

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction en eau potable de la Chaine cotire d'Alger à partir
de champ de captage de Mazafran (w. Alger) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0014-16

APA Citation (توثيق APA):

Djidi, Hadjer (2016). Adduction en eau potable de la Chaine cotire d'Alger à partir
de champ de captage de Mazafran (w. Alger)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONAL SUPERIEUR DE L'HYDRAULIQUE «ARBAOUI Abdellah »
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des systèmes d'alimentation en eau potable

THEME DU PROJET

**ADDUCTION EN EAU POTABLE DE LA CHAINE
COTIRE D'ALGER A PARTIR DE CHAMP DE
CAPTAGE DE MAZAFRAN W.ALGER**

PRESENTE PAR :

Mlle : DJIDI Hadjer

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr SALAH Boualem	Professeur	Président
M ^{me} MOKRANE Wahiba	MAA	Examinatrice
M ^{me} CHENITI Naoual	MAA	Examinatrice
M ^{me} BOUCHAMA Hassina	MAA	Examinatrice

Septembre 2016

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو تشخيص حالة انابيب نقل المياه الصالحة للشرب من مركب زرالدة الى مركب عين البنيان بولاية الجزائر يقوم هذا الاخير بتزويد مناطق من بلديات مختلفة وهي: زرالدة سطاوالي شراكة وعين البنيان

في بداية الامر قدمنا نظرة عامة عن الوضعية الحالية للقناة ومنشآت التخزين ثم قمنا بالبحث عن المشاكل واقترح حلول لها من اجل تخفيض الاضطرابات

Résumé :

L'objectif de la présente étude est l'établissement d'un diagnostic sur l'état de la conduite d'adduction d'eau potable reliant le complexe de Zéralda à celui de Ain El Benian au niveau de la wilaya d'alger.

L'adduction alimente des zones des communes suivantes : Zéralda, Staoueli, Chéraga et Ain El benian.

Pour cela, nous avons commencé par donner un aperçu général sur l'état actuel de la conduite et des ouvrages de stockage, puis nous avons procédé à l'identification de l'ensemble des défaillances. Nous avons clôturé par la proposition des solutions afin de minimiser les défaillances et les perturbations possibles.

Abstract :

The objective of this study is to establish a diagnosis on the state of the conduct of drinking water supply between the resort Zeralda that of Ain El Benian at the wilaya of Alger. The supply feeds the areas of the following municipalities: Zeralda, Staoueli, Chéraga and Ain El Benian. For this we began by giving an overview of the current state of the pipe and storage works, after we proceed with the identification of all failures and we close with the proposal of solutions to minimize failures and disturbances.

Sommaire

Introduction générale.....	01
-----------------------------------	-----------

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction.....	02
I.2 Situation géographique.....	02
I.3 Situation démographique.....	02
I.4 Caractéristique du milieu physique.....	03
I.4.a Topographie régional.....	03
I.4.b Topographie au niveau de la zone d'étude.....	04
I.4.c Sismicité au niveau de la zone d'étude.....	04
I.5 Caractéristique hydrologique, géologique et hydrogéologique.....	05
I.5.a Sur le plan hydrologique.....	05
I.5.b Sur le plan géologique.....	05
I.5.c sur le plan hydrogéologique.....	05
I.6 Caractéristique climatique.....	07
I.6.a Température.....	07
I.6.b Précipitation.....	07
I.6.c Direction et intensité du vent.....	08
I.7 Conclusion.....	08

Chapitre II : Etude du diagnostic

II.1 Introduction.....	09
II.2 Diagnostic Physique.....	09
II.2.1 Etat de la conduite.....	09
II.2.2 Etat de accessoires.....	10
II.2.3 Etat de ouvrages de stockage.....	12
II.2.4 Historique des fuites.....	16
II.3 Diagnostic hydraulique.....	21

II.4 Recommandation.....	26
II.5 Conclusion.....	26

Chapitre III : Estimation des besoins en eau

III.1 Introduction.....	27
III.2 Evolution de la population.....	27
III.2.a Estimation de la population.....	27
III.2.b Estimation des besoins en eau potable.....	29
III.2.c Choix de la dotation.....	29
III.2.d Evaluation de la consommation journalière.....	30
III.3 Variation de la consommation journalière.....	34
III.3.a Consommation maximale journalière.....	34
III.3.b Consommation minimale journalière.....	34
III.4 Variation de la consommation horaire.....	35
III.4.a Consommation maximale horaire.....	35
III.4.b Consommation minimale horaire.....	36
III.5 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	37
III.6 Bilan ressources-besoins.....	38
III.7 Calcul du volume de stockage nécessaire.....	38
III.8 Conclusion.....	40

Chapitre IV : Etude de l'adduction

IV.1 Introduction.....	41
IV.2 Classification des adductions.....	41
IV.3 Critère de choix d'un tracé.....	41
IV.4 Choix du matériaux de de l'adduction.....	42
IV.5 Choix de la variante.....	44
IV.6 Calcul hydraulique (Méthode de calcul).....	44
IV.7 Dimensionnement de l'adduction.....	45
IV.8 Conclusion.....	55

Chapitre V : Protection de la conduite

V.1 Introduction.....	56
V.2 Protection de la conduite contre le phénomène transitoire.....	56
V.2.1 Définition.....	56
V.2.2 Cause du coup de bélier.....	56
V.2.3 Amplitude des coups de bélier.....	56
V.2.4 Risque dus au coup de bélier.....	56
V.2.5 Protection de la conduite gravitaire contre de coup de bélier.....	58
V.3 Protection contre la corrosion.....	59
V.3.1 Définition.....	59
V.3.2 Facteur de la corrosion.....	59
V.3.3 Corrosion externe.....	60
V.3.4 Corrosion interne.....	60
V.3.5 Principaux types de protection contre la corrosion externe.....	60
V.3.6 Principaux types de protection contre la corrosion interne.....	61
V.4 Conclusion.....	61

Chapitre VI : Pose de canalisation

VI.1 Introduction.....	62
VI.2 Pose de canalisation	62
VI.2.1 Le principe de pose de canalisation	62
VI.2.2 Pose de canalisation en pente.....	62
VI.2.3 Traversé de la route.....	63
VI.2.4 Traversé d'un oued.....	63
VI.2.5 Cas d'un terrain agressif.....	64
VI.2.6 Essai de pression et d'étanchéité d'adduction.....	64
VI.2.7 La mise en eau des adductions.....	65
VI.3 Accessoires.....	65
VI.4 Conclusion.....	70

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.1 Introduction.....	71
VII.2 Différents travaux à entreprendre	71
VII.3 Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	72
VII.3.1 Déblais d'excavation.....	72
VII.3.2 Lit de sable.....	73
VII.3.3 Volume de la conduite.....	74
VII.3.4 Remblais compacté.....	74
VII.4 Choix des engins.....	75
VII.5 Evaluation du projet.....	76
VII.6 planification des travaux.....	77
VII.6.1 Construction du réseau.....	77
VII.6.2 Définitions des tâches et leurs durées.....	77
VII.6.3 Planification par la méthode du réseau à nœuds	78
VII.7 Conclusion.....	79
Conclusion générale.....	80

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 Population de la zone d'étude en 2008 (ONS).....	02
Tableau I.2 Population future de la zone d'étude.....	03
Tableau I.3 Fréquence en % et direction des vents.....	08

Chapitre II : Etude du diagnostic

Tableau II.1 Caractéristique du réservoir 5000m ³ du complexe.....	12
Tableau II.2 Caractéristique des réservoirs 1000m ³ du complexe.....	13
Tableau II.3 Etat des réservoirs.....	13
Tableau II.4 Caractéristique du réservoir de production.....	14
Tableau II.5 Caractéristique du réservoir de distribution.....	15
Tableau II.6 Historique des fuites.....	18
Tableau II.7 Nombre de Fuites réparées	18

Chapitre III : Estimation des besoins en eau

Tableau III.1 Population de l'année 2008 (ONS).....	28
Tableau III.2 Evolution de la population à différents horizons.....	28
Tableau III.3 Dotation moyenne (l/j/hab).....	30
Tableau III.4 Besoins moyens journaliers	31
Tableau III.5 Taux de majoration pour l'administration, commerce et petite industrie.....	32
Tableau III.6 Répartition par commune des différents besoins moyens journaliers à l'horizon d'étude.....	33
Tableau III.7 Variation de la consommation	34
Tableau III.8 β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	36
Tableau III.9 β_{min} en fonction du nombre d'habitant.....	36
Tableau III.10 Résultat du calcul des débits pour l'horizon 2040.....	37
Tableau III.11 Débit horaire pour chaque agglomération.....	38
Tableau III.12 Bilan ressources-besoins.....	38
Tableau III.13 Evaluation du volume résiduel du complexe de Zéralda.....	39

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV.1 Coefficient K', m, β pour différents types des tuyaux.....	45
---	----

Chapitre V : Protection de la conduite

Tableau V.1 Caractéristique de l'adduction.....	58
---	----

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1 Calcul du volume de déblais de l'adduction.....	73
---	----

Tableau VII.2 Calcul du volume du lit de sable.....	73
---	----

Tableau VII.3 Calcul du volume de la conduite.....	74
--	----

Tableau VII.4 Volume des travaux de l'adduction	75
---	----

Tableau VII.5 Devis des conduites.....	76
--	----

Tableau VII.6 Devis des différents travaux de l'adduction.....	76
--	----

Tableau VII.7 Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	78
---	----

Tableau VII.8 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opérations de l'adduction.....	78
---	----

Liste des Figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 Situation géographique.....	02
Figure I.2 Classification des zones sismique	04

Chapitre II : Etude du diagnostic

Figure II.1 Etat des conduites en FTI.....	09
Figure II.2 Etat des conduites en Acier.....	09
Figure II.3 Etat des vannes.....	10
Figure II.4 Etat des ventouses.....	11
Figure II.5 Etat des tubulures de vidange.....	11
Figure II.6 Réservoir 5000m ³	12
Figure II.7 Réservoirs 1000m ³	12
Figure II.8 Fuite au niveau de la vanne de distribution.....	13
Figure II.9 Réservoir de production.....	14
Figure II.10 Réservoir de distribution.....	14
Figure II.11 Fuite au niveau de la vanne d'arrivée	16
Figure II.12 Illustration des fuites.....	20
Figure II.13 Inondation à Zéralda.....	20
Figure II.14 Arrêt du trafic routier à Zéralda.....	20

Chapitre VI : Pose de canalisation

Figure VI.1 Pose de canalisation en galerie.....	63
Figure VI.2 Traversé d'un oued.....	64

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII.1 Réseau à nœuds de l'adduction.....	79
---	----

Liste des planches

Planche 01 : tracé de l'adduction (existant et projeté)

Planche 02 : Ouvrages de stockage d'eau potable

Planche 03 : Profil en long de la conduite d'adduction avec accessoires

Planche 04 : Schéma synoptique de l'adduction

Introduction générale

Aujourd'hui, il suffit d'ouvrir le robinet pour avoir de l'eau à volonté que nous utilisons souvent de façon inconsidérée, c'est pendant les mois d'été que la nature nous rappelle l'importance de l'eau et que nous nous rendons compte de sa rareté. L'alimentation en eau potable est aujourd'hui un service public essentiel pour le confort des logements, et bien évidemment pour répondre aux besoins fondamentaux d'alimentation et contribuer à la protection de la santé.

Dans certaines conditions, les ouvrages des réseaux d'alimentation sont susceptibles de dégrader localement et ponctuellement la qualité de l'eau distribuée. Ces dégradations de la qualité de l'eau résultent souvent à la fois des causes structurelles (matériau des canalisations, étanchéité) et des causes fonctionnelles (qualité initiale de l'eau, temps de séjour dans les ouvrages et le réseau, température de l'eau), d'où l'importance d'une bonne gestion et d'un entretien continu et rigoureux des réseaux d'alimentation en eau potable.

C'est dans ce contexte, que s'inscrit notre travail qui concerne l'adduction en eau potable de la chaîne côtière d'Alger qui a subi plusieurs piquages de distribution à fin d'alimenter les communes voisines en eau potable. Suite à ces piquages la conduite rencontre des dysfonctionnements et des perturbations successifs qui ont affaiblies cette dernière

La durée de vie d'un réseau d'alimentation en eau potable varie selon plusieurs critères, parmi eux l'âge et les conditions d'exploitation, vu le vieillissement et les fuites enregistré au cours de ces dernières années, une étude de diagnostic s'avère plus que nécessaire.

Pour la réaliser, nous commençons d'abord par une présentation de la zone d'étude pour connaître ses différentes caractéristiques, comme le taux d'accroissement annuel de la population ou les ressources en eau disponible, nous effectuons également une évaluation des besoins en eau de la population.

Cette étude ayant pour objectif de réaliser un diagnostic de l'adduction d'eau potable pour la chaîne côtière d'Alger, nous effectuons une analyse d'un point de vue physique et hydraulique afin de détecter les anomalies et de proposer une solution adéquate permettant d'optimiser l'alimentation en eau potable de l'agglomération.

I.1 Introduction :

Avant l'élaboration de notre étude on doit passer par les caractéristiques de notre zone d'étude d'un point de vue géographique, géologique, topographique, climatique, démographique et hydraulique qui vont nous permettre de connaître et d'identifier certains paramètres qualitatifs et quantitatifs nécessaires pour notre étude.

I.2 Situation géographique :

La zone d'étude en question se situe au sud-ouest de la wilaya d'Alger, elle comporte 4 communes : Zéralda ; staoueli ; chéraga ; Ain benian.

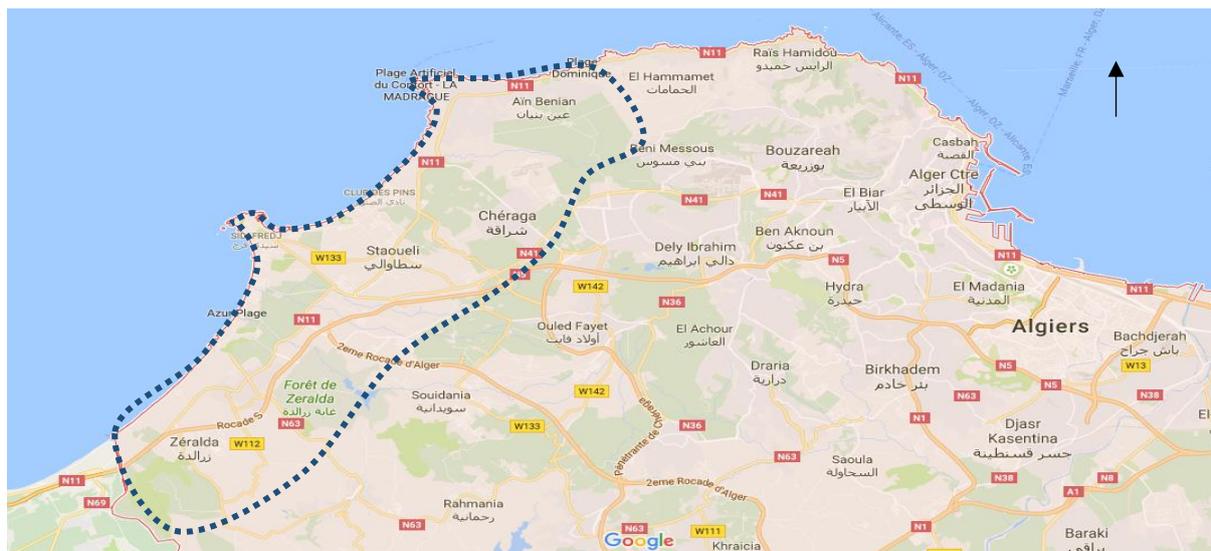


Figure I.1 : Situation géographique (Google Maps)

La zone d'étude est limitée :

- Au nord par la méditerrané
- Au sud par les communes Mahalma, Souaidania, Ouled fayet et Dely Brahim
- Au sud par Beni Messous
- Au nord-est par El Hamamet
- Au nord-ouest par Douaouda

I.3 Situation démographique :

D'après le recensement général de la population et de l'habitat, établi par l'Office National des Statistique, la population de la zone d'étude est estimée à 61176 habitants en 2008 avec des taux d'accroissement différents caractérisant chaque commune

Tableau I-1 : Population de la zone d'étude en 2008 (ONS)

Communes	Nombre d'habitant (2008)	Taux d'accroissement %
Zéralda	7438	4.6
Staoueli	39573	2.1
Chéraga	7087	3
Ain Benian	7078	2.8

I.4 Caractéristique du milieu physique :

I.4.a Topographie régionale :

L'aire d'étude est centralisée entre deux ensembles topographiques à savoir :

L'Ouest : on trouve les collines de Sahel et la Plaine de Mitidja.

Nord : L'Ouest Mazafran

A. La plaine de Mitidja : la plaine de Mitidja a une superficie de 136.000 ha. Cette plaine s'allonge d'Est en Ouest sur une centaine de kilomètres. Sa largeur varie de 5 à 20 km. Elle est divisée en deux unités physiques du point de vue relief :

- La basse Mitidja Est : elle est traversée par les Oueds d'El Harrach, Hamiz, Réghaia, et Boudouaou ;
- La haute Mitidja ou Mitidja Ouest : elle est traversée par le Oued Mazafran et ses principaux affluents (Oueds Djeleb, Bouroumi, et Chiffa).

B. Le Sahel Ouest-Algérois :

Ce bourrelet anticlinal d'environ 60.00 km, réparti entre les wilayas d'Alger et de Tipaza, est une formation étroite de pentes plaine littorales, plateaux, canines et coteaux agricoles et/ou forestiers. Logeant le rivage méditerranéen sur environ 80km, il s'étend sur une largeur de 8 à 10 km.

Du point de vue du relief, le Sahel est un ensemble de collines de faible altitude dont le point plus élevé culmine à 407m, dans le massif de Bouzaréah. Sur toute sa longueur, il est traversé par un ensemble de cours d'eau on distingue :

- Le Sahel de Koléa à l'Ouest, compris entre deux Oueds Nador et Mazafran.
- Le Sahel d'Alger à l'Est. Compris entre les Oueds Mazafran et Oued el Harrach englobant le massif de Bouraréah.

C. L'Est Algérois :

C'est un secteur au relief hétérogène où d'entremêlent, vallées, collines, et basses montagnes. La partie Nord de ce secteur est moins accidentée que la partie Sud

D. Les Piémonts :

Ce sont des terres de piémonts ou de basses montagnes situées à l'est algérois dans les régions du Chenoua, Zaccar et dans l'Atlas Blidéen.

I.4.b Topographie au niveau de la zone d'étude

Notre zone d'étude représente un relief topographique assez variable avec une dénivelée de 22m entre le point d'arrivée et le point de départ, avec des pentes importantes tout au long du tracé. Le terrain comporte aussi des pentes variables puisque le tracé croise des traversés d'Oued, d'autoroute. ect

Le Sahel d'alger est anticlinal formé au cours de la phase orogénique post astienne. Il est constitué essentiellement par des dépôts néogènes (Pliocène marin, Quaternaire marin)

D'après les études géotechniques élaborées par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction L.N.H.C unités de Oued Semar, La nature du sol est constituée essentiellement par des argiles plastiques brunâtres à gris noirâtres parfois vaseuses posées sur des sables argileux. La couleur grise noirâtre et l'agressivité du sol sont dues à la contamination du sol par les eaux usées stagnantes en surface, donc on peut dire que le sol en question a une faible résistance.

Source (L.N.H.C)

I.5.c Sur le plan hydrogéologique :

Au long de notre zone d'étude on peut définir trois (3) ensembles de réservoirs d'aquifères :

- La nappe du sahel.
- L'astien gréseux au grésocalcaire
- Les alluvions de Quaternaire.

a. La nappe du sahel :

Elle est située au nord par rapport à la chaîne côtière sur une superficie de 150km²

- Géologie : cette formation est constituée d'un substratum composé de marnes plais anciennes et par le socle primaire vers l'Est. Au-dessus nous trouvons des sables dunaires fins, légèrement argileux par endroits, souvent cimentés à la base en un grés calcaire constituant de petites corniches
- Profondeur : l'épaisseur de cet ensemble ne dépasse pas 30m
- Apport : ces formations renferment de petites nappes libres, alimentées exclusivement par la pluviométrie, qui s'écoulent par la pluviométrie, qui s'écoulent vers la mer.
- Piézométrie : le débit des ouvrages de captages est de 10m³/h jusqu'à 30 m³/h certaines donnent plus.
- Exploitation : cette nappe est très intensément exploitée par des forages en particulier entre les communes qui composent notre zone d'étude.

b. Le réservoir Astien :

Ce réservoir se compose généralement de d'une partie supérieure libre exploitée au moyen de forages et une partie plus profonde semi-perméable qui est généralement exploitée à l'aide de forages crépines profonds.

- Géologie : le réservoir Astien est bien délimité entre un substratum argileux (marnes plais anciennes) et la couverture des marnes de Maison Carrée, son extension est mal connue. Il s'agit d'une auge à fond plat dont la limite Nord se relève pour former le flanc du sahel
- Profondeur : Le toit de l'Astien est de 200 m dans le Mazafran. Son épaisseur moyenne est de 100m.

- Piézométrie : Les côtes piézométrique se référant à cet aquifère sont rares sauf quelques puits en bordure de Sahel. Dans la Mazafran les forages ont pénétré un profil de plus de 200m.
- Sens d'écoulement ; L'écoulement de la nappe se fait depuis la bordure du Sahel vers la plaine du Mazafran.
- Apport : L'alimentation provient de la pluviométrie de l'affleurement du Sahel.
- L'exutoire : Etant la nappe des alluvions par drainage à travers les marnes Jaunes. (Perméabilité verticale des marnes).
- L'exploitation : Se fait par des forages de petite importance tels que les forages de la région de Mahelma et Rahmania .

c. Réservoir Quartenaire :

Ce réservoir se localise sous la plaine de la Mitidja et s'étend sur une surface de 80Km de longueur dans la direction Est-Ouest et 16Km de largeur.

- Géologie : il est constitué par les alluvions de Quartenaire moyen et la base des alluvions récentes.

C'est un substratum constitué par les marnes de Maison Carrée dont la morphologie très capricieuse impose une inégale répartition des masses alluviales isolées les unes des autres et déterminent les zones peu aquifères.

- Apport : L'alimentation provient directement de la pluviométrie, l'infiltration à partir des Oueds de l'Astien soit quand il est en contact directement avec les alluvions soit par drainage à travers les marnes.
- Profondeur : La profondeur de l'aquifère varie entre 100 et 150m.
- Sens d'écoulement : Les eaux s'écoulent depuis la bordure de l'Atlas en direction du Nord, ensuite convergent vers la cluse du Mazafran.

- Piézométrie : dans les piémonts, les alluvions constituent un aquifère acceptable, cependant leur position élevée faite que la surface piézométrique est très profonde 60 à 90m. au-delà la nappe reste libre puis devient captive sous les limons dans le bas Mazafran.

- L'exutoire : l'évacuation est naturelle elle se fait par l'évapotranspiration qui se fait par l'intermédiaire des limons.

- Exploitation : la production totale d'eau potable, pour l'agriculture et pour l'industrie dépasse 300hm³/an.

Les seuls centres de pompage importants existants dans ce bassin sont les champs de captages Mazafran I et II qui participent à l'alimentation en eau de la région.

Source (ANRH)

I.5 Caractéristique climatique :

Le climat est une ressource naturelle qui affecte une bonne partie des activités humaines telles que la production agricole, la consommation d'énergie, l'utilisation de certaines ressources telles que l'eau. Son influence sur notre vie est très grande. Aussi faut-il l'observer l'étudier pour le connaître et le quantifier

La zone d'étude est bénéficiée d'un climat méditerranéen caractérisé par des été chauds et secs et des hivers doux relativement humide. L'influence de la méditerranée combinée à celle des vents se traduit par de grande variation de taux d'humidité de l'aire qui reste en moyenne assez élevée. Donc le climat de notre zone est méditerranéen humide.

I.6.a Température :

L'analyse de la variation mensuelle de la température fait ressortir que la période chaude s'étale du mois de juin au mois de septembre. Le mois le plus chaud est celui d'août avec une température de 25°C approximativement. Les mois les plus froids sont ceux de janvier et février, qui enregistrent respectivement 10°C et 11°C approximativement.

Donc le climat de la zone d'étude est caractérisé par des températures annuelle moyennes de 17°C (ANRH)

I.6.b Précipitations :

Les précipitations sont irrégulières durant les saisons. Elles sont abondantes en automne et en hiver et se caractérisent souvent par des orages, et des tempêtes de vent. Elles sont variables et incertaines au printemps, nulle ou irrégulière en été.

La valeur moyenne des précipitations est de l'ordre de 670 mm

L'analyse des précipitations mensuelles indique que le nombre de jours de pluie est de 100 jours. Elle se produisent essentiellement durant la période hivernale, du mois de novembre au mois de mars. La période avril-octobre se caractérise par des pluies peu fréquentes mais parfois abondantes. (ANRH)

I.6.c Direction et intensité du vent :

Le tableau ci-dessous illustre les fréquences et les directions des vents :

Direction Saison	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO
Hiver	7	3.8	2.6	1.8	11.5	25.3	15.5	5.4
Printemps	17.3	12.8	7.1	1	5.7	14.4	11.5	7.3
Eté	19.3	22.2	5.1	1	3	7.1	5.6	5.7
Automne	11.3	11.2	4.4	1.3	4.8	17.2	9.5	7.3

Tableau(I-3) : les fréquences en% et directions des vents
(Métérologie Alger)

Il ressort du tableau précédent que durant l'été, la dominance des vents est de direction Nord (Nord et Nord-Est). Pour l'Automne, l'Hiver et le Printemps, la dominance des vents est de direction Sud (Sud-Ouest, Sud)

La vitesse moyenne du vent est inférieure à 3m/s pour toute l'année

Source (Météologie Alger)

I.6 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté notre zone d'étude qui est caractérisé par un climat méditerranéen humide, riche en ressource hydrogéologique qui représente les ressources hydrauliques de la région d'étude et une population plus au moins importante, ainsi que la topographie de la région qui va nous permettre de choisir le bon tracé pour notre adduction

II.1 Introduction :

Dans ce chapitre on va étudier l'état physique et hydraulique de notre Adduction en traitant plusieurs critères et paramètres, à fin d'évaluer l'état général de la conduite et élaboré l'étude de réhabilitation ou de rénovation de notre Adduction

II.2 Diagnostic Physique :

II.2.1 Etat de la conduite :

a. Conduite en FTI (Béton précontraint fretté à tôle incorporé) :

Un état de corrosion très avancé est constaté sur ces conduites, le renouvellement des tronçons concernés doit figurer dans les priorités



Figure II.1 : Etat des conduites en FTI (SEAAL.2013)

b. Conduite en Acier :

Le tracé de notre Adduction rencontre des traversé d'Oued où on trouve des conduites en acier. Ce tronçon a été récemment changer à cause des fuites successives.



Figure II.2 : Etat des conduites en Acier (H.DJIDI.2016)

II.2.2 Etat des accessoires :

a. Etat des vannes :

La majorité des vannes tout au long de l'Adduction montrent des signes de corrosion et difficulté de manœuvre.



Figure II.3 : Etat des vannes (SEAAL.2015)

b. Etat des ventouses :

Au niveau des ventouses on constate un état très avancé de corrosion sauf que ces dernières subissent un entretien fréquent soit en les nettoyants soit changement.





Figure II.4 : Etat des ventouses (SEAAL.2014)

c. Etat des tubulures de vidange :

A propos des tubulures de vidange on enregistre de nombreuses fuites. Parfois réparer, changer ou impossible d'y toucher puisque le regard est complètement abimé



Figure II.5 : Etat des tubulures de vidange (H.DJIDI.2016)

II.2.3 : Etat des ouvrages de stockage :

- **Complexe de Zéralda :**

Il a été mis en service en 1989 il contient 3 réservoir 2X1000m³ et 1X3000m³. Ce complexe joue le rôle de réservoir d'alimentation de la chaîne côtière il est alimenté à partir du complexe Sahel qui est lui-même alimenté par les forages du Mazafran.

- **Ouvrages du complexe :**



Figure II.6 : Réservoir 3000 m³ (H.DJIDI.2016)

Tableau II.1: caractéristique du réservoirs 3000m³ du complexe

Capacité (m ³)	3000
Forme géométrique	Circulaire
Nature de l'ouvrage	Béton armé
Année de mise en service	1989
Cote radier	114.49



Figure II.7 : Réservoir 1000 m³ (H.DJIDI.2016)

Tableau II.2: caractéristique des réservoirs 1000m³ du complexe

Capacité	1000
Forme géométrique	Circulaire
Nature de l'ouvrage	En béton armé
Année de mise en service	1989
Cote radier	114.49

Description de l'état du réservoir :

Tableau II.3 : Etat des réservoirs

Aménagement du site	En mauvais état
La cloture	Etat moyen (dégradation)
L'accès interieur	Facile (véhicule)
Trappe d'accès	Bon état
Portail d'accès	Bon état
Eclairage	Sans éclairage
Etat de la génie civil	Bon état (pas de fissuration)
Peinture	Etat moyen, a reprendre (Figure II.6)
Etanchiété de la coupole	Bon etat
Echelle	Bon etat
Grille d'aération	Etat moyen (corrosion)
Conduite d'arrivé	Bon etat
Conduite di distribution	Bon état
Vidange de fond	Bon état
Conduite de trop plein	Bon état
Vanne d'arrivée	Fuite
Vanne de distribution	Fuite au niveau des joints (Figure II.8)



Figure II.8 : fuite au niveau de la vanne de distribution (H.DJJIDI.2016)

- **Complexe de Ain el Benian :**

Il est composé de 2 réservoirs 5000m³ un conçu pour la distribution et l'autre pour la production. Mit en service en 1988 et il est équipé d'une station de pompage à fin d'alimenter une partie de la chaîne des hauteurs.

- **Ouvrages du complexe :**



Figure II.9 : Réservoir de production (H.DJIDI.2016)

Tableau II.4 : caractéristique du réservoir de production

Capacité (m ³)	1000
Forme géométrique	Circulaire
Nature de l'ouvrage	Béton armé
Année de mise en service	1988
Cote radier	98.45



Figure II.10 : Réservoir de distribution (H.DJIDI.2016)

Tableau II.5 : caractéristique du réservoir de distribution

Capacité (m ³)	1000
Forme géométrique	Circulaire
Nature de l'ouvrage	Béton armé
Année de mise en service	1988
Cote radier	91.82

• **Description de l'état du réservoir de production :**

Aménagement du site	En mauvais état
La cloture	Etat moyen (dégradation)
L'accès interieur	Facile
Trappe d'accès	Bon etat
Portail d'accès	Bon etat
Eclairage	Sans éclairage
Etat de la génie civil	Bon état
Peinture	Etat moyen, a reprendre (Figure II.9)
Etanchiété de la coupole	Etat moyen, présence de décollements dans certain endroits
Echelle	Bon etat
Grille d'aération	Etat moyen (corrosion)
Conduite d'arrivé	Bon etat
Conduite di distribution	Bon état
Vidange de fond	Bon état
Conduite de trop plein	Bon état
Vanne d'arrivée	Vanne altimétrique bonne état

• **Description de l'état du réservoir de distribution :**

Aménagement du site	En mauvais état
La cloture	Etat moyen (dégradation)
L'accès interieur	Facile
Trappe d'accès	Bon etat
Portail d'accès	Bon etat
Eclairage	Sans éclairage
Etat de la génie civil	Bon état
Peinture	Bon état
Etanchiété de la coupole	Bon etat
Echelle	Bon etat
Grille d'aération	Bon etat
Conduite d'arrivé	Bon etat
Conduite di distribution	Bon état
Vidange de fond	Bon état
Conduite de trop plein	Bon état
Vanne d'arrivée	Vanne altimétrique bon état
Vanne de distribution	Fuite (Figure II.11)



Figure II.11 : fuite au niveau de la vanne d'arrivée(H.DJIDI.2016)

II.2.4: Historiques des fuites :

Le service responsable qui est la SEAAL reçoit quotidiennement des réclamations qui concerne cette conduite d'adduction puisque on enregistre plein de fuite tout au long de la conduite dans le tableau suivant on récapitule la majorité des fuites réparé par le centre :

Tableau II.6 : Historique des fuites

Tronçon	Emplacement géographique	Débit (m3/h)	Date de repérage	Fuite sur équipement	Date d'interv.
Rv Zeralda vers Rv Staouali	Zéralda	2	05/01/2013	Ventouse DN 150	06/01/2013
Rv Zeralda vers Rv Staouali	Zéralda	0,3	08/01/2013	Vidange DN 150	09/01/2013
Rv Zeralda vers Rv Staouali	Zéralda	0,5	09/01/2013	Vidange DN 200	10/01/2013
Rv Zeralda vers Rv Staouali	Zéralda	0,4	09/01/2013	Picage illicite dans un regard de Vidange DN 300	10/01/2013
Rv Staouali vers SP4	Staouali	0,5	16/01/2013	By-pass DN300	01/04/2013
Rv Zeralda vers Rv Staouali	Staouali	1,5	19/01/2013	Ventouse DN 150	20/01/2013
Rv Staouali vers SP4	By-pass Staouali	80	07/12/2013	By-pass350	17/12/2013

Tronçon	Emplacement géographique	Débit (m3/h)	Date de repérage	Fuite sur équipement	Date d'interv
Rv Zeralda vers Rv Staoueli	Azur plage	5	17/12/2013	Vidange DN200	18/12/2013
Rv Staoueli vers SP4	Entrée Club des pains	5	26/11/2012	Vidange	09/02/2014
Rv Zeralda Vrs Rv Staoueli	Palm Beach	40	09/07/2013	Vidange	06/02/2014
Rv Zeralda vers Rv Staoueli	ZERALDA	3,5	16/04/2014	Vidange	17/04/2014
Rv Zeralda vers Rv Staoueli	ZERALDA	3,5	15/04/2014	Vidange	16/04/2014
Rv Zeralda vers Rv Staoueli	Kaiti -Staoueli	2	02/08/2014	Vidange	03/08/2014
Rv Zeralda vers Rv Staoueli	Kaiti -Staoueli	3	02/08/2014	Vidange	03/08/2014
Rv Zeralda vers Rv Staoueli	Zeralda	140	28/12/2014	Conduite	29/12/2014
Rv Zeralda vers Rv Staoueli	Zeralda	100	30/12/2014	Conduite	31/12/2014
Rv Zeralda vers Rv Staoueli	Zeralda - près de l'oued	80	14/01/2015	Conduite	15/01/2015
Rv Zeralda vers Rv Staoueli	Zeralda - près de l'oued	20	16/01/2015	Conduite	17/01/2015
Rv Staoueli vers SP4	Ain el beniane (Les dunes)	10	01/01/2015	Conduite	25/03/2015
Rv Staoueli vers SP4	Ain el beniane (Les dunes)	20	01/01/2015	Piquage	25/03/2015
Rv Zeralda vers Rv Staoueli	Autoroute Zeralda	25	21/03/2013	Conduite	13/04/2015
Rv Staoueli vers SP4	Club Des Pins	120	21/01/2015	Vidange	13/04/2015
Rv Staoueli vers SP4	Staoueli	5	18/09/2015	Conduite	19/09/2015
Rv Staoueli vers SP4	Bouchaoui	4	19/09/2015	Conduite	20/09/2015
Rv Staoueli vers SP4	Staoueli	8	11/10/2015	Conduite	12/10/2015

Tronçon	Emplacement géographique	Débit (m3/h)	Date de repérage	Fuite sur équipement	Date d'interv
Rv Staoueli vers SP4	Ain el beniane - Les dunes	5	12/10/2015	Conduite	13/10/2015
Rv Staoueli vers SP4	Staouali	6	11/10/2015	by-pass	12/10/2015
Rv Staoueli vers SP4	Ain Beniane - Les Dunes	4	13/10/2015	Vidange	14/10/2015
Rv Zeralda vers Rv Staoueli	à l'entrée de la présidence		20/12/2015	Conduite	
Staouali - Complexe	Staouali - Complexe	3	25/11/2015	Piquage 300	07/12/2015
Staouali - Complexe	Staouali - Complexe	1	08/12/2015	Piquage 300 (Coude)	10/12/2015
Ain el Beniane - SP 4	Ain el Beniane - SP 4	4	29/11/2015	Cône 700>300	30/11/2015
Ain el Beniane - SP 4	Ain el Beniane - SP 4	2	01/12/2015	Cône 700>300	02/12/2015
Ain el Beniane - SP 4	Ain el Beniane - SP 4	2	01/12/2015	Piquage 300	02/12/2015
Ain el Beniane - SP 4	Ain el Beniane - SP 4	3	08/12/2015	Cône 700>300	09/12/2015
Rv Zeralda vers Rv Staoueli	Palm beach	6	29/11/2015	Piquage 300	14/12/2015

Source : SEAAL

- **Statistique des fuites réparé sur la conduite et sur les équipements :**

Tableau II.7 : Nombre de fuite réparée

Objets fuyards	Caractéristiques	Nombre	Total
Conduites	$\varnothing < 500$	46	96
	$\varnothing \geq 500$	50	
Equipements	Vidanges	46	101
	Ventouses	45	
	Autres	10	

Source : SEAAL (2015)

- **Illustration des fuites :**
Ces photos représentent quelques fuites signalées au niveau de notre conduite d'adduction et l'état du milieu extérieurs



Figure II.12 : Illustration des fuites

❖ **Remarque :**

Le 12/02/2016 une inondation a été signalé au niveau de l'autoroute de Zéralda qui a causé plusieurs dégâts (accident et arrêt du trafic routier comme l'indique l'article suivant rédigé par F.BELGACEM

« Des inondations dues à l'éclatement d'une conduite d'eau, dans la nuit de jeudi à vendredi, causant un bouchon monstre de plus de 4 kms et des coupures d'eau dans plusieurs localités à l'Ouest d'Alger (images prises ce vendredi matin à 10h). » (Journal LIBERTE le 12/02/2016).



Figure II.13 : inondation à Zéralda (Liberté, 2016)



Figure II.14 : arrêt du trafic routier Zéralda (Liberté, 2016)

II.3. Diagnostique hydraulique :

La conduite d'adduction alimente tout au long de son tracé alors on trouve plusieurs piquage réalisé a fin d'alimenté les zones et les complexes

Suite à ces piquages la conduite subit un changement de pression important qui cause des coups de bélier répétitifs et qui nuit à la conduite dans les tableaux suivant on aura les pressions enregistrées Pour les différents points de mesures.

- **Complexe de Zeralda** : on prend pour exemple d'étude le mois de Mars de l'année 2016

Tableau II.7 : Pression au niveau du complexe Zeralda

Date	Pression DN 700 (bar)	Date	Pression DN 700 (bar)
19/03/2016 23:30	7,1	21/03/2016 16:15	6,41
20/03/2016 01:30	7	21/03/2016 18:15	7,02
20/03/2016 01:45	5,94	21/03/2016 18:30	4,49
21/03/2016 00:00	7,87	22/03/2016 16:45	7,44
21/03/2016 00:15	4,77	22/03/2016 17:00	5,12
21/03/2016 00:30	7,25	22/03/2016 17:15	4,24
21/03/2016 00:45	7,07	22/03/2016 17:30	5,47
21/03/2016 01:00	7,32	22/03/2016 17:45	5,44
21/03/2016 01:15	7,13	22/03/2016 18:00	7,98
21/03/2016 03:30	7,21	22/03/2016 20:15	4,52
21/03/2016 12:45	5,76	23/03/2016 05:30	5,46
21/03/2016 13:00	5,28	23/03/2016 05:45	6,04
21/03/2016 13:15	5,63	23/03/2016 06:00	7,21
21/03/2016 13:30	5	23/03/2016 06:15	7,1
21/03/2016 13:45	4,77	23/03/2016 06:30	6,64
21/03/2016 14:00	5,33	23/03/2016 06:45	5,59
21/03/2016 15:00	4,76	23/03/2016 07:45	5,7
21/03/2016 15:15	6,98	23/03/2016 08:00	6,76

- **Piquages de distributions :**

Tableau II.8 : Pression au niveau des points de piquages

Date	DN 700 (bar)	Labridja (bar)	Club des Pins (bar)	Ain el Benian (bar)	Bouchaoui ikbal (bar)
01/04/2015 00:45	6,31	4,53	4,16	9,53	6,0372549
01/04/2015 01:00	6,8	4,77	4,18	9,61	6,03529412
01/04/2015 01:15	7	5,02	4,22	9,99	6,03431373
01/04/2015 07:15	5,65	4,71	4,34	7	5,99313725
01/04/2015 07:30	5,31	4,56	4,38	6,84	5,99019608
04/04/2015 00:45	5,25	5,07	4,24	6,91	5,9627451
04/04/2015 01:00	5,26	4,49	4,3	6,92	5,96176471
04/04/2015 01:15	5,25	4,48	4,24	6,86	5,95980392
04/04/2015 01:30	5,5	4,49	4,34	6,84	5,95784314
04/04/2015 01:45	5,2	5,25	4,24	6,06	5,95588235
04/04/2015 02:00	6,82	5,36	4,24	9,67	5,95392157
04/04/2015 02:15	6,7	5,49	4,24	9,54	5,95294118
04/04/2015 02:30	5,94	5,25	4,24	7,27	5,95098039
04/04/2015 02:45	5,99	5,2	4,24	7,4	5,94901961
04/04/2015 03:00	6,03	5,2	4,18	7,44	5,94803922
04/04/2015 03:15	6,04	5,2	4,24	7,45	5,95294118
04/04/2015 03:30	6,6	4,91	4,24	9,8	5,96078431
04/04/2015 03:45	5,84	4,47	4,24	5,51	5,96960784
04/04/2015 04:00	6,61	4,47	4,24	9,85	5,97647059
04/04/2015 04:15	5,59	4,57	4,22	6,2	5,98333333

Date	DN 700 (bar)	Labridja (bar)	Club des Pins (bar)	Ain el Benian (bar)	Bouchaoui ikbal (bar)
04/04/2015 05:00	6,76	5,19	4,24	9,52	6,00490196
04/04/2015 05:15	6,94	5,04	4,16	10,13	6,01078431
04/04/2015 05:30	6,64	4,77	4,24	9,98	6,01764706
04/04/2015 05:45	6,48	4,47	4,24	9,46	6,02352941
05/04/2015 04:15	6,56	5,42	4,18	9,34	6,00490196
05/04/2015 04:30	5,61	5,45	4,22	6,93	6,01176471
05/04/2015 04:45	6,8	5,42	4,24	9,59	6,01862745
05/04/2015 05:00	7,35	5,37	4,18	9,13	6,0245098
05/04/2015 07:00	6,35	4,69	4,44	8,99	6,02745098
05/04/2015 07:15	6,46	4,46	4,38	9,38	6,02352941
08/04/2015 03:00	6,85	5,13	4,24	9,77	6,03039216
08/04/2015 03:15	6,5	5,06	4,24	9,03	6,02941176
08/04/2015 03:45	7,02	5	4,24	10,53	6,02647059
08/04/2015 04:15	6,41	4,46	4,24	9,71	6,02254902
08/04/2015 05:00	6,84	4,6	4,38	12,74	6,01764706
08/04/2015 05:15	6,5	4,81	4,34	9,6	6,01470588
08/04/2015 05:30	5,32	4,75	4,38	6,21	6,01176471
08/04/2015 07:15	6,31	4,52	4,38	9,69	5,98529412
08/04/2015 07:30	6,3	4,7	4,34	9,11	5,98039216
10/04/2015 08:00	4,33	4,47	4,4	5,74	5,98039216
10/04/2015 09:00	3,77	4,62	3,89	3,69	5,95196078
10/04/2015 10:15	3,77	4,47	4,3	4,54	5,94705882
10/04/2015 10:30	3,77	4,47	4,38	4,55	5,94607843

Date	DN 700 (bar)	Labridja (bar)	Club des Pins (bar)	Ain el Benian (bar)	Bouchaoui ikbal (bar)
12/04/2015 02:45	5,85	5,76	4,18	7,55	5,89803922
12/04/2015 04:15	6,92	5,36	4,3	10,44	5,94019608
12/04/2015 04:30	6,12	5,31	4,3	7,82	5,94705882
12/04/2015 04:45	6,17	5,15	4,24	8,37	5,95294118
12/04/2015 05:00	6,79	4,86	4,32	10,26	5,95882353
23/04/2015 23:30	7,47	5,43	6,96	9,12	6,01862745
23/04/2015 23:45	7,46	5,06	8,25	9,43	6,0245098
24/04/2015 00:00	7,37	4,6	8,02	10,44	6,03039216
24/04/2015 01:00	7,49	5,78	8,25	8,19	6,03529412
24/04/2015 01:15	7,5	5,58	8,21	8,17	6,03431373
24/04/2015 02:15	7,48	4,81	8,27	10,06	6,02745098
24/04/2015 02:45	7,44	4,6	8,58	10,23	6,0245098
24/04/2015 04:00	7,61	5,31	7,21	10,44	6,01568627
24/04/2015 04:15	7,66	5,32	7,74	11,64	6,01372549
24/04/2015 04:30	7,47	5,41	8,37	6,66	6,01176471
24/04/2015 04:45	7,5	4,57	7,02	8,3	6,00980392
24/04/2015 06:45	7,4	4,58	7,8	7,74	6,00098039
24/04/2015 07:00	7,39	4,57	6,57	5,28	5,99901961
26/04/2015 04:45	7,71	4,56	6,51	10,61	6,00490196
26/04/2015 05:00	7,69	4,58	5,4	9,58	6,00294118
26/04/2015 05:15	7,66	4,67	6,41	10,39	6
26/04/2015 05:30	7,68	4,9	6,31	10,2	5,99705882
26/04/2015 05:45	7,63	4,85	6,28	9,09	5,99313725

Date	DN 700 (bar)	Labridja (bar)	Club des Pins (bar)	Ain el Benian (bar)	Bouchaoui ikbal (bar)
26/04/2015 06:00	7,58	4,74	5,32	7,53	5,99019608
26/04/2015 06:15	7,47	4,6	5,14	6,1	5,98627451
26/04/2015 06:30	7,52	4,57	4,14	6,25	5,98137255
26/04/2015 06:45	7,58	4,58	6,2	7,97	5,97745098
26/04/2015 07:00	7,57	4,58	6,12	7,91	5,97352941
26/04/2015 07:15	7,53	4,57	4,91	7,93	5,96862745
26/04/2015 07:30	7,61	4,63	5,77	8,03	5,96372549
26/04/2015 07:45	7,56	4,72	5,69	9,03	5,95784314
26/04/2015 08:00	7,57	4,69	4,3	5,08	5,95196078
26/04/2015 08:15	7,48	4,66	5,42	6,65	5,94803922
26/04/2015 08:30	7,47	4,56	3,91	10,09	5,95
26/04/2015 08:45	7,43	4,56	4,85	9,03	5,95196078
26/04/2015 09:00	7,42	4,57	4,24	6,6	5,95196078
26/04/2015 09:15	7,43	4,57	5,16	6,06	5,95490196
26/04/2015 09:30	7,44	4,56	5,18	7,88	5,95686275
26/04/2015 09:45	7,52	4,56	3,6	5,16	5,95882353
26/04/2015 10:00	7,39	4,56	3,42	4,88	5,96078431
26/04/2015 10:15	7,4	4,56	4,38	5,33	5,9627451
26/04/2015 10:30	7,47	4,56	4,81	7,05	5,96568627
26/04/2015 10:45	7,48	4,57	4,99	7,11	5,96764706
26/04/2015 11:00	7,45	4,57	4,14	5,67	5,97156863
26/04/2015 11:15	7,48	4,57	5	7,09	5,97352941
26/04/2015 11:30	7,5	4,57	4,99	7,11	5,97647059

II.3. Recommandation :

L'adduction a été réalisé en 1990 (à ce jour elle a 26ans de service), une partie en Acier et l'autre en FTI. Tenant compte des différents constats faits sur la qualité vétuste des conduites lors de la réparation des fuites et l'état des accessoires. On conclut que l'adduction est devenue incapable de satisfaire la demande, malgré la disponibilité de la ressource.

Nous recommandons alors comme solution définitive est plus durable la rénovation de l'adduction qui alimente la chaine côtière d'Alger

II.4. Conclusion :

Le présent chapitre nous a permis de voir le comportement hydraulique et l'état physique de notre adduction, les constatations qui ont été découlées, montrent qu'une rénovation est nécessaire pour une meilleure gestion d'alimentation en eau potable de la population en question, sans qu'elle soit affectés par les incidents de ruptures, de fuite et de contamination causées par la corrosion des conduites en acier et en fonte.

III.1 Introduction :

Afin d'estimer la quantité d'eau potable que doit véhiculer notre adduction avec une exactitude suffisante pour satisfaire les besoins demandés par les habitants de la région, on procède à l'évaluation des besoins en eau en considérant les différentes catégories de consommation présentes.

La quantité d'eau dépend essentiellement du développement démographique, du mode de vie et les infrastructures. Aussi on prend en compte dans notre cas la quantité d'eau nécessaire pour les ouvrages de stockage existant (complexes). L'évaluation sera effectuée sur plusieurs horizons (moyen et long terme)

III.2 Evolution de la population :

L'évolution de la population est une étape indispensable de notre diagnostic sachant que toute planification d'aménagement devra tenir compte de l'évolution de la population de ses besoins en matière de logements et d'équipements, l'étude consiste à analyser la situation démographique du périmètre de l'étude en tenant compte des différents indices et variable démographiques d'évolution tel que l'accroissement naturel de la population, afin de pouvoir émettre un scénario futur réaliste.

III.2.a Estimation de la population :

Notre conduite d'adduction contribue à l'alimentation de plusieurs régions qui se localise dans 4 communes distincts de la région Ouest d'Alger qui sont Zéralda, Staoueli, Chéraga, et Ain el Benian les parties concernées par l'alimentation forment des groupements populaires ainsi qu'un ensemble d'infrastructure, ajoutant que c'est une région touristique donc elles comportent un nombre important de complexes et d'hôtels.

Pour notre étude on va satisfaire les besoins de notre zone pour l'horizon 2040 Connaissant le nombre d'habitants en 2008 et le taux d'accroissement de la population (ONS) le nombre d'habitants de l'horizon futur considéré peut être estimé grâce à la relation suivante :

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

Avec :

P_n : Population à l'horizon de calcul.

P₀: Population actuelle.

τ : Taux d'accroissement démographique.

n : nombre d'années séparant l'année de recensement de l'horizon de calcul.

Le nombre d'habitant et le détail des régions sera représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.1: Population de l'année 2008 (source ONS)

COMMUNE	Région	Population	Taux d'accroissement
Zeralda	azur plage	7439	4,6
Staoueli	lebridja	10000	2.1
	bellota	9534	
	lot khaiti	2086	
	club des pins	17953	
	Total	39573	-
Chéraga	bouchaoui ikbal	1172	3
	bouchaoui marine	5915	
	Total	7087	-
Ain el Benian	PTT	4620	2,8
	GIR	2458	
	Total	7078	
	Total	61177	

Les résultats de calcul pour les différents horizons sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.2: Evolution de la population à différents horizons.

COMMUNE	Dispersion	2008	2016	2020	2025	2030	2035	2040
Zeralda	azur plage	7439	10660	12761	15979	20008	25054	31371
Staoueli	lebridja	10000	11809	14136	15684	17402	19307	21421
	bellota	9534	11259	13477	14953	16591	18407	20423
	lot khaiti	2086	2463	2949	3272	3630	4028	4469
	club des pins	17953	21200	25379	28158	31241	34662	38458
	Total	39573	46731	55941	62067	68863	76404	84771
Chéraga	bouchaoui ikbal	1172	1485	1671	1854	2057	2282	2532
	bouchaoui marine	5915	7493	8433	9776,6	11334	13139	15232
	Total	7087	8978	10104	11714	13579	15742	18250
Ain el benian	PTT	4620	5762	6435	7388	8481,8	9737,7	11179
	GIR	2458	3066	3424	3931	4513	5181	5948
	Total	7078	8828	9859	11319	12994	14918	17127
Total		61177	75197	88666	101078	115446	132119	151519

Donc à l'horizon 2040 le nombre d'habitants des différentes zones des communes concerné par notre projet sera estimé à 151519 habitants.

III.2.b Estimation des besoins en eau potable :

➤ Besoins domestique

C'est la consommation en eau de la population pour : la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

➤ Besoins industriels

C'est les besoins en eau des établissements industriels. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ Besoins administratifs

On entend par besoins administratifs, les quantités d'eau demandées par les écoles, les centres de formation, les bureaux...etc.

➤ Besoins d'incendie

C'est la quantité d'eau nécessaire pour la lutte contre l'incendie.

III.2.c Choix de la dotation :

La dotation est la quantité d'eau moyenne consommée par un habitant par jour. Elle est en fonction de la situation économique, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes, de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, et des variations saisonnières atteignant un minimum en hiver et un maximum en été, résultant d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide.

Selon le plan national de l'eau (PNE), La dotation moyenne domestique est estimée comme suit :

Tableau III.3: Dotation Moyenne (l/j/hab).

Type de population / Horizon	2010	2016	2020	2025	2030	2035	2040
Métropoles à statut particulier de délégation	100	105	110	115	120	125	150
Métropoles	90	95	100	110	120	125	130
Urbain supérieur	85	85	90	100	110	120	130
Urbaine	80	85	90	100	110	120	130
Semi urbain	80	80	85	90	100	110	120
Semi rural	75	80	85	90	100	110	120
Rural aggloméré	70	75	80	85	90	95	100
Eparses	60	60	60	60	60	60	60

(Source : PNE 2010)

Le type de notre population est Métropole à statut particulier de délégation.

Donc la dotation choisie pour notre cas sera 150l/j/hab pour l'horizon 2040.

III.2.d Evaluation de la consommation journalière :

- **Besoins en eau domestique :**

Le débit moyen journalier domestique de la zone concernée par l'étude, est égal à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

- $$Q_{moy, j} = \frac{1}{1000} \times \text{Dot} \times N \dots\dots\dots(\text{II.2})$$

Avec :

Q_{moy,j}: Débit moyen journalier domestique (**m³/j**).

Dot : dotation moyenne en (**l/j/hab**).

N : nombre d'habitants.

Les résultats de calcul de l'évaluation des besoins moyens journaliers domestique à l'horizon 2040 sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.4: Besoins Moyens journalier.

COMMUNE	Dispersion	2040	Dotation	Débit (m ³ /j)
Zeralda	azur plage	31371	150	4078,23
Staoueli	lebridja	21421	150	2784,73
	bellota	20423		2654,99
	lot khaiti	4469		580,97
	club des pins	38458		4999,54
	Total	84771	-	11020,2
Chéraga	bouchaoui ikbal	2532	150	329,16
	bouchaoui marine	15232		1980,16
	Total	18250	-	2309,32
Ain El Benian	PTT	11179	150	1453,27
	GIR	5948		773,24
	Total	17127	-	2226,51
Total		151519	-	19634,3

- **Besoins en eau des équipements :**

D'après le plan national de l'eau (PNE), les besoins en eau des équipements représentent une majoration des besoins domestiques et ils sont liés à la typologie de l'agglomération, les coefficients de majoration sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Taux de majoration pour l'administration, le commerce et la petite industrie
selon PNE 2010

Type de population	Taux administration %	Taux commerce %	Taux artisanat et petite industrie %	Taux total %
Métropoles à statut particulier de délégation	35	17,5	17,5	70
Métropoles	30	15	15	60
Urbain supérieur	25	12,5	12,5	50
Urbaine	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7,5	7,5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Eparse	0	0	0	0

Pour notre cas comme on a une agglomération du type métropoles à statut particulier de délégation (SPE) donc les besoins des équipements seront représentés dans la tableau suivants :

COMMUNE	Dispersion	Besoin domestique (m ³ /j)	besoin en eau administratif		besoins en eau commerciaux		besoins pour artisanat et petite industrie		perte et gaspillage		Q concentré (m ³ /j)	Q total 2040 (m ³ /j)
			%	Q adm	%	Qcom	%	Q art	%	Qpert		
zeralda	azur plage	4078,23	35	1427,38	17,5	713,69	17,5	713,6903	10	407,823	-	7340,814
	Hopital	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1574,4	1574,4
	Total	4078,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8915,214
Staoueli	lebridja	2784,73	35	974,656	17,5	487,328	17,5	487,3278	10	278,473	-	5012,514
	bellota	2654,39	35	929,037	17,5	464,518	17,5	464,5183	10	265,439	-	4777,902
	lot khaiti	580,97	35	203,34	17,5	101,67	17,5	101,6698	10	58,097	-	1045,746
	club des pins	4999,54	35	1749,84	17,5	874,92	17,5	874,9195	10	499,954	-	8999,172
	Hotels	-	-	-	-	-	-	-	-	-	460,75	460,75
	Total	11020,23	-	3856,87	-	1928,44	-	1928,435	-	1101,96	-	20296,084
chéraga	bouchaoui ikbal	329,16	35	115,206	17,5	57,603	17,5	57,603	10	32,916	-	592,488
	bouchaoui marine	1980,16	35	693,056	17,5	346,528	17,5	346,528	10	198,016	-	3564,288
	Institut criminologie	-	-	-	-	-	-	-	-	-	600,2	600,2
	Total	2309,32	-	808,262	-	404,131	-	404,131	10	230,932	-	4756,976
Ain el Benian	PTT	1453,27	35	508,645	17,5	254,322	17,5	254,3223	10	145,327	-	2615,886
	GIR	773,24	35	270,634	17,5	135,317	17,5	135,317	10	77,324	-	1391,832
	Total	2216,51	-	775,779	-	387,889	-	387,8893	-	221,651	-	4007,718
Total		19634,29	-	6868,29	-	3434,15	-	3434,146	-	1962,37	-	37975,992

Tableau III.6: Répartition par commune des différents besoins moyens journaliers à l'horizon d'étude (2040)

Donc à l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers de l'ensemble des communes concernées sont estimés à **37975.992m³/j** c'est-à-dire : **Q_{moy,j}=439.54 l/s**

III.3 Variation de la consommation journalière

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

III.3.a Consommation maximale journalière (Q_{max,j})

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il est calculé à partir du coefficient d'irrégularité maximum journalier qui est le rapport entre la consommation maximale et la consommation moyenne dans la journée, il nous indique de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation.

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

Avec :

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

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

Avec : **K_{max,j}**=(1,1-1,3).

On prend **K_{max, j} =1,2**.

D'où : **Q_{max, j}=1.2× Q_{moy, j}**

III.3.b Consommation minimale journalière (Q_{min j})

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année, il est calculé à partir du coefficient d'irrégularité minimum journalier qui est le rapport entre la consommation minimale et la consommation moyenne dans la journée, il nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation.

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

Avec :

Q_{min, j}: Consommation minimale journalière (**m³/j**).

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

Avec : **K_{min,j}**=(0.7-0.9).

On prend **K_{min, j} =0.8**.

$$D'o\grave{u} : Q_{min, j} = 0.8 \times Q_{moy, j}$$

Les variations de consommations maximales et minimales sont représentées dans le tableau suivant :

Tableaux III.7 : variation de la consommation

COMMUNE	Dispersion	Q Moy j (m ³ /j)	K max j	Q Max j (m ³ /j)	K min j	Q Min j (m ³ /j)
zeralda	azur plage	7340,814	1,2	8808,9768	0,8	5872,6512
	Hôpital 2	1574,4	1,2	1889,28	0,8	1259,52
	Total	8915,214	-	10698,2568	-	7132,1712
Staoueli	lebridja	5012,514	1,2	6015,0168	0,8	4010,0112
	bellota	4777,902	1,2	5733,4824	0,8	3822,3216
	lot khaiti	1045,746	1,2	1254,8952	0,8	836,5968
	club des pins	8999,172	1,2	10799,0064	0,8	7199,3376
	Hôpital 1	460,75	1,2	552,9	0,8	368,6
	Total	20296,084	-	24355,3008	-	16236,8672
chéraga	bouchaoui ikbal	592,488	1,2	710,9856	0,8	473,9904
	bouchaoui marine	3564,288	1,2	4277,1456	0,8	2851,4304
	Institut criminologies	600,2	1,2	720,24	0,8	480,16
	Total	4756,976	-	5708,3712	-	3805,5808
Ain el Benian	PTT	2615,886	1,2	3139,0632	0,8	2092,7088
	GIR	1391,832	1,2	1670,1984	0,8	1113,4656
	Total	4007,718	-	4809,2616	-	3206,1744
Total		37975,992	-	45571,1904	-	30380,7936

Donc à l'horizon 2040, le débit maximum journalier de l'ensemble des communes concernées est estimé à **45571.1904 m³/j** c'est-à-dire : **Q max j=527.44 l/s**

III.4 Variation de la consommation horaire

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre. Tandis que la somme de ces volumes d'eau horaires nous donne la consommation maximale journalière. Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

III.4.a Consommation maximale horaire (Q_{max,h})

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire (K_{max,h}) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots \dots \dots (II.5)$$

Avec :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, il varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local.

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, Le tableau ci-dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau III.8: β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	1000000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1.3$ et $\beta_{\max} = 1.06$

Donc $K_{\max h} = 1.3 * 1.06$

$$K_{\max h} = 1.378$$

III.4.b Consommation minimale horaire ($Q_{\min,h}$)

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$) qui permet de déterminer le débit minimum horaire:

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots \dots \dots \text{(II.6)}$$

Avec :

α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6.

β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, Le tableau ci dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau III.9: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	100	150	250	400	600	1000	2000	3000	10000	30000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$ et $\beta_{\min} = 0,765$

Alors : $K_{\min,h} = 0,5 * 0,765$

$$K_{min,h}=0,3825$$

Après avoir calculé les coefficients d'irrégularité horaires, on peut maintenant estimer les débits maximum et minimum horaires. Avec :

$$Q_{moy, h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec :

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

Tableau III.10: Résultats de calcul des débits pour l'horizon (2040)

Paramètres	$Q_{moy,h}$ (m^3/h)	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$ (m^3/h)	$K_{min,h}$	$Q_{min,h}$ (m^3/h)
Zone d'étude	1898.7996	1.378	2616.55	0.3825	726.29

III.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on opte pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération, les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier (Annexe III.1)

Les tableaux montrant la variation du débit horaire dans la journée pour chaque agglomération sont représentés en Annexe III.2.

Tableau III.11 : Débit horaire pour chaque agglomération

Agglomération	Azur plage	Lebridja	Bellota	Lot Khaiti	Club des pins	Bouchaoui ikbal
Heure de point	08-12	08-12	08-12	12-14	08-12	12-14
Q maxh (m^3/h)	550.65	375.94	358.34	87.84	674.93	49.77

Agglomération	Bouchaoui Marine	PTT	GIR	Hôpital 1	Institut de criminologie	Hôpital 2
Heure de point	08-12	08-12	12-14	08-16	08-16	08-16
Q maxh (m ³ /h)	267.32	196.19	116.2	69.11	90.03	236.16

III.6. Bilan ressources-Besoins :

Afin de satisfaire les besoins en eau des communes à l'horizon d'étude (2040) il faut comparer les besoins en eau et la production existante. Le bilan ressources-besoins est représenté dans le tableau ci-dessous :

Zone d'étude	Besoin en eau total (m ³ /j)	Production (m ³ /j)	Excès (m ³ /j)
Zéralda ; Staoueli ; Chérage ; Beni messous	45571.1904	49267.6226	3696.42

Tableau III.12 : Bilan ressources-besoins

III.7. Calcul du volume de stockage nécessaire :

Dans le cas où les réservoirs sont alimentés gravitairement, on utilise la formule de Mr **B.SALAH** :

$$V = 4 \times (K_p \times Q_{moy,h} - Q_a) = Q_{moy,h} (14 - 4 Q_a / Q_{moy,h}) \text{ [m}^3\text{]} \dots \dots \dots \text{(III.5)}$$

Avec :

- **K_p** : Coefficient de pointe, on prend **K_p = 3,5**.
- **Q_{moy,h}** : Débit moyen horaire (m³/h).
- **Q_a** : Débit horaire disponible (m³/h).
- **V** : Volume du réservoir (m³).

On prend : **Q_{moyh} = Q_a** Donc **V = 10 Q_{moyh}**

Il est alimenté gravitairement durant toutes les 24 heures, dont **Q_{max,j} = 2151,63 m³/j**.

On a **V = 10 Q_{moyh}**

A.N: V = 10 $\frac{2151,63}{24} = 1898.7 \text{ m}^3$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V + V_{inc} = 1898.7 + 120 = \mathbf{1016,51 \text{ m}^3}.$$

Remarque :

Le réservoir existant sur le site a un volume de **5000 m³**. Donc, on n'a pas besoin d'implanter un autre réservoir, car la capacité de réservoir existant est plus grande à celle calculée.

Remarque :

- Dans notre cas la production existante satisfera les besoins en eau de notre agglomération
- On remarque une augmentation remarquable de la population.
- On n'a pas besoin de projeter des réservoirs de stockage

III.8. Conclusion :

Le calcul établi pour l'estimation des besoins en eau nous montre que notre demande sera satisfaite avec la production existante donc on n'aura pas besoin de chercher d'avantage ressources pour combler le déficit, ainsi que les réservoirs existant satisferont la demande futur vue leur capacité de stockage et leur état qui a déjà été traité dans le chapitre précédent

IV.1. Introduction :

La rénovation d'une conduite d'adduction a pour objectifs de remédier aux dysfonctionnements rencontrés sur la conduite en apportant des solutions adéquates sur les différents éléments de l'adduction, à fin d'optimiser le fonctionnement.

Dans ce chapitre, nous apportons des solutions aux différents problèmes rencontrés sur l'adduction de la chaîne côtière diagnostiqués. On va faire un dimensionnement hydraulique de l'adduction à l'horizon d'étude 2040 tout en assurant les pressions et les vitesses admissibles pour un bon fonctionnement.

IV.2. Classification des adductions :

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

a) Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliquée (conditionnée par la pente et la pesanteur). On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

b) Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-énergétiques. Dans ce cas la source se situe à une cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

c) Adduction mixte

C'est une adduction composée d'une partie par refoulement et une autre gravitaire. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

IV.3. Critères de choix d'un tracé :

D'une manière générale, le tracé de l'adduction doit :

- ✓ Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- ✓ Éviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- ✓ Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.

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

IV.4. Choix du matériau de l'adduction :

Le choix du matériau des conduites représente une option fondamentale du projet, il dépend de plusieurs critères.

- Sur le plan technique il dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
 - Adaptation aux terrains de pose.
 - Bonne étanchéité.
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- Sur le plan économique il dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport.
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Nous distinguons :

➤ **L'Acier**

Les conduites en acier sont courantes, Elles doivent être soigneusement protégées contre la corrosion, à l'intérieur (pour l'eau potable : ciment ou époxy) comme à l'extérieur ("époxy + polyéthylène" ou un "époxy + polypropylène").

L'assemblage par soudure présente de plus l'avantage de constituer une conduite "auto butée", les efforts longitudinaux au droit des changements de direction (ou des vannes fermées) étant repris en traction par la conduite elle-même. Par conséquent, pas de butées ni d'ancrages à prévoir au droit des appareillages ou des pièces spéciales.

Plus léger que la fonte ductile.

Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus aux moins accidentés.

Résistance aux pressions élevées jusqu'à 40 bars

➤ La Fonte ductile

La fonte est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions plus de 40bars, elle est caractérisée par la présence de graphite à l'état sphéroïdal, qui lui confère de bonnes caractéristiques mécaniques (résistance élevée, flexibilité). La résistance à la corrosion, quoique moindre que celle de la fonte grise, est toutefois supérieure à celle de l'acier.

Le revêtement intérieur, généralement un mortier de ciment centrifugé, peut être adapté à la qualité de l'eau si nécessaire.

Le revêtement extérieur de base consiste généralement en une couche métallique zinc ou zinc-aluminium, il est revêtu d'une couche de finition à base de bitume ou d'époxy. Ce revêtement peut être renforcé par une manche en polyéthylène basse densité en cas de pose dans un sol corrosif.

Les tuyaux en fonte ductile étant moins déformables que les tuyaux en acier, notamment en ce qui concerne l'ovalisation, le raccordement par emboîtement avec joint en élastomère ne soulève pas de problème particulier à court ou long terme. Il permet une pose aisée et rapide des tuyaux, avec une bonne fiabilité dans le temps.

➤ Le Polyéthylène à haute densité (PEHD)

Les canalisations en polyéthylène à haute densité (PEHD) présentent de multiples avantages, dont notamment :

- Résistance à toutes agressions chimiques ou électriques.
- Canalisations robustes, rapides et faciles à poser.
- Conduites auto butées grâce aux joints électro soudables (par manchons ou soudures bout à bout).

Elles présentent cependant l'inconvénient de ne pas supporter les pressions élevées (pression maximale 20bars).

Pour déterminer le meilleur matériau pour notre étude on va faire une petite comparaison entre la fonte ductile et le PEHD.

- ✓ Les prix des conduites en fonte sont moins chers que les conduites en PEHD pour les grands diamètres et notamment presque les mêmes prix pour les petits diamètres mais les prix de pose pour les conduites en fonte sont inclus.

- ✓ Le PEHD résiste à une pression PN20 où la fonte résiste bien à la pression (dépassé 32bars) pour les grands diamètres.
- ✓ Pour notre cas on préfère la fonte ductile vu sa résistance et sa disponibilité avec des diamètres pour des débits énormes, et on a le long du tracé des conduites, un sous-sol qui est majoritairement constitué de formations calcaires et marne.

Pour ces raisons on va utiliser la fonte ductile dans notre projet pour les avantages qu'elle présente (les prix des conduites en fonte ductile d'après entreprise **KOUG.C** sont représentés en Annexe IV.1).

IV.5. Choix de la variante :

Pour notre cas d'études on a uniquement une seule possibilité pour la réalisation de notre rénovation pour les causes suivantes :

- Présence d'une seconde conduite d'adduction parallèle à celle en question donc risque d'intersection des deux conduites.
- Présence de traversé d'oued et d'autoroute donc présence de travaux pour la pose de canalisation chose qui est déjà réalisé pour l'ancien tracé.
- La conduite passe par des zones bien précise à fin de leur assurer l'alimentation à partir des piquages.

Donc on garde le tracé de la conduite rénové qui est à partir du complexe de Zéralda à une côte de 114.49 NGA vers le complexe de Ain El Benian a une côte de 91.82 NGA tout en assurant une distribution au niveau des différents piquages.

IV.6. Calcul hydraulique (Méthode de calcul) :

Pour notre cas on a une conduite gravitaire donc le calcul se fait par la méthode suivante :

Le calcul sera effectué par la formule Darcy-Weisbakh (Charge admissible) :

$$\Delta H = \frac{k' \times l \times Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots (IV.1)$$

De cette formule on tire le diamètre avantageux :

$$D = \sqrt[m]{\frac{k' \times l_{eq} \times Q^\beta}{\Delta H}} \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec :

Leq: Longueur de la conduite (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \dots \dots \dots (IV.3)$$

Lg : Longueur géométrique de la conduite (m).

ΔH: Charge disponible (m).

: Débit véhiculé par la conduite (m³/s).

K', m : Coefficients qui dépendent du type de la tuyauterie et de régime d'écoulement.

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

Tuyau	K'	M	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
PEHD	0,001052	4,774	1,77

Tableau IV.1: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau.

Pour notre cas : **K'=0,001735 ; m=5,2 ; β=2**

IV.7 Dimensionnement de l'adduction

On calcul d'abord le gradient hydraulique afin de calculer la côte piézométrique au point du picage. Ce gradient doit être calculé par rapport au point le plus défavorable qui est le complexe de Ain El Benian à une distance de **14542 m**

$$J = (C_{\text{complexe Zéralda}} - C_{\text{complexe Ain el Benian}}) / L$$

$$J = (114.49 - 91.82) / 14542$$

$$J = 0.0015$$

a. Tronçon du complexe Zéralda – point de piquage Azur plage :

J	L (m)	L _{eq} (m)	ΔH (mce)
0.0015	3630	3993	5.99

m	k	β	L(m)	L _{eq} (m)	Q (m ³ /s)	Q ^β	ΔH	D (m)
5.2	0.001735	2	3630	3993	0.92	0.8464	5.99	0.996

On prend le diamètre normalisé D=1000 mm sur une longueur de 3630 m qui nous donne une nouvelle perte de charge :

$$\Delta H = (k * L_{eq} * Q^{\beta} / D^m)$$

$$\Delta H = 5.86 \text{ m}$$

On calcule la cote piézométrique au point P_{PA} :

$$C_{pPA} = C_{CZ} - \Delta H_{CZ-PA}$$

$$C_{pPA} = 108.62 \text{ m}$$

La charge au point du piquage :

$$H_{PA} = C_{PPA} - C_t \quad H_{PA} = 77.77 \text{ mce}$$

La pression au point du piquage est admissible pour des conduites en fonte ductile PN20

Vérification de la vitesse : la vitesse est donnée par la relation $V = 4Q / \pi D^2$

D(m)	Q(m ³ /s)	Π	V (m/s)
1	0.92	3.14	1.17

La vitesse est vérifiée

b. Tronçon du Piquage Azur plage–piquage Belota :

J	L (m)	L _{eq} (m)	ΔH (mce)
0.0015	2550	2805	4.21

m	k	β	L(m)	L _{eq} (m)	Q (m ³ /s)	Q ^β	ΔH	D (m)
5.2	0.001735	2	2550	2805	0.702	0.493	4.21	0.897

On prend le diamètre normalisé D=900 mm sur une longueur de 2550 m qui nous donne une nouvelle perte de charge :

$$\Delta H = (k * L_{eq} * Q^{\beta} / D^m)$$

$$\Delta H = 4.15 \text{ m}$$

On calcule la cote piézométrique au point P_{PB} :

$$C_{pPB} = C_{CZ} - \Delta H_{PA-PB}$$

$$C_{pPB} = 104.47 \text{ m}$$

La charge au point du piquage :

$$H_{PB} = C_{pPB} - C_t \quad H_{PB} = 67.19 \text{ mce}$$

La pression au point du piquage est admissible pour des conduites en fonte ductile PN20

Vérification de la vitesse : la vitesse est donnée par la relation $V = 4Q / \pi D^2$

D(m)	Q(m ³ /s)	Π	V (m/s)
0.9	0.702	3.14	1.104

La vitesse est vérifiée

c. Tronçon du piquage Belota – point de piquage Lot Khaiti, Palm Beach:

J	L (m)	L _{eq} (m)	ΔH (mce)
0.0015	930	1023	1.53

M	k	β	L(m)	L _{eq} (m)	Q (m ³ /s)	Q ^β	ΔH	D (m)
5.2	0.001735	2	930	1023	0.658	0.433	1.53	0.875

On prend le diamètre normalisé D=900 mm sur une longueur de 930 m qui nous donne une nouvelle perte de charge :

$$\Delta H = (k * L_{eq} * Q^{\beta} / D^m)$$

$$\Delta H = 1.33 \text{ m}$$

On calcule la cote piézométrique au point P_{PK} :

$$C_{pPK} = C_{PB} - \Delta H_{PB-PK}$$

$$C_{pPK} = 103.15 \text{ m}$$

La charge au point du piquage :

$$H_{PK} = C_{pPK} - C_t \quad H_{PK} = 59.85 \text{ mce}$$

La pression au point du piquage est admissible pour des conduites en fonte ductile PN20

Vérification de la vitesse : la vitesse est donnée par la relation $V = 4Q / \pi D^2$

D(m)	Q(m ³ /s)	π	V (m/s)
0.9	0.658	3.14	1.035

La vitesse est vérifiée

d. Tronçon du Piquage Lot Khaiti, Palm beach-Piquage Lebridja :

J	L (m)	L _{eq} (m)	ΔH (mce)
0.0015	40	44	0.066

m	K	β	L(m)	L _{eq} (m)	Q (m ³ /s)	Q ^β	ΔH	D (m)
5.2	0.001735	2	40	44	0.553	0.306	0.066	0.819

On prend le diamètre normalisé D=900 mm sur une longueur de 40 m qui nous donne une nouvelle perte de charge :

$$\Delta H = (k * L_{eq} * Q^{\beta} / D^m)$$

$$\Delta H = 0.066$$

On calcule la cote piézométrique au point P_{PA} :

$$C_{pPL} = C_{PK} - \Delta H_{PL-PL}$$

$$C_{pPL} = 103.10 \text{ m}$$

La charge au point du piquage :

$$H_{PL} = C_{PPL} - C_i \quad H_{PL} = 60.51 \text{ mce}$$

La pression au point du piquage est admissible pour des conduites en fonte ductile PN20

Vérification de la vitesse : la vitesse est donnée par la relation $V = 4Q / \pi D^2$

D(m)	Q(m ³ /s)	Π	V (m/s)
0.9	0.553	3.14	0.87

La vitesse est vérifiée

e. Tronçon du point de piquage Lebridja- point de piquage Bouchaoui Ikbal:

J	L (m)	L _{eq} (m)	ΔH (mce)
0.0015	440	484	0.726

m	K	β	L(m)	L _{eq} (m)	Q (m ³ /s)	Q ^β	ΔH	D (m)
5.2	0.001735	2	440	484	0.539	0.290	0.726	0.810

On prend le diamètre normalisé D=900 mm sur une longueur de 440 m qui nous donne une nouvelle perte de charge :

$$\Delta H=(k*L_{eq}*Q^{\beta}/D^m)$$

$$\Delta H=0.42m$$

On calcule la cote piézométrique au point P_{PA} :

$$C_pPBI= C_{CZ}- \Delta H_{PL-PBI}$$

$$C_pPBI=102.68 \text{ mce}$$

La charge au point de piquage :

$$H_{PBI}=C_{PPBI}-C_t \quad H_{PBI}=38.31 \text{ mce}$$

La pression au point de piquage est admissible pour des conduites en fonte ductile PN20

Vérification de la vitesse : la vitesse est donnée par la relation $V=4Q/\pi D^2$

D(m)	Q(m ³ /s)	π	V (m/s)
0.9	0.539	3.14	0.85

La vitesse est vérifiée

f. Tronçon du point de piquage Bouchaoui Ikbal – point de piquage club des pins:

J	L (m)	L _{eq} (m)	ΔH (mce)
0.0015	4250	4675	7.012

m	K	β	L(m)	L _{eq} (m)	Q (m ³ /s)	Q ^β	ΔH	D (m)
5.2	0.001735	2	4250	4675	0.525	0.275	7.012	0.802

On prend le diamètre normalisé D=800 mm sur une longueur de 4250 m qui nous donne une nouvelle perte de charge :

$$\Delta H = (k * L_{eq} * Q^{\beta} / D^m)$$

$$\Delta H = 7.13 \text{ m}$$

On calcule la cote piézométrique au point P_{PA} :

$$C_{pPC} = C_{PBI} - \Delta H_{PBI-PC}$$

$$C_{pPC} = 95.55 \text{ m}$$

La charge au point du piquage :

$$H_{PC} = C_{pPC} - C_t \quad H_{PC} = 44.32 \text{ mce}$$

La pression au point du piquage est admissible pour des conduites en fonte ductile PN20

Vérification de la vitesse : la vitesse est donnée par la relation $V = 4Q / \pi D^2$

D(m)	Q(m ³ /s)	π	V (m/s)
0.8	0.525	3.14	1.044

La vitesse est vérifiée

g. Tronçon du piquage club des pins – point de piquage Bouchaoui Marine :

J	L (m)	L _{eq} (m)	ΔH (mce)
0.0015	1200	1320	1.98

M	K	β	L(m)	L _{eq} (m)	Q (m ³ /s)	Q ^β	ΔH	D (m)
5.2	0.001735	2	1200	1320	0.313	0.098	1.98	0.658

On prend le diamètre normalisé D=700 mm sur une longueur de 1200 m qui nous donne une nouvelle perte de charge :

$$\Delta H=(k*L_{eq}*Q^{\beta}/D^m)$$

$$\Delta H=1.43m$$

On calcule la cote piézométrique au point P_{PBM} :

$$C_pPBM= C_{PC}- \Delta H_{PC-PBM}$$

$$C_pPBM=94.11m$$

La charge au point du piquage :

$$H_{PBM}=C_{PPBM}-C_t \quad H_{PBM}=29.32 \text{ mce}$$

La pression au point du piquage est admissible pour des conduites en fonte ductile PN20

Vérification de la vitesse : la vitesse est donnée par la relation $V=4Q/\pi D^2$

D(m)	Q(m ³ /s)	π	V (m/s)
0.7	0.313	3.14	0.814

La vitesse est vérifiée

h. Tronçon du point de piquage Bouchaoui Marine-point de piquage GIR-PTT :

J	L (m)	L _{eq} (m)	ΔH (mce)
0.0015	1090	1199	1.8

M	K	β	L(m)	L _{eq} (m)	Q (m ³ /s)	Q ^β	ΔH	D (m)
5.2	0.001735	2	1200	1320	0.238	0.056	1.8	0.592

On prend le diamètre normalisé D=600 mm sur une longueur de 1090 m qui nous donne une nouvelle perte de charge :

$$\Delta H=(k*L_{eq}*Q^{\beta}/D^m)$$

$$\Delta H=1.68m$$

On calcule la côte piézométrique au point P_{PGP} :

$$C_pPGP= C_{PBM}- \Delta H_{PBM-PGP}$$

$$C_pPGP=92.44m$$

La charge au point du piquage :

$$H_{PGP}=C_{PGP}-C_t \quad H_{PGP}=30.75 \text{ mce}$$

La pression au point du piquage est admissible pour des conduites en fonte ductile PN20

Vérification de la vitesse : la vitesse est donnée par la relation $V=4Q/\pi D^2$

D(m)	Q(m ³ /s)	Π	V (m/s)
0.6	0.238	3.14	0.842

La vitesse est vérifiée

i. Tronçon point de piquage GIR-PTT-Complexe Ain El Benian:

$$\Delta H = C_p \text{ GIR_PTT} - C_{\text{complexe ain el benian}}$$

$$\Delta H = 92.44 - 91.82 = 0.62$$

$$\Delta H = 0.62 \text{ m}$$

m	K	β	L(m)	$L_{eq}(m)$	Q (m ³ /s)	Q^β	ΔH	D (m)
5.2	0.001735	2	412	453.2	0.151	0.023	0.62	0.506

On prend le diamètre normalisé D=500 mm sur une longueur de 412 m qui nous donne une nouvelle perte de charge :

$$\Delta H = (k * L_{eq} * Q^\beta / D^m)$$

$$\Delta H = 0.66 \text{ m}$$

La pression au point du piquage est admissible pour des conduites en fonte ductile PN20

Vérification de la vitesse : la vitesse est donnée par la relation $V = 4Q / \pi D^2$

D(m)	Q(m ³ /s)	π	V (m/s)
0.5	0.151	3.14	0.77

La vitesse est vérifiée

- **Récapitulation de tous les résultats :**

Tronçon	Côte (m)		Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)	Perte de charge (m)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
	Départ	Arrivée					
Zera-Azur	114.49	108.62	0,92	1000	5.86	1.17	3630
Azur-Belota	108.62	104.47	0,702	900	4.15	1.104	2550
Belota-L Khaiti	104.47	103.15	0,658	900	1.33	1.035	930
L Khait-Lebridja	103.15	103.1	0,553	900	0.066	0.87	40
Lebridja-B Ikkal	103.10	102.68	0,539	900	0.42	0.85	440
B ikkal-Club des pins	102.68	95.55	0,525	800	7.13	1.044	4250
Club des pins-B Marine	95.55	94.11	0,313	700	1.43	0.814	1200
B Marine-Gir PTT	94.11	92.44	0,238	600	1.68	0.84	1090
Gir,PTT-C A Benian	92.44	91.82	0,151	500	0.66	0.77	412

IV.8 Conclusion :

Dans ce chapitre on a effectué un calcul hydraulique pour dimensionner une adduction gravitaire contenant une longueur de plus de 14 km à partir du complexe de Zéralda vers le complexe de Ain el Benian, en conservant le même itinéraire, car il répond aux meilleurs critères de choix du tracé, tout en considérant l'aspect économique de réalisation et de gestion.

V.1 Introduction :

Ce chapitre vise à protéger les conduites de notre adduction contre le phénomène transitoire (coup de bélier) en appliquant la loi de manœuvre pour le temps de fermeture des vannes, ainsi que la protection de ces dernières contre la corrosion.

V.2 Protection de la conduite contre le phénomène transitoire :

V.2.1 Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

V.2.2 Causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture instantanée ou trop rapide, qu'elles soient accidentelles ou non d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement. - Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir.
- Vague à l'intérieur d'un réservoir.
- Vibration des roues des pompes.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

V.2.3 Amplitude des coups de bélier :

L'amplitude maximale des coups de bélier H , en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) :

$$h = c \times V_0/g \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec

c : célérité des ondes ;

V_0 : variation de vitesse ;

h : surpression en mce ;

g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s² .

La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier.

Dans le cas de manœuvre lente ($T > 2 L/c$), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible moins le coup de bélier est **important**

V.2.4 Risques dus aux coups de bélier :

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

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

➤ Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des conduites il y a risques de rupture de ces derniers et d'importants dégâts au niveau des raccordements (déboîtement) ou encore la détérioration des accessoires (compteurs, manomètres...)

➤ Cas de la dépression :

Une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à certaine valeur, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés.

Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives : les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.

➤ Fatigue de la canalisation :

Comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture. Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens appropriés, limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des conduites, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

V.2.5 protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

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

Notant qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier, mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations de la conduite gravitaire. La seule protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier consiste à étudier la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite en appliquant la loi de manœuvre

V.3 Protection contre la corrosion :

V.3.1 Définition :

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

V.3.2 Facteurs de la corrosion :

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO₂ et H₂S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent Seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée
- La vitesse de l'eau : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcaïque protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
 - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
 - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.
- Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
- Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode

V.3.3 Corrosion externe :

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des Canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

V.3.4 corrosion interne :

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations. La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses. L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

V.3.5 principaux types de protection contre la corrosion externe :

- Couche de zinc avec revêtement.
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé.
- Revêtement en polyéthylène

V.3.6 Principaux types de protection contre la corrosion interne :

- Revêtement intérieur au mortier de ciment
- Revêtement intérieur en polythène

V.4 Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu étudier l'influence du coup de bélier tout sur les conduites en calculant le temps suffisant pour la fermeture des vannes pour prévenir les conduites gravitaires.

Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

VI.1 Introduction :

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

VI.2. Pose de canalisation

VI.2.1 Le principe de pose des canalisations

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

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

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

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

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

VI.2.2. Pose de canalisation en pente :

La zone d'étude représente un terrain accidenté suivant la plupart de notre tracé. Les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

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

20 % pour une conduite aérée,

25 % pour une conduite enterrée.

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

En réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau ;

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

VI.2.3 Traversée de la route (Pose de canalisation en galerie) :

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

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

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

La figure suivante résume le cas.

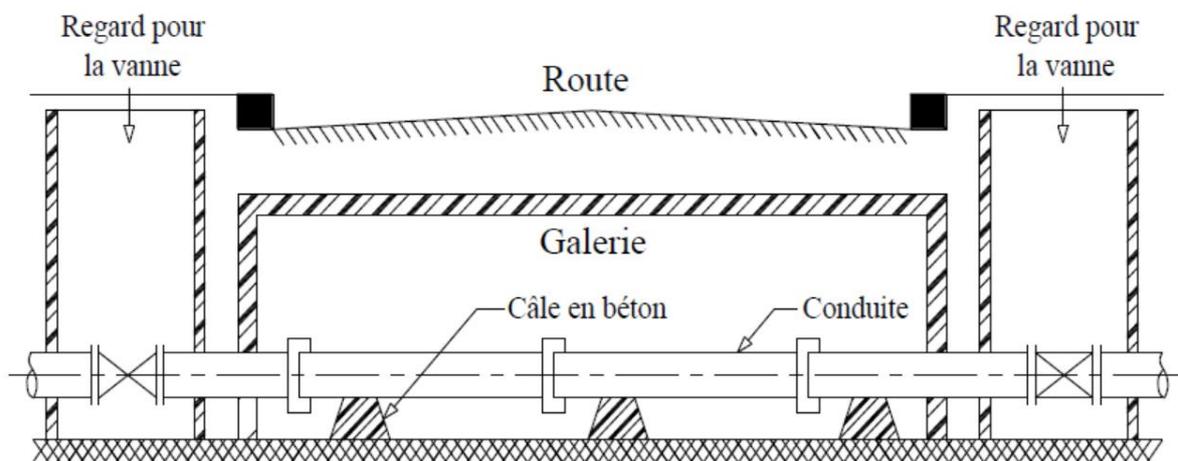


Figure VI.1 : pose de canalisation en galerie.

VI.2.4 Traversée d'un oued :

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

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

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

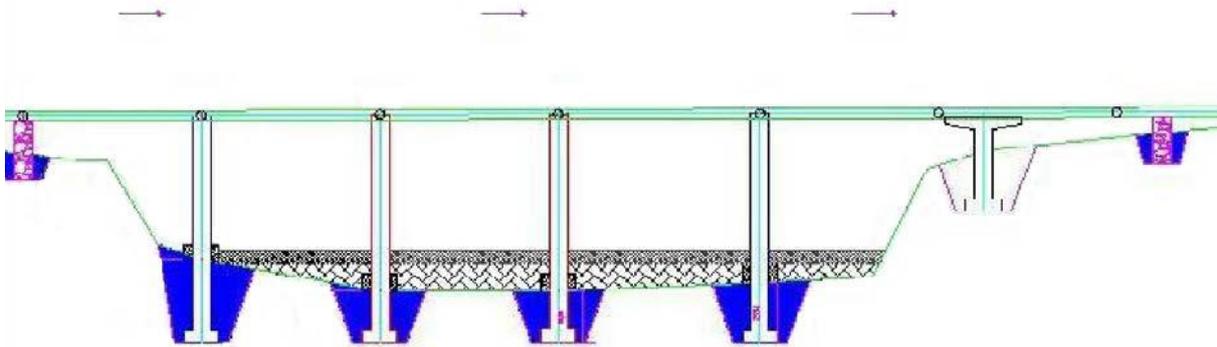


Figure.VII.2 : Traversée d'un Oued.

VI.2.5 Cas d'un terrain agressif :

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

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

VI.2.6 Essais de pression et d'étanchéité d'adduction :

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

La conduite, soit en refoulement ou en gravitaire, est sectionnée en tronçons d'une longueur environ de 200 m par les robinets de sectionnement dotés de by-pass et vidange (voir accessoires). Le remplissage en eau se fait progressivement (1/10 du débit de fonctionnement)

pour chaque tronçon isolé à ses deux extrémités par les robinets jusqu'à atteindre la pression voulue en fonction des cas. Pour la bonne étanchéité, nous attendons environ 30 mn, la variation de la pression ne doit pas dépasser 0,1 bar. Nous devons vérifier l'étanchéité au niveau des joints surtout.

VI.2.7 La mise en eau des adductions :

La mise en eau doit se faire tronçon par tronçon avec un débit fractionné (1/10) de façon progressive. Cette technique permet de protéger les appareils accessoires contre les chocs provoqués par l'eau (surtout les ventouses). Une fois le tronçon rempli, nous passons au remplissage du 2^{ème} tronçon en série à travers le by-pass reliant les deux tronçons en court-circuitant le robinet vanne qui reste fermé. et Ainsi de suite.

La gestion des équipements d'approvisionnement en eau potable doit être déléguée à un concessionnaire responsable du fonctionnement, de l'entretien courant et préventif, de la maintenance, du renouvellement, de la gestion technique et de la gestion financière.

VI.3. Accessoires :

Les accessoires sont comme suivis :

a. Vannes de sectionnement :

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

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

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

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

b. Les vannes d'isolement :

Permettent d'isoler certains tronçons que nous voulons inspecter, réparer ou entretenir. Nous distinguons deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les

robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres. Nous allons les placer au niveau de chaque départ du tronçon de l'adduction d'eau potable.

c. Robinet à flotteur :

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

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

Remarque :

Pour notre cas, nous prévoyons des robinets à flotteur dans :

- L'alimentation des réservoirs.

d. Ventouses :

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

b) À tous les points hauts intermédiaires

c) Sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tous les 800m)

e. Vannes de vidange :

Les vannes de vidange ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues :

- A tous points bas du profil de la conduite.

- D'un côté ou de part et d'autre des vannes de sectionnement, là où la fermeture de celles-ci crée un point bas.

f. By-pass :

Le by-pass est utilisé pour :

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

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

g. **Moyens anti-bélier :**

Les différents moyens de protection anti-bélier.

Remarque :

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

h. **Joints de raccordement :**

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

- Le joint express (verrouillé ou non) ;
- Le joint standard (verrouillé ou non) ;
- Les joints automatiques verrouillés ;
- Le joint à brides (fixe ou orientable).

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

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

i. **Organes de mesure :**

• **Mesure de débit :**

Les différents dispositifs de mesure sont :

- Le diaphragme ;

- La tuyère.
- Le venturi

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

- **Mesure de pression :**

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

- **Manomètres à aiguilles :**

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

- **Manomètres à soufflet :**

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

j. **Organes de raccordement :**

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement,
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage,
- Le changement de diamètre de la conduite,
- Le montage et le démontage des accessoires,
- Le changement de direction de la conduite.

- **Coudes :**

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

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

(90°), (45°), (22°30'), (11°15').

- **Cônes :**

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

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

- **Tés :**

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

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

- **Joints de démontage :**

En pratique, nous rencontrons des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, nous les rencontrons surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

NB :

On note que pour notre projet la pose des canalisations du point de vu profondeur doit être en fonction des plans de l'urbanisation future pour ne pas créer des problèmes à la réalisation des différents projets d'approvisionnement en gaz de ville, les réseaux téléphoniques, et les réseaux d'assainissements.

VI.4. Conclusion

Dans ce chapitre deux étapes ont été abordées, la pose de canalisation et l'emplacement des accessoires. Le tracé des adductions choisi techniquement nous a permis d'avoir une pose de canalisation avec moins de contraintes et d'obstacles et également moins de sur profondeurs.

Afin de faciliter l'accès et la gestion de ces adductions, le tracé retenu est en bordure des chemins et routes. Les accessoires énumérés dans ce chapitre sont nécessairement utiles pour le bon fonctionnement de l'adduction.

VII.1. Introduction

L'organisation de chantier consiste à prévoir toutes les ressources nécessaires en moyens humains et matériels. C'est donc élaborer le planning d'exécution des travaux afin de garantir la réalisation du projet dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Le but de ce chapitre est de faire une étude d'estimation des différents travaux à entreprendre et l'établissement d'un devis qualitatif et quantitatif des différents travaux à exécuter.

VII.2. Différents travaux à entreprendre

Les différents travaux à entreprendre sont :

VII.2.1. Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a. Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée.

b. Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10 à 15cm.

c. Pose des conduites

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

d. Essais de pression

Ces essais de pression ont pour but de vérifier l'étanchéité des canalisations, appareils et Accessoires, après leurs mises en place.

On l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai munie d'un manomètre de contrôle.

L'épreuve consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

e. Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f. Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

VII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

Les différents volumes de travaux sont :

VII.3.1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers Sachant que :

$$S_d = b \times h_{tr} \dots \dots \dots (VII.1)$$

Avec :

S_d : surface des déblais de chaque coupe (m²).

b : largeur de la tranchée (m).

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

Donc le volume excavé en (m³) sera :

$$V_d = S_d \times L \dots \dots \dots (VII.2)$$

Avec :

L : distance entre deux coupes consécutives en (m).

- **La profondeur de la tranchée**

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

$$h_{tr} = D + h + e \dots \dots \dots (VII.3)$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m).

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

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

- **Largeur de la tranchée**

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

$$b = D + (0,3 \times 2) \dots\dots\dots (VII.4)$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m).

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

Diamètre (mm)	L (m)	b (m)	htr (m)	Sd (m ²)	Vd (m ³)
500	412	1,1	1,65	1,815	747,78
600	1090	1,2	1,75	2,1	2289
700	1200	1,3	1,85	2,405	2886
800	4250	1,4	1,95	2,73	11602,5
900	3960	1,5	2,1	3,15	12474
1000	3630	1,6	2,25	3,6	13068
Total					43067,28

Donc le volume total des déblais est de : **43067.28m³**

VII.3.2.Lit de sable

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

$$V_s = b \times e \times L \dots\dots\dots (VII.5)$$

Avec :

V_s : volume du lit de sable (m³).

e : épaisseur du lit de sable, e = 0,15m.

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Calcul du volume du lit de sable.

Diamètre (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	Vs (m ³)
500	412	1,1	0,15	67,98
600	1090	1,2	0,15	196,2
700	1200	1,3	0,15	234
800	4250	1,4	0,15	892,5
900	3960	1,5	0,15	891
1000	3630	1,6	0,15	871,2
Total				3152,88

Donc le volume du lit de sable est : $V_s = 3152.88m^3$

VII.3.3. Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots (VII.6)$$

Avec :

S_c : section de la conduite (m²).

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c \times L \dots\dots\dots (VII.7)$$

Avec :

V_c : volume de la conduite (m^3).

Les résultats de calcul du volume de la conduite sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Calcul du volume de la conduite.

Diamètre (mm)	S (m^2)	L (m)	Vc (m^3)
500	0,19625	412	80,855
600	0,2826	1090	308,034
700	0,38465	1200	461,58
800	0,5024	4250	2135,2
900	0,63585	3960	2517,966
1000	0,785	3630	2849,55
Total			8353,185

Tableau VII.3 : Calcul du volume de la conduite.

Donc le volume de la conduite : $V_c = 8353.185 m^3$

VII.3.4.Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_d - V_s - V_c \dots\dots\dots (VII.8)$$

V_r : volume du remblai (m^3).

V_d : volume du déblai (m^3).

V_c : volume occupé par la conduite (m^3).

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

A.N :

$$V_r = 43067.28 - 3152.88 - 8353.185 \Rightarrow V_r = 31561.215m^3$$

Tableau VII.4 : volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	unité	Quantité
1	Déblais	m ³	43067.28
2	Lit de sable	m ³	3152.88
3	La conduite	m	8353.185
4	Remblais	m ³	31561.215

VII.4. Choix des engins

Il est important de choisir pour chaque type de travail, l'engin et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir un meilleur rendement. Pour notre cas on a envisagé de choisir les engins suivants :

✓ **Pelle hydraulique**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

✓ **Dozer**

C'est un engin de terrassement destiné à repousser les terres, il peut aussi faire d'autres travaux de terrassement.

✓ **Chargeur**

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

✓ **Compacteur**

C'est un engin peu encombrant, Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

VII.5. Evaluation du projet

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Devis des conduites

Diamètre (mm)	L (m)	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
500	412	17885,15	7368681,8
600	1090	22831,78	24886640
700	1200	27777,92	33333504
800	4250	31722,86	134822155
900	3960	35668,4	141246864
1000	3630	39613,94	143798602
Total			485456447

Tableau VII.6 : Devis des différents travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	43067,28	300	12.920.184
2	Lit de sable	m ³	3152,88	800	2.522.304
3	La conduite	m	-	-	485.456.447
4	Remblais	m ³	31561,215	400	12.624.486
Totale					513.523.421

Remarque :

- Pour les accessoires on fera uniquement une réhabilitation puisqu'ils ont déjà été changés au cours des fuites enregistré sur ces derniers

Donc le coût estime pour la rénovation de la conduite d'adduction alimentant la chaîne côtière d'Alger est de :

- En chiffre : **513.523.421** DA
- En lettre : Cinq-cent-treize millions cinq-cent-vingt-trois mille quatre cent-vingt-un Dinar Algérien

VII.6. Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- ✓ Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- ✓ Sans retard.
- ✓ Aussi économique que possible.

VII.6.1. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les opérations suivantes :

- ✓ Etablissement d'une liste des tâches.
- ✓ Détermination des tâches antérieures.
- ✓ Construction des graphes partiels.
- ✓ Regroupement des graphes partiels.
- ✓ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- ✓ Construction finale.

VII.6.2. Définitions des tâches et leurs durées

A : Préparation de l'espace de travail

B : Exécution des tranchées.

C : Aménagement du lit de pose.

D : La mise en place des canalisations.

E : Remblai des tranchées.

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-suitant :

Tableau VII.7 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Préparation de l'espace de travail	5
B	Exécution des tranchées	143
C	Aménagement du lit de pose	30
D	La mise en place des canalisations	92
E	Remblai des tranchées	30

VII.6.3. Planification par la méthode du réseau à nœuds

Le tableau suivant montre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction :

.

Tableau VII.8 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

opérations	précède	succède
A	B	-
B	C	A
C	D	B
D	E	C
E	-	D

Le réseau à flèche de ces tâches est représenté sur la Figure VII.1 :

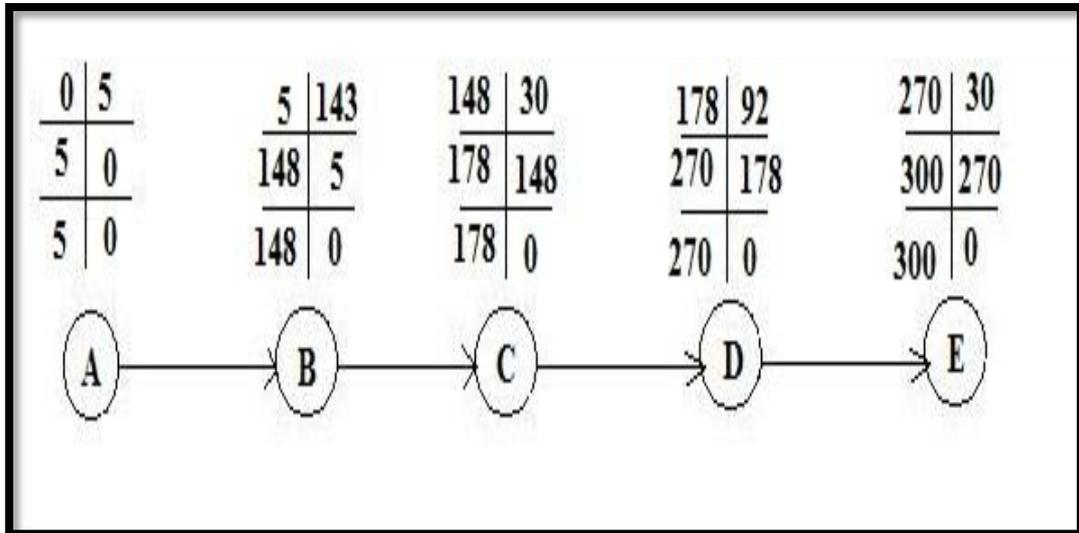


Figure VII.1 : Réseaux à nœuds de l'adduction.

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de **300 jours** soit environ **10 mois**.

VII.7. Conclusion

On a conclu à partir de ce travail :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Le coût total du projet qui est de **513.523.421 DA**.
- La durée du projet qui est de **300jours**.
- Les engins à utiliser.

Conclusion générale :

La présente étude avait pour objectif de réaliser un diagnostic de l'adduction d'alimentation en eau potable de la chaîne côtière d'Alger, qui a menée à la rénovation de la conduite de réhabilitation des accessoires tout en gardant le même tracé pour des raisons économiques comme on a plusieurs traversées d'oued d'autoroute ainsi qu'elle alimente tout au long de son tracé des zones des différentes communes.

Une nouvelle conduite a été projeté afin de remédier aux problèmes de surpression et rupture des canalisations dues aux éclatements. Son dimensionnement a été fait avec des conduites en Fonte ductile pour ces différents avantages et leurs disponibilités sur le marché.

La protection de cette dernière est prise en considérations pour augmenter la durée de vie de cette dernière, elle consiste à la protéger contre le régime transitoire par le calcul du temps suffisant pour la fermeture des vannes ainsi que la protection contre la corrosion qui peut provoquer une contamination des eaux lors de la dégradation de la conduite.

Le travail a été clôturé par les différentes étapes de réalisation sur le terrain ainsi que le temps nécessaire et le coût du projet

Référence Bibliographique :

Ouvrages :

- (1) B.SALAH « polycopie d'alimentation en eau potable »
- (2) HUGUES GODART « adduction et distribution d'eau », technique de l'ingénieur
- (3) MICHEL A.MOREL « exercices de mécanique des fluides »

Mémoire de fin d'étude :

- (1) BOULMERDJ ABD-ESSAMIE « ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE QUATRE LOCALITÉS DE LA WILAYA DE KHENCHELA VIA LE TRANSFERT DU BARRAGE KOUDIAT MEDAOUR – OULED RACHECHE (W. KHENCHELA) »
- (2) MAZA ZAKARIA « Réhabilitation du réseau d'AEP de la localité de Dréan (W. Taref) »

ANNEXE III.1

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (pourcentage du débit maximal journalier).

HEURES	NOMBRES D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	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	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13_14	7	5	4,1	4,55	6
14_15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15_16	4,5	6	4,4	4,7	5
16_17	5	6	4,3	4,65	3,5
17_18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18_19	6,5	5	4,5	4,4	6
19_20	5	4,5	4,5	4,3	6
20_21	4,5	4	4,5	4,3	6
21_22	3	3	4,8	3,75	3
22_23	2	2	4,6	3,75	2
23_24	1	1,5	3,3	3,7	1

ANNEXE III.2

Tableau 1 : Variation du débit horaire pour Azur plage

Heures	Azur Plage		Débit Cumulé	
	Qmaxj=8808,9768 m3/j			
(h)	%	m3/h	%	m3/h
00_01	1,5	132,13465	1,5	132,13465
1_2	1,5	132,13465	3	264,2693
2_3	1,5	132,13465	4,5	396,40396
3_4	1,5	132,13465	6	528,53861
4_5	2,5	220,22442	8,5	748,76303
5_6	3,5	308,31419	12	1057,0772
6_7	4,5	396,40396	16,5	1453,4812
7_8	5,5	484,49372	22	1937,9749
8_9	6,25	550,56105	28,25	2488,5359
9_10	6,25	550,56105	34,5	3039,097
10_11	6,25	550,56105	40,75	3589,658
11_12	6,25	550,56105	47	4140,2191
12_13	5	440,44884	52	4580,6679
13_14	5	440,44884	57	5021,1168
14_15	5,5	484,49372	62,5	5505,6105
15_16	6	528,53861	68,5	6034,1491
16_17	6	528,53861	74,5	6562,6877
17_18	5,5	484,49372	80	7047,1814
18_19	5	440,44884	85	7487,6303
19_20	4,5	396,40396	89,5	7884,0342
20_21	4	352,35907	93,5	8236,3933
21_22	3	264,2693	96,5	8500,6626
22_23	2	176,17954	98,5	8676,8421
23_24	1,5	132,13465	100	8808,9768

Tableau 2 : Variation du débit horaire pour Lebridja

Heures	Lebridja		Débit Cumulé	
	Qmaxj=6015,0168 m3/j			
(h)	%	m3/h	%	m3/h
00_01	1,5	90,225252	1,5	90,225252
1_2	1,5	90,225252	3	180,4505
2_3	1,5	90,225252	4,5	270,67576
3_4	1,5	90,225252	6	360,90101
4_5	2,5	150,37542	8,5	511,27643
5_6	3,5	210,52559	12	721,80202
6_7	4,5	270,67576	16,5	992,47777
7_8	5,5	330,82592	22	1323,3037
8_9	6,25	375,93855	28,25	1699,2422
9_10	6,25	375,93855	34,5	2075,1808
10_11	6,25	375,93855	40,75	2451,1193
11_12	6,25	375,93855	47	2827,0579
12_13	5	300,75084	52	3127,8087
13_14	5	300,75084	57	3428,5596
14_15	5,5	330,82592	62,5	3759,3855
15_16	6	360,90101	68,5	4120,2865
16_17	6	360,90101	74,5	4481,1875
17_18	5,5	330,82592	80	4812,0134
18_19	5	300,75084	85	5112,7643
19_20	4,5	270,67576	89,5	5383,44
20_21	4	240,60067	93,5	5624,0407
21_22	3	180,4505	96,5	5804,4912
22_23	2	120,30034	98,5	5924,7915
23_24	1,5	90,225252	100	6015,0168

Tableau 3 : Variation du débit horaire pour Bellota

Heures	Bellota		Débit Cumulé	
	Qmaxj=5733,4824 m3/j			
(h)	%	m3/h	%	m3/h
00_01	1,5	86,002236	1,5	86,002236
1_2	1,5	86,002236	3	172,00447
2_3	1,5	86,002236	4,5	258,00671
3_4	1,5	86,002236	6	344,00894
4_5	2,5	143,33706	8,5	487,346
5_6	3,5	200,67188	12	688,01789
6_7	4,5	258,00671	16,5	946,0246
7_8	5,5	315,34153	22	1261,3661
8_9	6,25	358,34265	28,25	1619,7088
9_10	6,25	358,34265	34,5	1978,0514
10_11	6,25	358,34265	40,75	2336,3941
11_12	6,25	358,34265	47	2694,7367
12_13	5	286,67412	52	2981,4108
13_14	5	286,67412	57	3268,085
14_15	5,5	315,34153	62,5	3583,4265
15_16	6	344,00894	68,5	3927,4354
16_17	6	344,00894	74,5	4271,4444
17_18	5,5	315,34153	80	4586,7859
18_19	5	286,67412	85	4873,46
19_20	4,5	258,00671	89,5	5131,4667
20_21	4	229,3393	93,5	5360,806
21_22	3	172,00447	96,5	5532,8105
22_23	2	114,66965	98,5	5647,4802
23_24	1,5	86,002236	100	5733,4824

Tableau 4 : Variation du débit horaire pour Lot Khaiti

Heures	Lot Khaiti		Débit Cumulé	
	Qmaxj=1254,8952 m3/j			
(h)	%	m3/h	%	m3/h
00_01	1	12,548952	1	12,548952
1_2	1	12,548952	2	25,097904
2_3	1	12,548952	3	37,646856
3_4	1	12,548952	4	50,195808
4_5	2	25,097904	6	75,293712
5_6	3	37,646856	9	112,94057
6_7	5	62,74476	14	175,68533
7_8	6,5	81,568188	20,5	257,25352
8_9	6,5	81,568188	27	338,8217
9_10	5,5	69,019236	32,5	407,84094
10_11	4,5	56,470284	37	464,31122
11_12	5,5	69,019236	42,5	533,33046
12_13	7	87,842664	49,5	621,17312
13_14	7	87,842664	56,5	709,01579
14_15	5,5	69,019236	62	778,03502
15_16	4,5	56,470284	66,5	834,50531
16_17	5	62,74476	71,5	897,25007
17_18	6,5	81,568188	78	978,81826
18_19	6,5	81,568188	84,5	1060,3864
19_20	5	62,74476	89,5	1123,1312
20_21	4,5	56,470284	94	1179,6015
21_22	3	37,646856	97	1217,2483
22_23	2	25,097904	99	1242,3462
23_24	1	12,548952	100	1254,8952

Tableau 5 : Variation du débit horaire pour Club des pins

Heures	Club des pins		Débit Cumulé	
	Qmaxj=10799,0064 m3/j			
(h)	%	m3/h	%	m3/h
00_01	1,5	161,9851	1,5	161,9851
1_2	1,5	161,9851	3	323,97019
2_3	1,5	161,9851	4,5	485,95529
3_4	1,5	161,9851	6	647,94038
4_5	2,5	269,97516	8,5	917,91554
5_6	3,5	377,96522	12	1295,8808
6_7	4,5	485,95529	16,5	1781,8361
7_8	5,5	593,94535	22	2375,7814
8_9	6,25	674,9379	28,25	3050,7193
9_10	6,25	674,9379	34,5	3725,6572
10_11	6,25	674,9379	40,75	4400,5951
11_12	6,25	674,9379	47	5075,533
12_13	5	539,95032	52	5615,4833
13_14	5	539,95032	57	6155,4336
14_15	5,5	593,94535	62,5	6749,379
15_16	6	647,94038	68,5	7397,3194
16_17	6	647,94038	74,5	8045,2598
17_18	5,5	593,94535	80	8639,2051
18_19	5	539,95032	85	9179,1554
19_20	4,5	485,95529	89,5	9665,1107
20_21	4	431,96026	93,5	10097,071
21_22	3	323,97019	96,5	10421,041
22_23	2	215,98013	98,5	10637,021
23_24	1,5	161,9851	100	10799,006

Tableau 6 : Variation du débit horaire pour Bouchaoui Ikbal

Heures	Bouchaoui Ikbal		Débit Cumulé	
	Qmaxj=710,9856 m3/j			
(h)	%	m3/h	%	m3/h
00_01	1	7,109856	1	7,109856
1_2	1	7,109856	2	14,219712
2_3	1	7,109856	3	21,329568
3_4	1	7,109856	4	28,439424
4_5	2	14,219712	6	42,659136
5_6	3	21,329568	9	63,988704
6_7	5	35,54928	14	99,537984
7_8	6,5	46,214064	20,5	145,75205
8_9	6,5	46,214064	27	191,96611
9_10	5,5	39,104208	32,5	231,07032
10_11	4,5	31,994352	37	263,06467
11_12	5,5	39,104208	42,5	302,16888
12_13	7	49,768992	49,5	351,93787
13_14	7	49,768992	56,5	401,70686
14_15	5,5	39,104208	62	440,81107
15_16	4,5	31,994352	66,5	472,80542
16_17	5	35,54928	71,5	508,3547
17_18	6,5	46,214064	78	554,56877
18_19	6,5	46,214064	84,5	600,78283
19_20	5	35,54928	89,5	636,33211
20_21	4,5	31,994352	94	668,32646
21_22	3	21,329568	97	689,65603
22_23	2	14,219712	99	703,87574
23_24	1	7,109856	100	710,9856

Tableau 7 : Variation du débit horaire pour Bouchaoui Marine

Heures	Bouchaoui Marine		Débit Cumulé	
	Qmaxj=4277,1456 m3/j			
(h)	%	m3/h	%	m3/h
00_01	1,5	64,157184	1,5	64,157184
1_2	1,5	64,157184	3	128,31437
2_3	1,5	64,157184	4,5	192,47155
3_4	1,5	64,157184	6	256,62874
4_5	2,5	106,92864	8,5	363,55738
5_6	3,5	149,7001	12	513,25747
6_7	4,5	192,47155	16,5	705,72902
7_8	5,5	235,24301	22	940,97203
8_9	6,25	267,3216	28,25	1208,2936
9_10	6,25	267,3216	34,5	1475,6152
10_11	6,25	267,3216	40,75	1742,9368
11_12	6,25	267,3216	47	2010,2584
12_13	5	213,85728	52	2224,1157
13_14	5	213,85728	57	2437,973
14_15	5,5	235,24301	62,5	2673,216
15_16	6	256,62874	68,5	2929,8447
16_17	6	256,62874	74,5	3186,4735
17_18	5,5	235,24301	80	3421,7165
18_19	5	213,85728	85	3635,5738
19_20	4,5	192,47155	89,5	3828,0453
20_21	4	171,08582	93,5	3999,1311
21_22	3	128,31437	96,5	4127,4455
22_23	2	85,542912	98,5	4212,9884
23_24	1,5	64,157184	100	4277,1456

Tableau 8 : Variation du débit horaire pour PTT

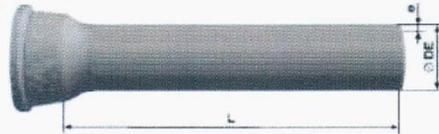
Heures	PTT		Débit Cumulé	
	Qmaxj=3139,0632 m3/j			
(h)	%	m3/h	%	m3/h
00_01	1,5	47,085948	1,5	47,085948
1_2	1,5	47,085948	3	94,171896
2_3	1,5	47,085948	4,5	141,25784
3_4	1,5	47,085948	6	188,34379
4_5	2,5	78,47658	8,5	266,82037
5_6	3,5	109,86721	12	376,68758
6_7	4,5	141,25784	16,5	517,94543
7_8	5,5	172,64848	22	690,5939
8_9	6,25	196,19145	28,25	886,78535
9_10	6,25	196,19145	34,5	1082,9768
10_11	6,25	196,19145	40,75	1279,1683
11_12	6,25	196,19145	47	1475,3597
12_13	5	156,95316	52	1632,3129
13_14	5	156,95316	57	1789,266
14_15	5,5	172,64848	62,5	1961,9145
15_16	6	188,34379	68,5	2150,2583
16_17	6	188,34379	74,5	2338,6021
17_18	5,5	172,64848	80	2511,2506
18_19	5	156,95316	85	2668,2037
19_20	4,5	141,25784	89,5	2809,4616
20_21	4	125,56253	93,5	2935,0241
21_22	3	94,171896	96,5	3029,196
22_23	2	62,781264	98,5	3091,9773
23_24	1,5	47,085948	100	3139,0632

Tableau 9 : Variation du débit horaire pour GIR

Heures	GIR		Débit Cumulé	
	Qmaxj=1670,1984 m3/j			
(h)	%	m3/h	%	m3/h
00_01	1	16,701984	1	16,701984
1_2	1	16,701984	2	33,403968
2_3	1	16,701984	3	50,105952
3_4	1	16,701984	4	66,807936
4_5	2	33,403968	6	100,2119
5_6	3	50,105952	9	150,31786
6_7	5	83,50992	14	233,82778
7_8	6,5	108,5629	20,5	342,39067
8_9	6,5	108,5629	27	450,95357
9_10	5,5	91,860912	32,5	542,81448
10_11	4,5	75,158928	37	617,97341
11_12	5,5	91,860912	42,5	709,83432
12_13	7	116,91389	49,5	826,74821
13_14	7	116,91389	56,5	943,6621
14_15	5,5	91,860912	62	1035,523
15_16	4,5	75,158928	66,5	1110,6819
16_17	5	83,50992	71,5	1194,1919
17_18	6,5	108,5629	78	1302,7548
18_19	6,5	108,5629	84,5	1411,3176
19_20	5	83,50992	89,5	1494,8276
20_21	4,5	75,158928	94	1569,9865
21_22	3	50,105952	97	1620,0924
22_23	2	33,403968	99	1653,4964
23_24	1	16,701984	100	1670,1984

ANNEXE V.1

Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse DN 60 - 2000



DN	L	DE	e fonte	Massa moy. par tuyau	Massa moy. métrique
mm	m	mm	mm	kg	m
60	6,00	77	6,0	40,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	113	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	173	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,6	267,0	44,5
300	6,00	325	7,2	337,0	56,2
350	6,00	373	7,7	406,0	69,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	483	8,6	671,0	111,5
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,6
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2821,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,6
1200	8,27*	1255	15,3	4150,0	502,8
1400	8,16	1462	17,1	5543,0	676,6
1500	8,16	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,16	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,6
2000	8,15	2082	22,5	10093,0	1241,5

ANNEXE VII.1

Tableau : les prix des conduites en fonte ductile d'après entreprise **KOUG.C.**

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.