

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 du renforcement de l'alimentation en eau potable des communes est de Tipaza (w.Tipaza).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0033-17

APA Citation (APA توثيق):

Mansouri, Romaiassa (2017). Etude du renforcement de l'alimentation en eau potable des communes est de Tipaza (w.Tipaza)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Alimentation en Eau Potable

THEME

**ETUDE DU RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DES COMMUNES EST DE TIPAZA (W.TIPAZA)**

Présenté Par :

MANSOURI ROMAISSA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r SALAH BOUALEM	Professeur	Président
M ^{me} MOKRANE WAHIBA	M.A.A	Examineur
M ^{me} AMMOUR FADHILA	M.A.A	Examineur
M ^{me} HADJ SADOK NABILA	M.A.A	Examineur
M ^{me} KADI LATIFA	M.A.A	Promotrice

Session - 2017 H.U.

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère : DALILA.

Mon père : AHMED TAHAR.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à :

Mes deux grands mère.

Mes frère: Hassen, Hocine et Abd Ellah.

Ma chère sœur : Ferdous.

Mon mari : Mohamed.

A tous mes amies en particulier à : Meriem, Chahrazed, Romaiissa, Wissem, Rym, Amina et Zwina.

En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous ceux qui me sont chers.

Romaiissa Mansouri

Remerciements ❖

Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :

Mes chers parents pour la compréhension et les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de mon parcours.

Ma promotrice Madame Kadi Latifa pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.

A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Enfin, que toutes celles et tous ceux qui, de près ou de loin m'ont généreusement offert leurs concours à l'élaboration de ce modeste travail, trouvant ici l'expression de ma profonde sympathie.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

M.ROMAISSA

ملخص

الموضوع المقترح مسجل في إطار مشروع التوريد بالمياه الصالحة للشرب معتمد من طرف شركة المياه و التطهير لولاية الجزائر، يسمح بتدعيم بلديات شرق تيبازة بالمياه الصالحة للشرب .

بعد التعريف بمنطقة الدراسة و تقدير احتياجات المياه في الوقت الحالي و إلى غاية المدى البعيد (2047)، نقوم بتقييم العجز الواجب توفيره، و بناء على هذا نشرع في حساب أنابيب نقل المياه تقنيا و اقتصاديا .

بعد ذلك نقوم بحساب أنبوب التقريب و الخزانات المضافة، ونتم عملنا بطرق إنجاز المشروع و الأمن و الحماية أثناء العمل .

Résumé :

Le thème proposé s'inscrit dans le cadre d'un projet d'Alimentation en Eau Potable agréée par la SEAAL. Il porte sur le renforcement de l'alimentation en eau potable des communes Est de TIPAZA. Il s'agit de renforcer les communes (Fouka, Bousmail, Khemisti, Bouharoun et Ain Tagourait).

Après avoir présenté notre région d'étude et estimer les besoins en eau de l'agglomération à l'horizon d'étude 2047, nous calculerons le déficit à combler pour assurer la quantité nécessaire de l'eau consommée.

La conduite d'adduction fonctionne gravitairement. Le choix de tracé se fait de point de vu technico-économique.

Nous dimensionnons la conduite d'adduction et les réservoirs projetés.

Nous terminons notre travail par les méthodes de mise en œuvre, l'organisation et la sécurité de chantier.

Abstract:

The proposed theme is part of a project approved the drinking water supply (DWS) by SEAAL on strengthening supply of Commons East of TIPAZA. This is to strengthen Commons (Fouka, Bousmail, Khemisti, Bouharoun and Ain Tagourait).

After presenting our study area and estimate water needs of the city by the year 2047 study, calculate the resource gap to provide the necessary amount of water consumed.

The supply pipe runs gravitationally, the chosen route is seen as a point of technical and economic.

We sizing the supply pipe, the projected tanks and we finish our project by methods of implementation, site organization and security.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I

I.1.Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.2.Présentation des communes de la zone d'étude :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.Situation géographique :	Erreur ! Signet non défini.
I.4.Situation climatique :	Erreur ! Signet non défini.
I.4.1.Climat :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.2.Vent :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.3.Température :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.4.Pluviométrie :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.5.Humidité :	Erreur ! Signet non défini.
I.5.Situation topographique :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.6.Sismicité :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.7.Description du système d'AEP existant :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.8.Situation démographique :	Erreur ! Signet non défini.
I.9.Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE II

II.1. Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
II.2. Evolution de la population :.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3. Etude de la consommation moyenne journalière :.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4. Evaluation de la consommation moyenne journalière :.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1. Consommation domestique :	Erreur ! Signet non défini.
II.4.2. Consommation des autres usagers :.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.3. Récapitulatif des besoins moyens de la zone d'étude :.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.4. Coefficient de pointe saisonnier :	Erreur ! Signet non défini.
II.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières :	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1. Consommation maximale journalière :.....	Erreur ! Signet non défini.
II.5.2. Consommation minimale journalière :	Erreur ! Signet non défini.
II.6. Variation des débits horaires :	Erreur ! Signet non défini.
II.7.Bilan ressources-besoins en eaux :	Erreur ! Signet non défini.

II.8. Conclusion : **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE III

III.1.Introduction : **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.Définition : **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.Types d'adduction : **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.1.Adduction gravitaire : **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.2.Adduction par refoulement : **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.Types d'écoulement : **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.1.Ecoulement à surface libre : **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.2.Ecoulement en charge : **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.Choix des matériaux de canalisation : **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.1.Conduites en acier : **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.2.Conduites en fonte : **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.3.Conduites en PEHD : **Erreur ! Signet non défini.**

III.6.Choix du tracé : **Erreur ! Signet non défini.**

III.7.Etude de l'adduction : **Erreur ! Signet non défini.**

III.7.1.Proposition des variantes : **Erreur ! Signet non défini.**

III.7.2.Dimensionnement d'une adduction en charge gravitaire : **Erreur ! Signet non défini.**

III.8.Les caractéristiques des différents points : **Erreur ! Signet non défini.**

III.8. 1.Les altitudes des différents points : **Erreur ! Signet non défini.**

III.8.2.Calcul des longueurs des différents tronçons : **Erreur ! Signet non défini.**

III.8.3. Calcul des débits de chaque tronçon : **Erreur ! Signet non défini.**

II.9.Dimensionnement des différents tronçons : **Erreur ! Signet non défini.**

III.9.1.Dimensionnement des différents tronçons de la variante N°1 : **Erreur ! Signet non défini.**

III.9.2.Dimensionnement des différents tronçons de la variante N°2 : **Erreur ! Signet non défini.**

III.10.Calcul des frais d'investissement : **Erreur ! Signet non défini.**

III.10.1.Calcul des frais d'investissement de la variante 1 : **Erreur ! Signet non défini.**

III.10.2. Calcul des frais d'investissement de la variante 2 : **Erreur ! Signet non défini.**

III.11.Conclusion : **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE IV

IV.1.Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.Rôles des réservoirs :	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.Emplacement des réservoirs :	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.Equipement du réservoir :	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.1.Conduite d'arrivée ou d'alimentation :	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.2.Conduite de départ ou de distribution :	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.3.Conduite du trop-plein :	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.4.Conduite de vidange :	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.5.Conduite de by-pass :	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.6.Système de matérialisation d'incendie :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.Classification des réservoirs :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.1.Classification selon le matériau de construction :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.2.Classification selon la situation des lieux :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.3.Classification selon l'usage :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.4.Classification selon la forme géométrique :	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.Détermination de la capacité du réservoir :	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.1.Méthode analytique :	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.2.Méthode graphique :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.Calcul des réservoirs de la zone d'étude :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.1.Réservoir (RV1) de Fouka :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.2.Réservoir (RV2) de Fouka :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.3.Réservoir (RV3) de Bousmail :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.4.Réservoir (RV4) de Khemisti :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.5.Réservoir (RV5) de Bouharoun :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.6.Réservoir (RV6) de Ain Tagourait :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.7.Réservoir RV 250 de Ain Tagourait :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.8. conclusion :	Erreur ! Signet non défini.
IV.8.Dimensions des réservoirs à projeter :	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE V

V.1.Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
--------------------------	------------------------------------

V.2.Pose de canalisation :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1.Principe de pose de canalisation :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.Pose de la conduite en tranchée :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.2.Assemblage par emboîtement :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.3.Les déviations angulaires :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.1.Les robinetteries :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.1.1.Vanne papillon :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2.Les ventouses :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.3.Vidanges : (points bas)	Erreur ! Signet non défini.
V.3.4.Conduite by-pass :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.5.Les joints de raccordement :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.6.Mesure de pression :	Erreur ! Signet non défini.
V.4.Conclusion :.....	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE VI

VI.1.Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.Organisation de chantier :	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.1.Excavation des tranchées :	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.1.1. Enlèvement de la couche végétale :	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.1.2. Le déblai :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.2.Lit de sable :	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.3.Le volume des remblais :	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.4.Le compactage :	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.5.Calcul de la durée des travaux :	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.6.Devis des travaux :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.Sécurité de travail :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.1.Définition d'un accident de travail :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.2.Définition d'une maladie professionnelle :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.3.Les causes principales d'un accident de travail :	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.3.1.Le facteur matériel :	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.3.2.Le facteur humain :	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.4.Les actions dangereuses :	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.5.Prévention :	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.6.Les moyens de protection :.....	Erreur ! Signet non défini.

VI.3.6.1.Les moyens de protection collectifs :	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.6.2.Les moyens de protection individuels :	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1: Situation géographique de la zone d'étude	Erreur ! Signet non défini.
---	------------------------------------

CHAPITRE II

Figure II.1 : Consommation horaire de la commune de Khemisti	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.2 : Consommation horaire de la commune de Ain Tagourait	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.3 : Consommation horaire de la commune de Fouka	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.4 : Consommation horaire de la commune de Bousmail.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.5 : Consommation horaire de la commune de Bouharoun	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE III

Figure III.1 : schéma synoptique de la première variante	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.2 : schéma synoptique de la variante N°2	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.3 : Tracé du tronçon i-j.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.4 : Tracé du tronçon P6- RV250 de Ain Tagourait.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.6 : Tracé du tronçon P12- RV250 de Ain Tagourait.....	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE V

Figure V.1 : les déviations angulaires des conduites.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.2 : Robinets vannes papillon	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.3 : Mode de fonctionnement d'une ventouse (source : helyon.com/category/protection-contre-la-pression-et-le-vide)	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.4 : Manomètre	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Réseau à nœud	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.2: Les équipements de protection individuelle [11].....	Erreur ! Signet non défini.

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

- Tableau I.1 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (année 2009)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau I.2 : Répartition moyenne mensuelle des températures (année 2009) **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau I.3 : Répartition mensuelle de la pluviométrie (année 2009)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau I.4 : Humidité moyenne mensuelle (année 2009) **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau I.5 : Répartition de la population **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau I.6 : Numéro des districts concernés par l'étude..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE II

- Tableau II.1 : Taux d'accroissement des communes concernées par l'étude**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.2 : Evolution de la population de la zone d'étude..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.3 : strates de population **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.4 : Besoins domestiques en eau potable actuels et à l'horizon .. **Erreur ! Signet non défini.**
(2047) de la zone d'étude **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.5 : coefficients de majoration spécifiques aux autres usagers..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.6 : Besoins en eau des autres consommateurs..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.7 : récapitulatif des besoins en eau de la zone d'étude **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.8 : Besoins en eau en pointe estivale de la zone d'étude **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.9 : Consommation maximale et minimale journalière pour chaque **Erreur ! Signet non défini.**
commune **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.10 : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.11 : Variation du débit horaire pour la commune de Khemisti... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.12 : Variation du débit horaire pour la commune de Ain Tagourait..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.13 : Variation du débit horaire pour la commune de Fouka **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.14 : Variation du débit horaire pour la commune de Bousmail .. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.15 : Variation du débit horaire pour la commune de Bouharoun **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.17 : la production en eau existante..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.18 : Bilan Ressources-Besoins en eau **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE III

Tableau III.1 : Coefficients K', m et β pour différents types du tuyau **Erreur ! Signet non défini.**

III.8. Les caractéristiques des différents points : **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.2 : Les altitudes des différents points de l'adduction **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.3 : Les capacités et les altitudes des réservoirs **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.4 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction principale **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.4 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction principale (suite) **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.5 : débits disponibles pour les communes **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.6 : différence entre les besoins en eau la production en eau de chaque commune ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.7: Débit de chaque tronçon de l'adduction **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.8 : Longueurs des conduites secondaires **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.9 : Diamètres et vitesses des différents tronçons **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.10 : Les cotes piézométriques et les pressions des différents points **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.11 : Pertes de charges, diamètre et vitesse du tronçon P6 - P13 **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.12: Diamètres calculés des conduites secondaires **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.13 : Diamètres et vitesses des tronçons P1-RV1, P2-RV2, P4-RV4 et P6- RV6 **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.14 : Diamètres, longueurs et vitesses des autres tronçons **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.15 : Diamètres et vitesses des différents tronçons **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.16 : Les cotes piézométriques et les pressions des différents points **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.17 : le diamètre calculé du tronçon P12 – P13 **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.19 : les diamètres calculés des conduites secondaires **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.20 : Les diamètres et les vitesses des tronçons P7-RV1 ; P11-RV5 et P12-RV6 **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.20 : Les diamètres, longueurs et vitesses des conduites secondaires **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.21 : Frais d'investissement des conduites gravitaires de la 1^{ère} variante **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.22 : Frais d'investissement des conduites gravitaires de la 2^{ème} variante **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Capacité horaire de réservoir (RV1) de Fouka..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.2 : besoins en stockage des localités desservies à partir du réservoir de Fouka (RV1)
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.3 : Capacité horaire de réservoir (RV2) de Fouka..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.4 : besoins en stockage des localités desservies à partir de réservoir de Fouka (RV2)
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.5 : Capacité horaire de réservoir de Bousmail..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.6 : besoins en stockage des localités desservies à partir de réservoir de Bousmail (RV3)
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.7 : Capacité horaire de réservoir de Khemisti **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.8 : besoins en stockage des localités desservies à partir de réservoir de Khemisti (RV4)
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.9 : Capacité horaire de réservoir de Bouharoun **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.10 : besoins en stockage des localités desservies à partir de réservoir de Bouharoun (RV5)
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.11 : Capacité horaire de réservoir (RV6) de Ain Tagourait **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.12 : besoins en stockage des localités desservies à partir de réservoir de Ain Tagourait
(RV6)..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.13 : Capacité horaire de réservoir de Ain Tagourait **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.14 : besoins en stockage des localités desservies à partie de réservoir de Ain Tagourait
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.15 : Tableau récapitulatif de différentes dimensions des réservoirs projetés **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Les déviations angulaires de conduites autorisées..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : Calcul du volume du déblai de l'adduction..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement .. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.3 : Calcul du volume du lit de sable **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.4 : Calcul du volume du remblai **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.6 : Devis des différents travaux de pose de conduite **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de masse de la zone d'étude

Planche N°2 : Profil en long (Complexe Mouaz- Point de piquage P3)

Planche N°3 : Profil en long (Point de piquage P3- RV250 de Ain Tagourait)

Planche N°4 : Equipements de réservoir

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'accès à l'eau potable pour tous est un enjeu vital, facteur de développement social et économique. Mais nous constatons que cet or bleu est inégalement réparti ce qui met les gestionnaires de l'eau face à d'énormes défis tels que la nécessité de faire des prévisions d'évolution de la demande en eau, le contexte socio-économique et la disponibilité de l'eau.

Pour uniformiser l'accès à l'eau potable et répondre aux besoins de la population, beaucoup de projets dans le secteur de l'eau ont été entrepris ces dernières années et ce dans tout le territoire national. Dans ce mémoire, nous nous intéressons justement aux agglomérations secondaires des communes : Fouka, Bousmail, Khemisti, Bouharoun et Ain Tagourait, situées à l'Est de la wilaya de TIPAZA.

Les agglomérations en question sont alimentées actuellement par des champs de captage, c'est pourquoi le débit est insuffisant dans les réseaux des agglomérations secondaires.

Pour remédier à cela, nous réalisons cette étude qui a pour but de renforcer l'alimentation en eau potable des communes Est de Tipaza pour répondre à la demande en eau des habitants à l'horizon 2047.

Pour ce faire, nous commençons notre travail par la présentation de la zone d'étude, ensuite nous faisons une évaluation des besoins en eau, ce qui nous permettra de déterminer les débits nécessaires au dimensionnement des différentes composantes du système projeté. Nous abordons aussi la pose des canalisations et les accessoires nécessaires au bon fonctionnement du réseau, pour finir par une recommandation concernant l'organisation des travaux.

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

1.1.Introduction :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est important de bien connaître la zone d'étude. C'est pourquoi nous commençons notre travail par ce chapitre qui résume en quelques pages les différentes caractéristiques des localités formant la région étudiée et ce de plusieurs points de vue à savoir : la situation géographique, le climat, la topographie, la sismicité ainsi que les caractéristiques hydrauliques et démographiques.

1.2.Présentation des communes de la zone d'étude :

La zone d'étude est composée de cinq communes côtières :

La commune de AinTagourait se situe à environ 15km à l'est de Tipaza, elle est composée d'une petite bande côtière de plus ou moins 150 mètres de large mais longue de 10km ainsi qu'une petite partie haute constituée de la plaine du sahel. Elle possède un large massif forestier le long des ravins qui descendent vers la mer.

La petite ville Bouharoun qui est connu par son port et les deux communes touristiques Khemisti et Bousmail se situant à environ 20km à l'est de Tipaza font également partie de notre zone étude. Et en enfin, nous avons la commune de Fouka qui se trouve à environ 33km au nord-est de Tipaza et à 30km au sud-ouest d'Alger.

1.3.Situation géographique :

La zone d'étude est située au nord-est de la wilaya de Tipaza. Cette dernière se situe au nord du tell central.

La zone d'étude est limitée géographiquement par :

- La mer Méditerranée au nord.
- La wilaya de Tipaza à l'ouest.
- La commune de Sidi Rached au sud-ouest.
- Les communes de Koléa, Chaiba et Hatatba au sud .
- La wilaya d'Alger à l'es

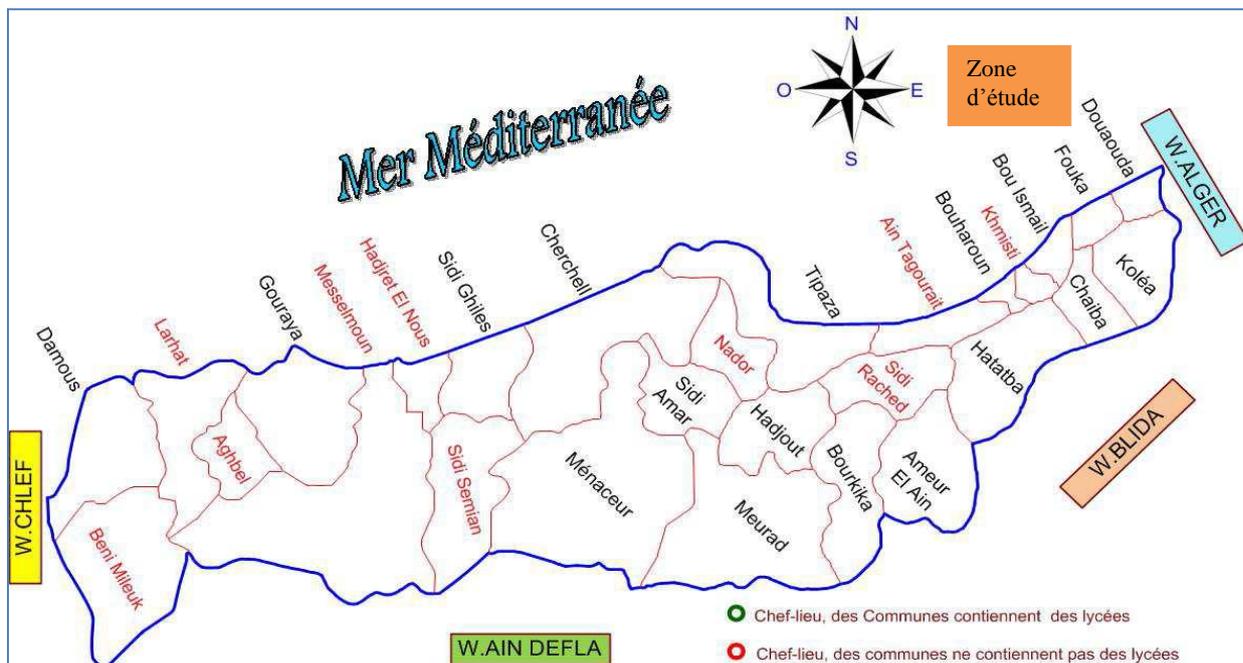


Figure I.1: Situation géographique de la zone d'étude

I.3. Situation climatique :

I.3.1. Climat :

La wilaya de Tipaza se situe dans un seul étage bioclimatique subdivisé en 2 variantes :

- L'étage sub-humide caractérisé par un hiver doux dans la partie nord.
- L'étage sub-humide caractérisé par un été chaud dans la partie sud.

I.3.2. Vent :

Les vents ont des fréquences différentes durant l'année, les plus dominants sont de direction sud et ouest, quant au Sirocco, il est rarement enregistré par contre les gelées sont fortement influencées par l'altitude.

La variation des vitesses du vent au cours de l'année est donnée par le tableau ci-après :

Tableau I.1 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (année 2009)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Vitesses moyennes (m/s)	2,48	2,59	3,17	2,19	2,24	2,36	3,16	3,40	2,97	2,43	3,12	2,73

Source : (DRE de Tipaza)

I.3.3. Température :

C'est une région à hivers doux et à été chaud. Durant les saisons froides la température minimale absolue est inférieure à 10,8°C, tandis que pour les saisons chaudes, la température maximale absolue est supérieure à 24,6°C.

La répartition mensuelle moyenne des températures est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Répartition moyenne mensuelle des températures (année 2009)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
T (°C)	13,07	13,07	14,87	16,9	19,07	22,27	25,93	27,13	24,13	22,4	16,93	14,43

Source : (DRE de Tipaza)

I.3.4.Pluviométrie :

L'étude des précipitations joue un rôle très important surtout pou le choix du type de réseau d'assainissement à projeter. Les communes Fouka, Bousmail, Khemisti, Bouharoun et Ain Tagourait sont caractérisées par des précipitations moyennes annuelles variant entre 400 et 1000 mm/an.

Les pluies sont irrégulières et surtout torrentielles en haute altitude, la sécheresse caractérise les mois de juin, juillet et aout, mais d'une année à une autre, elle peut être précoce (mai) ou tardive (octobre).

Tableau I.3 : Répartition mensuelle de la pluviométrie (année 2009)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Pluviométrie (mm)	157	116	52,7	51	51,7	6,3	01	01	23,7	51,3	142	134

Source : (ANRH)

I.3.5.Humidité :

La variation de l'humidité de l'air au cours de l'année est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 1.4 : Humidité moyenne mensuelle (année 2009)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Humidité moyenne (%)	83,5	79,8	80,6	76,4	76,1	73,4	71,9	74,8	75,7	79,9	79,3	85,5

Source : (DRE de Tipaza)

I.4.Situation topographique :

Les communes Bousmail, Fouka et Bouharoun sont constituées de deux plaines, une basse en bord de mer et une haute sur le plateau sahélien. Plusieurs petits cours d'eau dévalent via des ravins vers la mer.

Bien que Bouharoun soit principalement connu par son port, la majeure partie de son territoire est située dans la plaine haute du sahel entre **100** et **200** mètres.

Il existe six coulées vertes de bois entourant des cours d'eau qui dévalent les pentes vers la mer.

Ain Tagourait est composée d'une petite bande côtière et d'une partie haute constituée de la plaine du sahel.

I.5.Sismicité :

La zone d'étude est située dans la zone territoriale où l'intensité sismique est non négligeable.

Selon la nouvelle classification établie par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2003), cette zone se situe dans la zone sismique III, cette condition doit être prise en considération lors des calculs du génie civil.

I.6.Description du système d'AEP existant :

L'alimentation en eau potable de la zone d'étude se fait à partir du :

->Complexe Mouaz qui reçoit l'eau essentiellement depuis la station de dessalement d'eau de mer Fouka (120.000m³). Il est composé d'un :

- Réservoir de 30.000 m³ comprenant deux compartiments de 15.000 m³ chacun.
- Réservoir de 5000 m³ comprenant deux compartiments de 2500 m³ chacun.

->Champ de captage de Tektaka (de 3500 m³/j)

->Champ de captage de Berbessa.

->Champ de captage de Halloula.

Tel que :

- La commune de Fouka est alimentée à partir du réservoir Mouaz par deux conduites, ainsi qu'à partir du système 117km (il s'agit d'un système de transfert à partir du réservoir Mouaz par plusieurs conduites sur une longueur de 117km, permettant d'alimenter actuellement les communes côtières de l'est de la wilaya de Tipaza).
- La commune de Bousmail est alimentée à partir des champs de captage Berbessa et Tektaka, ainsi qu'à partir du système 117km.
- La commune de Khemisti est alimentée à partir du système 117km.
- Quant aux deux communes Bouharoun et Ain Tagourait, elles sont alimentées à partir des réservoirs tompon 2×1000m³Saidia, à son tour alimentés à partir du système 117km, ainsi qu'à partir du champ de captage Halloula.

I.7.Situation démographique :

L'évaluation des consommations en eau potable est basée sur la connaissance ou l'estimation des populations actuelles et futures de l'ensemble des communes concernées par l'étude. D'après l'ONS, les résultats du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de 2008 pour la zone d'étude, sont les suivants :

Tableau I.5 : Répartition de la population

Commune	Taux d'accroissement(%)	Population 2008
Khemisti	1,9	15128
Ain Tagourait	1,4	10411
Fouka	2,2	48959
Bousmail	0,8	41684
Bouharoun	1,5	9922
Total	–	126104

(Source : RGPH de 2008)

Les districts des communes de la zone d'études ne sont pas concernés dans leur totalité par notre étude.

Les districts, commune par commune, sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau I.6 : Numéro des districts concernés par l'étude

Commune	Population RGPH 2008 des districts concernés par l'étude
Khemisti	4137
Ain Tagourait	5345
Fouka	4606
Bousmail	8670
Bouharoun	4377
Total	27135

(Source : RGPH de 2008)

La consultation des résultats du recensement général de la population et de l'habitat nous permet d'évaluer la situation démographique des zones concernées par l'étude, le recensement de référence étant donc celui du RGPH 2008, la population concernée par l'étude est estimée à 27135 habitants.

I.8.Conclusion :

Les différentes informations présentées dans ce chapitre (climatique, topographique, population et système d'AEP) représentent les premières données de base qui nous serviront pour l'élaboration de notre projet d'alimentation en eau potable. Dans le chapitre qui suit, nous étudions les besoins en eau de la zone d'étude.

CHAPITRE II

Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction :

Une bonne conception de projet commence tout d'abord par une bonne estimation des besoins que peut exiger l'agglomération en question. Dans ce présent chapitre on essaiera d'évaluer les besoins de notre zone d'étude tenant compte de plusieurs facteurs tels que : l'évolution de la population, les équipements sanitaires, les extensions, le niveau de vie de la population et le tourisme.

II.2. Evolution de la population :

Les principales sources d'informations disponibles pour mener cette analyse sont les données transmises par la société des eaux et d'assainissement d'Alger (SEAAL). Les données du recensement (RGPH) de 2008 et les coefficients d'accroissement qui nous ont été communiqués pour chaque commune concernée par l'étude nous permettront d'analyser l'évolution de la population à moyen et long terme.

Tableau II.1 : Taux d'accroissement des communes concernées par l'étude

Nom de la commune	Taux d'accroissement		
	2011-2014	2015-2024	2025-2047
Khemisti	1,83%	2,27%	1,8%
Ain Tagourait	1,38%	2,27%	1,8%
Fouka	2,16%	2,27%	1,8%
Bousamail	0,81%	2,27%	1,8%
Bouharoun	1,42%	2,27%	1,8%

(Source : RGPH 2008)

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

$$P_x = P_0 * (1 + \tau)^n \quad (\text{II.1})$$

P_x : population de l'horizon d'étude.

P_0 : population de référence.

τ : le taux d'accroissement démographique.

n : nombre d'années séparant l'année de référence et le l'horizon de calcul (30 ans).

D'après l'information communiquée par la DRE de Tipaza, il est projeté 840 logements à prendre en considération qui se situent dans le district numéro 13 à l'est de la commune de Ain Tagourait.

Tableau II.2 : Evolution de la population de la zone d'étude

Nom de la commune	Population RGPH 2008	Evolution de la population à l'horizon				
		2011	2015	2017	2025	2047
Khemisti	4137	4368	4779	4998	5765	8536
Ain Tagourait	5345	5569	6093	6372	7350	15083
Fouka	4606	4911	5372	5619	4681	6931
Bousmail	8670	8882	9717	10163	11772	17430
Bouharoun	4377	4566	4995	5224	6026	8922
Total	27135	28296	30956	32376	35594	52702

II.3. Etude de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est déterminée à partir des besoins :

- Domestiques.
- Industriels.
- Publics.
- Touristiques.

II.4. Evaluation de la consommation moyenne journalière :

Pour l'élaboration des besoins en eau potable de la zone d'étude sur les différents horizons de l'étude, on prendra en considération les types de consommations suivantes :

- Consommation domestique.
- Consommation des autres usagers.

Il n'existe pratiquement pas de statistiques sur les consommations d'eau au niveau de la zone d'étude. Cependant la dotation de consommation en eau potable par habitant caractérisant la zone d'étude, sera, prise en fonction du caractère démographique de la zone donnée et des ressources disponibles.

Selon le Plan National de l'Eau de 2010, en fonction du nombre d'habitant, les agglomérations sont subdivisées en sept (7) catégorie :

Tableau II.3 : strates de population

Désignation	Caractéristique
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE) :	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	Villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit « supérieur »	100.000 < pop ≤ 300.000 habitants
L'urbain	20.000 < pop ≤ 100.000 habitants
Semi urbain	5000 < pop ≤ 20.000 habitants
Semi rural	3000 < pop ≤ 5000 habitants
Rural aggloméré	600(100 unités d'habitation) < pop ≤ 3000 habitants
Rural épars	Population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation)

(Source : PNE 2010)

Tenant compte de cette typologie, les agglomérations concernées par cette étude peuvent être subdivisées en deux strates distinctes.

- **Semi urbain** : population comprise entre 5000 et 20.000 habitants.
- **Semi rural** : population comprise entre 3000 et 5000 habitants.

II.4.1. Consommation domestique :

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude est donnée par la relation suivante :

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

$Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen journalier.

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

N: nombre d'habitants.

Tableau II.4 : Besoins domestiques en eau potable actuels et à l'horizon
(2047) de la zone d'étude

N°	Commune	Dotation (l/j/hab)		Besoins en eau domestiques (m ³ /j)	
		2017	2047	2017	2047
1	Khemisti	150	180	749,7	1536,48
2	Ain Tagourait	150	180	955,8	2714,94
3	Fouka	150	180	842,85	1247,58
4	Bousmail	150	180	1524,45	3137,4
5	Bouharoun	150	180	783,6	1605,96
Total				4856,4	10242,36

II.4.2. Consommation des autres usagers :

Tel que le mentionne le PNE, les besoins administratifs, des commerces et de l'artisanat/petite industrie sont considérés comme étroitement liés à la typologie de l'agglomération et sont estimés par application directe à la demande domestique, des coefficients de majoration spécifique à chaque catégorie d'usagers.

Le tableau suivant donne les coefficients de majoration à allouer aux autres usagers.

Tableau II.5 : coefficients de majoration spécifiques aux autres usagers

Typologie de la wilaya	Coefficients de majoration
Agglomérations chef lieu	35%
Agglomérations secondaires	30%
Zones Eparses	0%

(Source : SEAAL)

Les calculs de la demande en eau pour les secteurs de l'administration, du commerce et de la petite industrie seront effectués avec un coefficient de 30%, « car les agglomérations concernées par l'étude sont des agglomérations secondaires »

Tableau II.6 : Besoins en eau des autres consommateurs

N	Commune	Coefficient de majoration	Besoins en eau des autres usagers (m ³ /j)	
			2017	2047
1	Khemisti	30%	224,91	460,94
2	Ain Tagourait	30%	286,74	814,48

3	Fouka	30%	252,86	374,27
4	Bousmail	30%	457,34	941,22
5	Bouharoun	30%	235,08	481,79

II.4.3. Récapitulatif des besoins moyens de la zone d'étude :

Les besoins en eau pour chaque agglomération sont déterminés pour les différents horizons de calcul, nous les avons récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : récapitulatif des besoins en eau de la zone d'étude

N	Commune	Besoins aux horizons (m ³ /j)	
		2017	2047
1	Khemisti	974,61	1997,42
2	Ain Tagourait	1242,54	3529,42
3	Fouka	1095,71	1621,85
4	Bousmail	1981,79	4078,62
5	Bouharoun	1018,68	2087,75
Total		6313,32	13315,07

II.4.4. Coefficient de pointe saisonnier :

La wilaya de Tipaza dispose d'un potentiel touristique et d'un patrimoine historique important.

Vu le potentiel touristique des localités de la zone d'étude, il est proposé d'affecter aux zones touristiques un coefficient de majoration tourisme égale à 1,3.

Tableau II.8 : Besoins en eau en pointe estivale de la zone d'étude

Commune	Coef de majoration tourisme	Besoins en eau avec pointe estivale (m ³ /j)	
		2017	2047
Khemisti	1,3	1266,99	2596,65
Ain Tagourait	1,3	1615,30	4588,25
Fouka	1,3	1424,42	2108,41
Bousmail	1,3	2576,32	5302,21
Bouharoun	1,3	1324,28	2714,07
Total		8207,32	17309,59

II.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

Le débit appelé par le consommateur varie considérablement d'une journée à une autre, en fonction du mode de vie de la population, il présente des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\max,j}$ et $K_{\min,j}$.

$$K_{\max,j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (\text{II.3})$$

$$K_{\min,j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (\text{II.4})$$

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum.

$K_{\min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum.

II.5.1. Consommation maximale journalière :

Le débit relatif au jour de plus grande consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs. Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\max,j} = k_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.5})$$

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

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

Avec : $k_{\max,j} \in [1,1 - 1,3]$; On prend $k_{\max,j} = 1,3$.

D'où : $Q_{\max,j} = 1,3 \times Q_{\text{moy},j}$.

II.5.2. Consommation minimale journalière :

Ce débit relatif au jour de faible consommation de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\min,j} = k_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.6})$$

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j).

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

Avec : $k_{\min,j} \in [0,7-0,9]$; On prend $k_{\min,j} = 0,9$.

D'où : $Q_{\min,j} = 0,9 \times Q_{\text{moy},j}$.

Tableau II.9 : Consommation maximale et minimale journalière pour chaque commune

Commune	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)		$k_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)		$k_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	
	2017	2047		2017	2047		2017	2047
Khemisti	1266,99	2596,65	1,3	1647,09	3375,65	0,9	1140,29	2336,99
Ain Tagourait	1615,30	4588,25	1,3	2099,89	5964,72	0,9	1453,77	4129,42
Fouka	1424,42	2108,41	1,3	1851,74	2740,93	0,9	1281,97	1897,57
Bousmail	2576,32	5302,21	1,3	3349,22	6892,87	0,9	2318,69	4771,99
Bouharoun	1324,28	2714,07	1,3	1721,57	3528,29	0,9	1191,86	2442,67
Total	8207,32	17309,59	-	10669,51	22502,46	-	7386,58	15578,63

II.6. Variation des débits horaires :

Au cours de la journée, la consommation varie d'une heure à une autre, il est clair que le calcul de notre réseau doit tenir compte de cet état de fait. Nous donnons dans le tableau suivant l'évolution de la consommation durant la journée :

Tableau II.10 : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10.000	10.000à50.000	50.000à100.000	>100.000	Aggl de type rural
0-1	01	1,5	03	3,35	0,75
1-2	01	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	01	1,5	2,5	3,3	01
3-4	01	1,5	2,6	3,2	01
4-5	02	2,5	3,5	3,25	03
5-6	03	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	05	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	4,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	06
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	07	05	4,4	4,6	8,5
13-14	07	05	4,1	4,55	06
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	05
15-16	4,5	06	4,4	4,7	05
16-17	05	06	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	05	4,5	4,4	06
19-20	05	4,5	4,5	4,3	06
20-21	4,5	04	4,5	4,3	06
21-22	03	03	4,8	3,75	03
22-23	02	02	4,6	3,75	02
23-24	01	1,5	3,3	3,7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Tableau II.11 : Variation du débit horaire pour la commune de Khemisti

Heures	Consommation totale		Valeur de la consommation cumulée	
	$Q_{\max,j} = 3375,65 \text{ m}^3/\text{j}$		(intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0 – 1	1	33,76	1	33,76
1 – 2	1	33,76	2	67,51
2 – 3	1	33,76	3	101,27
3 – 4	1	33,76	4	135,03
4 – 5	2	67,51	6	202,54
5 – 6	3	101,27	9	303,81
6 – 7	5	168,78	14	472,59
7 – 8	6,5	219,42	20,5	692,01
8 – 9	6,5	219,42	27	911,43
9 – 10	5,5	185,66	32,5	1097,09
10 – 11	4,5	151,90	37	1248,99
11 – 12	5,5	185,66	42,5	1434,65
12 – 13	7	236,30	49,5	1670,95
13 – 14	7	236,30	56,5	1907,24
14 – 15	5,5	185,66	62	2092,90
15 – 16	4,5	151,90	66,5	2244,81
16 – 17	5	168,78	71,5	2413,59
17 – 18	6,5	219,42	78	2633,01
18 – 19	6,5	219,42	84,5	2852,42
19 – 20	5	168,78	89,5	3021,21
20 – 21	4,5	151,90	94	3173,11
21 – 22	3	101,27	97	3274,38
22 – 23	2	67,51	99	3341,89
23 – 24	1	33,76	100	3375,65

A partir de ce tableau, le débit de pointe pour la commune de Khemisti est de **236,30 m³/h**, et survient entre 12h et 14h.

Tableau II.12 : Variation du débit horaire pour la commune de Ain Tagourait

Heures	Consommation totale		Valeur de la consommation cumulée	
	$Q_{\max,j} = 5964,72 \text{ m}^3/\text{j}$		(intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0 – 1	1	59,65	1	59,65
1 – 2	1	59,65	2	119,29
2 – 3	1	59,65	3	178,94
3 – 4	1	59,65	4	238,59
4 – 5	2	119,29	6	357,88
5 – 6	3	178,94	9	536,82
6 – 7	5	298,24	14	835,06
7 – 8	6,5	387,71	20,5	1222,77
8 – 9	6,5	387,71	27	1610,47
9 – 10	5,5	328,06	32,5	1938,53
10 – 11	4,5	268,41	37	2206,95
11 – 12	5,5	328,06	42,5	2535,01
12 – 13	7	417,53	49,5	2952,54
13 – 14	7	417,53	56,5	3370,07
14 – 15	5,5	328,06	62	3698,13
15 – 16	4,5	268,41	66,5	3966,54
16 – 17	5	298,24	71,5	4264,77
17 – 18	6,5	387,71	78	4652,48
18 – 19	6,5	387,71	84,5	5040,19
19 – 20	5	298,24	89,5	5338,42
20 – 21	4,5	268,41	94	5606,84
21 – 22	3	178,94	97	5785,78
22 – 23	2	119,29	99	5905,07
23 – 24	1	59,65	100	5964,72

A partir de ce tableau, le débit de pointe pour la commune de Ain Tagourait est de **417,53m³/h**, et survient entre 12h et 14h.

Tableau II.13 : Variation du débit horaire pour la commune de Fouka

Heures	Consommation totale		Valeur de la consommation cumulée	
	$Q_{\max,j} = 2740,93\text{m}^3/\text{j}$		(intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0 – 1	1	27,41	1	27,41
1 – 2	1	27,41	2	54,82
2 – 3	1	27,41	3	82,23
3 – 4	1	27,41	4	109,64
4 – 5	2	54,82	6	164,46
5 – 6	3	82,23	9	246,68
6 – 7	5	137,05	14	383,73
7 – 8	6,5	178,16	20,5	561,89
8 – 9	6,5	178,16	27	740,05
9 – 10	5,5	150,75	32,5	890,80
10 – 11	4,5	123,34	37	1014,14
11 – 12	5,5	150,75	42,5	1164,90
12 – 13	7	191,87	49,5	1356,76
13 – 14	7	191,87	56,5	1548,63
14 – 15	5,5	150,75	62	1699,38
15 – 16	4,5	123,34	66,5	1822,72
16 – 17	5	137,05	71,5	1959,76
17 – 18	6,5	178,16	78	2137,93
18 – 19	6,5	178,16	84,5	2316,09
19 – 20	5	137,05	89,5	2453,13
20 – 21	4,5	123,34	94	2576,47
21 – 22	3	82,23	97	2658,70
22 – 23	2	54,82	99	2713,52
23 – 24	1	27,41	100	2740,93

A partir de ce tableau, le débit de pointe pour la commune de Fouka est de **191,87 m³/h**, et survient entre 12h et 14h.

Tableau II.14 : Variation du débit horaire pour la commune de Bousmail

Heures	Consommation totale		Valeur de la consommation cumulée	
	$Q_{\max,j} = 6892,87 \text{ m}^3/\text{j}$		(intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0 – 1	1	68,93	1	68,93
1 – 2	1	68,93	2	137,86
2 – 3	1	68,93	3	206,79
3 – 4	1	68,93	4	275,71
4 – 5	2	137,86	6	413,57
5 – 6	3	206,79	9	620,36
6 – 7	5	344,64	14	965,00
7 – 8	6,5	448,04	20,5	1413,04
8 – 9	6,5	448,04	27	1861,07
9 – 10	5,5	379,11	32,5	2240,18
10 – 11	4,5	310,18	37	2550,36
11 – 12	5,5	379,11	42,5	2929,47
12 – 13	7	482,50	49,5	3411,97
13 – 14	7	482,50	56,5	3894,47
14 – 15	5,5	379,11	62	4273,58
15 – 16	4,5	310,18	66,5	4583,76
16 – 17	5	344,64	71,5	4928,40
17 – 18	6,5	448,04	78	5376,44
18 – 19	6,5	448,04	84,5	5824,48
19 – 20	5	344,64	89,5	6169,12
20 – 21	4,5	310,18	94	6479,30
21 – 22	3	206,79	97	6686,08
22 – 23	2	137,86	99	6823,94
23 – 24	1	68,93	100	6892,87

A partir de ce tableau, le débit de pointe pour la commune de Bousmail est de **482,50 m³/h**, et survient entre 12h et 14h.

Tableau II.15 : Variation du débit horaire pour la commune de Bouharoun

Heures	Consommation totale		Valeur de la consommation cumulée	
	$Q_{\max,j} = 3528,29 \text{ m}^3/\text{j}$		(intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0 – 1	1	35,28	1	35,28
1 – 2	1	35,28	2	70,57
2 – 3	1	35,28	3	105,85
3 – 4	1	35,28	4	141,13
4 – 5	2	70,57	6	211,70
5 – 6	3	105,85	9	317,55
6 – 7	5	176,41	14	493,96
7 – 8	6,5	229,34	20,5	723,30
8 – 9	6,5	229,34	27	952,64
9 – 10	5,5	194,06	32,5	1146,69
10 – 11	4,5	158,77	37	1305,47
11 – 12	5,5	194,06	42,5	1499,52
12 – 13	7	246,98	49,5	1746,50
13 – 14	7	246,98	56,5	1993,48
14 – 15	5,5	194,06	62	2187,54
15 – 16	4,5	158,77	66,5	2346,31
16 – 17	5	176,41	71,5	2522,73
17 – 18	6,5	229,34	78	2752,07
18 – 19	6,5	229,34	84,5	2981,41
19 – 20	5	176,41	89,5	3157,82
20 – 21	4,5	158,77	94	3316,59
21 – 22	3	105,85	97	3422,44
22 – 23	2	70,57	99	3493,01
23 – 24	1	35,28	100	3528,29

A partir de ce tableau, le débit de pointe pour la commune de Bouharoun est de **246,98 m³/h** et survient entre 12h et 14h.

Les graphiques suivants représentent les régimes de consommation pour les communes de la zone d'étude :

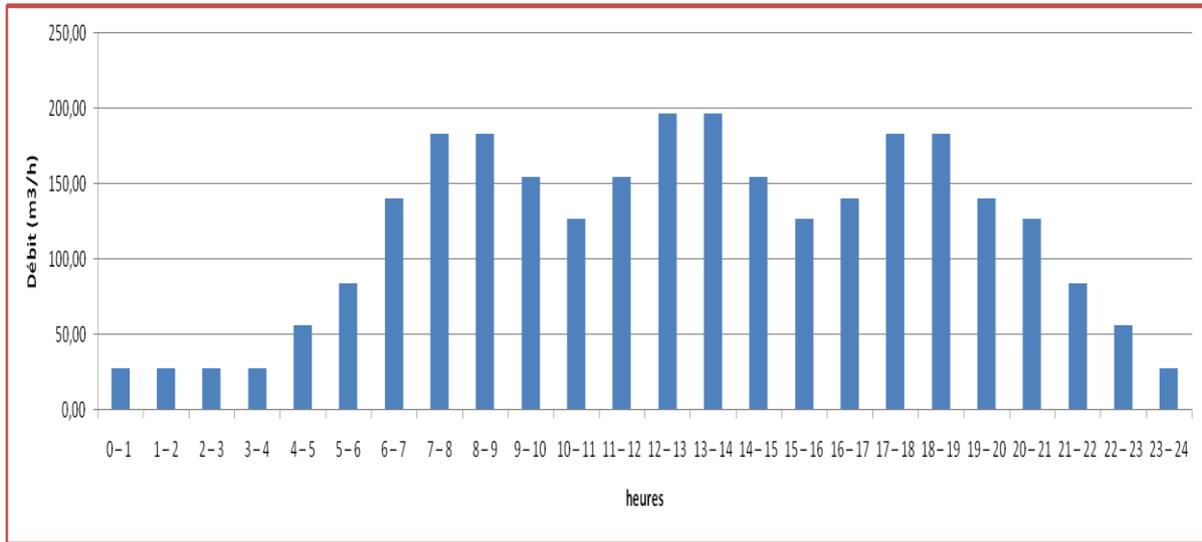


Figure II.2 : Consommation horaire de la commune de Khemisti

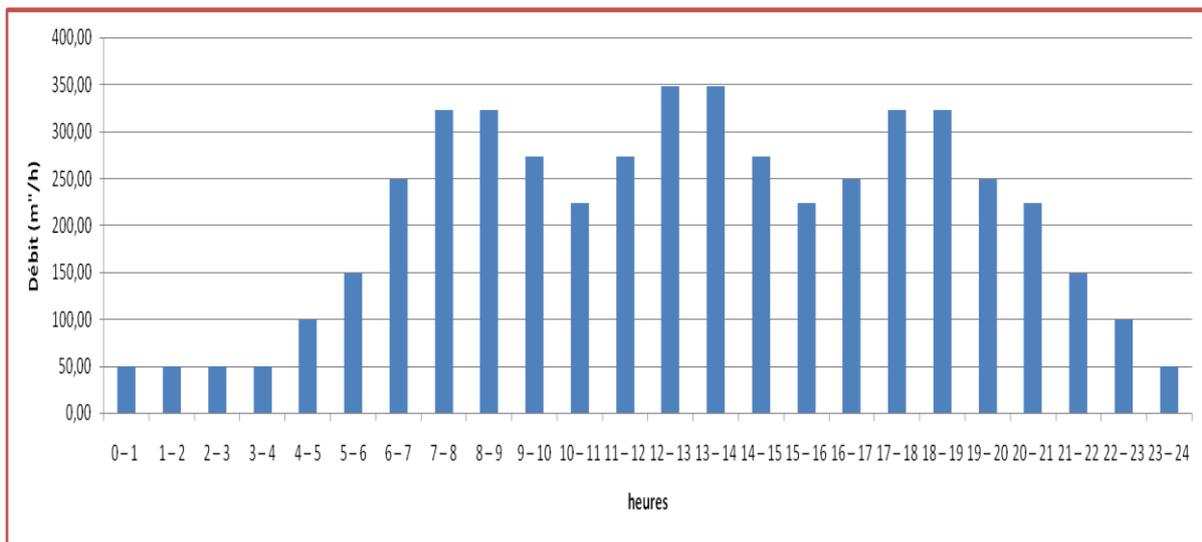


Figure II.3 : Consommation horaire de la commune de Ain Tagourait

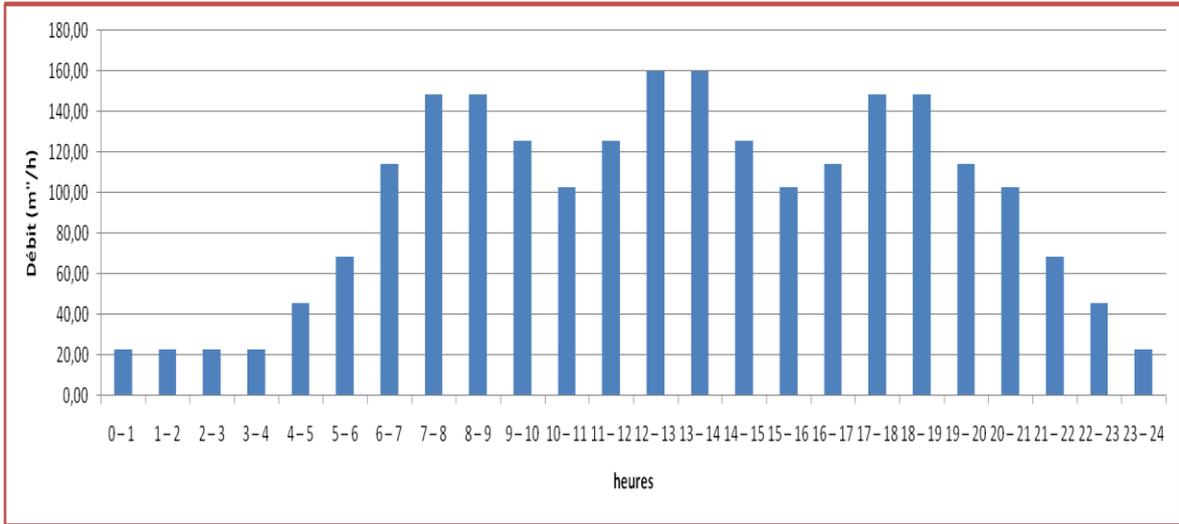


Figure II.4 : Consommation horaire de la commune de Fouka

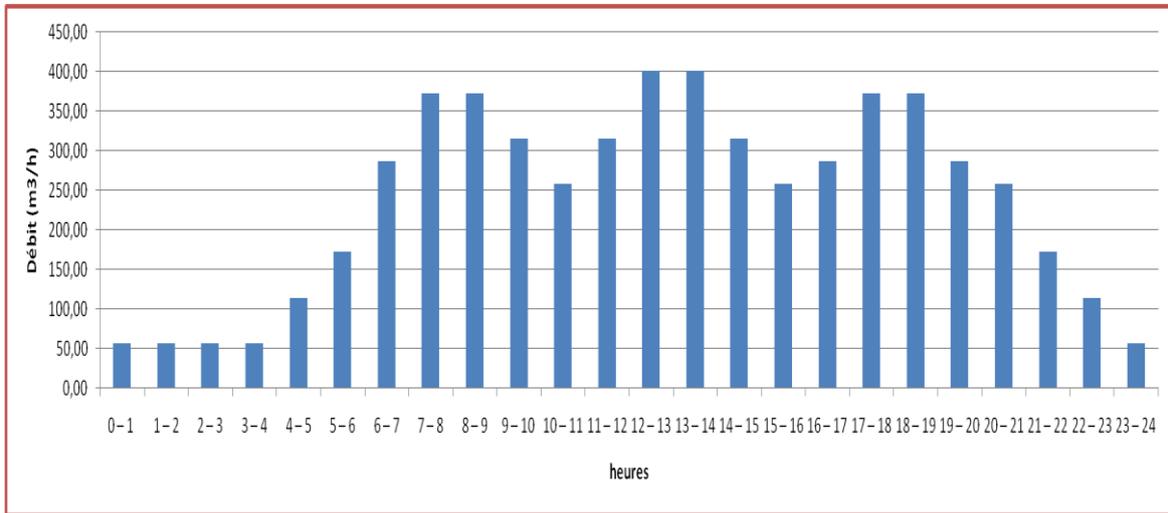


Figure II.5 : Consommation horaire de la commune de Bousmail

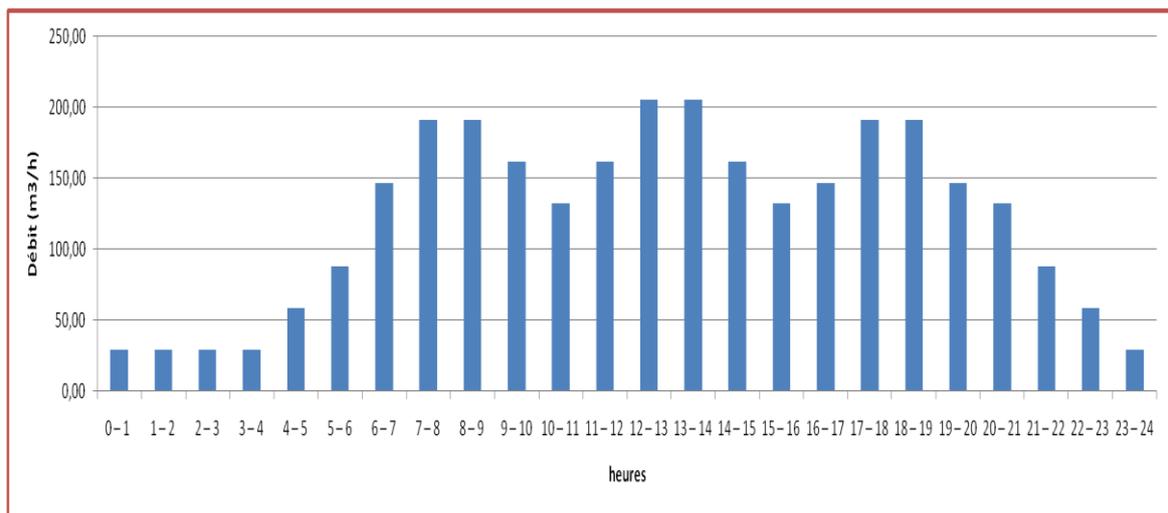


Figure II.6 : Consommation horaire de la commune de Bouharoun

II.6. Bilan ressources-besoins en eaux :

On réalise un bilan entre les besoins en eau et les ressources disponibles de notre zone d'étude, en faisant la différence entre la quantité d'eau demandée et la quantité existante. Ceci nous permettra de savoir s'il existe un déficit, qu'on essaiera de combler pour satisfaire les besoins en eau de la région à l'horizon 2047.

❖ La production en eau existante :

Tableau II.17 : la production en eau existante

La capacité du complexe (m ³ /j)	Le débit total des communes (m ³ /j)	La production en eau existante(m ³ /j)
120 000	111300	8700

On résume dans le tableau suivant les besoins totaux en eau et la production en eau existante ainsi que la différence entre les deux :

Tableau II.18 : Bilan Ressources-Besoins en eau

Année	2017	2047
Besoins totaux en eau (m ³ /j)	10669,51	22502,46
Production en eau existante (m ³ /j)	8700	8700
Déficit (m ³ /j)	1969	13802,46

Les résultats du tableau II.18 montrent qu'il y a actuellement un manque d'eau dans la zone d'étude, et qui augmente avec le temps du fait de l'évolution de la population et donc de la demande en eau. Nous recommandons alors le renforcement de l'approvisionnement en eau de la région.

II.7. Conclusion :

L'estimation des besoins en eau des différents consommateurs de notre agglomération, nous a permis d'effectuer un bilan entre la production en eau existante et les besoins en eau déterminés. Ce dernier a montré l'existence d'un déficit en eau potable dans la région étudiée. Ce déficit est estimé à 13802,46 m³/j, nous réalisons dans ce qui suit une étude pour combler ce manque d'eau et répondre aux besoins de la population.

CHAPITRE III
Etude d'adduction

III.1.Introduction :

Après le calcul des besoins, ce chapitre a pour but de trouver une solution technico-économique pour le dimensionnement du réseau d'adduction afin de combler le déficit et alimenter notre zone d'étude jusqu'à l'horizon 2047.

III.2.Définition :

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc) vers les lieux de consommation.

III.3.Types d'adduction :

D'après leurs fonctionnements, les canalisations d'amenée ou adduction peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction à écoulement gravitaire.
- Adduction à écoulement par refoulement.
- Adduction mixte.

III.3.1.Adduction gravitaire : [1]

Pour l'adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir.

Généralement, l'écoulement peut être à surface libre c'est-à-dire sans-pression.

III.3.2.Adduction par refoulement : [1]

Dans cette adduction, la zone où le point alimenté se trouve à une altitude plus haute que celle de captage. Les conduites de refoulement avec leurs diamètres calculés sont liées économiquement avec la station de pompage.

Le diamètre économique optimal pour la conduite de refoulement correspond au minimum des :

- Charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la conduite.
- Charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la station de pompage.

III.3.3.Adduction mixte :

Dans certains cas, la topographie des lieux imposera une adduction mixte. On distingue les cas :

- Refoulement-gravitaire : la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire par l'installation d'un réservoir intermédiaire ou réservoir tampon.

- Gravitaire-refoulement : on s'efforcera toujours de réduire le plus possible la longueur de la conduite de refoulement.

L'extrémité amont de la conduite gravitaire est munie d'une vanne à survitesse, par contre on évite l'arrivée par le fond au niveau du réservoir intermédiaire car on risque d'avoir siphonage dans la partie gravitaire.

III.4.Types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre.
- Ecoulement en charge.

III.4.1.Ecoulement à surface libre :

Il est défini comme un écoulement avec une surface libre c'est-à-dire en contact avec l'air. Donc la pression prédominante à la surface libre est la pression atmosphérique. Ce type d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité due à l'existence de la pente.

III.4.2.Ecoulement en charge :

L'écoulement est forcé. Dans ce cas sa pression diffère de la pression atmosphérique.

III.5.Choix des matériaux de canalisation :[1]

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

a) Sur le plan technique : Cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

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

b) Sur le plan économique : Cette faisabilité dépend essentiellement :

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

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

- 1) **Métalliques** : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable.
- 2) **A base de ciment** : béton armé, béton précontraint.
- 3) **En matière thermoplastique** : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

Les plus utilisés sont :

III.5.1. Conduites en acier :

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

III.5.2. Conduites en fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, elle n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

III.5.3. Conduites en PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudure électrique se fait sans grande contrainte.

Conclusion :

On optera pour l'utilisation des conduites en fonte ductile, parce qu'elles présentent les avantages suivants :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Durée de vie importante.
- Résistance aux pressions élevées (jusqu'à 40 bars).
- Bonne résistance aux forces internes.
- Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains.

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

Remarque :

En général les conduites en fonte ductile résistent à la corrosion interne et externe, notamment celle due au sol agressif. Cependant certaines conduites en fonte peuvent présenter des impuretés (ou présence de boulons) et par conséquent deviennent sujettes à la corrosion.

Pour plus de sécurité, un badigeonnage au bitume (ou goudron de mer) s'avère nécessaire.

III.6.Choix du tracé : [2]

Les conduites d'adduction sont souvent enterrées pour des raisons de protection, de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau. Elles ont des profils en long différents de celui du terrain naturel. Le choix d'un profil en long poursuit trois objectifs.

- Minimiser les terrassements à l'exécution.
- Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative ou préventive.
- Evacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont :
 - La réduction de débit.
 - Le gaspillage d'énergie.
 - Les coups de bélier.

Il faut :

- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Il faut éviter les tracés trop accidentés dont les conséquences sont la création de plusieurs zones de surpression et de dépression, la dégradation des jonctions des éléments de conduite, ainsi que la formation de poches d'air difficiles à évacuer.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.
- Eviter les terrains trop rocheux si possibles.
- Le tracé à adopter doit être le plus court possible pour réduire les frais de premier établissement.

III.7. Etude de l'adduction :

III.7.1. Proposition des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite.

Les deux variantes étudiées dans notre projet prévoient une alimentation gravitaire tout le long du tracé allant du complexe Mouaz (3500 m³) jusqu'au point d'arrivée P12 (3×R250 m³) de Ain Tagourait.

Variante N°1 :

Le tracé principal du projet débute à partir du complexe Mouaz qui est alimenté par la station de dessalement d'eau de mer de Fouka puis passe par la commune de Fouka par les deux points de piquage P1 et P2 qui alimentent les réservoirs R250 m³ et R500 m³ de Fouka, ensuite passe par le point de piquage P3 qui alimente les deux réservoirs de 1500 m³ (2×R1500 m³) de Bousmail, et passe à côté de la plage de Sidi Boumaaza par le point de piquage P4 qui alimente le réservoir R1000 m³ de Khemisti et par le point de piquage P5 qui alimente le réservoir R1000 m³ de Bouharoun jusqu'à ce qu'il arrive au point d'arrivée P13 (R250 m³) de Ain Tagourait, en passant par le point de piquage P6 qui alimente le réservoir R500 m³ de Ain Tagourait.

Cette variante est projetée au nord de la zone d'étude à côté de la mer.

Dans ce cas, le tracé présente un linéaire de 18,179 km.

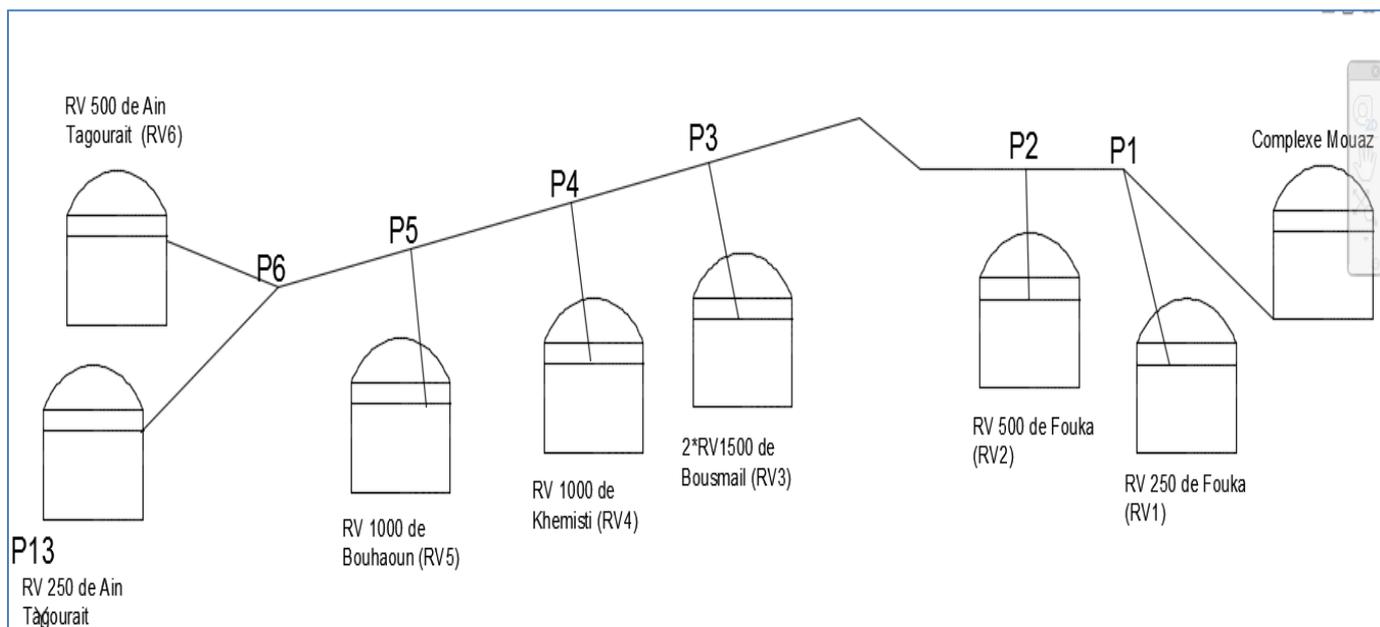


Figure III.1 : schéma synoptique de la première variante

a) Variante N°2 :

Cette variante est projetée au milieu de la zone d'étude.

Le tracé de cette variante débute à partir du complexe Mouaz jusqu'à ce qu'il arrive au point P13 (R250 m³) de Ain Tagourait, en passant par les points de piquage P7, P8, P9, P10, P11.

Dans ce cas, le tracé présente un linéaire de 20,581 km.

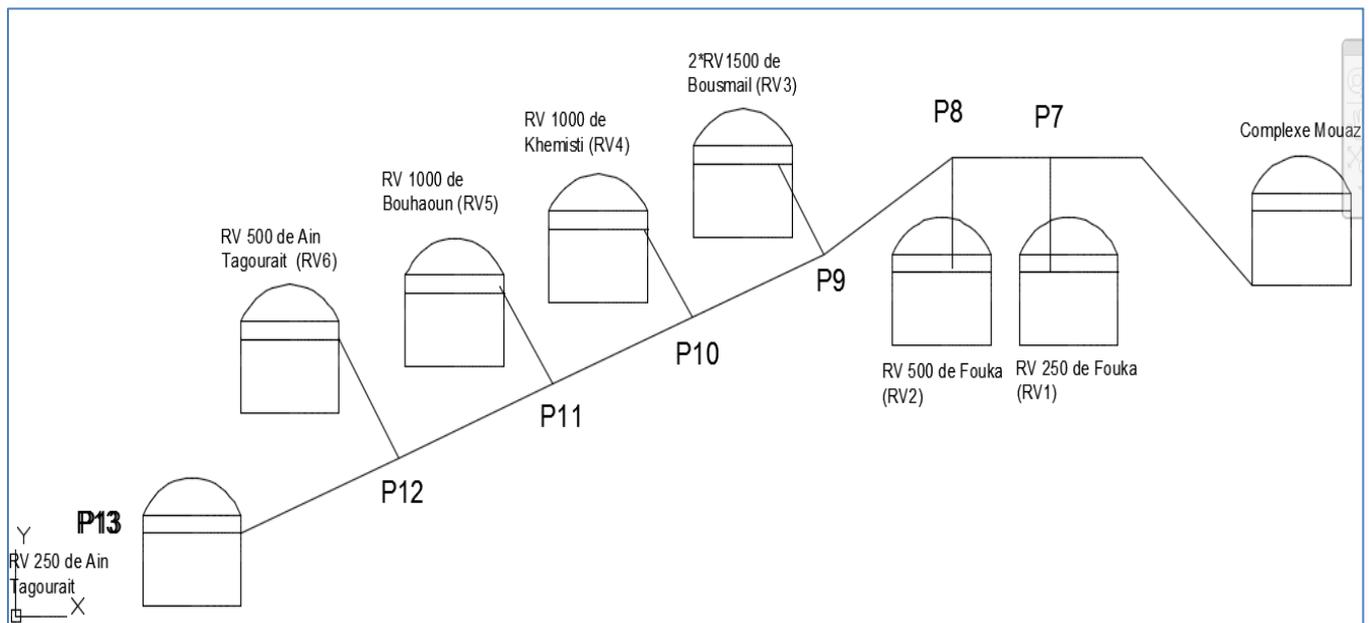


Figure III.2 : schéma synoptique de la variante N°2

III.7.2 Dimensionnement d'une adduction en charge gravitaire :

D'abord on procède à des variantes qui permettent de nous montrer quelle est la variante techniquement la plus économique en proposant des variantes de tracé.

Quatre paramètres interviennent pour le calcul d'une conduite gravitaire : le débit Q , le diamètre D , la vitesse V et la charge disponible. Généralement en pratique, seul le diamètre est à déterminer.

➤ Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (coude, vannes...). On considère que la perte de charge singulière ΔH_s est estimée à 10% de la perte de charge linéaire ΔH_L ;

$$\Delta H_s = 0,1 \times \Delta H_L \quad (\text{III.1})$$

➤ **Pertes de charge totales :**

On sait que l'écoulement est variable suivant le régime et la nature du matériau de la conduite. Pour cela on fait intervenir certains coefficients (β, m) qui tiennent compte de cela moyennant une formule approchée :

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_{et} \times Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III.2})$$

$$K' = \frac{8\lambda}{g\pi^2};$$

K' : résistance par mètre linéaire.

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

ΔH_t : perte de charge totale (m) ;

$$\Delta H_t = 1,1 \times \Delta H_L \Rightarrow L_{et} = 1,1 \times l_g \quad (\text{III.3})$$

L_{et} : longueur totale équivalente (m).

$$L_{et} = l_g + l_{e\varepsilon}$$

l_g : longueur géométrique de la conduite (m).

$l_{e\varepsilon}$: Longueur équivalente, due aux pertes de charges singulières ΔH_s (m).

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

λ : Coefficient de frottement linéaire.

β : exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : exposant tenant compte du type du matériau.

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

Tableau III.1 : Coefficients K', m et β pour différents types de tuyau

Tuyau	K'	M	B
Acier et fonte	0,001735-0,00179	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Plastique	0,001052	4,772	2

Dans notre cas, on prend :

$$K'=0,001735 ; \quad \beta= 2 ; \quad m=5,1$$

➤ **Diamètre calculé :**

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H t}} \quad (III.4)$$

III.8. Les caractéristiques des différents points :

III.8. 1. Les altitudes des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans les deux tableaux suivants :

Tableau III.2 : Les altitudes des différents points de l'adduction

Point	Nom	Cote de terrain naturel (m)
P1	Piquage 1 (Fouka)	112
P2	Piquage 2 (Fouka)	110
P3	Piquage 3 (Bousmail)	94
P4	Piquage 4 (Khemisti)	63
P5	Piquage 5 (Bouharoun)	55
P6	Piquage 6 (Ain Tagourait)	42
P7	Piquage 7 (Fouka)	114
P8	Piquage 8 (Fouka)	113
P9	Piquage 9 (Bousmail)	152
P10	Piquage 10 (Khemisti)	150
P11	Piquage 11 (Bouharoun)	105
P12	Piquage 12 (Ain Tagourait)	90

Tableau III.3 : Les capacités et les altitudes des réservoirs

Réservoir	Capacité des réservoirs		Cote de terrain naturel (m)
C	Complexe Mouaz	RV 30 000 m ³	221,87
		RV 5000 m ³	224,90
RV1	RV 500 m ³ (Fouka)		160
RV2	RV 250 m ³ (Fouka)		178,5
RV3	2×RV1500 m ³ (Bousmail)		172,5
RV4	RV 1000 m ³ (Khemisti)		150,5
RV5	RV 1000 m ³ (Bouharoun)		147
RV6	RV 500 m ³ (Ain Tagourait)		126,5
RV13	RV 250m ³ (Ain Tagourait)		124,5

III.8.2.Calcul des longueurs des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons gravitaires sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction principale

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	C	P1	3590,35	3949,39
2	P1	P2	380,53	418,58
3	P2	P3	5142,58	5656,84
4	P3	P4	2822,94	3105,23
5	P4	P5	1369,51	1506,46
6	P5	P6	4603,91	5064,30

7	P6	P13	269,55	296,51
8	C	P7	3586,54	3945,19
9	P7	P8	555,21	610,73

Tableau III.4 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction principale (suite)

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
10	P8	P9	3895,01	4284,51
11	P9	P10	4320,76	4752,84
12	P10	P11	1420,46	1562,51
13	P11	P12	6748,95	7423,85
14	P12	P13	450,91	496

III.8.3. Calcul des débits de chaque tronçon :

- ❖ Les communes sont déjà alimentées avec des débits qui sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : débits disponibles pour les communes

Commune	Qj (m ³ /j)
Khemisti	1152,32
Ain Tagourait	2729,8
Fouka	1264,9
Bousmail	2880,79
Bouharoun	672,19
Total	8700

Donc les débits circulants dans chaque tronçon seront la différence entre les besoins en eau et les débits disponibles de chaque commune.

Les résultats de calcul sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.6 : différence entre les besoins en eau la production en eau de chaque commune

Commune	Besoins en eau à l'horizon 2047(m ³ /j)	Production existante (m ³ /j)	Déficit de chaque commune (m ³ /j)
Khemisti	3375,65	1152,32	2223,33
Ain Tagourait	5964,72	2729,8	3234,92
Fouka	2740,93	1264,9	1476,03
Bousmail	6892,87	2880,79	4012,08
Bouharoun	3528,29	672,19	2856,1
Total	22502,46	8700	13802,46

Donc les débits dans chaque tronçon sont les suivants :

Tableau III.7: Débit de chaque tronçon de l'adduction

Tronçon	Débit (m ³ /j)	Débit (m ³ /s)	Débit (l/s)
Tronçon C-1	13802,46	0,160	159,75
Tronçon 1-2	13310,45	0,154	154,06
Tronçon 2-3	12326,43	0,143	142,67
Tronçon 3-4	8314,35	0,096	96,23
Tronçon 4-5	6091,02	0,070	70,50
Tronçon 5-6	3234,92	0,037	37,44
Tronçon 6-13	1078,31	0,012	12,48

Tableau III.8 : Longueurs des conduites secondaires

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
15	1	RV1	1715,51	1887,06
16	2	RV2	340,33	374,36
17	3	RV3	276,33	303,96
18	4	RV4	435,18	478,70
19	5	RV5	354,54	390
20	6	RV6	89,44	98,38
21	7	RV1	1726,63	1899,29
22	8	RV2	450,14	495,15
23	9	RV3	1034,85	1138,34
24	10	RV4	1640,91	1805,00
25	11	RV5	2028,29	2231,12
26	12	RV6	333,80	367,18

II.9. Dimensionnement des différents tronçons :

Le dimensionnement de cette adduction sera par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écèlement de la ligne de charge et d'avoir des surpressions dans les points bas de l'adduction.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible H_d .

Telle que $H_d = 221,87 - 128,5 = 93,37$ m.

Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite ;

D'où : $\Delta H = H_d$.

III.9.1. Dimensionnement des différents tronçons de la variante N°1 :

✚ L'adduction principale :

On suppose que la pente moyenne est la même tout le long de l'adduction

$$I = \frac{\Delta H}{L} \quad (III.5)$$

I : la pente moyenne.

$$\Delta H_{\text{complexe-RV250}} = C_{\text{pe,complexe}} - C_{\text{pe,RV250(Ain Tagourait)}}$$

$\Delta H_{\text{complexe-RV250}}$: charge disponible entre le complexe Mouaz et le réservoir RV250m³ de Ain Tagourait.

$C_{\text{pe,complexe}}$: la cote du plan d'eau du complexe Mouaz.

$C_{\text{pe,RV250(Ain Tagourait)}}$: la cote du plan d'eau du réservoir RV250m³ de Ain Tagourait.

L : La longueur totale de la première variante, égale à 18179m.

$$\Delta H = 227,5 - 128,5 = 99 \text{ m.}$$

$$I = \frac{99}{18179} = 0,005445844.$$

$$I = \frac{\Delta H}{L} \Rightarrow \Delta H = I * L.$$

En appliquant la formule (III.4) :

$$D_{\text{av}} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H t}}$$

$$\Rightarrow D_{\text{av},i-j} = \sqrt[m]{\frac{K' \times Q_{i-j}^\beta}{I}} = \sqrt[5,1]{\frac{0,001735 \times Q_{i-j}^2}{I}}$$

$$\Rightarrow \Delta H_{i-j} = \frac{K' \times Q_{i-j}^2 \times L_{i-j}}{D_{\text{nor},i-j}^{5,1}}$$

$$\Rightarrow \text{D'où : } C_{pj} = C_{pi} - \Delta H_{i-j}.$$

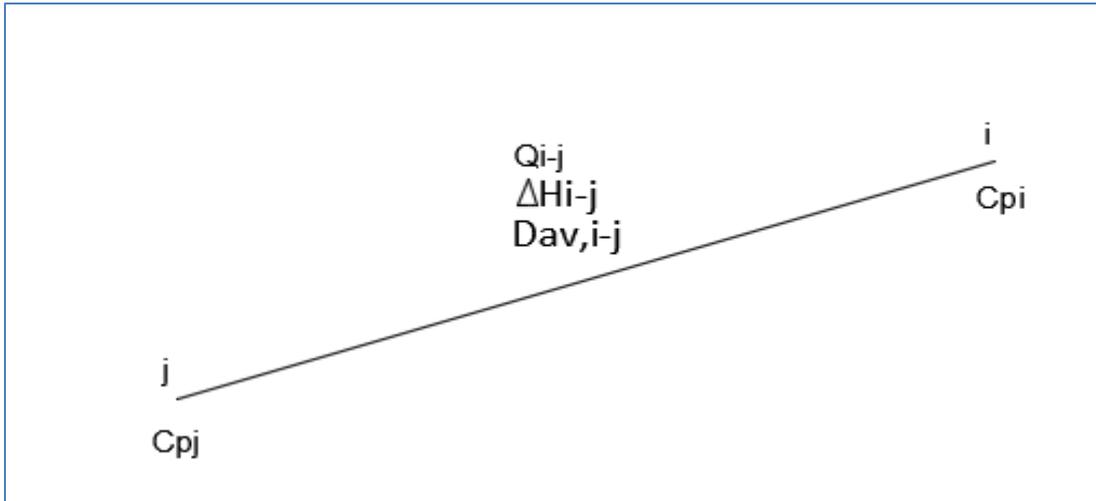


Figure III.3 : Tracé du tronçon i-j

- Vitesse d'écoulement :

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

$$Q=V*S \Rightarrow Q = V*\frac{\pi \times D^2}{4} \quad (\text{III.6})$$

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

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

D : diamètre nominal de la conduite (m).

- Pression :

$$P_i = C_{pi} - C_{Ti}$$

P_i : pression en point i (mce).

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

C_{Ti} : cote de terrain du point i (m).

- ❖ Les résultats sont regroupés dans les deux tableaux suivants :

Tableau III.9 : Diamètres et vitesses des différents tronçons

Tronçon	Longueur équivalente (m)	Débit (m ³ /s)	D _{calculé} (mm)	D _{normalisé} (mm)	ΔH (m)	vitesse (m/s)
Tronçon C-P1	3949,39	0,16	389	400	18,77	1,27
Tronçon P1-P2	418,58	0,154	384	400	1,84	1,23
Tronçon P2-P3	5656,84	0,143	373	400	21,48	1,14
Tronçon P3-P4	3105,23	0,096	319	300	23,05	1,36
Tronçon P4-P5	1506,46	0,07	282	300	5,94	0,99
Tronçon P5-P6	5064,3	0,037	219	250	14,15	0,75

Tableau III.10 : Les cotes piézométriques et les pressions des différents points

Points	Cote de terrain(m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
P1	112	208,73	96,73
P2	110	206,88	96,88
P3	94	185,40	91,40
P4	63	162,35	99,35
P5	55	156,41	101,41
P6	42	142,26	100,26

Pour le tronçon 6-13, les deux cotes piézométriques sont exigées, on calcul le diamètre :

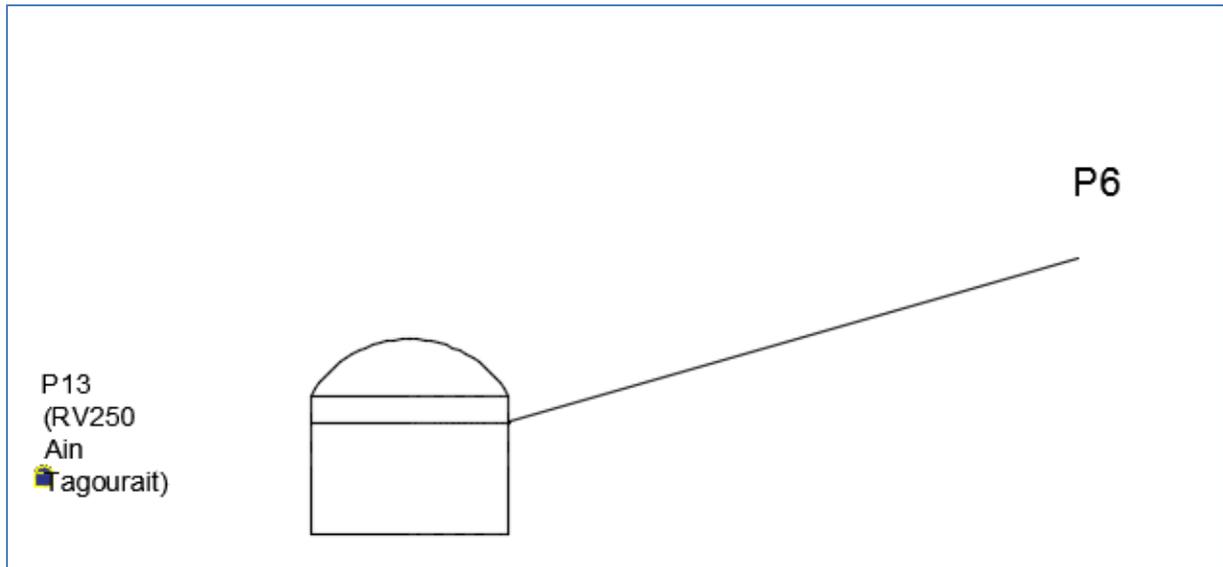


Figure III.4 : Tracé du tronçon P6- RV250 de Ain Tagourait

Tableau III.11 : Pertes de charges, diamètre et vitesse du tronçon P6 - P13

Tronçon	Q (m ³ /s)	L _{eq} (m)	ΔH (m)	D _{calculé} (mm)	D _n (mm)	V(m/s)
P6 – P13	0,012	296,51	13,76	93	100	1,53

✚ Les conduites secondaires :

Pour les conduites secondaires, les cotes piézométriques sont imposées, donc on calcul les diamètres, s'ils ne coïncident pas avec les diamètres normalisés, ils seront compris donc entre deux diamètres normalisés, et on calcul les longueurs sur lesquelles ces diamètres sont étalés.

$$\Delta H_{i,j} = C_{Pi} - C_{Pj}$$

$$D_{calculé} = \sqrt[5,1]{\frac{K' \times Q_{i-j}^2 \times L_{i-j}}{\Delta H_{i-j}}}$$

$$\Delta H_{i,j} = K' \times Q_{i-j}^2 \times \left(\frac{L_{i-j} - x}{D_{N1}^{5,1}} - \frac{x}{D_{N2}^{5,1}} \right)$$

Le tableau suivant présente les résultats de calcul des conduites secondaires :

Tableau III.12: Diamètres calculés des conduites secondaires

Tronçon	Q(m ³ /s)	ΔH(m)	L _{eq} (m)	D _{cal} (mm)
P1-RV1	0,006	45,73	1887,06	80
P2-RV2	0,011	24,38	374,36	84
P3-2×RV3	0,046	8,90	303,96	172
P4-RV4	0,026	7,85	478,70	154
P5-RV5	0,033	5,41	390,00	175
P6-RV6	0,025	11,76	98,38	123

Pour les tronçons P1-RV1, P2-RV2, P4-RV4 et P6-RV6 ; les diamètres calculés sont uniques et satisfont aux conditions imposées donc :

Tableau III.13 : Diamètres et vitesses des tronçons P1-RV1, P2-RV2, P4-RV4 et P6- RV6

Tronçon	Q(m ³ /s)	ΔH(m)	L _{eq} (m)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	V (m/s)
P1-RV1	0,006	40,10	1887,06	82	80	1,19
P2-RV2	0,011	24,38	374,36	84	80	2,19
P4-RV4	0,026	7,85	478,70	154	150	1,47
P6-RV6	0,025	4,65	98,38	123	125	3,18

Pour les autres tronçons les diamètres calculés ne coïncident pas avec les diamètres normalisés, le tableau suivant présente les diamètres normalisés et les longueurs sur lesquelles ils seront utilisés :

Tableau III.14 : Diamètres, longueurs et vitesses des autres tronçons

Tronçon	D _{cal} (mm)	D _{N1} (mm)	D _{N2} (mm)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	V ₁ (m/s)	V ₂ (m/s)
P3×RV3	172	200	150	197,14	106,82	1,46	2,60
P5-RV5	175	200	150	397,50	397,50	1,05	1,87

III.9.2. Dimensionnement des différents tronçons de la variante N°2 :

✚ L'adduction principale :

$$\Delta H = 227,5 - 128,5 = 99 \text{ m.}$$

$$I = \frac{99}{20581} = 0,004802619.$$

$$I = \frac{\Delta H}{L} \Rightarrow \Delta H = I * L.$$

$$D_{cal,i,j} = \sqrt{\frac{m \times K' \times Q_{i-j}^\beta}{I}} = {}^{5,1} \sqrt{\frac{0,001735 \times Q_{i-j}^2}{I}}.$$

$$\Delta H_{i-j} = \frac{K' \times Q_{i-j}^2 \times L_{i-j}}{D_{norm,i-j}^{5,1}}$$

$$C_{pj} = C_{pi} - \Delta H_{i-j}.$$

Les résultats sont présentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau III.15 : Diamètres et vitesses des différents tronçons

Tronçon	L_{eq} (m)	Q (m ³ /s)	D_{cal} (m)	D_{cal} (mm)	D_n (mm)	ΔH (m)	V (m/s)
Tronçon C-P7	3945,19	0,16	0,399	399	400	18,75	1,27
Tronçon P7-P8	610,73	0,154	0,393	393	400	2,69	1,23
Tronçon P8-P9	4284,51	0,143	0,382	382	400	16,27	1,14
Tronçon P9-P10	4752,84	0,096	0,327	327	350	16,07	1,00
Tronçon P10-P11	1562,51	0,07	0,289	289	300	6,17	0,99
Tronçon P11-P12	7423,85	0,037	0,225	225	250	20,74	0,75

Tableau III.16 : Les cotes piézométriques et les pressions des différents points

Points	Cote de terrain(m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
P7	114	208,75	94,75
P8	113	206,06	93,06
P9	152	189,79	37,79
P10	150	173,72	23,72
P11	105	167,55	62,55
P12	90	146,81	56,81

Pour le tronçon P12-P13, les deux cotes piézométriques sont exigées, on calcul le diamètre:

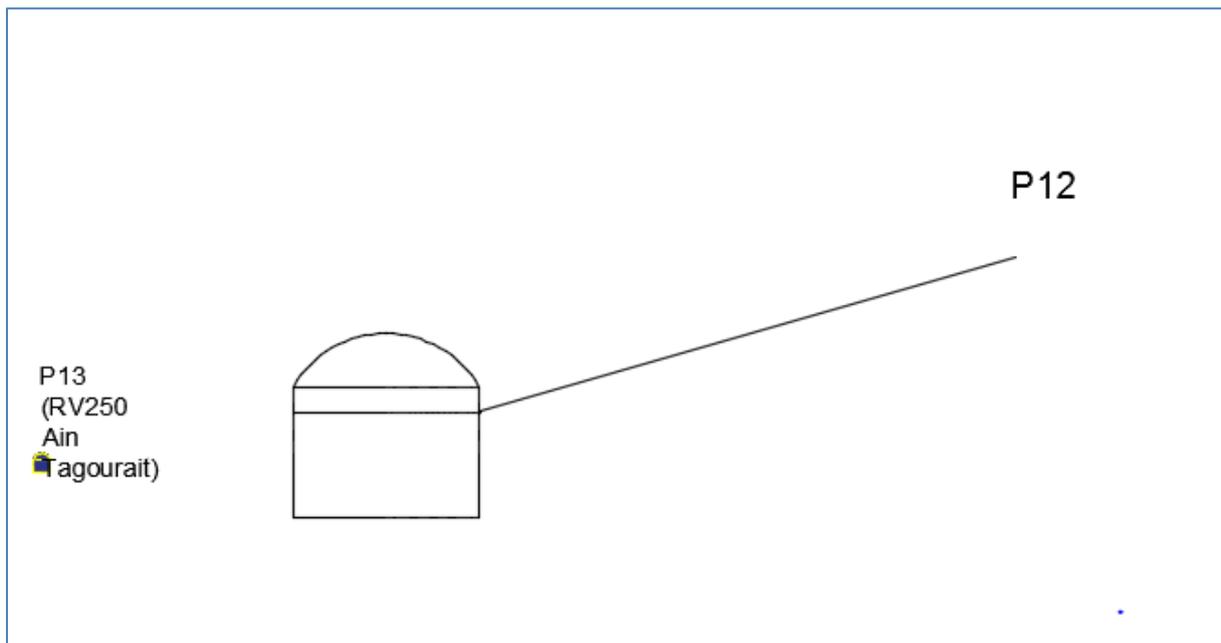


Figure III.6 : Tracé du tronçon P12- RV250 de Ain Tagourait

Tableau III.17 : le diamètre calculé du tronçon P12 – P13

Tronçon	$L_{eq}(m)$	$Q(m^3/s)$	$\Delta H(m)$	$D_{cal}(mm)$	$D_n (mm)$
P12 – P13	496	0,012	18,31	97	100

Les conduites secondaires :

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : les diamètres calculés des conduites secondaires

Tronçon	Q(m ³ /s)	ΔH(m)	L _{eq} (m)	D _{cal} (mm)
P7-RV1	0,006	45,75	1899,29	80
P8-RV2	0,011	23,56	495,15	89
P9-2×RV3	0,046	13,29	1138,34	206
P10-RV4	0,026	19,22	1805	167
P11-RV5	0,033	16,55	2231,12	197
P12-RV6	0,025	16,31	367,18	125

Tableau III.20 : Les diamètres et les vitesses des tronçons P7-RV1 ; P11-RV5 et P12-RV6

Tronçon	Q(m ³ /s)	ΔH(m)	L _{eq} (m)	D _{cal} (mm)	D _n	V(m/s)
P7-RV1	0,006	45,75	1899,29	80	80	1,19
P11-RV5	0,033	16,55	2231,12	197	200	1,05
P12-RV6	0,025	16,31	367,18	125	125	2,04

Pour les autres tronçons les diamètres calculés ne coïncident pas avec les diamètres normalisés, le tableau suivant présente les diamètres normalisés et les longueurs sur lesquelles sont étalés :

Tableau III.20 : Les diamètres, longueurs et vitesses des conduites secondaires

Tronçon	D _{cal} (mm)	D _{N1} (mm)	D _{N2} (mm)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	V ₁ (m/s)	V ₂ (m/s)
P8-RV2	89	100	80	308,28	186,87	1,40	2,19
P9-2×RV3	206	250	200	223,89	914,45	0,94	1,46
P10-RV4	167	200	150	1008,06	796,94	0,83	1,47

III.10. Calcul des frais d'investissement :

III.10.1. Calcul des frais d'investissement de la variante 1 :

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

Tableau III.21 : Frais d'investissement des conduites gravitaires de la 1^{ère} variante

Diamètres (mm)	Prix du mm (DA)	L(m)	Frais d'investissement (DA)
400	9113,46	9113,46	83055186,31
300	4192,45	4588,37	19236490,95
250	4603,91	5109,83	23525192,79
200	540,58	131,77	71232,47
150	893,65	8534,23	7626653,43
125	89,44	89,44	7999,19
100	269,55	296,51	79924,27
80	2055,84	2261,42	4649117,69
Total			138251797,1

III.10.2. Calcul des frais d'investissement de la variante 2 :

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

Tableau III.22 : Frais d'investissement des conduites gravitaires de la 2^{ème} variante

Diamètres (mm)	Prix du mm (DA)	L (m)	Frais d'investissement (DA)
400	9113,46	8036,75	73242670,30
350	13521,23	4320,76	58422038,90
300	4192,45	1420,46	5955216,32
250	4603,91	6952,49	32008642,42
200	540,58	3776,03	2041244,82
150	893,65	724,49	647441,30
125	89,44	333,8	29855,07
100	269,55	731,16	197085,16
80	2055,84	1896,51	3898919,25
Total			176443113,54

On opte pour la variante N°1 qui est de longueur totale de 18,179 km. C'est la variante techniquement la plus économique.

III.11. Conclusion :

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit :

Dans notre projet nous avons un réseau d'adduction gravitaire tel que :

- L'adduction principale se compose de sept (7) tronçons :
 - Le premier (Complexe Mouaz-piquage1) : a une longueur de 3949,39 m avec un diamètre de 400 mm.
 - Le deuxième (piquage1- piquage2) : a une longueur de 418,58 m et un diamètre de 400 mm.
 - Le troisième (piquage2- piquage3) : a une longueur de 5656,84 m avec un diamètre de 400 mm.
 - Le quatrième (piquage3- piquage4) : a une longueur de 3105,23 m et un diamètre de 300 mm.
 - Le cinquième (piquage4- piquage5) : a une longueur de 1506,46 m avec un diamètre de 300 mm.
 - Le sixième (piquage5- piquage6) : a une longueur de 5064,3 m et un diamètre de 250 mm.
 - Le dernier (piquage6-RV250 de Ain Tagourait) : a une longueur de 269,55 m avec un diamètre de 100 mm.

- L'adduction secondaire comporte plusieurs conduites :
 - La première (P1-RV250 de Fouka) et la deuxième (P2-RV500 de Fouka) : ont un diamètre de 100 mm.
 - La troisième (P3-2RV 1500 de Bousmail) : elle est composée en deux tronçon ; le premier de 200 mm de diamètre et le deuxième de 150 mm de diamètre.
 - La quatrième (P4-RV 1000 de Khemisti) : elle a un diamètre de 150 mm.
 - La cinquième (P5-RV 1000 de Bouharoun) : est composée en deux diamètre ; le premier égal à 200 mm et le dernier égale à 150 mm.
 - La dernière (P6-RV 500 de Ain Tagourait) : elle a un diamètre de 125 mm.

- Nous avons étudié deux variantes, la plus économique est la variante N°1 qui a une longueur de 18,179 km et un frais d'investissement des conduites égal à 134101012,67 DA.

CHAPITRE IV
Etude des réservoirs

IV.1.Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien les tâches auxquelles ils sont destinés. Ainsi leur emplacement doit être bien choisi pour favoriser un écoulement gravitaire de l'eau, en assurant la pression admissible sur les réseaux de distribution et d'adduction. Le but de ce chapitre est d'étudier les capacités de stockage nécessaire aux localités de notre zone d'étude afin de voir s'il est nécessaire de prévoir des réservoirs supplémentaires.

IV.2.Rôles des réservoirs : [3]

Les réservoirs peuvent assurer plusieurs fonctions dans un système d'alimentation en eau potable, nous pouvons en citer quelques unes :

- Au cours d'une même journée le débit d'apport d'eau est uniforme, alors que celui de la distribution est variable dans le temps ; le but est de réaliser une liaison entre les deux régimes.
- Rôle d'emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures de consommation importante.
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement et que de faibles pressions apparaissent aux points les plus éloignés du réservoir principal. On construit dans cette zone un deuxième réservoir appelé réservoir d'extrémité ou d'équilibre à une cote moins élevée que celle du réservoir principal pour faciliter son remplissage par gravité dans le cas où les deux réservoirs sont alimentés par une seule source.
- Assurer la continuité de la distribution en cas d'arrêt de la pompe.
- Assurer la réserve d'incendie grâce à la disposition de la tuyauterie au niveau de la cuve et au système d'incendie choisi, pour favoriser le brassage de l'eau à l'intérieur de la cuve.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas de distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais (Tampon) : assurer l'intermédiaire entre une conduite à écoulement par refoulement et une conduite gravitaire dans le cas où l'on a un écrêtement de la ligne de charge avec le terrain.

IV.3.Emplacement des réservoirs : [3]

L'emplacement des réservoirs pose souvent un problème délicat à résoudre. On doit tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- L'alimentation du réseau doit se faire par gravité. Le réservoir doit donc être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération. Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation en eau.

Les réservoirs sont placés :

- Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.
- Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigé sur le réseau.
- Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.
- La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

IV.4.Equipement du réservoir : [3]

Un réservoir doit être équipé :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation (cette conduite contient un robinet vanne).
- D'une conduite de départ ou de distribution (avec robinet vanne).
- D'une conduite de vidange (avec robinet vanne).
- D'une conduite de trop-plein (pas de robinet vanne).
- D'un système de matérialisation d'incendie (avec robinet vanne).
- D'une conduite by-pass (avec robinet vanne).

Toutes ces conduites normalement aboutissent dans une chambre de manœuvre.

IV.4.1.Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Cette conduite, par refoulement ou gravitaire, doit arriver dans la cuve du réservoir soit :

- Par surverse (par le haut) : la conduite doit arriver à environ 25cm au dessus du niveau maximal pour former un matelas d'air afin d'oxygéner l'eau d'arrivée si elle est pauvre en O₂.
- Par le bas : quand l'eau est oxygénée.
- Par le fond de la cuve : quand l'eau est oxygénée.

IV.4.2.Conduite de départ ou de distribution :

Généralement cette conduite prend départ à 15 cm au dessus du radier pour éviter la pénétration du sable dans le réseau et est équipée d'une crépine coudée pour éviter le vortex.

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée. Elle est équipée d'une vanne à survitesse (robinet vanne papillon) permettant la fermeture rapide en cas de cassure de la conduite de départ.

IV.4.3.Conduite du trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir au cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop plein, ces conduites (de trop plein de chaque cuve) doivent se réunir dans la chambre de manœuvre, pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger.

IV.4.4. Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet-vanne et se raccorde à la conduite de trop-plein. Le Réservoir doit être nettoyé à chaque vidange pour éviter le dépôt de sable.

IV.4.5. Conduite de by-pass :

Cette conduite est utilisée pour relier la conduite de départ et la conduite d'arrivée. Elle isole la cuve en cas de nettoyage ou de réparation.

IV.4.6. Système de matérialisation d'incendie :

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

IV.5. Classification des réservoirs : [4]

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

IV.5.1. Classification selon le matériau de construction :

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

- Réservoir métallique.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton armé.

IV.5.2. Classification selon la situation des lieux :

- Réservoir enterré.
- Réservoir semi enterré.
- Réservoir surélevé.

IV.5.3. Classification selon l'usage :

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

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage « réservoir d'eau traitée ».
- Réservoir terminal.
- Bâche de reprise.
- Brise charge.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.

IV.5.4. Classification selon la forme géométrique :

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire (ou bien carré).
- D'une forme quelconque.

IV.6.Détermination de la capacité du réservoir :

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- ✓ La méthode analytique.
- ✓ La méthode graphique.

IV.6.1.Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit :

$$V_r = \frac{a * Q_{maxj}}{100} \quad (m^3)$$

(IV.1)

V_r : capacité résiduelle (m^3).

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

$Q_{max,j}$: la consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (m^3) \quad (IV.2)$$

V_T : capacité totale du réservoir.

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

• Détermination du résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximum. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation.

Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus, et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

IV.6.2.Méthode graphique :

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

Donc :
$$R_{max} = |V|^+ + |V| \quad (IV.3)$$

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

$$V_r = \frac{Q_{max.j} \times R_{max}}{100} \quad (m^3) \quad (IV.4)$$

Donc le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (m^3) \quad (IV.5)$$

V_t : capacité totale du réservoir.

V_{inc} : volume d'incendie.

IV.7.Calcul des réservoirs de la zone d'étude :

La capacité théorique des réservoirs est déterminée par la méthode analytique. Cette méthode se base sur la répartition horaire du débit entrant et du débit sortant du réservoir pendant vingt-quatre heures (24h) de consommation. Ces débits sont exprimés en pourcentage de la consommation maximale journalière.

La répartition des pourcentages de consommation (débit sortant) sur les vingt-quatre heures (24h) est déterminée dans le chapitre II.

La répartition des pourcentages du débit entrant sur les vingt-quatre heures est déterminée en fonction du mode d'arrivée.

- Arrivée gravitaire permanente sur vingt-quatre heures (24h/24h). Le pourcentage du débit entrant sera égale à 4,17 pour toutes les tranches horaires.

IV.7.1.Réservoir (RV1) de Fouka :

Tableau IV.1 : Capacité horaire de réservoir (RV1) de Fouka

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Excès (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
--------	------------	------------------	-----------	-------------	------------

0-1	4,16	1	3,16	-	9,64
1-2	4,16	1	3,16	-	12,8
2-3	4,16	1	3,16	-	15,96
3-4	4,16	1	3,16	-	19,12
4-5	4,16	2	2,16	-	21,28
5-6	4,17	3	1,17	-	22,45
6-7	4,17	5	-	0,83	21,62
7-8	4,17	6,5	-	2,33	19,29
8-9	4,17	6,5	-	2,33	16,96
9-10	4,17	5,5	-	1,33	15,63
10-11	4,17	4,5	-	0,33	15,3
11-12	4,17	5,5	-	1,33	13,97
12-13	4,17	7	-	2,83	11,14
13-14	4,17	7	-	2,83	8,31
14-15	4,17	5,5	-	1,33	6,98
15-16	4,17	4,5	-	0,33	6,65
16-17	4,17	5	-	0,83	5,82
17-18	4,17	6,5	-	2,33	3,49
18-19	4,17	6,5	-	2,33	1,16
19-20	4,17	5	-	0,83	0,33
20-21	4,17	4,5	-	0,33	0
21-22	4,16	3	1,16	-	1,16
22-23	4,16	2	2,16	-	3,32
23-24	4,16	1	3,16	-	6,48
Total	100	100%	22,45	22,45	-

- Le volume utile sera : $V_r = \frac{913,64 \times 22,45}{100} \Rightarrow V_r = 205,11 \text{ m}^3$.
- La capacité totale sera : $V_t = 205,11 + 120 = 325,11 \text{ m}^3$.

Tableau IV.2 : besoins en stockage des localités desservies à partir du réservoir de Fouka (RV1)

Horizon	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	V_{utile} (m^3)	V_{incendie} (m^3)	V_t (m^3)	$V_{\text{disponible}}$ (m^3)	Déficit/Surplus (m^3)	V_n (m^3)
2047	913,64	205,11	120	325,11	250	-75,5	100

Le réservoir d'eau existant de 250 m^3 qui alimente une partie de Fouka n'est donc pas suffisant pour l'alimentation de l'agglomération à l'horizon de 2047.

IV.7.2. Réservoir (RV2) de Fouka :

Tableau IV.3 : Capacité horaire de réservoir (RV2) de Fouka

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Excès (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	1	3,16	-	9,64
1-2	4,16	1	3,16	-	12,8
2-3	4,16	1	3,16	-	15,96
3-4	4,16	1	3,16	-	19,12
4-5	4,16	2	2,16	-	21,28
5-6	4,17	3	1,17	-	22,45
6-7	4,17	5	-	0,83	21,62
7-8	4,17	6,5	-	2,33	19,29
8-9	4,17	6,5	-	2,33	16,96
9-10	4,17	5,5	-	1,33	15,63
10-11	4,17	4,5	-	0,33	15,3
11-12	4,17	5,5	-	1,33	13,97
12-13	4,17	7	-	2,83	11,14
13-14	4,17	7	-	2,83	8,31
14-15	4,17	5,5	-	1,33	6,98
15-16	4,17	4,5	-	0,33	6,65
16-17	4,17	5	-	0,83	5,82
17-18	4,17	6,5	-	2,33	3,49
18-19	4,17	6,5	-	2,33	1,16
19-20	4,17	5	-	0,83	0,33
20-21	4,17	4,5	-	0,33	0
21-22	4,16	3	1,16	-	1,16
22-23	4,16	2	2,16	-	3,32
23-24	4,16	1	3,16	-	6,48
Total	100	100%	22,45	22,45	-

- Le volume utile sera : $V_r = \frac{1827,29 \times 22,45}{100} \Rightarrow V_r = 410,23 \text{ m}^3$.
- La capacité totale sera : $V_t = 410,23 + 120 = 530,23 \text{ m}^3$.

Tableau IV.4 : besoins en stockage des localités desservies à partir de réservoir de Fouka (RV2)

Horizon	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	V_{utile} (m^3)	V_{incendie} (m^3)	V_t (m^3)	$V_{\text{disponible}}$ (m^3)	Déficit/Surplus (m^3)	V_n (m^3)
---------	---	--	---	---------------------------	---	-------------------------------------	---------------------------

2047	1827,29	410,23	120	530,23	500	-30,23	50
------	---------	--------	-----	--------	-----	--------	----

Le réservoir d'eau existant de 500 m³ qui alimente l'autre partie de Fouka n'est pas suffisant pour l'alimentation de l'agglomération à l'horizon de 2047. Donc, il faut projeter un nouveau réservoir pour satisfaire les besoins de toute l'agglomération de Fouka.

IV.7.3.Réservoir (RV3) de Bousmail :

Tableau IV.5 : Capacité horaire de réservoir de Bousmail

heures	Apport (%)	Distribution (%)	Excès (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	1,5	2,66	-	8,81
1-2	4,16	1,5	2,66	-	11,47
2-3	4,16	1,5	2,66	-	14,13
3-4	4,16	1,5	2,66	-	16,79
4-5	4,16	2,5	1,66	-	18,45
5-6	4,17	3,5	0,67	-	19,12
6-7	4,17	4,5	-	0,33	18,79
7-8	4,17	5,5	-	1,33	17,46
8-9	4,17	6,25	-	2,08	15,38
9-10	4,17	6,25	-	2,08	13,3
10-11	4,17	6,25	-	2,08	11,22
11-12	4,17	6,25	-	2,08	9,14
12-13	4,17	5	-	0,83	8,31
13-14	4,17	5	-	0,83	7,48
14-15	4,17	5,5	-	1,33	6,15
15-16	4,17	6	-	1,83	4,32
16-17	4,17	6	-	1,83	2,49
17-18	4,17	5,5	-	1,33	1,16
18-19	4,17	5	-	0,83	0,33
19-20	4,17	4,5	-	0,33	0
20-21	4,17	4	0,17	-	0,17
21-22	4,16	3	1,16	-	1,33
22-23	4,16	2	2,16	-	3,49
23-24	4,16	1,5	2,66	-	6,15
Total	100	100%	19,12	19,12	-

- Le volume utile sera : $V_r = \frac{6892,87 \cdot 19,12}{100} \Rightarrow V_r = 1317,92 \text{ m}^3$.
- La capacité totale sera : $V_t = 1317,92 + 120 = 1437,92 \text{ m}^3$.

Tableau IV.6 : besoins en stockage des localités desservies à partir de réservoir de Bousmail (RV3)

Horizon	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	V_{utile} (m^3)	V_{incendie} (m^3)	V_t (m^3)	$V_{\text{disponible}}$ (m^3)	Déficit/Surplus (m^3)
2047	1547,45	1317,92	120	1437,92	3000	1562,08

Le réservoir d'eau de $1000 m^3$ est suffisant pour l'alimentation de la commune de Bousmail à l'horizon actuel et futur, avec un surplus de $1562,08 m^3$ à l'horizon de 2047.

IV.7.4. Réservoir (RV4) de Khemisti :

Tableau IV.7 : Capacité horaire de réservoir de Khemisti

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Excès (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
--------	------------	------------------	-----------	-------------	------------

0-1	4,16	1	3,16	-	9,64
1-2	4,16	1	3,16	-	12,8
2-3	4,16	1	3,16	-	15,96
3-4	4,16	1	3,16	-	19,12
4-5	4,16	2	2,16	-	21,28
5-6	4,17	3	1,17	-	22,45
6-7	4,17	5	-	0,83	21,62
7-8	4,17	6,5	-	2,33	19,29
8-9	4,17	6,5	-	2,33	16,96
9-10	4,17	5,5	-	1,33	15,63
10-11	4,17	4,5	-	0,33	15,3
11-12	4,17	5,5	-	1,33	13,97
12-13	4,17	7	-	2,83	11,14
13-14	4,17	7	-	2,83	8,31
14-15	4,17	5,5	-	1,33	6,98
15-16	4,17	4,5	-	0,33	6,65
16-17	4,17	5	-	0,83	5,82
17-18	4,17	6,5	-	2,33	3,49
18-19	4,17	6,5	-	2,33	1,16
19-20	4,17	5	-	0,83	0,33
20-21	4,17	4,5	-	0,33	0
21-22	4,16	3	1,16	-	1,16
22-23	4,16	2	2,16	-	3,32
23-24	4,16	1	3,16	-	6,48
Total	100	100%	22,45	22,45	-

- Le volume utile sera : $V_r = \frac{3375,65 \cdot 22,45}{100} \Rightarrow V_r = 757,83 \text{ m}^3$.
- La capacité totale sera : $V_t = 757,83 + 120 = 877,83 \text{ m}^3$.

Tableau IV.8 : besoins en stockage des localités desservies à partir de réservoir de Khemisti (RV4)

Horizon	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	V_{utile} (m^3)	V_{incendie} (m^3)	V_t (m^3)	$V_{\text{disponible}}$ (m^3)	Déficit/Surplus (m^3)
2047	3375,65	757,83	120	877,83	1000	122,17

Le réservoir d'eau existant de 1000 m^3 qui alimente la commune de Khemisti est suffisant pour l'alimentation de l'agglomération à l'horizon de 2047, avec un surplus de $122,17 \text{ m}^3$.

IV.7.5.Réservoir (RV5) de Bouharoun :

Tableau IV.9 : Capacité horaire de réservoir de Bouharoun

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Excès (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	1	3,16	-	9,64
1-2	4,16	1	3,16	-	12,8
2-3	4,16	1	3,16	-	15,96
3-4	4,16	1	3,16	-	19,12
4-5	4,16	2	2,16	-	21,28
5-6	4,17	3	1,17	-	22,45
6-7	4,17	5	-	0,83	21,62
7-8	4,17	6,5	-	2,33	19,29
8-9	4,17	6,5	-	2,33	16,96
9-10	4,17	5,5	-	1,33	15,63
10-11	4,17	4,5	-	0,33	15,3
11-12	4,17	5,5	-	1,33	13,97
12-13	4,17	7	-	2,83	11,14
13-14	4,17	7	-	2,83	8,31
14-15	4,17	5,5	-	1,33	6,98
15-16	4,17	4,5	-	0,33	6,65
16-17	4,17	5	-	0,83	5,82
17-18	4,17	6,5	-	2,33	3,49
18-19	4,17	6,5	-	2,33	1,16
19-20	4,17	5	-	0,83	0,33
20-21	4,17	4,5	-	0,33	0
21-22	4,16	3	1,16	-	1,16
22-23	4,16	2	2,16	-	3,32
23-24	4,16	1	3,16	-	6,48
Total	100	100%	22,45	22,45	-

- Le volume utile sera : $V_r = \frac{3528,29 \times 22,45}{100} \Rightarrow V_r = 792,10 \text{ m}^3$.
- La capacité totale sera : $V_t = 792,10 + 120 = 912,10 \text{ m}^3$.

Tableau IV.10 : besoins en stockage des localités desservies à partir de réservoir de Bouharoun (RV5)

Horizon	$Q_{\max,j}$	$V_{\text{utile}} (\text{m}^3)$	$V_{\text{incendie}} (\text{m}^3)$	$V_t (\text{m}^3)$	$V_{\text{disponible}}$	Déficit/Surplus (m^3)
---------	--------------	---------------------------------	------------------------------------	--------------------	-------------------------	----------------------------------

	(m ³ /j)				(m ³)	
2047	3528,29	792,10	120	912,10	1000	87,9

Le réservoir d'eau existant de 1000 m³ qui alimente la commune de Bouharoun est suffisant pour l'alimentation de l'agglomération à l'horizon de 2047, avec un surplus de 87,9 m³.

IV.7.6. Réservoir (RV6) de Ain Tagourait :

Tableau IV.11 : Capacité horaire de réservoir (RV6) de Ain Tagourait

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Excès (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	1,5	2,66	-	8,81
1-2	4,16	1,5	2,66	-	11,47
2-3	4,16	1,5	2,66	-	14,13
3-4	4,16	1,5	2,66	-	16,79
4-5	4,16	2,5	1,66	-	18,45
5-6	4,17	3,5	0,67	-	19,12
6-7	4,17	4,5	-	0,33	18,79
7-8	4,17	5,5	-	1,33	17,46
8-9	4,17	6,25	-	2,08	15,38
9-10	4,17	6,25	-	2,08	13,3
10-11	4,17	6,25	-	2,08	11,22
11-12	4,17	6,25	-	2,08	9,14
12-13	4,17	5	-	0,83	8,31
13-14	4,17	5	-	0,83	7,48
14-15	4,17	5,5	-	1,33	6,15
15-16	4,17	6	-	1,83	4,32
16-17	4,17	6	-	1,83	2,49
17-18	4,17	5,5	-	1,33	1,16
18-19	4,17	5	-	0,83	0,33
19-20	4,17	4,5	-	0,33	0
20-21	4,17	4	0,17	-	0,17
21-22	4,16	3	1,16	-	1,33
22-23	4,16	2	2,16	-	3,49
23-24	4,16	1,5	2,66	-	6,15
Total	100	100%	19,12	19,12	-

- Le volume utile sera : $V_r = \frac{3976,48 \cdot 19,12}{100} \Rightarrow V_r = 760,30 \text{ m}^3$.
- La capacité totale sera : $V_t = 760,30 + 120 = 880,30 \text{ m}^3$.

Tableau IV.12 : besoins en stockage des localités desservies à partir de réservoir de Ain Tagourait (RV6)

Horizon	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	V_{utile} (m^3)	V_{incendie} (m^3)	V_t (m^3)	$V_{\text{disponible}}$ (m^3)	Déficit/Surplus (m^3)	V_n (m^3)
2047	3976,48	760,30	120	880,30	500	-380,3	400

Le réservoir d'eau existant de 500 m^3 qui alimente une partie de Ain Tagourait n'est pas suffisant pour l'alimentation de l'agglomération à l'horizon de 2047. Donc, il faut projeter un nouveau réservoir pour satisfaire les besoins des habitants de cette zone.

IV.7.7.Réservoir RV 250 de Ain Tagourait :

Tableau IV.13 : Capacité horaire de réservoir de Ain Tagourait

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Excès (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	1	3,16	-	9,64

1-2	4,16	1	3,16	-	12,8
2-3	4,16	1	3,16	-	15,96
3-4	4,16	1	3,16	-	19,12
4-5	4,16	2	2,16	-	21,28
5-6	4,17	3	1,17	-	22,45
6-7	4,17	5	-	0,83	21,62
7-8	4,17	6,5	-	2,33	19,29
8-9	4,17	6,5	-	2,33	16,96
9-10	4,17	5,5	-	1,33	15,63
10-11	4,17	4,5	-	0,33	15,3
11-12	4,17	5,5	-	1,33	13,97
12-13	4,17	7	-	2,83	11,14
13-14	4,17	7	-	2,83	8,31
14-15	4,17	5,5	-	1,33	6,98
15-16	4,17	4,5	-	0,33	6,65
16-17	4,17	5	-	0,83	5,82
17-18	4,17	6,5	-	2,33	3,49
18-19	4,17	6,5	-	2,33	1,16
19-20	4,17	5	-	0,83	0,33
20-21	4,17	4,5	-	0,33	0
21-22	4,16	3	1,16	-	1,16
22-23	4,16	2	2,16	-	3,32
23-24	4,16	1	3,16	-	6,48
Total	100	100%	22,45	22,45	-

- Le volume utile sera : $V_r = \frac{1988,24 \times 22,45}{100} \Rightarrow V_r = 446,36 \text{ m}^3$.
- La capacité totale sera : $V_t = 446,36 + 120 = 566,36 \text{ m}^3$.

Tableau IV.14 : besoins en stockage des localités desservies à partie de réservoir de Ain Tagourait

Horizon	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	V_{utile} (m^3)	V_{incendie} (m^3)	V_t (m^3)	$V_{\text{disponible}}$ (m^3)	Déficit/Surplus (m^3)	V_n (m^3)
2047	1988,24	446,36	120	566,36	250	-316,36	350

Le réservoir d'eau existant de 250 m^3 qui alimente une partie de la commune de Ain Tagourait n'est pas suffisant pour l'alimentation de l'agglomération à l'horizon de 2047. Donc, il faut projeter un nouveau réservoir.

IV.7.8. conclusion :

Pour satisfaire les besoins en eau de notre zone d'étude nous devons projeter trois nouveaux réservoirs, les réservoirs existants sont en bon état et peuvent encore être exploités :

- Un réservoir de 150 m³ pour la commune de Fouka.
- Un réservoir de 400 m³ pour la première partie de la commune de Ain Tagourait.
- Un réservoir de 350 m³ pour la deuxième partie de la commune de Ain Tagourait.

IV.8. Dimensions des réservoirs à projeter :

En ce qui concerne la forme des réservoirs, nous optons pour des réservoirs à section circulaire puisque nos volumes sont tous inférieurs à 10000 m³.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m.

- Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{m}) \quad (\text{IV.6})$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³).

S : section du réservoir (m²).

D : diamètre de la cuve (m).

h : hauteur d'eau (m).

- La hauteur de la réserve d'incendie h_{inc} :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{m}) \quad (\text{IV.7})$$

Les dimensions des différents réservoirs projetés sont cités dans le tableau IV.15:

Tableau IV.15 : Tableau récapitulatif de différentes dimensions des réservoirs projetés

Réservoirs	Volume (m ³)	h (m)	S (m ²)	D (m)	h_{inc} (m)
Fouka	150	3	50	7,98	2,4
Ain Tagourait 1	400	4	100	11,28	1,2
Ain Tagourait 2	350	4	87,5	10,56	1,37

IV.9. Conclusion :

Après l'évaluation des besoins en stockage de notre zone d'étude, nous concluons que :

- La ville de Fouka qui dispose actuellement de deux réservoirs de 250 et 500 m³ de volume a besoin d'un réservoir supplémentaire de 150 m³ afin de satisfaire les besoins des habitants à l'horizon 2047.
- Les communes de Bousmail, Bouharoun Khemisti, disposent chacune d'un réservoir de 1000m³ suffisant pour l'alimentation des localités à l'horizon d'étude.
- Les deux réservoirs de Ain Tagourait (500 m³ et 250 m³ de capacité) ne sont pas suffisants pour l'alimentation de la population à l'horizon de 2047. Donc, nous avons projeté deux nouveaux réservoirs de volumes respectifs de 400 et 350 m³.

CHAPITRE V
Pose de canalisation et
accessoires

V.1.Introduction :

La longévité d'un réseau d'adduction d'eau potable et son bon fonctionnement reposent à la fois sur une bonne mise en place des conduites et de leurs équipements accessoires comme les vannes et les ventouses, et aussi sur une bonne protection contre d'éventuelles causes de destruction.

Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites et cela en fonction du tracé, de l'importance du réseau et de la nature du sol.

V.2.Pose de canalisation :

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

V.2.1.Principe de pose de canalisation :

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites, en respectant certains critères de pose :

- La pose s'effectue à partir des points hauts pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration
- Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm) permettant l'accès des ouvriers.
- L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est en général de 1 m mais reste variable suivant les régions.
- 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 doit adopter un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous 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.

Le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation

V.2.2.Pose de la conduite en tranchée :

Avant de commencer à creuser la tranchée, il faut veiller à :

- Effectuer une opération de bardage des tuyaux le long du tracé et du côté opposé à la tranchée où sera accumulé la terre de déblai.
- Les tulipes des tuyaux doivent être positionnées dans la direction du sens de pose.
- Porter une attention toute particulière pour ne pas abimer le revêtement des tuyaux.
- Pour le travail de pose en tranchée inondée, les tuyaux seront lestés avec du remblai pour qu'ils ne puissent pas flotter.

a) ouverture de la tranchée :

La tranchée doit être creusée avec des moyens appropriés, en utilisant une largeur de godet normalisée pour laisser de chaque côté du tuyau un espace suffisant de l'ordre de 20 à 30 cm, pour faciliter le travail de pose au fond de la tranchée. Toutes les normes de sécurité pour le travail en tranchée seront respectées (blindage, signalisation, etc.).

b) profondeur de la tranchée :

Il faut assurer une couverture minimale de la conduite d'au moins deux fois le diamètre de la conduite sous la surface du sol (avoir une épaisseur minimale de remblai de 80 cm).

La profondeur P de la tranchée est donnée par les formules suivantes:

- $P = (2 \times (D) + p)$ pour les conduites de diamètre inférieur à 800 mm.
- $P = (2 \times (D) + p')$ pour les conduites de diamètre supérieur ou égal à 800 mm et inférieur à 900 mm.

Avec :

$P = 2,00$ mm pour les conduites de diamètre supérieur ou égale à 900 mm

D: Diamètre de la conduite

$p = 0,20 + e$

$p' = 0,30 + e$

e: épaisseur de sable.

c) lit de pose :

Le fond de la tranchée doit être :

- Plan et régulier avec une saignée sous chaque emboîtement pour permettre au tuyau de reposer sur son fût.
- S'assurer que le tuyau ne repose pas directement sur des aspérités rocheuses.
- Pour des terrains rocheux il faut prévoir un lit de pose d'au moins 10 cm réalisé avec du sable, du caillou fin ou de la terre criblée.

d) remblayage de la tranchée :

- Il faut mettre le même matériau pour remblayer la tranchée sur le sommet et le lit (principe d'homogénéité des matériaux en contact avec le tuyau).
- Eviter le contact avec des éléments organiques telles que racines, morceaux de bois, mottes herbeuses, etc. .
- Pour le remblayage définitif de la tranchée avant compactage, il est possible d'utiliser le même matériau provenant de la tranchée.

e) **ancrage de la conduite :**

Pour chaque changement de direction et pour chaque intersection :

- La conduite doit être ancrée ou épaulée au fond de la tranchée par une butée en béton.
- La butée sera installée derrière chaque coude, té de dérivation ou encore sur toute réduction de section.
- La dimension de chaque butée en béton devra tenir compte de la pression d'épreuve.

V.2.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

Dans un terrain ordinaire, la tranchée de la canalisation doit être :

- D'une largeur minimale de 60 cm.
- D'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé.
- Avant la mise en fouille, il faut procéder à un tri de conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, des fissures.
- On pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.
- Dans le cas d'un soudage de joints, on doit caler 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.
- L'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement et ceci pour plus de sécurité, en remplissant la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service pendant le fonctionnement
- L'essai de pression 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.

V.2.2.2. Assemblage par emboîtement :

Il est fortement recommandé de procéder à l'assemblage de deux tuyaux en insérant le bout uni du tuyau dans la tulipe du tuyau posé précédemment (la tulipe est toujours positionnée dans la direction de l'avancée du chantier de pose).

- a) **Nettoyage des tulipes :** nettoyer soigneusement l'intérieur de la tulipe, et particulièrement dans la gorge du joint, en enlevant éventuellement les résidus de peinture, en s'aidant des ustensiles prévus pour cette opération.
- b) **Positionnement de la bague de joint :** plier la bague de joint en forme de cœur et la positionner dans sa gorge, en s'assurant que le joint soit correctement installé et de façon uniforme sur toute la périphérie de la tulipe.
- c) **Application de la pâte lubrifiante :** appliquer une mince couche de pâte lubrifiante sur la bague de joint une fois installée et l'étendre uniformément sur la surface externe

de joint.

d) **Nettoyage du bout uni de la partie lisse du tuyau** : nettoyer avec soin l'extrémité lisse du tuyau à emboîter, en enlevant les incrustations ou aspérités éventuelles.

Vérifier que l'extrémité chanfreinée soit parfaitement circulaire.

Vérifier que la profondeur de pénétration soit bien indiquée, dans le cas contraire, marquer l'extrémité lisse d'un trait à la craie pour une distance égale à la profondeur de la tulipe moins 5 à 10 cm (distance nécessaire pour éviter la continuité électrique entre deux tuyaux et permettre d'effectuer une déviation angulaire).

e) **Assemblage entre deux tuyaux** :

Les tuyaux sont assemblés en suivant les étapes suivantes :

- Emboîter l'extrémité lisse en exerçant une poussée et en s'assurant qu'elle soit bien centrée par (un levier, un tir for, le godet de la pelle excavatrice.. etc) .
- Corriger les défauts éventuels en modifiant l'appui du tuyau sur le fond de la tranchée.
- Pour utiliser le godet de la pelle en effort de poussée, il est nécessaire de positionner une cale en bois entre le godet et la tulipe du tuyau à emboîter pour ne pas risquer d'endommager ou d'érafler le tuyau.
- L'opération d'assemblage doit être faite lentement et avec précaution, en particulier dans la phase initiale de l'effort de poussée pour permettre à la bague de joint de se déformer naturellement à l'emboîtement.
- Une fois l'emboîtement terminé, il faut toujours vérifier sur la périphérie de la tulipe et à l'aide d'une jauge, que la bague de joint est correctement positionnée dans son logement.

V.2.2.3. Les déviations angulaires : [5]

Les bagues de joint d'étanchéité des tuyaux et des raccords automatique autorisent une déviation angulaire dont les valeurs sont reprises dans le tableau ci-après.

Cette << souplesse >> du joint dans l'assemblage entre deux tuyaux permet à la conduite de tracer de grandes courbes , mais aussi d'adapter la conduite aux modifications du tracé qui sont parfois nécessaires au moment de la pose , en outre , cette flexibilité entre deux tuyaux permet une plus grande élasticité de la conduite , ce qui est très utile lorsque la conduite enregistre des mouvements de terrain ou lors de secousses sismiques .

Tableau V.1 : Les déviations angulaires de conduites autorisées

DN	Déviation angulaire autorisée à degré	Rayon de courbure circonscrit R (m)	Déplacement extrême S (cm)
60-150	5	69	52,3
200-300	4	86	41,9
350-600	3	115	31,4

700-800	2	172	20,9
---------	---	-----	------

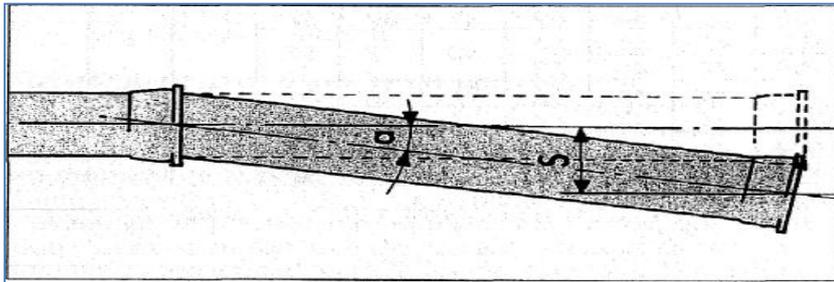


Figure V.1 : les déviations angulaires des conduites

V.3. Accessoires :

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Raccorder deux conduites.
- Changer la direction.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.

V.3.1. Les robinetteries :

V.3.1.1. Vanne papillon :

Les vannes papillon ou vannes de sectionnement peuvent bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible.

A partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés.



Figure V.2 : Robinets vannes papillon

V.3.2. Les ventouses :

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression, coups de bélier.

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

Pour les diamètres ≤ 250 mm ; on opte pour la ventouse à un (1) cône.

Pour les diamètres > 250 mm ; on opte pour la ventouse à double (2) cônes.

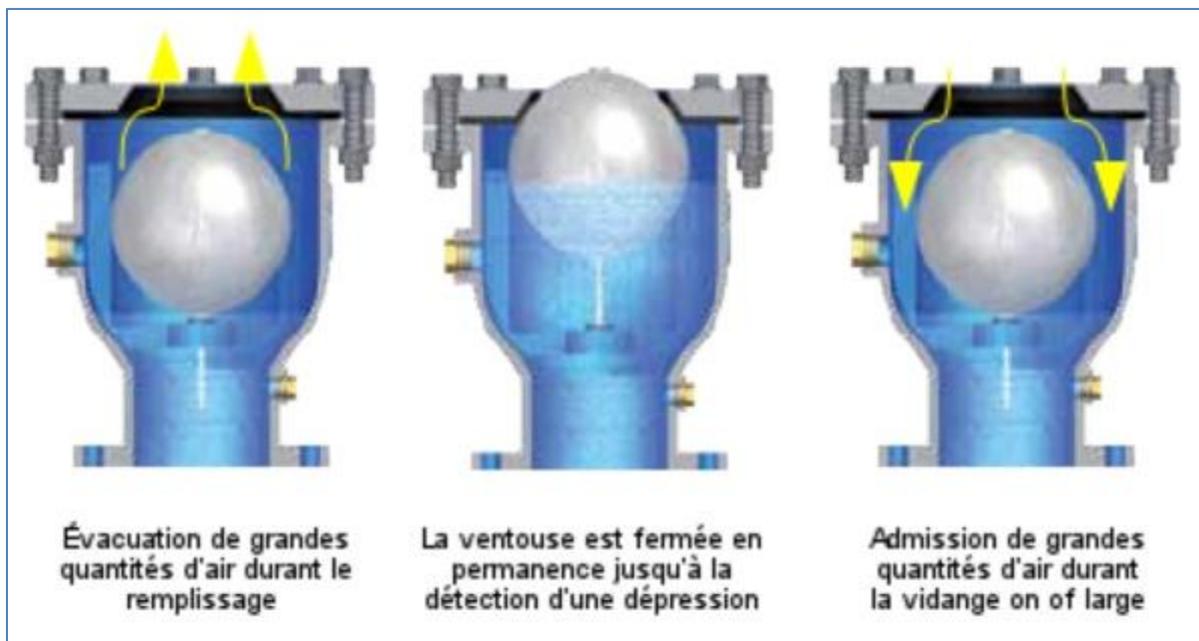


Figure V.3 : Mode de fonctionnement d'une ventouse (source : helyon.com/category/protection-contre-la-pression-et-le-vide)

V.3.3. Vidanges : (points bas)

Ce sont des ouvrages installés au niveau des points les plus bas des tronçons de conduites.

Chaque ouvrage de point bas abrite un système de vidange de la conduite. Ce système est composé d'un té monté directement sur la conduite principale sur lequel est montée une vanne fermée pendant le fonctionnement normal de la conduite. Sur la vanne est installé un tuyau de même diamètre qui remonte verticalement jusqu'au niveau du terrain naturel pour permettre l'évacuation de l'eau à l'extérieur de l'ouvrage.

V.3.4. Conduite by-pass :

La conduite by-pass est utilisée pour :

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

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire.

V.3.5. Les joints de raccordement : [6]

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont :

- ✓ le joint automatique;
- ✓ le joint gibault;
- ✓ le joint verrouille;
- ✓ les joints mécaniques;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

V.3.6. Mesure de pression :

Parmi les appareils les plus utilisés, on a :

- Manomètres à aiguilles :

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



Figure V.4 : Manomètre

❖ Vu les rôles qu'ils doivent jouer, les accessoires sont indispensables dans un réseau d'alimentation en eau potable. L'équipement de notre réseau au point de vue accessoires permet de donner une bonne fiabilité du fonctionnement du réseau. Ces accessoires nous permettent également de mieux gérer et entretenir notre réseau. Néanmoins, nous devons veiller à leurs entretiens pour le bon fonctionnement.

Les accessoires utilisés dans notre projet sont :

- Les vannes papillon.
- Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites.
- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites.
- Les conduites by-pass.
- Les joints de démontage.
- Les appareils de mesure de pression.

V.4.Conclusion :

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude d'adduction en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraineront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoires pour détecter d'éventuelles fuites au niveau des joints ou des conduites avant le remblaiement définitif.

Dans ce chapitre, nous avons abordé le mode de pose de canalisation à envisager dans notre projet. Les accessoires correspondants ont été énumérés.

CHAPITRE VI
Organisation de chantier et
Sécurité de travail

VI.1.Introduction :

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de mettre en œuvre les moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme aux normes que possible tout en respectant les délais les plus brefs. Aussi la sécurité de travail est nécessaire dans le chantier.

VI.2.Organisation de chantier :

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation pour une adduction d'AEP sont :

- Importation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.
- Compactage.

VI.2.1.Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VI.2.1.1. Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

VI.2.1.2. Le déblai :

Selon les caractéristiques du terrain ; le déblai sera réalisé mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

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

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successif en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a 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 largeur de la tranchée « b »

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique.

a) La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D+h+h_1 \quad (VI.1)$$

Avec :

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend $h = 1$ m.

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

D'où : $H_{tr} = 1,15+D$.

b) Largeur de la tranchée :

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

$$b = D + 0,6 \text{ m} \quad (VI.2)$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

c) Volume à excaver :

$$V_d = S_d \times L = (b \times H_{tr}) \times L \quad (VI.3)$$

Avec :

V_d : volume du déblai (m^3).

S_d : la section de la tranchée (m^2).

L : la longueur du tranché (m).

b : la largeur de la tranché (m).

H_{tr} : la hauteur du tranché (m).

Tableau VI.1 : Calcul du volume du déblai de l'adduction

D (mm)	L (m)	b (m)	H_{tr} (m)	S_d (m)	V_d (m)
400	9113,46	1,00	1,55	1,55	14125,86
300	4588,37	0,90	1,45	1,31	5987,82
250	5109,83	0,85	1,40	1,19	6080,70
200	131,77	0,80	1,35	1,08	142,31
150	8534,23	0,75	1,30	0,98	8320,87
125	89,44	0,73	1,28	0,92	82,68
100	296,51	0,70	1,25	0,88	259,45
80	2261,42	0,68	1,23	0,84	1891,45
Volume totale					36891,14

D'après ce tableau, le volume total du déblai est de 36891,14 m³.

d) Détermination de la capacité du godet :

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau VI.2 : 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

Comme le volume total est > 20000, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 1 m³.

e) Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_t \times K_R}{T_c \times K_f} \quad (VI.4)$$

Avec :

q : capacité du godet m³.

K_R : coefficient de remplissage du godet $K_R = 0,8-0,9$ on prend $K_R = 0,8$

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habileté du conducteur : $K_t = 0,7-0,9$ prenons $K_t = 0,8$

K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,2$

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du godet $T_c = (15-30)$ s, on prend $T_c = 20$ s.

$$AN : R_p = \frac{3600 \times 1 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 96 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour $R_p = 768 \text{ m}^3/\text{j}$.

VI.2.2.Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15cm d'épaisseur.

$$V_s = b \cdot e \cdot L = S_s \cdot L \quad (\text{VI.5})$$

Avec : V_s : volume du lit de sable (m^3).

e : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm.

S_s : Surface du lit de sable (m^2).

Tableau VI.3 : Calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	S_s (m^2)	V_s (m^3)
400	9113,46	1,00	0,015	136,70
300	4588,37	0,90	0,014	61,94
250	5109,83	0,85	0,013	65,15
200	131,77	0,80	0,012	1,58
150	8534,23	0,75	0,011	96,01
125	89,44	0,73	0,011	0,97
100	296,51	0,70	0,011	3,11
80	2261,42	0,68	0,010	23,07
Volume total				388,54

VI.2.3.Le volume des remblais :

Le volume des remblais est : $V_R = S_R \times L$ (VI.6)

La surface de remblai est : $S_R = S_D - S_c - S_s$ (VI.7)

Avec :

S_D : Surface du déblai (m^2)

S_c : Surface de la conduite (m^2)

S_s : Surface du lit de sable (m^2)

Tableau VI.4 : Calcul du volume du remblai

D (mm)	L (m)	S_c (m^2)	S_s (m^2)	S_D (m^2)	S_R (m^2)	V_R (m^3)
400	9113,46	0,126	0,015	1,55	1,41	12843,93
300	4588,37	0,071	0,014	1,31	1,22	5601,55
250	5109,83	0,049	0,013	1,19	1,13	5764,72
200	131,77	0,031	0,012	1,08	1,04	136,59
150	8534,23	0,018	0,011	0,98	0,95	8074,05
125	89,44	0,012	0,011	0,92	0,90	80,61
100	296,51	0,008	0,011	0,88	0,86	254,00
80	2261,42	0,005	0,010	0,84	0,82	1857,02
Volume total						34612,47

D'après ce tableau le volume total du remblai est de $34612,47 m^3$.

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

VI.2.4.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.

VI.2.5.Calcul de la durée des travaux :

a) Durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} \text{ (jours)} \quad \text{(VI.8)}$$

V : volume du sol excavé.

R_p : capacité du godet en jours (m^3 /jour)

$$AN : T = \frac{71892,15}{768} = 94 \text{ jours} = 3 \text{ mois et } 4 \text{ jours.}$$

b) Définition des tâches et leurs durées :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VI.5, avec :

- Pose de conduite : 1 km/jour.
- Lit de sable : 1.5 km/jour.
- Epreuve de joint de canalisation : 1 km/jour.
- Remblais : 4 km/jour.
- Compactage 2 km/jour.

Tableau VI.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	94
B	Lit de sable	13
C	Pose de conduite	19
D	Epreuve de joint et de la canalisation	19
E	Remblais	111
F	Compactage	48

Les travaux suivants seront ordonnés selon la méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic), qui est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches (un évènement) et ils sont parcourus par un flux qui est le temps. Cette méthode à été élaboré en 1958 par les Américains.

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :

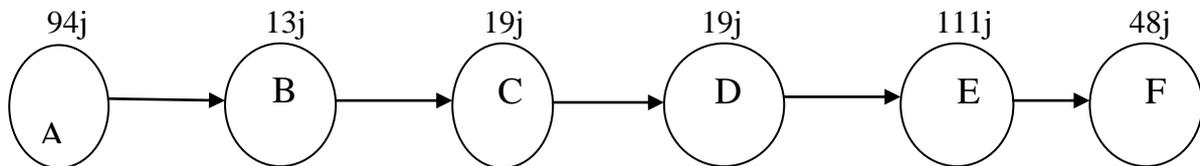


Figure VI.1 : Réseau à nœud

Remarque :

La durée totale du projet est de 304 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

VI.2.6. Devis des travaux :

Après avoir calculé les volumes nécessaires des travaux : déblais, lit de sable et remblais, on détermine le devis total de ces différents travaux.

Le tableau VI.6 représente le devis des différents travaux de pose de canalisation.

Tableau VI.6 : Devis des différents travaux de pose de conduite

Désignation de travaux	Unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
Les déblais	m ³	300	36891,14	11067343,03
Le lit de sable	m ³	150	388,54	58280,86
Les conduites	MI	2500	30125,03	75312575,00
Les remblais	m ³	300	34612,47	10383740,03
Total				96821938,92

Conclusion :

Le coût total du projet est de 96821938,92 DA.

VI.3.Sécurité de travail :

Le risque d'accident est réel dans chaque phase de réalisation d'un projet : Que ce soit dans la phase des travaux de terrassement, des travaux de bétonnage, dans les installations électriques ou les installations sous pressions. Le risque existe aussi en exploitation c'est à dire après la réalisation du projet (travaux d'entretien des installations).

Il est donc important de tenir compte de l'ensemble des mesures sécuritaires afin d'éviter ou limiter au maximum les éventuels risques pouvant survenir pendant ces phases.

VI.3.1.Définition d'un accident de travail :

L'accident survenu par le fait ou l'occasion du travail de toute personne salariée ou travaillant à quelque titre que ce soit pour un ou plusieurs employeurs ou chefs d'entreprise, qu'elle qu'en soit la cause.

On peut citer :

- Les accidents entraînant une incapacité temporelle (IT) : donnant lieu à une indemnisation d'au moins un jour.
- Les accidents de travail avec une incapacité permanente (IP) : donnant lieu à l'attribution d'une rente ou d'un capital.

L'accident de travail est :

- Soudain.
- Doit provoquer une lésion du corps.
- Se produit à l'occasion de travail.

V.3.2.Définition d'une maladie professionnelle :

La maladie est professionnelle si elle est la conséquence directe de l'exposition d'un travailleur à un risque physique, chimique, biologique ou résulte des conditions dans lesquelles il exerce son activité professionnelle.

Elle doit être déclarée par le salarié avec un certificat médical descriptif.

Pour être reconnue maladie professionnelle, le métier doit être dans la liste indicative ou la liste limitative.

VI.3.3.Les causes principales d'un accident de travail :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs [7].

- Facteur matériel.
- Facteur humain.

VI.3.3.1.Le facteur matériel :

Il concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail.

Les causes d'accidents d'origines matériels sont :

- Installations non ou mal protégés.
- Protection individuelle inexistante.
- Outillage, engins, équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VI.3.3.2.Le facteur humain :

Il concerne les actions dangereuses qui sont des réactions physiques des travailleurs difficiles à prévoir, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment selon les circonstances ou selon son humeur personnelle.

Les conditions dangereuses pouvant causées des accidents de travail sont :

- Mauvaise conception des engins.
- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement.
- Ne pas utiliser les équipements de protection individuelle.
- Imprudence durant les opérations de stockage ou de manipulation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Défaut de formation technique.
- Défaut d'organisation générale du travail.

VI.3.4. Les actions dangereuses :

- ✓ Intervenir sans précaution.
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✓ Ne pas utiliser les équipements de protection individuelle.
- ✓ Adopter des positions qui ne sont pas sûres.
- ✓ Imprudence durant les opérations de stockage.

VI.3.5. Prévention :

La prévention est une attitude ou l'ensemble des mesures à prendre pour éviter qu'un accident, ou une maladie ne se produisent, par exemple :

- Le matériel utilisé doit être conforme aux normes requises et bien entretenu.
- La signalisation dans l'entreprise et principalement sur les chantiers, doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert).
- Isolement des zones dangereuses.
- Amélioration des ambiances de travail (bruit, empoussièrement, ambiance thermique).
- Contrôle des matériaux.
- Contrôle médical périodique

VI.3.6. Les moyens de protection :

Un équipement de protection est un dispositif, un mécanisme, un appareil ou une installation qui par sa conception (agencement et matériaux constitutifs), est capable d'assurer valablement la protection des salariés contre un ou plusieurs risques professionnels et d'en limiter ainsi les conséquences, on peut les diviser en deux catégories : **[8]**

VI.3.6.1. Les moyens de protection collectifs :

Il est dit de protection collective s'il assure indistinctement la sécurité du salarié affecté au poste et celle des autres personnes présentes à proximité. Les équipements de protection

collective permettent de protéger l'ensemble des salariés et sont dans ce sens à privilégier. Quatre principes régissent les moyens de protection collective :

- la protection par éloignement (balisage, déviation...).
- la protection par obstacle (rambarde de sécurité...).
- la protection par atténuation d'une nuisance (insonorisation du local, encoffrement de la pièce usinée, aspiration de poussière, ventilation...).
- la protection par consignation d'une fonction dangereuse lors d'intervention.[9]

VI.3.6.2. Les moyens de protection individuels :

Un équipement de protection individuelle (EPI) est un dispositif ou moyen destiné à être porté ou tenu par une personne en vue de la protéger contre un ou plusieurs risques susceptibles de menacer sa sécurité ou sa santé au travail [10].

Parmi ces moyens on cite :

- combinaisons étanches ou spécifiques à certains risques (casque de protection contre les objets pouvant tomber).
- Protection des mains : gants, crèmes protectrices...
- Chaussures de protection (semelle épaisse, antidérapante, avec coquille métallique).
- Lunettes de sécurité (UV, chaleur, protection de débris).
- Protecteurs auditifs (casques antibruit, bouchons d'oreille).
- Masques et cagoules anti-poussières.
- Moyens de protection anti chutes.



Figure VI.2: Les équipements de protection individuelle [11]

VI.3. Conclusion :

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- Les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Le coût total du projet qui est de 96821938,92 DA.
- La durée du projet qui est de 304 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

On a conclu aussi que les accidents de travail sont inévitables dans un chantier, mais on peut les diminuer en prévenant de façon individuelle ou collective. Il faut informer les travailleurs et faire des séances de sensibilisation pour pouvoir diminuer le plus possible ces accidents.

CONCLUSION GENERALE :

Au terme de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet de renforcement de l'alimentation en eau potable, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage et les équipements nécessaires pour diriger l'eau du complexe Mouaz (W-TIPAZA) vers la zone d'étude.

Cette étude du renforcement est faite pour l'horizon de 2047, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 52702 habitants.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et cela un réservoir est projeté sur la commune de Fouka et deux autres réservoirs sur la commune de Ain Tagourait.

Concernant le réseau d'adduction et le tracé, nous avons essayé de suivre la route pour éviter les terrains agricoles et privés, avec le matériau suivant ; Fonte ductile.

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

Enfin, nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements à fin de garantir la pérennité du projet.

BIBLIOGRAPHIE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : **A.LENCASTRE** « HYDRAULIQUE GENERALE ». Cepadu'es-Editions, 2000.

[2] : **D.ZOUNGARANA** « Cours d'approvisionnement en eau potable », édition Eler, Novembre 2003.

[3] : **B.SALAH** « Cours d'alimentation en eau potable », cinquième année

[4] : **ANDRE.DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II Eyrolles, paris 1977.

Catalogues :

[5] : Catalogue des conduites en fonte ductile **SERTUBI**.

[6] : Catalogue des ROBINETTERIE ET RACCORDS « **SAINT GOBAIN** »

[7] : **V.AMBARTSOUMIAN**« Recommandations méthodologiques »2ème Edition 11/1994

[8] : wikipedia.

[9] : inrs santé et sécurité de travail.

[10] : [cdg50.fr/files/fck/files/prevention/Hygiene Securite/Fiche-Prevention-06-Les-EPI](http://cdg50.fr/files/fck/files/prevention/Hygiene_Securite/Fiche-Prevention-06-Les-EPI).

[11] : burvalincendie.com.

ANNEXES

Annexe : Tableau des prix des conduites en fonte ductile

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
60	2464.36
80	3422.31
100	6682.31
125	7836.22
150	8534.23
200	10323.10
250	11542.36
300	12336.05
350	13521.23
400	14910.06
450	15982.11
500	17885.15
600	22831.78
700	27777.32
800	31722.86
900	35668.40
1000	39613.94

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