécessite des délais importants de fabrication et transport, en effet les longueurs ne dépassent pas 6 ou 8 mètres selon les fabricants.

III-1.6.d- Les conduites en matière plastique PVC et PEHD :

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Dans ce projet, nous avons opté pour les conduites en (PEHD), cela en raison des avantages qu'elles présentent :

- ✚ Disponibilité sur le marché ; production locale.
- ✚ Permettre une pose simple et adéquate (poids faible).
- ✚ Adaptation aux terrains accidentés.
- ✚ Une très faible rugosité (conduite lisse).

a)-Electro-soudage :

L'assemblage pour le PEHD se fait par trois techniques :

Les raccords électro-soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieure de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes de raccord.

La dissipation, par effet joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler.

Un mélange intime entre les PE du tube et du raccord assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube.

b)-Soudage bout à bout:

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PEHD 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 effectuée qu'à partir du diamètre 90mm.

c)-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 chan-freinage du tube, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage du raccord.

III.1.7-Schéma général de l'adduction :

D'après les données le schéma de l'adduction et les débits sont réparti comme suit :

a) Partie refoulement :

la station de cote d'aspiration $C_{stp,asp}=177.5m$, puis doit recevoir l'eau à partir d'un deux réservoirs ($2*3000 m^3$) de dessalement $C_{rd}=176.4m$, puis refouler vers un château d'eau de KLABA.

b) Partie gravitaire :

à partir du réservoir de dessalement ($2*3000m^3$) une alimentation gravitaire de deux réservoirs BOUKHAMLIA et GBAICH.

III-1.8- Etude des variantes :

III-1.8.1- Proposition de variantes :

a)Partie refoulement :

✓ Variante N°1 :

Dans cette variante, l'eau se coule gravitairement du pavion des réservoirs vers :
-la station de pompage, à partir de cette dernière il y a un refoulement vers les réservoirs de KALABA.

✓ Variante N°2 :

Dans cette variante, l'eau refoulée à partir du pavion des réservoirs vers les réservoirs de KALABA.

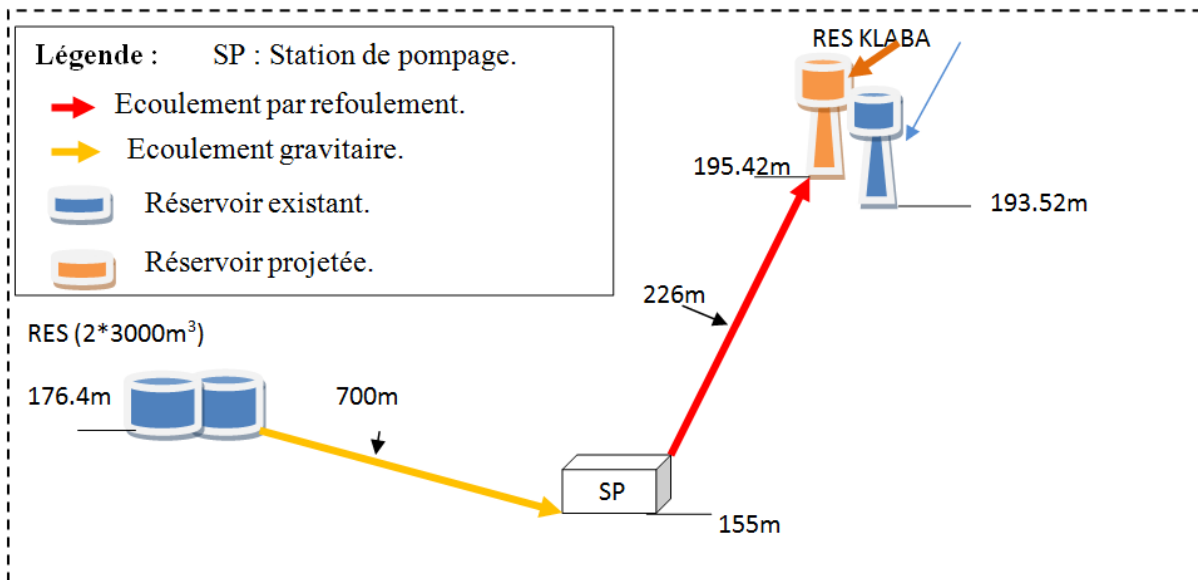


Figure III.1.2 : Schéma descriptif de la variante N° 1 partie refoulement.

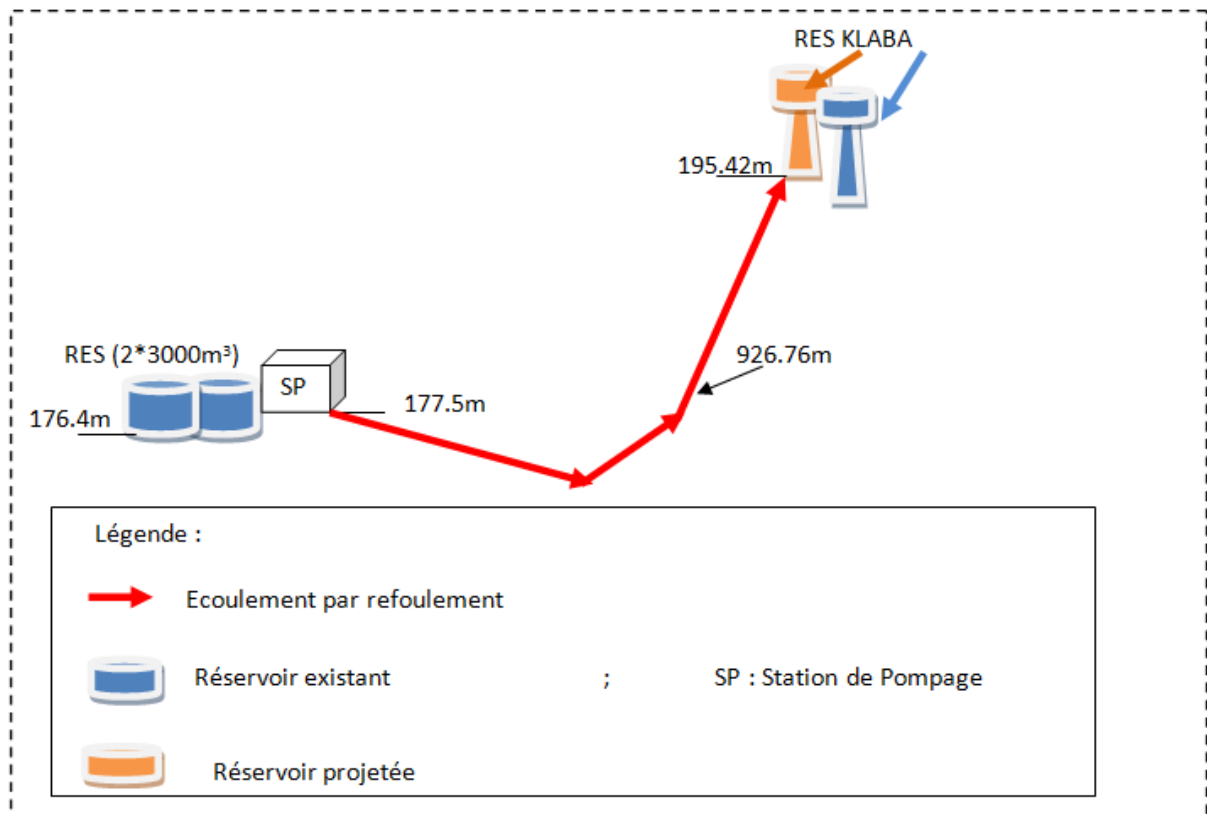


Figure III.1.3 : Schéma descriptif de la variante N° 2 partie refoulement.

a) partie gravitaire :

✓ **Variante N°1 :**

Dans cette variante, l'eau se coule gravitairement du pavion des réservoirs vers :
Un point de ramification (RP) avec une seule conduite, à partir de cette dernière il y a une ramification vers les réservoirs de BOUKHAMLA et GBAICH.

✓ **Variante N°2 :**

Dans cette variante, l'eau se coule gravitairement du pavion des réservoirs vers :
Les réservoirs de BOUKHAMLA et GBAICH avec deux conduites.

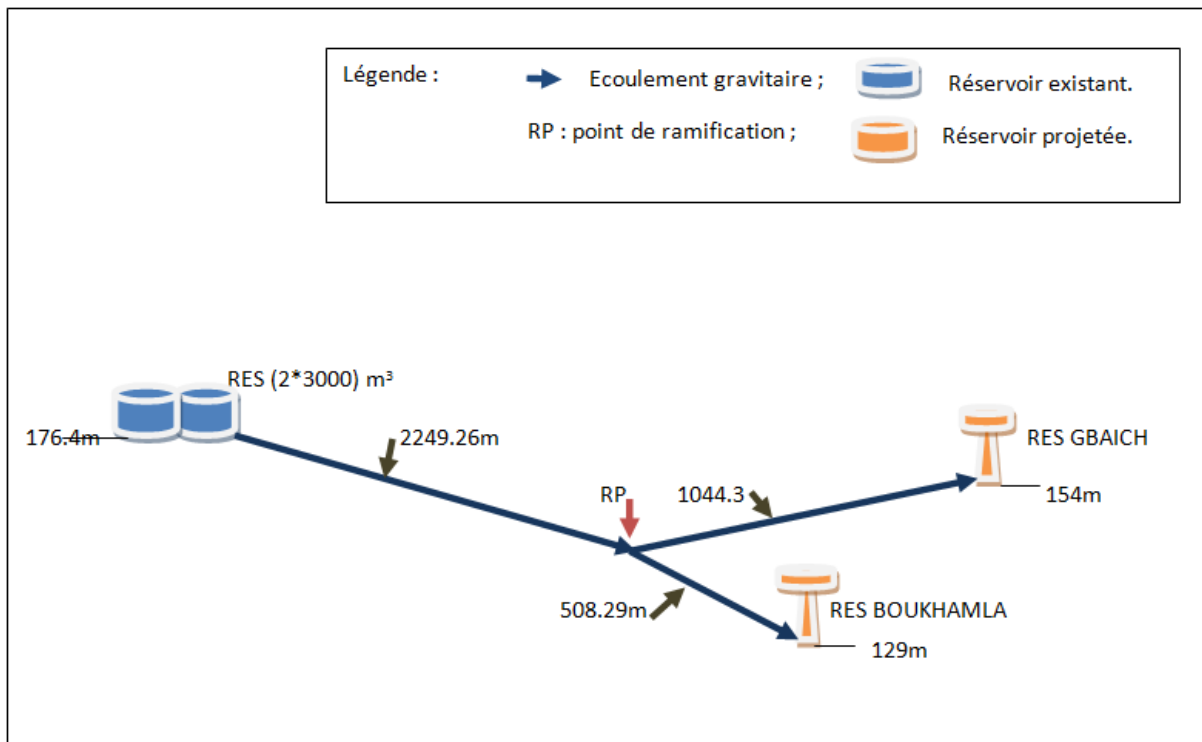


Figure III.1.4 : Schéma descriptif de la variante N° 1 partie gravitaire.

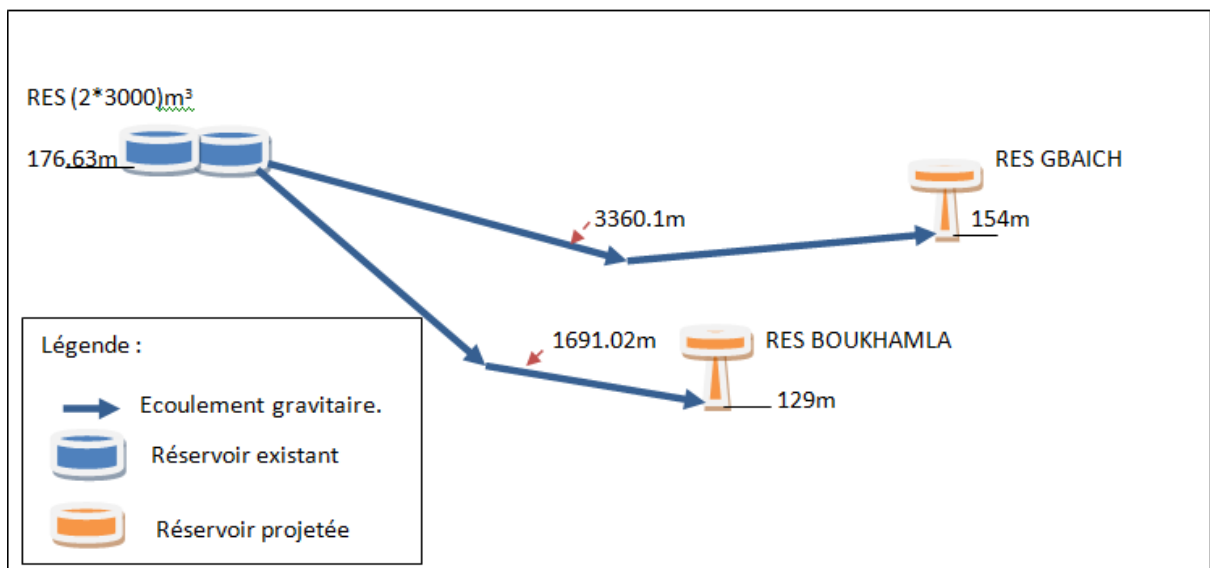


Figure III.1.5 : Schéma descriptif de la variante N° 2 partie gravitaire.

III-1.8.2-Analyse et choix de la variante :

➤ Partie refoulement :

Tableau III-1.1: différent paramètre des deux variantes.

	nbr de station pompage	$\sum L$ refoulement (m)	$\sum L$ gravitaire (m)	H élévation (m)
var 1	1	226	700	76,18
var 2	1	926.76	0	55,85

Tableau III-1.2: comparaison entre les deux variantes partie refoulement.

	Avantage	Inconvénient
Var 1	-les longueurs de refoulement sont plus petites par rapport aux longueurs de refoulement donc moins de pertes de charge.	-les hauteurs d'élévations sont grandes.
Var 2	-les hauteurs d'élévations sont petites	-les longueurs de refoulement assez plus grand que les longueurs gravitaire.

D'après ci avantage et inconvénient, on observe que la variante N° 2 a des avantages mieux que l'autre, et sans faire des calculs on voit qu'elle est la meilleure du point de vue technico-économique, donc on prend la deuxième variante.

➤ Partie gravitaire :

Tableau III-1.3: comparaison entre les deux variantes partie gravitaire.

	$\sum L$ gravitaire (m)
var 1	3801,86
var 2	5051,12

	avantage	Inconvénient
Var 1	-les longueurs gravitaire sont plus petites.	-grand diamètre dans la partie réservoir dessalement-point RP
Var 2	-chaque conduite elle à un diamètre unique et petit	-les longueurs gravitaires sont plus long.

D'après ci avantage et inconvénient, on observe que la variante N° 1 à des avantages mieux que l'autre, et sans faire des calculs on voit qu'elle est la meilleure du point de vue technico-économique, donc on prend la première variante.

III-1.9-: Etude technico-économique de l'adduction :

III-1.9.1- Etude de l'adduction par refoulement :

III-1.9.1.1-.méthode de calcul :

a) Choix de la gamme des diamètres :

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles on cite :

***La formule de BRESS :**

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III-1)$$

***La formule de BONIN :**

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III-2)$$

Q: débit à élever en m3/s.

❖ Remarque :

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

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m3/s).

Tableau III-1.4 : Calcul le diamètre et la vitesse du tronçon (SP- RES KLABA)
par différentes méthodes

	Débit (m ³ /s)	Diamètre (m)	Section (m ²)	Vitesse (m/s)
Bress	0,051	0,339	0,090	0,57
Bonin	0,051	0,226	0,040	1,27

III.1.9.1.2- Calcul des pertes de charge:

1/ pertes de charge linéaires:

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

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

$$\Delta Hl = \frac{\lambda.l}{D} \cdot \frac{V^2}{2.g} \dots \dots \dots (III-3)$$

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

- Hl : Pertes de charge linéaires en (m)

- l:la longueur de la conduite en (m)

-g: Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²)

-Le coefficient λ est obtenu par la formule de colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left[\frac{\varepsilon}{3.7 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right] \dots \dots \dots (III-4)$$

- **Re** : nombre de Reynolds.
- **D** : le diamètre de la conduite
- ε : La rugosité absolue du tuyau.

Pour les tuyaux (PEHD) on a :

$$\left. \begin{array}{l} D \leq 200 \text{ mm} \quad , \quad \varepsilon = 0,01 \text{ mm} \\ D > 200 \text{ mm} \quad , \quad \varepsilon = 0,02 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \varepsilon = 0,02 \text{ mm}$$

En premier approximation la valeur de (λ) est déterminée par la formule de NIKURADZE

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \dots \dots \dots \text{ (III-5)}$$

2/ Pertes de charge singulières:

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 15% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \dots \dots \dots \text{ (III-6)}$$

3/ Pertes de charge totales (ΔH_t) :

C'est la somme des pertes de charge linaires et les pertes de charge singulières :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \\ \Delta H_t &= \Delta H_l + 0,15 \Delta H_l = 1,15 * \Delta H_l \dots \dots \dots \text{ (III- 7)} \end{aligned}$$

III.1.9.1.3- Calcul de la hauteur manométrique totale :

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

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \dots \dots \dots \text{ (III-8)}$$

Hg: la hauteur géométrique. $H_g = 224,5 - 177,5 = 47 \text{ m}$.

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration.

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

Le nombre de conduites de refoulement est égal à un (N=1)

- Q = 0,051 m³/s
- L = 926,76m
- Dc Bonnin= 0,228m
- Cote de l'axe de la pompe : Z1=177,5 m.
- Cote de trop plein de réservoir : Z2= (220+4,5)=224,5 m
- Hg = 47 m.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III-1.5: Calcul de la HMT du tronçon SP- réservoir projeté de la zone A.

D (mm)	E (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	Λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
160	9.5	141	2,54	458,025	0,143839	926,76	356,90	47	403,90
200	11.9	176.2	1,62	572,369	0,066715	926,76	54,26	47	101,26
250	14.8	220.4	1,04	715,949	0,033222	926,76	8,85	47	55,85
315	18.7	277.6	0,66	901,758	0,075842	926,76	6,36	47	53,36
400	23.7	352.6	0,41	1145,389	0,056776	926,76	1,44	47	48,44

III.1.9.1.4- Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = Prc * A \dots\dots\dots (III-9)$$

Prc: prix de la conduite en (DA)

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

$$A = I + \frac{I}{(1 + I)^n - 1} \dots\dots\dots (III-10)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

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

A=8.89 %

Tableau III-1.6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP - réservoir projeté de la zone A.

D (mm)	prix de ml (DA)	L (m)	A (%)	Famort (DA)
160	1674,46	927	8,89	137992,75
200	2629,52	927	8,89	216699,53
250	4068,33	927	8,89	335272,30
315	5994,09	927	8,89	493974,76
400	9739,39	927	8,89	802626,05

III.1.9.1.5- Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta} \dots\dots\dots (III-11)$$

η : rendement de la pompe en (%) (n=80%)

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

g : pesanteur (9.81 m/s2)

III.1.9.1.6- Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots (III-12)$$

T : c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =24h

P: puissance de la pompe en (kW)

III.1.9.1.7- Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \dots\dots\dots (III -13)$$

E: énergie consommée par la pompe en (KW H)

e : prix unitaire d'un KW H imposé par la SONELGAZ. (e= 5,4 DA)

Tableau III-1.7: Calcul des frais d'exploitation du SP- réservoir projeté de la zone A.

D (mm)	P (KWat)	E (KWh)	e (DA)	F ex (DA)
160	252,59	2212723,54	5,4	11948707,11
200	63,33	554742,23	5,4	2995608,03
250	34,93	305968,33	5,4	1652229,00
315	33,37	292327,13	5,4	1578566,50
400	30,29	265373,43	5,4	1433016,52

Tableau III-1.8: Bilan du tronçon SP- réservoir projeté de la zone A.

D (mm)	F exploi (DA)	F amort (DA)	Bilan (DA)
160	11948707,11	137992,75	12086699,86
200	2995608,03	216699,53	3212307,56
250	1652229	335272,3	1987501,3
315	1578566,5	493974,76	2072541,26
400	1433016,52	802626,05	2235642,57

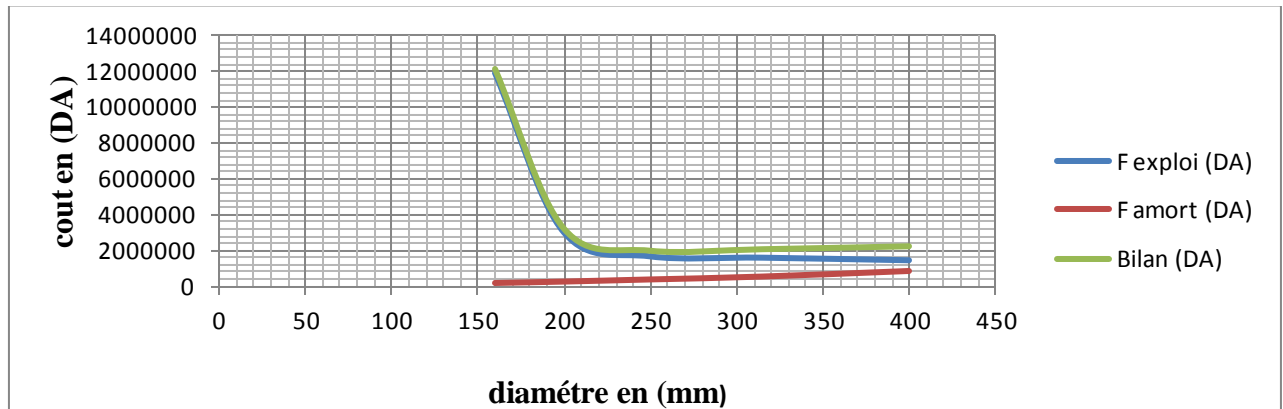


Figure III.1.6 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation (tronçon SP – Réservoir de KLABA).

✚ Le diamètre économique est de **250 mm**, avec une vitesse, $V = 1,04 \text{ m/s}$.

III.1.9.2- Etude de l’adduction gravitaire :

III.1.9.2.1- Détermination du diamètre avantageux :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une

Conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q^\beta}{D^m} \cdot L_e \dots\dots\dots \text{(III - 14)}$$

K' : Coefficient de frottement ;

Q : débit véhiculé (m^3/s) ;

L_e : longueur de la conduite gravitaire équivalente (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

β, m : coefficients dépendant du type de matériau et de type d’écoulement ;

$$L_e = L_g + L_{es} \dots\dots\dots \text{(III-15)}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{es} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière $j(m)$;

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

$$\Delta H_t = 1.15 \cdot \Delta H_l \dots\dots\dots \text{(III-16)}$$

ΔH_t : perte de charge totale en (m).

ΔH_l : perte de charge linéaire en (m).

III.1.9.2.2- Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :

Les longueurs de notre adduction principale sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau III-1.9: Les longueurs équivalentes de l'adduction gravitaire.

tronçon	point de départ	point d'arrivé	longueur géométrique (m)	longueur équivalente (m)
1	Res(2*3000m3)	point (RP)	2249,26	2586,649
2	point (RP)	Res(1000+250)m3	1044,31	1200,957
3	point (RP)	Res(2*750m3)	508,29	584,534

• **Les caractéristiques des différents points :**

Les caractéristique des différents points de notre adduction sont données dan le tableau suivant :

Tableau III-1.10: les altitudes des différents points de l'adduction :

N° du point	Point	Ctn (m)	CR (m)
1	RES dessalement	177,4	176.5
2	Rp	61.5	-
3	RES BOUKHAMLA	130	150
4	RES GBAICH	102	122

• **Calcul la charge disponible :**

Pour calculer la charge disponible on prend toujours le point le plus défavorable, dans notre cas le point d'extrémité (réservoir de BOUKHAMLA) c'est le point le plus défavorable.

- Cote du départ du réservoir de dessalement (2*3000m³) =176,4m.
- Cote d'arrivée réservoir de BOUKHAMLA =140m.
- Longueur de la conduite =3293.57m.
- Le débit qui sort de réservoir (2*3000m³) =111.89l/s.

III.1.9.2.3 : Calcul des diamètres avantageux de l'adduction :

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

$$D_{avi} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eqi} * Q^B}{\Delta H_i}} \dots\dots\dots (III-17)$$

Avec :

- D_{av i} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m3/s) ;
- L_{eqi} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$\Delta H_i = J * L_{eqi} \dots\dots\dots (III-18)$$

- B: Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- m: Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients **K'**, **m** et **B**.

Tableau III-7: Coefficients K', m, B pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	M	B
acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Dans notre cas matériaux PEHD (plastique), en prend, $K'=0.001052$, $m=4.772$, $B=2$

➤ **La vitesse d'écoulement :**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2 m/s. On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de Continuité :

$$Q=V*S \Rightarrow Q=V*\pi*D^2/4 \text{ ainsi : } V=4*Q/\pi*D^2 \dots\dots\dots(III-19)$$

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre avantageux dans le tableau suivant :

Tableau III-8: Diamètres calculés pour l'adduction.

Tronçon	Q tronçon (m ³ /s)	L équivalente (m)	Δh_d (m)	D cal (mm)	D (mm)	e (mm)	Δh (m)	V (m/s)
1	0,073	2586,649	21,63	0,21390	250	22.7	14.37	1.89
2	0,036	1200,957	21,63	0,17180	200	18.2	12.03	2.03
3	0,037	584,534	21,63	0,11710	125	11.4	40.35	4.51

❖ **Remarque :**

On remarque à partir du tableau que la vitesse du tronçon (RP--réservoir de GBAICH) est important, la solution est fait un redimensionnement de la conduite.

Après la redimensionnement de la conduite on a obtenu les résultat suivant :

D = 200mm avec une vitesse V = 1.81 m/s

III.1.9.2.4 : normalisation des pressions :

$$C_{p(i+1)}=C_{pi}+\Delta H_{(i+1)} \dots\dots\dots(III-20)$$

$C_{p(i+1)}$: cote piézométrique au point (i+1).

C_{pi} : cote piézométrique au point (i).

$\Delta H_{(i+1)}$: la perte de charge du point (i+1) au point (i).

$$P=C_p-C_t$$

Avec :

P: pression.

C_p : cote piézométrique.

C_t : cote terrain.

$$\Delta h_{rd,RP} = 14,40 = 176,4 - C_{pRP} \Rightarrow C_{pRP} = 176,4 - 14,37 = 162,03m.$$

III.1.9.2.5 : Les frais d'investissement :

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

Tableau III-11: Frais d'investissement des conduites gravitaires.

diametre (mm)	prix ml (DA)	l (m)	F amort (DA)
250	4068,33	2249,26	9150731,94
200	2629,52	1044,31	2746034,03
200	2629,52	508,29	1336558.72
total			12417519,2

Conclusion :

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, et dans ce chapitre, nous avons étudié l'adduction de la zone d'étude sur la base d'une étude technico-économique qui nous permet de trouver les diamètres les plus économiques.

Partie 2 : POMPAGE DES EAUX.

Introduction :

Le métier de distributeur d'eau présente une caractéristique assez remarquable : sa diversité. C'est d'ailleurs ce qui en fait l'intérêt et attire les ingénieurs.

Dans le domaine du pompage de l'eau (alimentation en eau potable), les pompes les plus fréquemment utilisées sont les pompes centrifuges. Pour cette raison nous y consacrerons l'essentiel de ce chapitre.

III-2.2-Choix des pompes :

Les différentes contraintes qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe à adopter résultent de l'examen des diverses conditions à satisfaire.

- ✚ Satisfaire le débit a assuré.
- ✚ Satisfaire les hauteurs d'aspiration et de refoulement.
- ✚ Se tenir dans la zone de rendement maximal conduisant au cout le plus faible du mètre cube pompé.
- ✚ Vitesse de rotation élevée.
- ✚ Puissance absorbée minimale.
- ✚ Poids et encombrement faible.
- ✚ (NPSH) r minimale.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé CAPRARIE, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques des différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulus, En plus de ses avantages technique et mécanique. Ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale avec une vitesse de rotation élevée.

III-2.3-Point de fonctionnement de la pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe $H=f(Q)$ (donnée par le constructeur) et la courbe caractéristique de la conduite $H_c=f(Q)$.

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

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

III-2.4-Choix du nombre de pompe :

Le choix du nombre de pompe repose sur les critères suivants :

- Recherche de l'investissement minimal par limitation du nombre de pompe de groupe sans perdre de point de vue la sécurité de fonctionnement ;
- ✚ Assure la hauteur et le débit calculer ;
- ✚ Assurer le rendement maximal de pompe ;
- ✚ Présenter le minimum de encombrement ;
- ✚ La disponibilité, surtout sur le marché national.

III-2.5-Etude de la cavitation

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau qui décroît au niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point. A l'intérieur de la vanne atteint à ce point la valeur de la tension de vapeur par la température de l'eau.

La cavitation est occasionnée par un dégagement intense des gaz ou des vapeurs dans le liquide en écoulement dans ce cas l'homogénéité du liquide est détruite, il se produit des chocs vibrants accompagnés de diminution brutale de la hauteur créée et du rendement.

*Pour éviter tout risque de la cavitation, la condition suivante doit être respectée:

$$-(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

-(NPSH)_d: Charge nette d'aspiration disponible

$$-(NPSH)_d = P_0/w - P_v/w - (h_a^{ad} + J_a + v^2/2 * g) = (NPSH)_r + r \dots \dots \dots (III-21)$$

-P₀/w: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m) .

-H_a : hauteur d'aspiration (m).

-J_a : perte de charge à l'aspiration (m).

-h_v : tension de vapeur (m).

-Donc la (NPSH)_d s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration

-(NPSH)_r : Charge nette d'aspiration requise

$$(NPSH)_r = P'/w - h_v \dots\dots\dots(III-22)$$

Avec : P'/w : pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.

la $(NPSH)_r$, est une courbe donnée par le constructeur n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à l'intersection des courbes $(NPSH)_d$ et $(NPSH)_r$.

III-2.6-Calcul la Hmt de la pompe :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h_t \dots\dots\dots(III-23)$$

- H_g : la hauteur géométrique
- $\sum \Delta h_t$: pertes de charges totales

$$H_g = 47 \text{ m}$$

$$\sum \Delta h_t = \Delta h_l + 0.15 \Delta h_l = 1.15 \Delta h_l$$

III-2.7-Choix du nombre de pompes :

III-2.7.1-Refoulement : SP - Réservoir projeté de KLABA.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (III-2.1)

Tableau III-2.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (m ³ /s)	Hmt appelé (m)	type de pompe	n (%)	V (tr/min)	nombre d'étage	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)	D roue (mm)
1	0,051	55,85	PM125/3B	72,8	1450	1	44,8	1,7	100
2	0,051	55,85	PM125/4F	68,6	1450	1	42,9	1,57	85
3	0,051	55,85	PM100/3A	75.5	1450	1	36,0	1,91	65

Tableau III-2.2 : les caractéristiques du point de fonctionnement des différentes pompes.

N°POMPE	H (m)	Q (m ³ /h)
1	57,3	198
2	57,5	200
3	55,5	180

à partir du tableau (III-2.1), on déduit que la variante un (01) pompe est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompe en parallèle.

On opte pour un nombre de pompe un (01) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type PM125.

III-2.7.2-Points de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q].

❖ **Courbe caractéristique de la pompe :**

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

* [H-Q] * [Pabs - Q] * [n_p - Q] * [(NPSH)r - Q] .

Ces courbes et abaques sont tirés du catalogue des pompes CAPRARI.

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [n_p - Q], [(NPSH)r - Q] Sont représentées par les figures (III-2.1) (III-2.2) pour la station de pompage.

❖ **Courbe caractéristique de la conduite :**

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots \dots \dots (III-24)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1.15 * \Delta h^{lin} \dots \dots \dots (III-25)$$

Avec :

Δh^{lin} : Perte de charge linéaire ;

$$\Delta h^{lin} = \frac{8\lambda L_r Q^2}{\pi^2 g D_{ec}^5} \dots \dots \dots (III - 26)$$

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et

du régime d'écoulement, $\lambda = 0,031663$ pour $D = 250\text{mm}$ (voir partie I) ;

L_r : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

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

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

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

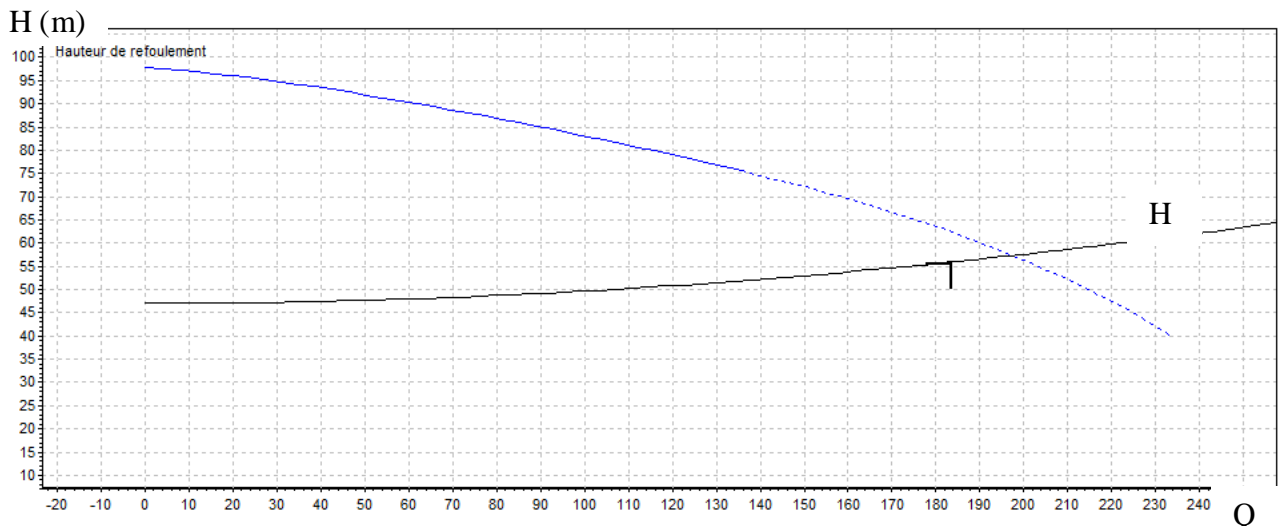


Figure III-2.1: courbes caractéristiques [H-Q] et [H_c-Q].

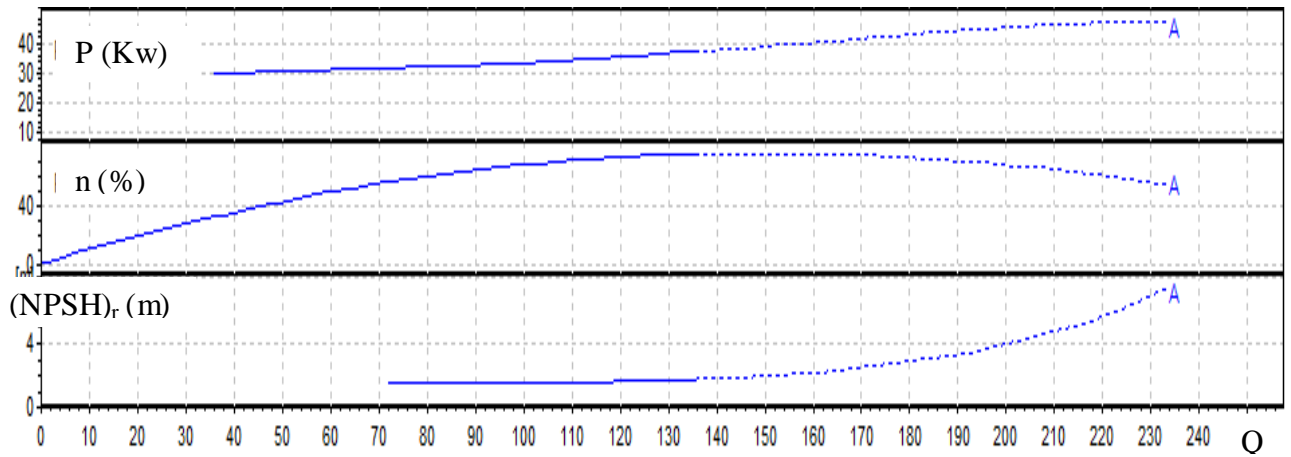


Figure III-2.2: courbes caractéristiques [Pabs - Q], [η_p - Q], [NPSH - Q], de la pompe.

D'après les courbes caractéristiques [H-Q] et [H_c -Q] en introduit le point de fonctionnement :

$$Q=198\text{m}^3/\text{h} \qquad H=57,3\text{m}$$

III.2.7.3- Etude de la cavitation :

a) Calcul h_{asp}^{adm} :

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

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

r: Marge de sécurité, $r = (0,3-0,5)$.

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

Dans notre cas, on a à faire à des installations :

En charge au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h^{adm} = -(NPSH)_r - r + P_0/w - P_v/w - V_a^2/2 * g - \Delta h_{asp} \dots \dots \dots (III-27)$$

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

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

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

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e).

Tableau III-2.3 : la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

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

$$\Delta h_{asp} = (1,1 - 1,15) * \Delta h^{lin} \dots \dots \dots (III-28)$$

Δh^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration d'après la formule ci après :

$$\Delta h^{lin} = 0.001052 * ((L_r * Q^2 / D_c^{4.772}) + (l_r * Q^2 / D_a^{4.772}))$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 10$ m.

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

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s).

$$Q_a = Q_{app} / n \dots \dots \dots (III-29)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m).

$$D_c = (4 * Q_{app} / \pi * V_c)^{1/2} \dots \dots \dots (III-30)$$

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

On prend : $V_c = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration.

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN \dots \dots \dots (III-31)$$

DN : diamètre de la tubulure d'aspiration égale à 300mm.

➤ **Application :**

- $Q_a = 183.6 / 1 = 183.6 \text{ m}^3/\text{h}$
- $(NPSH)_r = 1,7 \text{ m}$.
- La pression atmosphérique: $P_{at} = 10.31 \text{ mce}$.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ\text{C}$: $T_v = 0.24 \text{ mce}$.
- $D_a = (1,2 - 1,5) * 300 = 1.4 * 300 = 420 \text{ mm}$, en prend $D_a = 400 \text{ mm}$.
- La vitesse d'aspiration : $V_a = (4 * 183,6) / (3,14 * 0.4^2 * 3600) = 0,406 \text{ m/s}$.
- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = ((4 * 183.6) / (3,14 * 0,406 * 3600))^{1/2} \Rightarrow D_c = 0.399 \text{ m}$$

On pose $D_c = 0.4 \text{ m} \Rightarrow V_c = (4 * 183.6) / (3.14 * 0.4^2 * 3600) = 0.406 \text{ m/s}$.

Pour $D_c = 0,3 \text{ m} \Rightarrow V_c = 0,72 \text{ m/s}$.

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 300 \text{ mm}$.

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

$$\Delta h^{lin} = 0.001052 * ((10 * (183.6 / 3600)^2 / 0,3^{4.772}) + (1,5 * (183.6 / 3600)^2 / 0.4^{4.772}))$$

$$\Delta h^{lin} = 0,03 \text{ m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{aspt} = 1,15 * 0,03 = 0,034 \text{ m} - 8.104$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = -1,7 - 0,3 + 10,31 - 0,24 - (0,406^2 / 2 * 9,81) - 0,034 = 8,03 \text{ m}$$

donc la pompe ne Cavite pas.

b) Calage de la pompe :

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

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r$

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

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

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

C_p : cote du plan d'eau dans le réservoir (m NGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m) ;

r : marge de sécurité, r = (0.1 – 0.3).

- Le niveau min du plan d'aspiration : $\nabla_{\min} = 178.1 - 7 + 0.6 = 171.7 \text{ m NGA}$.
- La cote de l'axe de la pompe : $\nabla_{\text{axe}} = 171.7 - 8.03 + 0.3 = 163.97 \text{ m NGA}$.

III.2.7.4-Mode réglage du débit :

C'est un procédé qu'on fait pour équilibrer le fonctionnement de la pompe selon la demande du réseau, on distingue plusieurs types de mode de réglage comme :

1- Réglage qualitatif :

Il consiste à varier la vitesse de rotation de la pompe si cela est possible (un moteur à vitesse variable), jusqu'à atteindre le débit demandé.

2- Réglage quantitatif (Vannage) :

C'est le changement direct du débit à l'aide du robinet vanne de refoulement.

3- Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes...) ; ou augmenter la longueur de la conduite...etc.

4- Diminution des heures de pompage :

Si la pompe refoule dans un réservoir.

5- Changement de la pompe.

➤ Remarque :

Le réglage qualitatif et le réglage quantitatif sont les deux procédés les plus utilisés par les gestionnaires des stations de pompage. Pour les deux cas (Q_A > Q_{appelé} et Q_A < Q_{appelé}) on doit procéder de tel façon à avoir « Q_A ≅ Q_{appelé} »

Pour notre cas la pompe model qui tourne avec N= 1450 tr/min donne un débit « Q_A=55 l/s » et le débit demandé c'est « Q_{appelé} = 51 l/s.

III.2.8- Bâtiment De La Station De Pompage :

1- Types des bâtiments des stations de pompage :

Y a plusieurs types de bâtiments des stations de pompes dont on cite :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillé avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillé avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type bloc.

- Bâtiment type bache sèche
- Bâtiment type bache sèche.

-Remarque :

Le type de bâtiment le plus répandu en Algérie est le bâtiment type surface.

2-Construction du bâtiment :

La construction de bâtiment dépend de plusieurs facteurs dont on cite :

- De la façon de raccordement bâtiment prise d'eau (type séparé ou bien assemblé)
- Type de pompes et de moteur électrique.
- Condition géologiques et hydrologique.
- Type de matériaux de construction et sa disponibilité sur le marché.

3-Choix du type de bâtiment :

Pour le choix de type de bâtiment on a se repère au tableau ci après :

Tableau III-2.4 : le choix de type de bâtiment on fonction de débit.

Paramètre	type de bâtiment			
	type bloc	bache sèche	bache mouillée	de surface
Q (m³/s)	>2	< 2	< 6	<1,5
type de pompe	axiale, horizontale, verticale	pompes centrifuges	axiale, verticale	pompes centrifuges
ha (m)	< 0	<0 , >0	<0 , >0	>2
variation de plan d'eau (m)	1÷2	1÷3	1	importante

On à :

$$Q=0.051\text{m}^3/\text{s} < 1.5\text{m}^3/\text{s} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{type de surface} \\ \text{Pompe centrifuge} \end{array} \right.$$

4/ La Partie Souterraine :

La partie souterraine est pocheté en béton armé ou au préfabriqué (la partie supérieure est construite en brique ou en dalle préfabriqué).

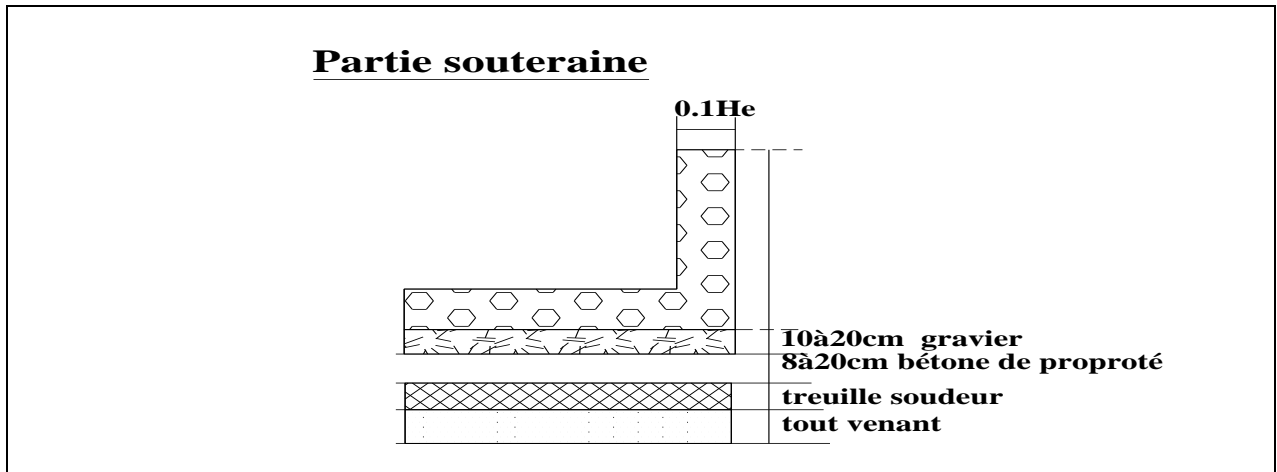


Figure-III.2.3- la partie souterraine du bâtiment de la station de pompage.

Remarque :

Les installations principales et auxiliaires dont le poids dépasse 100Kg doivent être placées sous un pont coulant.

5- Partie supérieure du bâtiment :

a- Les hauteurs recommandées pour les bâtiments :

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate-forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée

-Hb : 3 m ; 4,2m ; 4,8 m ; 5 m ; 6 m.

Si la hauteur est importante >6m on prévoit des ponts coulants dont les hauteurs sont : 8.4m, 9.6m 10.8m 12.6m 14m et 18m.

b-longueurs recommandés pour les bâtiments :

Longueurs recommandées pour les bâtiments sont de 6m, 9m, 14m, 21m, 24m

Remarque :

La hauteur du bâtiment doit être supérieure à 4,8m.

Distance entre les armoires de commande

Dimensions des portes 3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×4 ; 4,8×5,4

La surface des fenêtres est prise entre 10% et 15 % de la surface de la salle des machines.

6/ Dimensionnement du bâtiment :

a)La hauteur du bâtiment :

La hauteur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots \dots \dots \text{(III-34)}$$

Avec :

h₅ : hauteur verticale=h_p+h_{socle}+h_{reserve}=0,5+0,4+0,77=1,67m

h₆ : hauteur réservée à l'homme=2,2m

h₇ : hauteur de chariot=0,3m

h₈ : hauteur de profilées=0,8m

h₉ : hauteur de sécurité=0,5m

Donc la hauteur recommandée du bâtiment est de H_b = 5,47m.

b) La longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p.L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \dots \dots \dots (III-35)$$

Avec :

- np : nombre de pompes =2 pompes ;
- L : Longueur de la pompe+ moteur ;
- Lint : Distance entre deux pompes voisines ;
- Lpf : Longueur de la plate-forme.

Lp : Surface du bureau du personnel ;

Lr : longueur de l'armoire électrique

$L_b = 2 * 0.63 + 1 + 2.5 + 0.5 + 12 = 17.26m$; On majore la valeur et on aura :

$L_b = 17.5m$

c) Largeur du bâtiment :

La largeur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_{2s} \dots \dots \dots (III-36)$$

-l₁ : La distance entre le mure et le premier organe avec : l₁= (20 à 30) cm

On va prendre l₁=30cm.

-l₂ : La distance entre les tubulures > 15 à 20cm on va prendre l₂=20cm=0,2m

-l₃ : Longueur des accroires en aspiration.

-l₄ : Longueur des accroires au refoulement.

Tel que $(l_3 + l_4) = l_p + l_{tr} + l_{tra} + l_c + l_j + L_d \dots \dots \dots (III-37)$

Avec :

Lp : longueur de la pompe=4.5m

Ltr : longueur de la tubulure de refoulement =0,3m

Ltra : longueur de la tubulure d'aspiration= 0.3m

Lc : longueur de convergent= 0,12m.

Lj : longueur de joint= 1m.

Ld : longueur de divergent=0.5m

lr : (0,8 – 1,2) m : réserve on prend lr = 1,2m

lp : Longueur de la pompe = 1682mm = 1,68m

-La distance entre les pompes est des 0,8 à 12m.

-La distance entre les groupes électrique et les pupitres de commande (l'armoire électrique) elle doit être >2m.

- Portes de Dimensions 3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×3,2 ; 4,8×5,4

$(l_3 + l_4) = l_p + l_{tr} + l_{tra} + l_c + l_j + L_d = 4.5 + 0,3 + 0,3 + 0.12 + 1 = 6,22m$

Ce qui donne : $L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_{2s} = 0,2 + 0,2 + 6.22 + 2 * (0,20) = 7.02m$

On va majore à

$L_b = 7m$

d) Calcul de nombre de fenêtre :

$\sum S_{fenetre} = (10 \div 15) \% \text{ Salle des machines} \dots \dots \dots (III-38)$

Avec : $S_{salle \text{ des machines}} = 24 * 8 = 192m^2$ donc $\sum S_{fenetre} = 0,15 * 192 = 28,8m^2$

$-S_{fenetre} = 1,4 * 2,2 = 3,08m^2$

-Nombre de fenêtre= $\frac{\sum S_{fenetre}}{S_{fenetre}} = \frac{28.8}{3,08} = 9.35.$

Et on va prendre le nombre de fenêtres égales à 9 fenêtres

Distance entre les pompes et les groupes électriques :

- Si $U < 1000$ volts $L \leq 1$ m.
- Si $U > 1000$ volts $L \geq 1,2$ m.

Avec : U : tension, L= la distance.

e) Marches d'escaliers :

Hauteur : soit (15- 16,5- 17,3) cm, on va prendre 16,5cm.

Largeur : soit (30- 29,26) cm, on va prendre 30cm.

Longueur : varie (90a220) cm, on va prend 150cm.

Pente : soit 1/1,75 ; 1/1,15, nous on prend 1/1,75.

Bureau de chef d'exploitation :

On prend la hauteur égale à : $H=3$ m.

$$\text{Et } S=4*3=12\text{m}^2$$

f) Bureau du personnel :

On prend la hauteur égale à : $H=3$ m.

$$\text{Et } S=5*3=15\text{m}^2.$$

g) Magasin : surface 15m^2 .

Conclusion :

Dans notre système d'adduction on est trouve un déficit au niveau de stockage.

Pour cela, on a projeté :

- un réservoir d'alimentation pour augmenter la capacité de stockage actuelle et à l'avenir dans la zone A.
- un réservoir d'alimentation pour le stockage actuelle et à l'avenir dans la zone B.
- un réservoir d'alimentation pour le stockage actuelle et à l'avenir dans la zone C.

Partie 3 : RESERVOIRS.

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques, dans les systèmes de distribution ils se font l'accumulation en un point de quantité d'eau pour. Résoudre un problème technique et/ou un problème économique.

III-3.Fonctions des réservoirs :

III-3.1-Fonctions techniques des réservoirs :

- ✚ régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux
- ✚ pompes un refoulement constant ;
- ✚ sécurité d'approvisionnement ;
- ✚ régulation de la pression ;
- ✚ simplification de l'exploitation ;
- * Ils doivent être :
- ✚ Etanches
- ✚ Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau
- ✚ A l'abri de toute contamination d'eau susceptible

Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température.

III-3.2-fonctions Economique :

Les réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y a réduction des dépenses d'énergie.

III-3.3-Emplacement Des Réservoirs:

L'emplacement choisi pour édifier le réservoir doit être compatible avec les rôles qu'il doit exercer, à savoir :

- Donner aux abonnés une pression suffisante au moment de pointe.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réservoir.

III-3.4-Classification des réservoirs :

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

- ✚ Enterrés
- ✚ Semi enterrés
- ✚ Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- ✚ Circulaires Carrés
- ✚ Rectangulaires

III-3.5-Choix du réservoir :

Ce sera bien entendu une question pour chaque cas .cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépend des :

- ✓ Conditions topographiques
- ✓ Conditions géotechniques.
- ✓ Conditions hydrauliques.
- ✓ Conditions économiques.

III-3.6- Calcul des capacités des réservoirs de stockage:

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution ; c-à-d d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journaliers du débit de consommation en prenant en considération bien entendu du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

1) Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir afin de déterminer son volume qui sera donnée par la formule suivant :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max.j}}{100} \dots\dots\dots(III - 39)$$

V_r : capacité de régularité du réservoir (m³).

a : fraction horaire du débit max journalier (%)

$Q_{\max.j}$: la consommation max journalier (m³/j).

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

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots(III-40)$$

V_t : capacité totale du réservoir.

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120m³.

2) Méthode graphique :

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

$$R_{\max} = |V^+| + |V^-| \text{ (%)}\dots\dots\dots(III-32)$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{R_{\max} * Q_{\max.j}}{100} \dots\dots\dots(III - 41)$$

Dans le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots(III-42)$$

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de **51 l/s**, Ce débit est refoulé vers le réservoir projeté pour alimentée la zone A.

La station de pompage sont équipées pour un régime de fonctionnement de 20h/24h, et 57 l/s, 64.5l/s pour les deux réservoirs projeté pour alimentée les zones B et C, respectivement.

a-Réservoir de stockage (KLABA) :

➤ **Estimation de la capacité totale des réservoirs par la méthode analytique:**

Tableau V.1: Evaluation de capacité de stockage des réservoirs de la zone A.

Heure	cons horaire	Q st pompage	stockage	Distribution	Reste dans les réservoirs
h	%	m3	%	m3	%
00-01	1,5	-	-	1,5	2
01-02	1,5	-	-	1,5	0,5
02-03	1,5	-	-	1,5	-1
03-04	1,5	-	-	1,5	-2,5
04-05	2,5	5	2,5	-	0
05-06	3,5	5	1,5	-	1,5
06-07	4,5	5	0,5	-	2
07-08	5,5	5	-	0,5	1,5
08-09	6,25	5	-	1,25	0,25
09-10	6,25	5	-	1,25	-1
10-11	6,25	5	-	1,25	-2,25
11-12	6,25	5	-	1,25	-3,5
12-13	5	5	-	-	-3,5
13-14	5	5	-	-	-3,5
14-15	5,5	5	-	0,5	-4
15-16	6	5	-	1	-5
16-17	6	5	-	1	-6
17-18	5,5	5	-	0,5	-6,5
18-19	5	5	-	-	-6,5
19-20	4,5	5	0,5	-	-6
20-21	4	5	1	-	-5
21-22	3	5	2	-	-3
22-23	2	5	3	-	0
23-24	1,5	5	3,5	-	3,5

D'après la formule (III-2) on à :

➤ Le volume résiduel sera : $V_r = a \cdot Q_{\max.j} / 100 = 10 \cdot 4400 / 100 = 440 \text{ m}^3$.

➤ La capacité totale sera : $V_t = 440 + 120 = 560 \text{ m}^3$.

La capacité actuelle est de 250 m^3 , alors le volume déficit est de : $V_d = 560 - 250 = 310 \text{ m}^3$
En doit normalisée le volume de réservoir à 500 m^3 .

➤ **Dimensions du réservoir :**

• **Le diamètre D de la cuve :**

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

$$S=V_n/h \Rightarrow \frac{\Pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\Pi * h}} \dots\dots\dots(III - 43)$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m3) ;

S : section du réservoir (m2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On prend: h=5m

AN: $D = (4 * 500 / (3.14 * 5))^{0.5} = 11.29m$.

Le diamètre normalisée et: D=12m.

➤ **Estimation de la capacité totale des réservoirs par la méthode analytique:**

Dimensionnement le volume des réservoirs dans le cas d'une conduite gravitaire à débit limité constant :

Si l'on dispose d'un débit limité constant à une cote supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume du réservoir pour que le débit horaire disponible Q_a soit supérieur au débit moyen horaire Q_{moyh} de la journée.

Il est bien évident que si $Q_a \geq K_p * Q_{moyh}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et **le réservoir est inutile**.

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose donc lorsque :

$$Q_{moyh} < Q_a \leq K_p * Q_{moyh}$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre environ 8h et 12h ou la consommation peut atteindre $K_p * Q_{moyh}$. Pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égal à :

$$4 * (K_p * Q_{moyh} - Q_a) = Q_{moyh} * (14 - 4 * \frac{Q_a}{Q_{moyh}})$$

Si $K_p = 3.5$ (pointe)

Cette capacité varie linéairement en fonction de débit Q_a . Elle est évidemment nulle lorsque le débit disponible Q_a atteint le débit de pointe maximal et en retrouve la valeur $10 * Q_{moyh}$ pour : $\frac{Q_a}{Q_{moyh}} = 1$.

b-Réservoir de stockage (BOUKHAML) pour la zone B :

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose donc lorsque :

$$Q_{moyh}=136.8m^3/h < Q_a=205.20m^3/h \leq K_p * Q_{moyh}$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre environ 8h et 12h ou la consommation peut atteindre $K_p * Q_{moyh}$. Pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égal à :

$$4 * (K_p * Q_{moyh} - Q_a) = Q_{moyh} * (14 - 4 * \frac{Q_a}{Q_{moyh}}) \dots \dots \dots (III-44)$$

On a :

$$K_p = K_{maxj} * K_{maxh} = 1.3 * 1.77 = 2.301$$

$$\Rightarrow K_p * Q_{moyh} = 2.301 * 136.8 = 314.78m^3/h$$

$$Q_{moyh} = 136.8m^3/h < Q_a = 205.20m^3/h \leq K_p * Q_{moyh} = 314.78m^3/h$$

$$\Rightarrow V_R = 136.8 * (14 - 4 * \frac{205.20}{136.8}) = 1094.4m^3$$

- Le volume résiduel sera : $V_R = 1094.4m^3$.
- Le volume total sera : $V_t = 1094.4 + 120 = 1214.4m^3$.

En doit normalisée le volume de réservoir à $(1000m^3 + 250m^3)$.

❖ **Dimensions du réservoir :**

• **Le diamètre D de la cuve :**

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

$$S = V_n / h \Rightarrow \frac{\Pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\Pi * h}} \dots \dots \dots (III - 45)$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m3) ;

S : section du réservoir (m2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

- **Pour $1000m^3$:**

On prend: $h = 5m$

$$AN: D = (4 * 1000 / (3.14 * 5))^{0.5} = 15.96m$$

Le diamètre normalisée et: $D = 16m$.

➤ **Pour 250m³ :**

On prend: h=3m

AN: $D = (4 * 250 / (3.14 * 3))^{0.5} = 10.3m$.

Le diamètre normalisée et: D=11m.

c-Réservoir de stockage (GBAICH) pour la zone C :

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose donc lorsque :

$$Q_{moyh} = 154.8m^3/h < Q_a = 232.4 \leq K_p * Q_{moyh}$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre environ 8h et 12h ou la consommation peut atteindre $K_p * Q_{moyh}$. Pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égal à :

$$4 * (K_p * Q_{moyh} - Q_a) = Q_{moyh} * (14 - 4 * \frac{Q_a}{Q_{moyh}})$$

On a :

$$K_p = K_{maxj} * K_{maxh} = 1.3 * 1.73 = 2.249$$

$$\Rightarrow K_p * Q_{moyh} = 2.249 * 154.8 = 348.15m^3/h$$

$$Q_{moyh} = 154.8m^3/h < Q_a = 232.4m^3/h \leq K_p * Q_{moyh} = 348.15m^3/h$$

$$\Rightarrow V_R = 154.8 * (14 - 4 * \frac{232.4}{154.8}) = 1237.6m^3.$$

➤ Le volume résiduel sera : $V_R = 1237.6m^3$.

➤ Le volume total sera : $V_t = 1237.6 + 120 = 1357.6m^3$.

En doit normalisée le volume de réservoir à $1500m^3 = 2 * 750m^3$.

❖ **Dimensions du réservoir :**

• **Le diamètre D de la cuve :**

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

$$S = V_n / h \Rightarrow \frac{\Pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\Pi * h}}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On prend: h=4m

AN: $D = (4 * 750 / (3.14 * 4))^{0.5} = 15.45m$.

Le diamètre normalisée et: D=16m.

III-3.7-Les équipements du réservoir :

Pour permettre leur exploitation les réservoirs sont munis de plusieurs conduites, organes et accessoires .Chacun d'eux est équipé entre autre de:

III-3.8-Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quant l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

III-3.8.1-Par sur verse :

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

III-3.8.2-Par-dessous :

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

III-3.9-Conduite de départ ou de distribution :

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

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

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

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifesterait dans la conduite.

III-3.10-Conduite de trop-plein :

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

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le

réservoir, ainsi ménage –ton un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

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

III-3.11-Conduite de vidange :

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

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

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

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

III-3.12-Conduite by-pass :

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

Conclusion:

Dans notre système d'adduction on est trouve un déficit au niveau de stockage dans la zone A, et dans les zones B, C y à pas du système de stockage pour cela, on a projeté, Cinq réservoirs d'alimentation pour augmenter la capacité de stockage actuelle et à l'avenir.

Partie 4 : protection des conduites.

III-4.1-Protection Des Conduites Contre le Coup de Bélier :

Introduction :

La plupart des prescripteurs d'installations de pompage sont familiarisés avec la notion de « coup de bélier ». En revanche, il leur est moins facile de répondre à la question de savoir si une analyse du coup de bélier est nécessaire dans la phase de planification.

III-4.1.1-Définition :

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

- ✚ Arrêt brutal, par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes électropompes, alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir (cas refoulement).
- ✚ Fermeture ou ouverture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement placé au bout d'une conduite (cas gravitaire).

III-4.1.2-Les Risque dus aux coups de Béliet :

En pratique les risques dus au coup de béliet sont importants.

1-Risque de forte pression :

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

2-Risque de Pression négative :

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

3-Fatigues des conduites :

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

III-4.1.3-Moyens de protection contre le coup de béliet :

Les appareils anti- béliet devront avoir pour effet :

- + De limiter la dépression.
- + De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

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

1-Les volants d'inertie :

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

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

2-Les soupapes de décharge :

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

3-Les réservoirs d'air :

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

4-Les cheminées d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

5-Réservoir à vessie :

Un réservoir à vessie a la même mission qu'un réservoir traditionnel avec un système de contrôle équipé d'un compresseur, quand à la protection anti-bélier. L'objectif de cette solution pneumatique est de simplifier la méthode de régulation.

De la même manière qu'un système contrôlé par compresseur, une contre-pression est calculée pour conférer l'élasticité requise pour pousser l'eau dans le système à la suite d'un arrêt des pompes ou d'une coupure de courant.

La principale différence réside dans le fait que le liquide est contenu dans une vessie en caoutchouc (compatible avec l'eau potable). Ainsi comme il n'y a pas de contact entre l'air comprimé et l'eau, il n'y a pas de phénomène de dissolution. IL n'y a donc aucune utilité pour un système de régulation permanent incluant un compresseur.

Une fois le compresseur installé et la pression de pré-gonflage correcte introduite, le réservoir fonctionnera automatiquement se vidangeant à la demande et se remplissant avec les ondes de retour jusqu'à retrouver son point d'équilibre.

CHARLATTE RÉSERVOIRS fabrique des réservoirs à vessie de capacité de 8 à 80000 litres et qui fonctionnent dans le monde entier.

a) Conception d'un réservoir à vessie :

Le réservoir peut-être horizontal, soit vertical. IL est constitué d'un réservoir en acier contenant une vessie de caoutchouc faite de butyle (compatible pour l'usage avec de l'eau potable) et d'une sortie à bride équipée d'une grille anti-extrusion.

Les réservoirs sont traités intérieurement avec une peinture époxy de qualité alimentaire, comme protection contre la corrosion et extérieurement traités suivant les spécifications du client.

Le réservoir est généralement fourni avec un équipement de niveau permettant de visualiser le niveau d'eau à l'intérieur du réservoir, ainsi qu'un manomètre permettant de vérifier la pression de pré-gonflage.

b) fonctionnement :

L'installation d'un tel réservoir anti-bélier est très simple, mais doit être conduite Avec soins. Lorsque cette installation est bien faite, l'inspection future du Réservoir sera très simple.

Initialement, la pression de pré-gonflage doit être ajustée à la valeur définie par l'étude hydraulique (le gaz peut-être de l'air comprimé ou de l'azote). A ce stade, la vessie est vidée de tout contenu.

A l'ouverture de la connexion avec le réseau, l'eau va entrer dans le réservoir, et commencé à déployer la vessie et comprimer le gaz (la pression statique est toujours plus élevée que la pression de pré-gonflage).

L'eau remplit le réservoir en comprimant le gaz jusqu'à ce qu'un équilibre de pression soit atteint entre le liquide et le gaz comprimé.

Immédiatement après un arrêt de pompe la pression dans le réseau va décroître et l'énergie élastique contenue dans le réservoir va décharger l'eau du réservoir dans le réseau. Ceci évite toute dépression qui pourrait être dommageable aux tuyauteries.

Comme la pression atteint son niveau le plus bas, le flot va s'inverser, qui va ensuite entrer dans le réservoir au travers d'une connexion de diamètre réduit (clapet d'anti-retour percé ou tuyère) si celle-ci est hydrauliquement requise. Plusieurs oscillations apparaîtrons ensuite jusqu'à ce qu'un état d'équilibre soit atteint.

Quand la station redémarrera, le réservoir continuera à se remplir jusqu'à ce que l'équilibre en fonctionnement soit atteint, étant ainsi prêt pour le prochain arrêt de pompe.

III-4.1.4-Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

Nous considérons dans un système analogue à notre système, une adduction de refoulement reliant deux réservoirs ou il circule un débit Q avec une vitesse donnée pour faire une analyse physique du phénomène du coup de bélier. Supposons qu'il se produit une arrêt brusque de la pompe cette dernière provoque un phénomène oscillatoire qui peut être décrit en quatre phases :

❖ Phase 01 :

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

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est (L/a) .Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

❖ Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche, l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps (L/a) c'est-à-dire à $(2*L/a)$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

❖ Phase03 :

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

❖ Phase 04:

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps (L/c) c'est-à-dire à (4*L/c) depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au début de l'étude du phénomène. Ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'est pas freiné par les pertes de charge.

III-4.1.5-Etude du coup de Bélier :

1- Méthodes de Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression

maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

- Méthode de VIBERT.
- Méthode de BERGERON.
- Méthode de SALAH B.

Remarque :

La méthode de **SALAH-B** est la plus répandue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de

Bélier quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quel que soit le type d'installations, la méthode de **SALAH B** est la méthode retenue dans le cas réel de notre projet.

2-Dimensionnement De Réservoir Anti Bélier :

Le type de matériau et le (PEHD), la célérité est calculée par la formule de (**SALAH. B**) :

❖ Calcule la célérité d'onde

$$c = \frac{(K / \rho)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K 2a(1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2)aE_s + E_m e_m (1 - \nu_s)}\right)^{1/2}} \dots\dots\dots(III - 46)$$

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

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

Em : module de Young du matériau de la conduite ; Em = 1,2*10⁹ pascal pour le PEHD.

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

ν_m : coefficient de poisson du matériau : ν_m=0,45-0,5 (PEHD).

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

$$c = \frac{(2.07 * 10^9 / 1000)^{1/2}}{\left(1 + \frac{2.07 * 10^9 * 2 * 0.2204(1 - 0.5^2) * (1 - 0.33)}{(1 - 0.5^2)0.2204 * 2 * 10^8 + 1.2 * 10^9 * 0.0148(1 - 0.33)}\right)^{1/2}} = 429.94m / s$$

a) Partie refoulement :

 Dimensionnement De la valeur de surpression et de Dépression :

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

$$\Delta H_{\max} = \pm c * V_0 / g$$

- **La surpression:**

$$H_s = H_g + \Delta H_{\max} \dots\dots\dots (III-47)$$

- **La depression:**

$$H_d = H_g - \Delta H_{\max} \dots\dots\dots (III-48)$$

V_0 : vitesse d'écoulement en régime normale (m/s).

g : accélération de la pesanteur ($9.81 \text{ m}^2/\text{s}$).

c : célérité d'onde en (m/s).

H_g : hauteur géométrique (m).

H_s : hauteur de surpression (m).

H_d : hauteur de dépression (m).

-application

$$\Delta H_{\max} = \pm 429.94 * 1.04 / 9.81 = 45.58\text{m}; \quad H_g = 47\text{m}.$$

Donc la charge tenant compte du coup de Bélier :

$$H_s = 47 + 45.58 = 92.58\text{m}$$

Donc la charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 47 + 10 = 57\text{m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_s + 10 = 92.58 + 10 = 102.58\text{m}$$

$$Z_{\max} / Z_0 = 102.58 / 57 = 1.80$$

$$h_0 = V_0^2 / 2 * g = 1.04^2 / 2 * 9.81 = 0.055 \quad \Rightarrow h_0 / Z_0 = 0.055 / 57 = 9.67 * 10^{-4}$$

D'après l'abaque de M. VIBERT (calcul des réservoirs d'air) voir annexe III.1

$$\left. \begin{array}{l} Z_{\max} / Z_0 = 1.8 \\ h_0 / Z_0 = 9.67 * 10^{-4} \end{array} \right\} \Rightarrow U_0 / L * S = 8 * 10^{-3} \text{ et } Z_{\min} / Z_0 = 0.615$$

$$U_0 = L * S * 8 * 10^{-3} = 926.76 * 0.038 * 8 * 10^{-3} = 2.83 \text{ litre d'air.}$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = U_0 * Z_0 / Z_{\min} = 57 / 0.615 = 92.68 \text{ litres d'air.}$$

En tenant compte de la sécurité on major cette valeur par 20% :

$$\text{Donc : } U_{\max} = 111.22 \text{ litres d'air.}$$

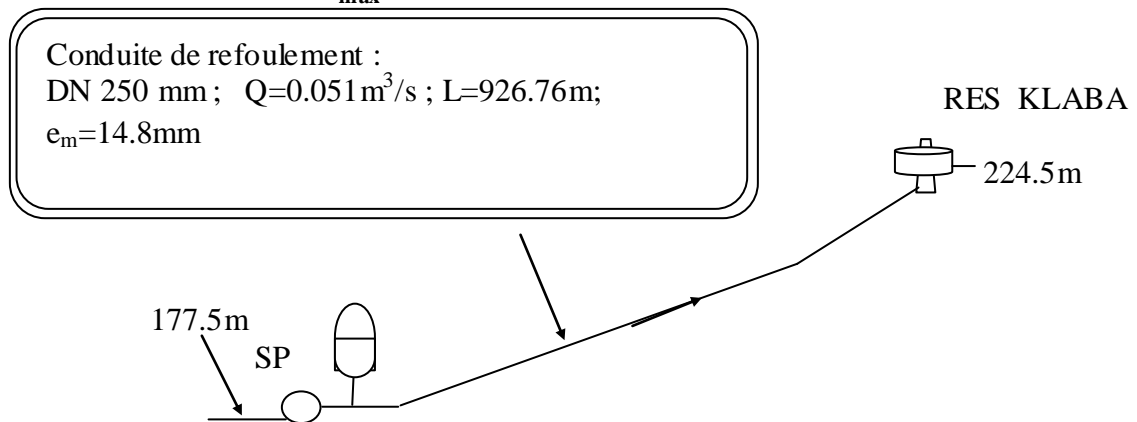


Figure III-4.1 : Schéma explicatif de l'adduction par refoulement avec un réservoir anti-bélier.

Conclusion :

Pour éviter et limiter un peu le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner du réservoir anti-bélier, ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement c'est-à-dire, tenir compte de la valeur majoré du coup de bélier.

Partie 5 : pose des canalisations et accessoires.

Introduction :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées. Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction, la pose en terre, en galerie, pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

III-5.1-Pose de canalisation :

a)Principe de pose de canalisations :

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

b) Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

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

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

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

c) Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

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

❖ Cas d'un terrain peu consistant :

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

❖ Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en acier, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à 1500 Q.cm ou lorsqu'il y a présence, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m.

❖ Pose de canalisation en galerie :

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

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

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

❖ 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.

❖ Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

❖ Traversée de la voie ferrée :

Elle sera effectuée par un forage horizontal, le tronçon à la limite de l'emprise de chemin de fer sera isolé par des robinets vannes de sectionnement placés dans des regards de visite.

Conclusion :

Après avoir étudié précisément la zone d'étude, et vu la nature du terrain ordinaire, avec de certains pose particulier car notre adductions traverse par des canal, pistes et routes.

Et pour bien réaliser ses travaux, il faut choisir la main d'œuvre et adapter une bonne organisation du chantier afin d'assurer le succès de notre projet.

Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production, sur le plan humain surtout.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlement dit de « sécurité ».

Nul ne peut nier l'importance des problèmes soulevés. Toute fois il semble que les approches développées sur les risques professionnels ne font pas suffisamment ressortir la liaison avec les conditions de travail. Or ce sont bien, celles ci qui déterminent dans une très large mesure, la situation du travailleur et les contraintes auxquelles il est assujetti pour assurer sa tâche. L'homme est soumis à des rythmes biologiques, il varie continuellement. Son travail varie aussi en fonction de ces rythmes, de ces caractéristiques psychophysiologiques et de son environnement.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

III.6.1-Les causes des accidents :

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories, facteur matériel et facteur humain :

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail,

Les causes d'accident d'origine matérielle proviennent soit :

De la profession en général et du poste de travail en particulier ;

- De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre ;
- Des outils et machines utilisés, implantation, entretien ;
- De l'exécution du travail, difficultés particulières ;
- Du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques ;
- Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc...

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

III.6.2-Les Actions et Conditions Dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement.

Ex : Graisser un engin en marche.

- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression.

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage).

- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites.

- Adopter une position peu sûre.

Ex : transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel.

- Suivre un rythme de travail inadapté.

Ex : cadence de travail trop rapide.

- Outillage, engin, équipement en mauvais état.

Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées.

- Défaut dans la conception, dans la construction.

Ex : installation électrique en fil souple.

- Eclairage défectueux.

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier).

- Conditions climatiques défavorables.

III.6.3-Organisation De La Prévention Des Accidents Du Travail :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressés figurés dans l'organigramme ci-après :

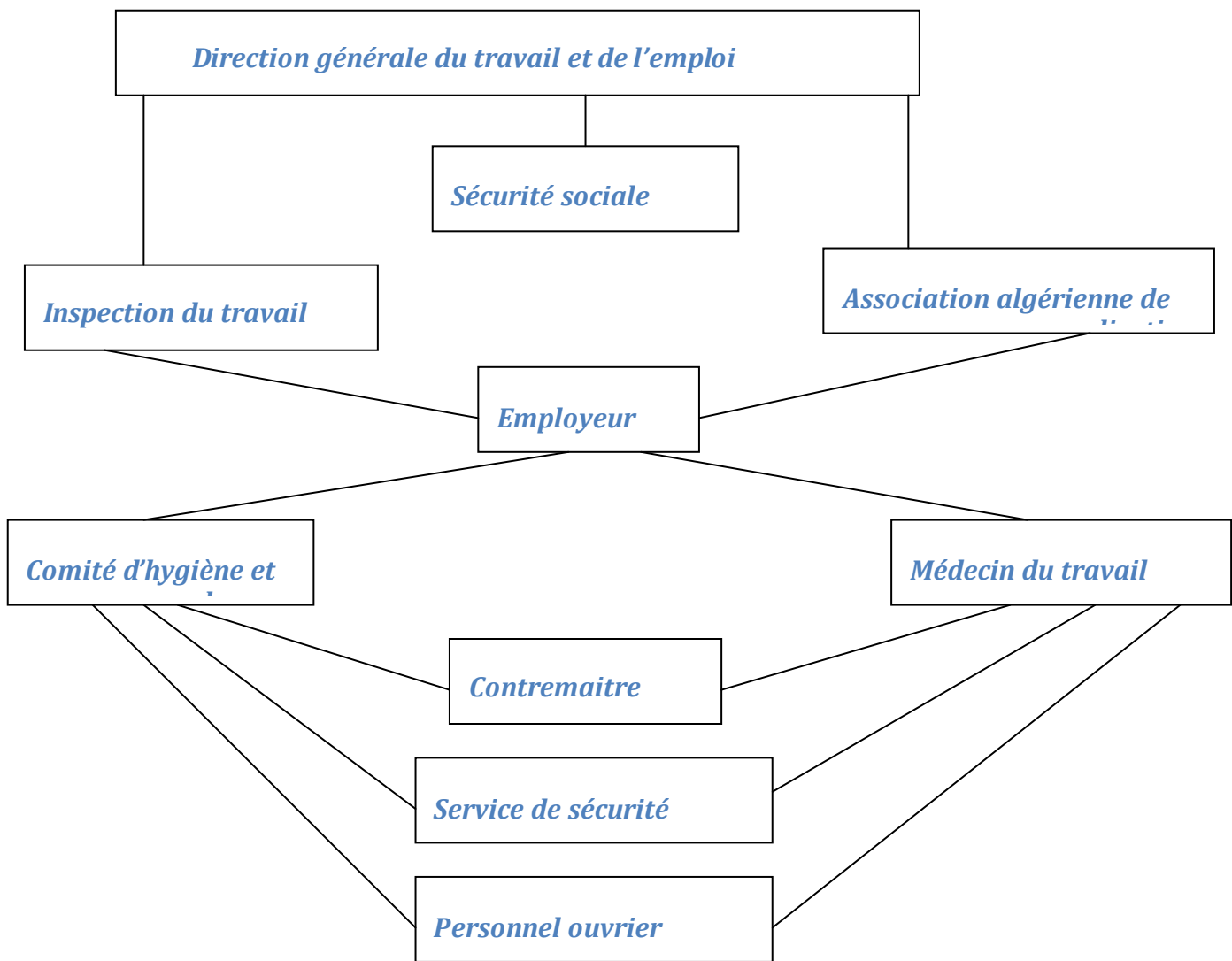


Figure III.5.1 : Organigramme des travaux

Le contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contremaître revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :
- Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques.
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers.

-Protection des membres inférieurs.

-Protection des yeux.

-Protection du tronc.

-Protection de la tête.

-Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

-Correspondre au danger considéré.

-Etre pratique et confortable.

-Etre solide.

-Etre d'un entretien facile.

Conclusion :

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement

Chapitre: VI
ESTIMATION
FINANCIERE

Introduction :

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à 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.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'A.E.P sont :

- ✚ Implantation des traces des tranchées sur le terrain ;
- ✚ Nivellement de la plate-forme de passe ;
- ✚ Excavation des tranchées ;
- ✚ Pose des conduites ;
- ✚ Epreuve de joint et de canalisation ;
- ✚ Remblaiement des tranchées.

IV.1- Implantation Du Trace Des Tranchées Sur Le Terrain :

IV.1.1-Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

IV.1.2- Nivellement De La Plate-forme De Pose :

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

IV.1.3- Excavation Des Tranchées :

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

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

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

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

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

- *La profondeur de la tranchée (H_{tr}) ;
- *La longueur de la tranchée (b) ;
- *Distance de la cavalière.

IV.1.4-La Profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots\dots\dots(III-49)$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite elle est entre 80 et 120cm ;

$h=1$ m ;

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,2$ m ; $\Rightarrow H_{tr} = D+1,2$ (m).

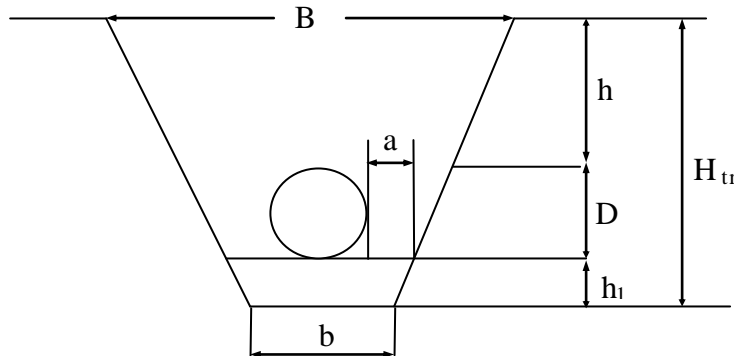


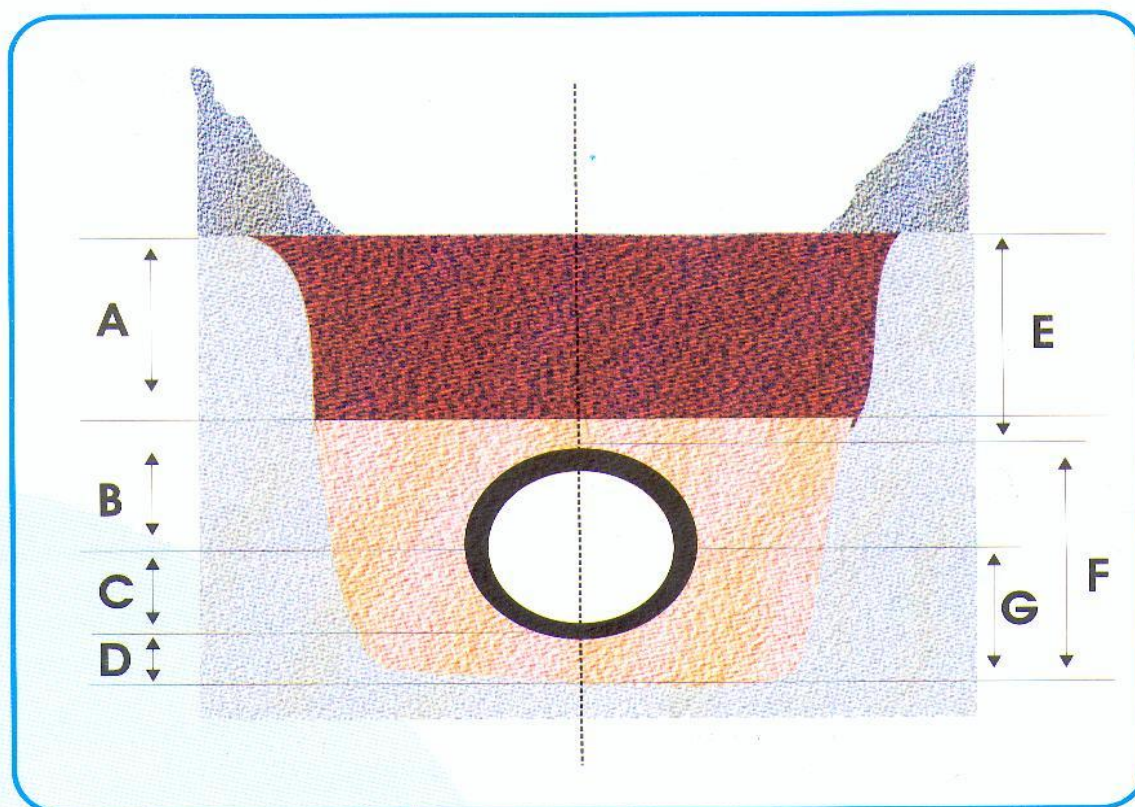
Figure IV.1 Schéma de la tranchée.

Remblayage des fouilles

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm (1)	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai (2)	Jusqu'à la surface

(1) : entre 5 et 15 mm en présence d'une nappe phréatique

(2) : après élimination des éléments impropres.



A	Remblai supérieur
B	Remblai de protection
C	Assise
D	Lit de pose
E	hauteur de couverture
F	Enrobage
G	Appui

Figure IV.2 remblayage des fouilles

IV.1.5-Largeur De La Tranchée :

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite la tache et aussi permettre le compactage du remblai.

Les sur largeurs en mm de d'autre part du tube pour les conduites polyéthylène (PE), et d'après le catalogue techniques de l'entreprise STPM CHIALI sont les suivants :

Tableau IV.1 : sur largeur des tranchées en fonction du diamètre.

DN du tube en mm	Sur largeur en mm
20 à 160	100
180 à 600	300
>600	400

IV.1.6-Choix Du Coefficient Du Talus :

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

Tableau IV.2 : choix du coefficient du talus.

Sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3 m
Sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Remarque : Dans notre cas le sol est limon argileux.

IV.1.7-Choix Des Machines De Terrassement :

La tranchée sera exécutée avec une pelle rétro, dont la capacité du godet est donnée dans le tableau de norme, en fonction du volume de terrassement (voir tableau N°4)

IV.1.7.1- Section De La Tranchée :

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$\text{Str} = H_{\text{tr}} \times b + m \times H_{\text{tr}}^2 \quad \text{..... (III-50)}$$

Pour le calcul on prend le plus grand diamètre qui est de 250m m.

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

b : largeur du fond du tranchée (m) ;

m : coefficient du talus.

IV.1.7.2-Section Du Cavalier :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$S_c = S_{tr} \times K_f \dots\dots\dots(III-51)$$

Avec :

S_c : section du cavalier (m^2) ;

S_{tr} : section transversale de la tranchée (m^2) ;

K_f : coefficient qui dépend de la nature de sol ;

Tableau IV.3 : Coefficient de foisonnement

Type de sol	K_f
sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argileux	1,25-1,3

Puisque notre sol est limon argileux on prend $K_f = 1,2$

IV.1.7.3-Hauteur Du Cavalier :

On a :

$$S_c = \frac{L_c \times H_c}{2} \dots\dots\dots(III-52)$$

Avec :

L_c : largeur du cavalier (m) ;

H_c : hauteur du cavalier (m).

D'où :

$$L_c = \frac{2 \times S_c}{H_c} \dots\dots\dots(III-53)$$

Et $m = \frac{B}{2H_c}$; Avec :

m : talus du sol de cavalier \Rightarrow $L_c = 2mH_c \dots\dots\dots(III-54)$

De (1) et (2)

$$H_c = \sqrt{\frac{S_c}{m}} \dots \dots \dots (III-55)$$

IV.1.7.4-Distance De La Mise Du Cavalier (A) :

C'est la distance qui sépare l'axe de la tranchée à celui du cavalier.

Donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{b}{2} + C + \frac{L_c}{2} + mH_{tr} \dots \dots \dots (III-56)$$

Avec :

A ; distance d'emplacement des terres (m) ;

b : largeur du fond de la tranchée (m) ;

C : longueur du berme en (m) varie entre 2 et 4 m ;

L_c : largeur du cavalier (m) ;

Et

$$L_c = 2 \cdot \frac{S_c}{H_c} \dots \dots \dots (III-57)$$

IV.1.8-Choix De L'Excavateur Et Le Procède D'Excavation :

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

IV.1.8.1-Pelle Equipée En Retro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

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

IV.1.8.2-Pelle Equipée En Butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

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

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie. Celle ci doit satisfaire les conditions ci-dessous:

- ✚ Rayant maximal de déchargement $R_{d\max} \geq A$ (m) ;
- ✚ Profondeur maximale de creusage de la pelle $H_{cr} \geq H_{tr}$ (m) ;
- ✚ Hauteur de déchargement $H_{d\éch} \geq H_c$ (m) ;
- ✚ Largeur du godet $b_g \leq b$ (m) ;

D'après le catalogue (polycopie) de E.IVANOV et A.MAZILIAOUSKAS ; établi à l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, on peut choisi le type de pelle en fonction de la capacité du godet et de la distance de transport

Le calcul pour déterminer les caractéristiques de la pelle est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau IV-4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Tableau IV-5 : Capacité Volume de déblai total et les paramètres pour la détermination de la pelle.

tronçon	D (mm)	L (m)	b (m)	S (m ²)	S _{tr} (m ²)	Sc (m ²)	Hc (m)	H _{tr} (m)	B	A (m)	V _d (m ³)	V _{dt} (m ³)
refoulement	250	927	0,85	0,049	2,28	2,74	2,34	1,45	2,34	5,32	2144,69	10281
Gravitaire	250	2249,26	0,85	0,049	2,28	2,74	2,34	1,45	2,34	5,32	5203,86	
	200	1044,31	0,8	0,031	2,10	2,52	2,24	1,4	2,24	5,22	2225,94	
	125	508,29	0,325	0,012	1,31	1,57	1,77	1,325	1,77	4,71	706,17	

On a :

$$A = A_{\max} = 5.32 \text{ m.}$$

$$H_{tr} = H_{tr \max} = 1.45 \text{ m.}$$

$$H_c = H_{c \max} = 2.34 \text{ m.}$$

$$b = b_{\max} = 0.85 \text{ m.}$$

D'après les paramètres (A, H_c, H_{tr} et b) pour notre cas l'excavateur sera une pelle mécanique équipée en rétro à roue pneumatique.

On à un volume de déblai > 10000 m³ => la capacité du godet et 0,5 m³.

IV.1.8.3-Calcul Du Rendement D'Exploitation De La Pelle :

Il est déterminé comme suit :

$$R_p = G.n.K_r.K_u \cdot \frac{1}{K_f} \dots\dots\dots(III-58)$$

G : capacité du godet de l'excavation (m) ;

n : nombre de cycle de l'excavateur = 3600/T où T = (15 à 20) secondes ;

On prend T=20secondes, alors :

$$n = 3600/20 = 180 ;$$

K_r : coefficient de remplissage K_r = (0,8 à 0,9). On lui prend égal à 0,85 ;

K_u : coefficient d'utilisation de temps K_u = (0,7 à 0,9). On lui prend égal à 0,8 ;

K_f : coefficient de foisonnement K_f = 1,2 ;

❖ pour le godet de capacité G = 0,5 m³, on a le rendement :

$$R_p = 0,5 * 180 * 0,85 * 0,8 * \frac{1}{1,2} = 51 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

❖ pour 8 h de travaille on a le rendement :

$$R_p = 8 * 51 = 408 \text{ m}^3/\text{j} ;$$

IV.1.8.4-Calcul Du Temps D'Excavation :

Les excavateurs ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{\text{ex}} = \frac{V_r}{R_p} \dots\dots\dots(III-59)$$

Avec :

T_{ex} : temps d'exécution (h) ;

V_r : volume du sol excaver (m^3) ;

R_p : rendement de l'excavateur (m^3/h) ;

$$T_{\text{ex}} = 10281/51 = 201,59\text{h} \quad ; \quad T_{\text{ex}} = 9\text{j.}$$

IV.1.8.5-Choix du bulldozer :

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Tableau IV-6- Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

capacité du godet de la pelle (m^3)	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (Kw)	40-60	70-118	120-140	150-300

- ✚ Pour une capacité du godet de la pelle égale à $0,5 \text{ m}^3$ nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes:

Puissance $P_b = 50 \text{ KW}$.

- ✓ Largeur de la lame $L = (2 - 3) \text{ m}$.
- ✓ Hauteur de la lame $h = (1 - 1,5) \text{ m}$.

IV.1.8.6-Aménagement Du Lit De Pose Des Conduites :

Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les côtes de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée pour que la pression soit constante entre les points de changement de pente prévue.
- Etablir en suite le niveau du fond de la fouille en confectionnant un lit de pose bien donnée avec la terre meuble du sable.

Le volume total du sable pour le lit de pose est calculé d'après le tableau suivant :

Tableau IV.7- Volume total du lit de sable :

D (mm)	250	250	200	125
L (m)	927	2249,26	1044,31	508,29
$b=D+0,6$ (m)	0,85	0,85	0,8	0,325
$S=0,2\times b$ (m ²)	0,17	0,17	0,16	0,065
$V_i = S\times L$ (m ³)	157,59	382,37	167,0896	33,04
V_t (m ³)	740,09			

IV.1.8.7-Pose de canalisations :

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre.

Avant la descente des conduites en fouille on procède à un treillage des conduites de façon à écarter celle qui ont subi un choc et aussi pour les débarrassées de tous corps étranger (Terre, pierre...etc.). Les conduites seront par la suite posées lentement à l'aide d'un pose tube dans la fond de fouille. Cette pose s'effectuera par tronçon successif au cours de la pose on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement on utilise des niveleuses.

IV.1.8.7.a- Le compactage :

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.



Figure IV.3 Rouleau lisse

IV.1.8.8-Calcul le volume de travaux de la station de pompage :

Le tableau ci après représente les différent volumes de travaux.

Tableau IV.8- Volumes de travaux de la station de pompage.

N°	Désignation	Unité	Quantité	prix unitaire(DA)	Montant
1	Décapage	m3	20	300	6000
2	Excavation	m3	438	300	131400
3	Remblais compacté	m3	1047	400	418800
4	Béton de propreté	m3	3,6	8000	28800
5	Béton armé semelle	m3	14,4	35000	504000
6	Béton armé demi poteaux	m3	1,1	35000	38500
7	Béton armé des ceintures	m3	25,2	35000	882000
8	Béton armé des voiles	m3	14,4	35000	504000
9	Béton armé des balcons	m3	7,2	35000	252000
10	Béton légèrement armé (chape inferieure)	m3	9,8	19000	186200
11	Béton armé poteaux	m3	9,65	35000	337750
12	Béton armé dalle	m3	9,8	35000	343000
13	Maçonnerie (briquetage)	u	16400	40	656000
					4288450

IV.1.8.9- Remblaiement de la tranchée :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

IV.1.9-Estimation Financier :

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci après :

Tableau IV.9- estimation financier du projet :

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant Total (DA)
1	TERRASSEMENT				
1.1	Terrassement en tranchée et en puits exécuté aux engins mécanique en terrain ordinaire pour une profondeur moyenne de 1.3 m y compris blindages éventuels et même jointifs, les épaissements de la nappe ou des arrivées d'eau, déviation d'oued et toutes sujétions éventuelles	m ³	3 394	200,00	678 800,00
1.2	Terrassement en terrain gorgé d'eau y compris les épaissements par pompage et toutes sujétions éventuelles	m ³	424	500,00	212 000,00
1.3	Terrassement en terrain rocheux avec utilisation de brise roche y compris toutes sujétions éventuelles, (l'utilisation d'engins mécaniques tel que pelle, ripper, etc... sera considéré comme terrain ordinaire)	m ³	424	3 500,00	1 484 000,00
1.4	Remblai en terre ordinaire purgé de cailloux y compris arrosage et compactage et toutes sujétions de mise en œuvre éventuelles	m ³	3 293	250,00	823 250,00
1.5	Fourniture et pose de sable au fond des fouilles y compris transport et mise en œuvre d'une épaisseur moyenne de 10 cm.	m ³	740	1 500,00	1 110 000,00

1.6	Fourniture et pose de gravier 15/25 au fond des fouilles d'une épaisseur de 30 cm en présence d'eau y compris transport et mise en œuvre et toutes sujétions	m ³	332	2 300,00	763 600,00
1.7	Enlèvement de déblais excédentaires ou inutilisables pour le remblaiement des tranchées, y compris reprise et transport à la décharge ou à tout autre endroit désigné par le Maître d'œuvre dans un rayon de 10 kilomètres, le déchargement, et toutes sujétions.	m ³	10 281	200,00	2 056 200,00
1.8	Démolition et remise en état de la chaussée goudronnée sur une épaisseur de 20 cm, selon les normes des travaux publics et toutes sujétions.	m ²	3 346	2 000,00	6 692 000,00
2	CANALISATION				
2.1	La fourniture, et pose de tuyaux en PEHD PN 10 y compris, transport, raccordement au réseau existant conformément aux plans fournis. Remise de certificat de conformité et réalisation d'essais hydrauliques et toutes sujétions.				
2.1.1	DE 250 en PEHD PN16	ml	3 177	4 068,33	12 925 084,41
2.1.2	DE 200 en PEHD PN16	ml	1 045	2 629,52	2 747 848,40
2.1.3	DE 125 en PEHD PN16	ml	509	1 024,52	521 480,68
2.2	La fourniture et pose de grillage avertisseur, y compris toutes sujétions.	ml	4 731	25,00	118 275,00
3	FOURNITURE ET POSE DE PIÈCES SPÉCIALES				

	La fourniture, transport et pose des pièces spéciales pour les ouvrages courants y compris toutes les sujétions de stockage, chargement, déchargement, gardiennage. Ils s'appliquent l'unité livrée à pied d'œuvre et accepté par l'Administration, ainsi que toutes les sujétions non indiquées.				
3.1	Té en fonte				
3.1.1	Té en fonte à trois brides DN250/200/200 PN16	U	1	100 000,00	100 000,00
3.2	Robinet vanne en fonte				
3.2.1	Robinet vanne en fonte DN250 PN16	U	2	153 000,00	306 000,00
3.2.2	Robinet vanne en fonte DN200 PN16	U	1	102 000,00	102 000,00
3.3	Joint de démontage en fonte PN10				
3.3.1	Joint de démontage en fonte DN 250 PN16	U	2	100 000,00	200 000,00
3.3.2	Joint de démontage en fonte DN 200 PN16	U	1	75 000,00	75 000,00
3.4	Cône de réduction en fonte PN10				
3.4.1	Cône de réduction en fonte à 2 brides DN250/200 PN16	U	1	90 000,00	90 000,00
3.5	Manchette en fonte PN10				
3.5.1	Manchette en fonte à 2 brides (DN250, L=0,5m) PN16	U	1	100 000,00	100 000,00
3.5.2	Manchette en fonte à 2 brides (DN200, L=0,5m) PN16	U	1	84 000,00	84 000,00
3.6	Collerette électro-soudable en PEHD PN10				
3.6.1	Collerette électro-soudable en PEHD DE	U	1	12 000,00	12 000,00

	250 PN16				
3.6.2	Collerette électro-soudable en PEHD DE 250 PN16	U	3	16 000,00	48 000,00
3.6.3	Collerette électro-soudable en PEHD DE 200 PN16	U	1	12 000,00	12 000,00
3.7	Pièces spéciales regard de ventouse				
3.7.1	Té en fonte à trois brides soudés DN250/60/300 PN16	U	1	90 000,00	90 000,00
3.7.2	Té en fonte à trois brides soudés DN200/60/200 PN16	U	1	86 400,00	86 400,00
3.7.3	Collerette électro-soudable en PEHD DE 250 PN16	U	2	12 000,00	24 000,00
3.7.4	Collerette électro-soudable en PEHD DE 200 PN16	U	2	12 000,00	24 000,00
3.7.5	Robinet vanne en fonte DN60 PN16	U	2	16 110,00	32 220,00
3.7.6	Ventouse a double corps DN60 PN 16	U	2	43 200,00	86 400,00
3.7.7	Echelle métallique T16 (30 x 15) cm	U	10	500,00	5 000,00
3.7.8	Tampon en fonte (800x800) mm	U	2	15 000,00	30 000,00
3.8	Pièces spéciales regard de vidange				
3.8.1	Té en fonte à trois brides DN250/65/250 PN16	U	1	95 000,00	95 000,00
3.8.2	Té en fonte à trois brides soudés DN250/65/250 PN16	U	1	90 000,00	90 000,00
3.8.3	Robinet vanne en fonte DN65 PN16	U	2	32 230,00	64 460,00
3.8.4	Coude 1/4 (90°) à patins à 2 brides en fonte DN65 PN16	U	2	16 920,00	33 840,00
3.8.5	Collerette électro-soudable en PEHD DE250 PN16	U	2	12 000,00	24 000,00
3.8.6	Collerette électro-soudable en PEHD DE250 PN16	U	2	100 000,00	200 000,00
3.8.7	Collerette électro-soudable en PEHD DE63 PN16	U	2	960,00	1 920,00
3.8.8	Echelle métallique T16 (30 x 15) cm	U	15	500,00	7 500,00

3.8.9	Tampon en fonte (800x800) mm	U	2	15 000,00	30 000,00
3.9	Pièces spéciale piquage sur la conduite DN 600 en Acier de reservoir de dessalement 2x3000 m3				
3.9.1	Robinet vanne en fonte DN250 PN16	U	1	175 620,00	175 620,00
3.9.2	Joint de démontage en fonte DN 250 PN16	U	1	150 000,00	150 000,00
3.9.3	Collerette électro-soudable en PEHD DE 250 PN16	U	1	12 000,00	12 000,00
3.9.4	Manchette en fonte à un seul bride soudée (DN250, L=0,5m) PN16	U	1	160 000,00	160 000,00
3.9.5	Tuyau en PEHD PN16 DE 250 L= 30 m PN16	U	1	122 049,90	122 049,90
3.10	le prix total des Pièces spéciales raccordement au réservoir KLABA 1000 m3				
3.10.1	406188				
3.11	Pièces spéciales raccordement au réservoir GBAICH (1000+250) m3				
3.11.1	Robinet vanne flotteur en fonte DN250 PN16	U	1	150 358,00	150 358,00
3.11.2	Coude 90° en fonte à 2 brides DN250 PN16	U	2	80 000,00	160 000,00
3.11.3	Tuyau en acier à 2 brides soudées (DN250, L=5m) PN16	U	1	40 000,00	40 000,00
3.11.4	Manchette en fonte à 2 brides (DN250, L=1,5m) PN16	U	1	150 000,00	150 000,00
3.11.5	Collerette électro-soudable en PEHD DE 250 PN16	U	1	153 000,00	153 000,00
3.12	Pièces spéciales raccordement au réservoir BOUKHAMLA (2*750) m3				
3.12.1	Té en fonte à trois brides DN200/200/2000 PN16	U	1	95 000,00	95 000,00
3.12.2	Robinet vanne flotteur en fonte DN200 PN16	U	2	100 782,00	201 564,00
3.12.3	Coude 90° en fonte à 2 brides DN200 PN16	U	6	20 000,00	120 000,00
3.12.4	Tuyau en acier à 2 brides soudées (DN200, L=5m) PN16	U	2	35 000,00	70 000,00
3.12.5	Manchette en fonte à 2 brides (DN200, L=1,5m) PN16	U	6	120 000,00	720 000,00

3.12.6	Collerette électro-soudable en PEHD DE 200 PN16	U	1	12 000,00	12 000,00
4	TRAVAUX DE GENIE CIVIL				
4.1	REALISATION DES REGARDS DE VIDANGE				
4.1.	Construction de regards en béton armé dosé à 250 kg/m ³ de dimensions internes (1,4x1,2) et de hauteur moyenne 1,2m, conformément aux plans fournis y compris toutes sujétions.	U	2	70 000,00	140 000,00
4.2	REALISATION DES REGARDS DE VENTOUSE				
4.2.1	Construction de regards en béton armé dosé à 350 kg/m ³ de dimensions internes (1,2 x1,1) et de hauteur moyenne 1,2m, conformément aux plans fournis y compris toutes sujétions.	U	2	60 000,00	120 000,00
4.3	REALISATION DES REGARDS DE SECTIONNEMENT				
4.3.1	Construction de regards en béton armé dosé à 250 kg/m ³ de dimensions internes (1,2x1,2) et de hauteur moyenne 1,2 m, conformément aux plans fournis y compris toutes sujétions.	U	1	65 000,00	65 000,00

5	TRAVERSEE				
5.1	TRAVERSEE DU CANAL				
5.1.1	Réalisation de traversée du canal, conformément aux plans fournis et accepté par l'Administration pour le passage des conduites en fourreau DN 500 mm en acier PN 25 y compris démolition d'une partie du canal, et toutes sujétions éventuelles .Il s'applique au forfait	Fft	1	150 000,00	150 000,00
5.2	TRAVERSEES DE ROUTE				
5.2.1	Réalisation de traversée de route conformément aux plans fournis et accepté par l'Administration, pour le passage des conduites en fourreaux DN variant entre (300mm et 500mm) en acier PN16 y compris démolition de la chaussée et remise en état conformément aux normes Travaux Publics et toutes sujétions. Il s'applique au forfait	Fft	2	100 000,00	200 000,00
5.3	TRAVERSEES DE PISTE				
5.3.1	Réalisation de traversée de piste conformément aux plans fournis et accepté par l'Administration pour le passage des conduites en fourreaux DN variant entre (300 mm-500 mm) en acier en acier PN16 y compris remise en état et toutes sujétions. Il s'applique au forfait	Fft	2	80 000,00	160 000,00
5.4	STATION DE POMPAGE				

5.4.1		4288450,00
TOTAL GENERAL HT		39 801 320,39
T.V.A (17%)		6 835276,43
TOTAL GENERA L TTC		47 042 784,82

IV.1.10-Planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter pour la conception du réseau sont :

A : Piquetage.

B : Décapage de la couche de terre végétale.

C : Exécution des tranchées.

D : Aménagement du lit de pose.

H : La mise en place des canalisations en tranchée.

F : Assemblage des tuyaux.

J : Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.

E : Remblai des tranchées.
 I : compactage.
 G : travaux de finition.

Tableau IV.10- Détermination du délai de la réalisation.

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	7	0	7	0	7	0
B	3	7	10	7	10	0
C	24	10	34	10	34	0
D	12	34	46	37	49	3
H	15	34	49	34	49	0
F	15	34	49	34	49	0
J	7	34	41	42	49	8
E	7	49	56	49	56	0
I	10	56	66	10	66	0
G	7	66	73	66	73	0

Les chemins critiques :

A → B → C → H → E → I → G

A → B → C → F → E → I → G

Donc le délai de la réalisation est de 73 jours avec deux équipes de réalisation elles sont travaillant en parallèles (en même temps).

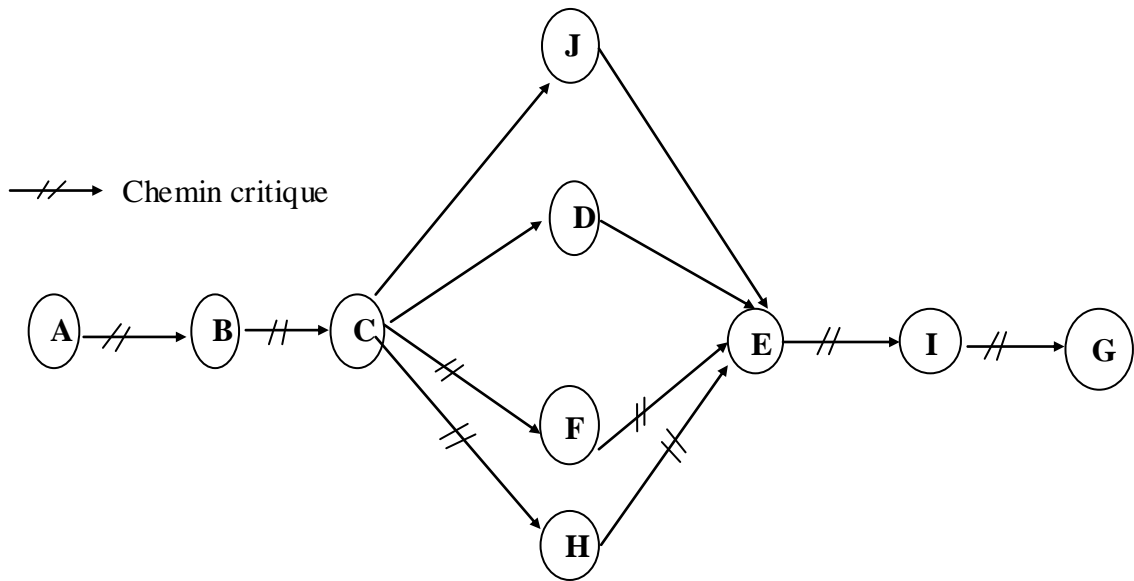


Figure IV.4- Schéma du réseau à nœud.

Conclusion :

Dans notre travail, on a déterminé le devis général de la station de pompage y compris celui de leur réservoir et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

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

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthodes de conduite de chantier peuvent apporter.

Conclusion générale :

Les ressources mobilisables dans la zone étudiée restent suffisantes à la demande, mais le citoyen souffre toujours du déficit d'eau à ça domicile à cause de mauvaise gestion et la négligence des responsables et les piquages illégaux que font les citoyens lui mêmes, ce dernier qui est estimé comme le cause principale, et pour lutter contre ce dernier problème, on propose de créer une organisation dont sa rôle est de protéger les ressources en eau et arrêter les illégaux utilisations.

Mais selon les nouvelles actualités et suivre de l'implantation d'une nouvelle station de dessalement, on procède à la raccorder au différents abonnés de la wilaya et en particulier notre zone, malgré que l'eau dessalé à plusieurs inconvénients sur sa qualité (pauvre au minérale, Traces de métaux lourds échappés des installations et autres traces chimiques issue de produit de nettoyage des membranes).

Et pour cela notre étude a englobé tous les points nécessaires qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable :

“ Détermination des besoins future, implanter les ouvrages de stockage d'eau nécessaire, Dimensionnement du réseau d'adduction ainsi qu'assurer le pompage d'eau jusqu'à sa destination finale, la protection des conduites contre le coup de bélier, et l'organisation de chantier. “ Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée tant au côté technique qu'au côté économique, à partir du choix du tracé à projeté, méthode de poses de la canalisation et choix des différents matériaux utilisé dans ce projet, tous ça afin d'assurer un débit suffisant aux abonnés.

Ce projet m'a permis d'acquérir une expérience professionnelle, il m'a aidé à découvrir de nombreuses connaissances et techniques dans le domaine de l'alimentation en eau potable et de l'hydraulique en générale.

Enfin, on espère que ce travail puisse servir à l'amélioration de l'état d'approvisionnement En eau potable dans les trois localités à l'horizon précis, satisfaire leur habitants et participation dans la croissance locale.

Références bibliographiques :

- [1] - **B.SALAH.** Polycopie d'Alimentation en Eau Potable, ENSH 1994, P11.
- [2] - **A. DUPONT.** Hydraulique urbaine, Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, p237.
- [3] **A. MOREL.** EXERCICES DE MECANIQUE DES FLUIDES, Tome I, P 82.
- [4] - **H. GODART.** Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau), édition Tome.I, P10.
- [5] - **M. BEN LAOUAKLI.** Cours organisation du chantier 4 eme année, ENSH **2011.**

ANNEXE

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

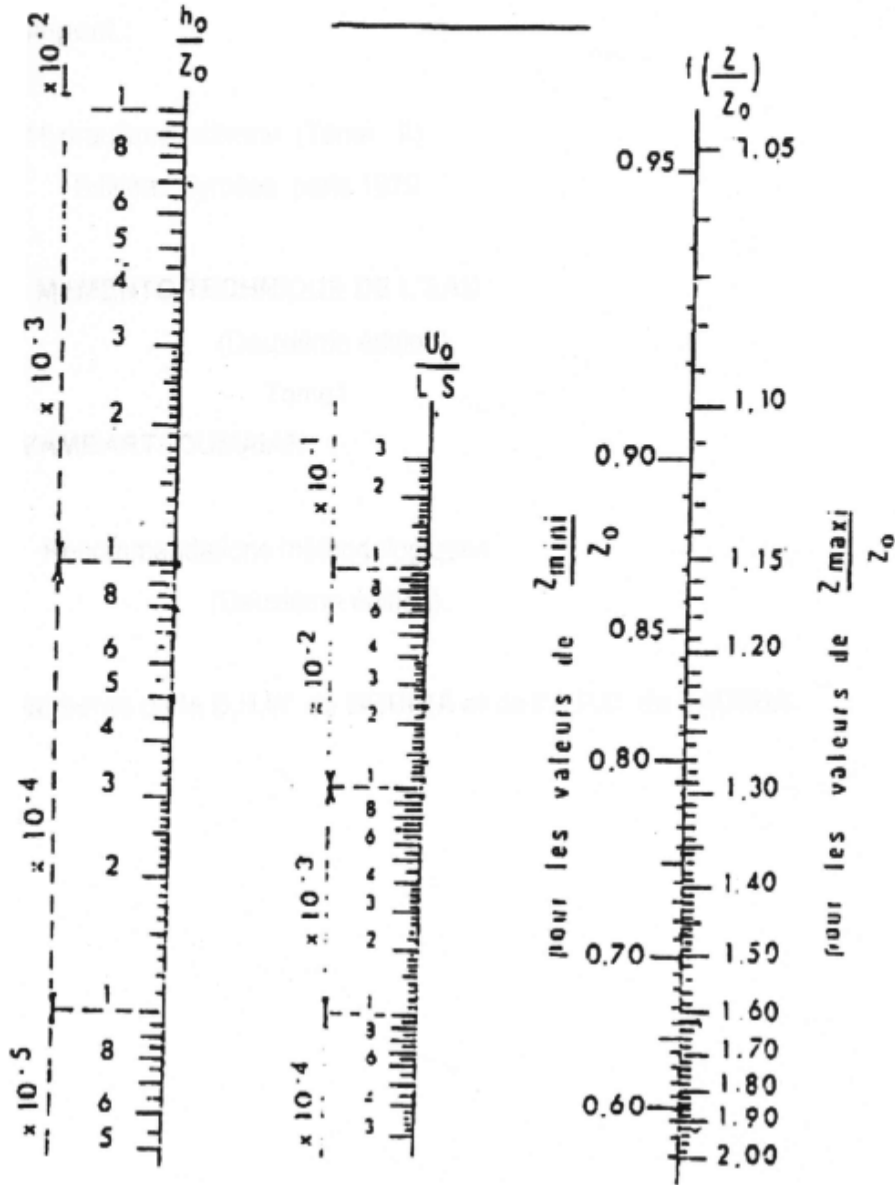


PLANCHE XXVII

ANNEXE III.1 ABAQUE DE VIBERT

NOMENCLATURES

Abréviation	Définition	Unité
Px	population à l'horizon de calcul	hab
P0	population à l'année de référence	hab
α	Taux d'accroissement démographique.	
n	nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.	
Qmoy,j	consommation moyenne journalière	m ³ /j
Qi	dotation journalière	l/j/hab
Ni	nombre de consommateurs.	
Qmax,j	Consommation maximale journalière	m ³ /j
Kmax,j	Coefficient d'irrégularité journalière .	
Qmoy,j	Consommation moyenne journalière	m ³ /j
Qmin,j	Consommation minimale journalière	m ³ /j
Kmin,j	Coefficient d'irrégularité journalière minimum.	
Q	débit	m ³ /s
n	nombre d'heures de pompage.	h
e	prix du kWh d'énergie.	DA
f	prix de 1kg de fonte	DA
CJ	coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon sur le débit à la tête du réseau.	
E	un facteur économique.	
k0	Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau.	
kj	Coefficient de variation journalière de la consommation.	
kh	Coefficient de variation horaire de la consommation.	
M	Facteur tenant compte du matériau de la canalisation.	
β	Exposant tenant compte du régime d'écoulement.	
m	Exposant tenant compte du type du matériau.	
α	Coefficient tenant compte du lien.	
a , b	grandeurs dépendant du type du matériau , de la profondeur de pose et du type de sol.	
D	diamètre D de la conduite	m
L	la longueur du tronçon	m
V	vitesse moyenne d'écoulement	m /s
Δ HL	Pertes de charge linéaires.	
I	gradient hydraulique	m /m
Re	nombre de Reynolds.	
v	viscosité cinématique de l'eau.	
t	température de l'eau	C°
k0	la rugosité à l'état neuf.	

α	le coefficient de vieillissement de conduite.	
T	temps de service	h
Hg	la hauteur géométrique	m
ΔHt	pertes de charge total	m
η	rendement de la pompe.	
t	c'est le temps de pompage par jour.	h
P	puissance de la pompe.	KW
E	énergie consommée par la pompe.	kw
Prc	prix de ml de la conduite.	DA
A	Amortissement annuel.	
i	Taux d'annuité annuel.	
n	nombre d'années d'amortissement.	
ΔHT	Perte de charge totale.	m
K'	Coefficient de perte de charge.	
Leq	Longueur équivalente de la conduite	m
Lg	Longueur géométrique de la conduite.	m
Pex	pression d'exhore.	m
CTp	Cote de trop plein	m
CPE	Cote du plan d'eau	m
R	rendement de rognage.	
m	coefficient de rognage.	
Qpf	débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe	m ³ /s
V0	vitesse moyenne d'écoulement	m/s
g	accélération de la pesanteur g = 9,81 m/s ² .	m/s ²
L	la longueur de la conduite	m
Z0	pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).	m
Z min	pression absolue relative à la dépression	m
Z max	pression absolue relative à la surpression	m
U0	volume de l'air	m ³
V0	Vitesse d'écoulement	m /s
S	section de la conduite	m
H tr	profondeur de la tranchée	m
D	diamètre de la conduite	m
b	largeur de la tranchée	m
D	diamètre de la conduite	m
a	distance entre la génératrice latérale et la base du talus (30 cm).	m
B	largeur du cavalier	m
H c	hauteur du cavalier	m
Kr	coefficient de remplissage du gobet	
K t	coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur.	
Kf	coefficient de foisonnement du sol.	
Tc	la durée d'un cycle de remplissage du godet .	min
V	volume du sol excavé	m ³

ACL	Agglomération chef-lieu.	
DRE	Direction des Ressource Hydraulique.	
CFPA	centre de formation professionnel.	
ANRH	Agence National des Ressource Hydraulique.	
ONS	Office National des statistiques.	