

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de système d'AEP de la ville de Zemmouri (w.
Boumerdes) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0042-13

APA Citation (APA توثيق):

Moulla, Nabil (2013). Etude de système d'AEP de la ville de Zemmouri (w.
Boumerdes)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنميين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE SYSTEME D'AEP DE LA VILLE DE
ZEMMOURI (W.BOUMERDES)**

Présenté par :
M^r. MOULLA Nabil

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r O.KHODJET-KESBA	M.C.A	Président
M^r Y.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M^{me} L.TAFAT	M.A.A	Examinatrice
M^r M.BELALI	M.A.B	Examineur
M^r R.KERIDE	M.A.A	Examineur
M^{me} N.CHENITI	M.A.B	Promotrice

Septembre 2013



dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A ma très chère mère que dieu la protège et mon père

A mon frère Chafik

A mes chères sœurs et leur marie

A mes amis de TAKERBOUST et ceux de Blida

A toute ma famille de l'ENSH

A notre Algérie

N .Moulla



remerciments

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Ma promotrice M^{me} cheniti.N pour sa disponibilité et son aide.

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

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

n.moulla



Sommaire

Introduction général :.....	01
<u>CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA VILLE</u>	
Introduction :.....	02
I-1.Présentation générale de la commune de ZEMMOURI :.....	02
I-1-1.Situation géographique :.....	02
I-1-2. Limites administratives:.....	02
I-1-3. Données naturelles :.....	03
I-1-4. Situation Démographique.:.....	03
I-2.Présentation de la ville de ZEMMOURI (chef lieu) :.....	05
I-3.Situation hydraulique:.....	07
I-3-1. Ressources en eaux :.....	09
I-3-2. Schéma d'adduction existant :.....	09
I-3-3. Les réservoirs de stockage:.....	10
I-3-4. Réseau de distribution existant :.....	12
Conclusion :.....	12
<u>CHAPITRE II : L'ESTIMATION DE LA POPULATION ET LES BESOINS EN EAU POTABLE</u>	
Introduction :.....	13
II-1. Evolution de la population future :.....	13
II.2. Evolution des besoins en eau potable.....	14
II-3. Les besoins en eau potable:.....	15
II-3-1. Besoins en eau potable de la population (domestique) :.....	15
II-3-2. Besoins en eau potable des équipements :.....	15
II-3-3. Récapitulation des besoins en eaux de la ville :	16
II-4. Variation de la consommation :	17
II-4-1. coefficient d'irrégularité :	17
II-4-2.Détermination des débits journaliers :.....	18
II-4-3. Détermination des débits horaires :.....	19
II-5. Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :.....	19
Conclusion :.....	21
<u>CHAPITRE III : ÉTUDE DES RÉSERVOIRS</u>	
Introduction :.....	22
III.1. Fonctions des réservoirs	22
III.2. Prescriptions sanitaires	22
III -3. Classification des réservoirs:.....	23
III-4. Choix de l'emplacement des réservoirs :	24
III-5. Les réservoirs existants à relier au réseau d'adduction:.....	24
III-6.Analyse de la Capacité des réservoirs :.....	25
III-6-1. Calcul de la capacité d'un réservoir d'eau traitée :.....	25
III -6-2. Calcul de la capacité du réservoir tampon (EL BOURD) :.....	26
III-6-3. Calcul de la capacité d'un réservoir de distribution:.....	27



III -7. Forme et dimensions de réservoir à projeter :.....	31
III -8. <i>Équipement de réservoir</i> :.....	32
Conclusion :.....	33

Chapitre IV : ETUDE D'ADDUCTION

Introduction :.....	34
IV-1. Type d'adduction :.....	34
IV-1-1. Adduction gravitaire.....	34
IV-1-2. Adduction par refoulement.....	34
IV-1-3. Adduction mixte	34
IV-2. Adduction et types d'écoulement.....	35
IV-2-1. Ecoulement à surface libre.....	35
IV-2-2. Ecoulement en charge	35
IV-3. Choix du matériau de canalisation:.....	35
IV-4. Étude des variantes :.....	36
IV-5. Proposition de variante :	37
IV-6. Méthodes de dimensionnement d'adduction :.....	37
IV-6-1. Dimensionnement de l'adduction par refoulement.	37
IV-6-2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire :.....	40
IV-6-3. La vitesse d'écoulement	41
IV-7. Etude des variantes :.....	42
IV-7-1. Application de la méthode de détermination du diamètre économique.....	42
IV-7-2. Application de principe de dimensionnement de la conduite gravitaire en Charge.....	44
IV-8 : Comparaison des variantes :.....	46
IV-8 -1. Le coût d'investissement des variantes :.....	46
IV-8-2. Pression de quelque point :.....	46
V-9. Équipements et accessoires des conduites d'adduction.....	47
Conclusion.....	49

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

INTRODUCTION :	50
V.1-Classification du réseau de distribution :.....	50
V.1.1- La disposition des réseaux dans l'agglomération :.....	50
V.1.2- La manière dont le réseau de distribution est alimenté :.....	50
V.1.3- La disposition des tronçons dans le réseau :.....	50
V.2- Avantage du réseau maillé :.....	51
V.3-Principe du tracé du réseau maillé :.....	51
V.4- Principe de dimensionnement d'un réseau maillé.....	51
V.5-Principe de la méthode de Hardy-cross :.....	51
V.6- Type du matériau des conduites.....	52
V.7- Calcul hydraulique du réseau maillé :	52
V.7.1.détermination des débits :.....	52
V.7.2. Détermination des débits circulant dans chaque tronçon	54
V.7.3- Détermination des diamètres leavantageux :.....	56
V.7.4-Évaluation des débits correctifs.....	57



V.7.5-Les pressions au sol :.....	58
V.8-Équipement du réseau de distribution :.....	61
V.8. 1- Robinets vannes :.....	61
V.8.2- Bouches ou poteau d'incendie :.....	61
V.8. 3- Clapets :.....	61
V.8.4- Robinets de vidange :.....	61
V.8. 5- pièces spéciales de raccord :.....	61
Conclusion.....	61
Chapitre VI : Protection des conduites	
Introduction.....	62
VI.1. Protection des conduites contre la corrosion [1]	62
VI.1.1. Définition :.....	62
VI.1.2. Corrosion externe des canalisations :	62
VI.1.3. Corrosion interne des canalisations	62
VI.1.4. Protection des conduites contre la corrosion.....	62
VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier :.....	63
VI.2.1. Définition	63
VI.2.2. Causes du coup de bélier	63
VI.2.3. Risques dus aux coups de bélier	64
VI.2.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	64
VI.2.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	64
VI.2.6.Calcul du temps de fermeture de la dernière vanne :.....	65
Conclusion :.....	65
Chapitre VII : protection et sécurité de travail	
Introduction :.....	66
VII-1- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :.....	66
VII-1-1- Facteurs humains :.....	66
VII-1-2- Facteurs matériels :.....	66
VII-1-3- Liste des conditions dangereuses :.....	67
VII-1-4- Liste des actions dangereuses :.....	67
VII-2-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :.....	68
VII-2-1- Protection individuelle :.....	68
VII-2-2- Autres protections :.....	68
VII-2-3- Protection collective :.....	68
VII-2-4- Engin de levage :.....	68
VII-2-5- Appareillage électrique :.....	69
Conclusion :.....	69
Chapitre VIII : Organisation de chantier	
Introduction :.....	70
VIII.1. Différents travaux à entreprendre.....	70
VIII.1.1. Travaux concernant l'adduction et réseau :.....	70
VIII.1.2. Travaux concernant les réservoirs.....	70
VIII.2. Calcul des volumes des travaux	71
VIII.2.1. Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de réseau :.....	71



VIII.2.2. Calcul des volumes des travaux des réservoirs..... 74

VIII.3. Engins 79

 VIII.3.1. Pelle hydraulique..... 79

 VIII.3.2. Dozer 80

 VIII.3.3. Chargeur 81

 VIII.3.4. Compacteur (vibrateur de sol)..... 81

Conclusion..... 81

Conclusion générale : 82



LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA VILLE

Tableau I-1 : Dispersion et la croissance de la population de la commune de ZOMMOURI.....	04
Tableau I-2 : <i>Les caractéristiques des ressources superficielles de la ville de ZEMMOURI.....</i>	05
Tableau I-3 : <i>Caractéristique des forages.....</i>	06
Tableau I-4 : <i>Caractéristique de la ressource de dessalement</i>	06
Tableau I-5 : <i>Récapitulatif de l'état des adductions existantes</i>	06
Tableau I-6 : <i>Caractéristiques du réservoir R1.....</i>	07
Tableau I-7 : <i>Caractéristiques du réservoir R2</i>	08

CHAPITRE I : Estimation de la population et les besoins en eau potable

Tableau II-1: <i>Évolution de la population actuel, court, moyen et long terme.....</i>	13
Tableau II-2: <i>Évolution des besoins en eau de la population actuel, court, moyen et long.....</i>	15
Tableau II-3 : <i>Besoins en eau des équipements existants de l'agglomération de chef-lieu.....</i>	15
Tableau II-4 : <i>Récapitulation des besoins en eaux de la ville.....</i>	16
Tableau N° II -5 : β_{max} <i>en fonction du nombre d'habitants.....</i>	18
Tableau N° II-6 : β_{min} <i>en fonction du nombre d'habitants.....</i>	18
Tableau II-8 : <i>la variation de la consommation horaire de l'ACL.....</i>	19
Tableau II-7 : <i>détermination des débits.....</i>	20

CHAPITRE I : Etude des réservoirs

Tableau III-2 : <i>Évaluation du volume résiduel du réservoir d'eau traite.....</i>	25
Tableau III-2 : <i>Évaluation du volume résiduel du réservoir d'eau traite.....</i>	26
Tableau III-3 : <i>Évaluation du volume résiduel du réservoir de distribution.....</i>	30
Tableau III- 4: <i>Tableau donnant les dimensions des réservoirs.....</i>	32

Chapitre IV : Etude d'adduction

Tableau IV.1 : <i>type de matériau de canalisation et leurs avantages et inconvénients.....</i>	35
Tableau IV.2: <i>Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau.....</i>	41
Tableau IV.3: <i>grandeurs caractéristiques du tronçon Station de pompage –réservoir tampon.....</i>	42
Tableau IV-4 : <i>Calcul des frais d'amortissement du tronçon station de pompage-réservoir tampon.....</i>	42
Tableau IV.5 : <i>Calcul de la HMT du tronçon station de pompage-réservoir tampon.....</i>	43
Tableau IV.6: <i>Calcul des frais d'exploitation de tronçon station de pompage-réservoir tampon.....</i>	43
Tableau IV.7 : <i>Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....</i>	43
Tableau IV.8 : <i>Diamètre calculé pour tronçon : le réservoir tampon-réservoirs de distribution.....</i>	44
Tableau IV.9: <i>Diamètres normalisés (variante N°01)</i>	45
Tableau IV.10 : <i>Diamètre calculé pour tronçon : les réservoirs d'eau traites –réservoirs de distribution</i>	45
Tableau IV.11: <i>Diamètres normalisés (variante N°02)</i>	46
Tableau IV.12: <i>le coût d'investissement et de mise en œuvre des conduites de variante 01.....</i>	46
Tableau IV.13: <i>le coût d'investissement et de mise en œuvre des conduites de variante02</i>	46
Tableau IV.14: <i>pression de quelque point dans la conduite d'adduction.....</i>	47
Tableau V.15 : <i>les équipements des conduites d'adduction</i>	47



CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau V-1. : Récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.....	52
Tableau V-2 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe et cas de pointe plus incendie.....	53
Tableau V-3 : débits limites pour une vitesse maximum	56
Tableau V-4: diamètres avantageux en fonction des débits limitent	56
Tableau V-5 : Diamètres avantageux de chaque tronçon	57
Tableau V.6- Caractéristiques des tronçons, cas de pointe et cas de pointe plus incendie.....	58
Tableau V.7- Pression de service, cas de pointe.....	60

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DU CHANTIER

Tableau VIII.1.: Calcul du volume des déblais (adduction).....	71
Tableau VIII.2: Calcul du volume des déblais (réseau)	72.
Tableau VIII.3.: Calcul du volume du lit de sable.....	72.
Tableau VIII.4.: Calcul du volume de la conduite	73
Tableau VIII.5.: Volumes des travaux de transfert.....	72
Tableau VIII.6. : Calcul du volume du béton armé du réservoir.....	76
Tableau VIII.7 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.....	77
Tableau VIII.8. : Volumes de travaux deréservoir500 m ³	77
Tableau VIII.9. : Coût des conduites	78
Tableau VIII.10 : Le coût des travaux	78
Tableau VIII.11.: Coût des travaux de réservoir.....	79
Tableau VIII.12: Bilan des coûts.....	79



LISTE DES FIGURE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA VILLE

Figure 1-1 Plan de la situation de la ville de ZEMMOURI (w.BOUMERDES)	03
Figure 1-2 : l'évolution de la population selon RGPH.....	06
Figure 1-3 : Vue générale du réservoir R1 500m ³	09
Figure 1-4 : Vue générale du réservoir R2 500m ³	10
Figure 1-5 : Vanne sur le réseau principal 150 AC.....	11

CHAPITRE I : Estimation de la population et les besoins en eau potable

Figure II-1: Évolution de la population actuelle, à court, moyen et long terme.....	14
Figure II-2. Graphique de consommation total.....	21
Figure II-3 : courbe intégrale.....	21

Chapitre IV : Etude d'adduction

Figure IV-1 : les types d'adduction.....	34
Figure IV.2: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	44
Figure IV-3: Diamètres normalisée.....	45
Figure V-4: équipement et accessoires de la conduite gravitaire.....	49

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Figure V-1 : la répartition arbitraire des débits.....	55
--	----

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Figure VIII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.....	71
Figure VIII.2 : Pelle hydraulique.....	80
Figure VIII.5 : Chargeur.....	81



LISTE DES PLANCHE

PLANCHE N°01 : Plan de masse et réseau de distribution

PLANCHE N°02 : schéma synoptique des conduite d'adduction existante

PLANCHE N°03 : Aménagement des réservoirs

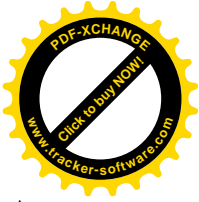
PLANCHE N°04 : Profil en long de la conduite d'adduction

PLANCHE N°05 : Profil en long d'une conduite du réseau de distribution



Liste des abréviations

ACL:	Agglomération de chef-lieu
ADE :	Algérienne Des Eaux
AEP :	Alimentation en Eau Potable
AG :	Acier galvanise
CL :	Chef-Lieu
CR :	Cote de Radier
CW:	Chemin de Wilaya
DREW:	Direction des Ressources en Eau de la willaya
DN :	Diamètre nominal
F :	Forage
Hab :	Habitant
ML :	Mètre Linéaire
NGA :	Norme Géodésique D Algérie
PEHD :	Polyéthylène à Haute Densité
PVC :	Polychlorure de Vinyle
R :	Réservoir
RGPH :	Recensement General de la Population et de l'Habitat
RN :	Route National
RT :	Réservoir Tampon
SP :	Station de pompage
SPET :	Système du Production d'Eau TAKSEBT



ملخص :

تتمثل دراستنا هذه في القيام بدراسة شبكة مياه الشرب لبلدية زموري بولاية بومرداس في هذه الدراسة قدمنا أولا لمحة عامة عن للحالة الحالية لمختلف الموارد المائية , شبكة المياه و الخزانات المائية و بعد هذا انتقلنا إلى حساب كمية الحاجيات المائية لسكان مدينة زموري إلى عام 2040 و بسبب قدم شبكة التوزيع و شبكة الربط قمنا بتجديد هاتين الشبكتين لضمان السير الحسن لهذه الشبكة

Résumé :

Notre travail consiste à faire une étude du système d'alimentation en eau potable de la ville de ZEMMOURI (Wilaya de BOUMERDES) à travers cette étude que nous avons présentée, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur la situation actuelle des différentes ressources hydraulique, réseau et des différents ouvrages de stockage, puis nous avons passé à l'estimation des besoins en eau de la population de la ville de ZEMMOURI jusqu'à l'année 2040 et vu la vétusté du système de distribution et d'adduction nous avons projeté un nouveau réseau de distribution et aussi le réseau d'adduction.

Abstract

Our job is to make a study of renewal system drinking water from the town of ZEMMOURI (Wilaya of BOUMERDES) through this study that we presented before, we have given in the first place a general overview of the current situation respectful of hydraulic resources, network and various works of storage, then we switched to estimate

Water needs of the population of the city of ZEMMOURI until the year 2040 and the antiquated view of distribution system and supply we have renewed the distribution network and the network of pipelines.



Introduction générale

Notre époque, est caractérisée par un essor démographique, industriel et agricole a engendré des besoins en eau plus importants que les volumes d'eau exploitables, dans ce contexte, la démographie galopante enregistrée en Algérie et plus particulièrement dans la commune de ZEMMOURI (Wilaya de BOUMERDES), aggravée par le vieillissement inévitable des systèmes d'alimentation en eau potable existants font que l'eau devient de plus en plus indisponible, dans cette région.

Par ailleurs il est à noter que La distribution de la ressource en eau exploitée dans la commune ZEMMOURI se fait par un rationnement drastique en élaborant un programme par alternance (1jour sur 2), couvrant les différents quartiers et les principales agglomérations secondaires,

A cet effet, une augmentation de la quantité d'eau destinée à cette région pour améliorer la qualité de vie de la population, est plus que nécessaire, en d'autres terme la réhabilitation du système d'alimentation s'impose, en conséquence notre étude portera sur l'approvisionnement en eau de cette localité, à partir du réservoir d'eau traite de capacité 2*2500 m³.

L'étude comporte quatre parties définies comme suit :

➤ La première est constituée des deux premiers chapitres à savoir :

1- le premier comporte une présentation globale du site: autrement dit, l'acquisition de certaines reconnaissances et données de bases, entre autre, la détermination de la zone d'études, un aperçu sur le système d'alimentation en eau potable existant, ainsi que leurs nombres d'habitants.

2- le deuxième consiste à estimer les besoins en eau ; a fin de dimensionner avec exactitude les ouvrages d'adduction et d'accumulation en connaissant l'aspect quantitatif des besoins à travers la détermination de débit maximum journalier, d'une part , d'autre part, la répartition des débits dans le temps, nous permettra le dimensionnement du réseau de distribution du chef-lieu de la commune,

➤ La deuxième partie permis de définir l'ensemble des ouvrages et équipements ainsi que leur dimensionnement pour assurer un approvisionnement en eau optimal de la localité. Elle englobe les deux chapitres suivants:

1- L'adduction: dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement de conduite en déterminant leurs diamètres économiques.

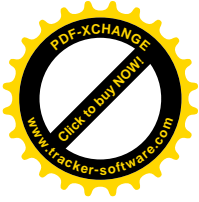
2- Les réservoirs: ces ouvrages de stockage et de transit seront projetés de tel manière a harmoniser la demande et la production.

➤ La dernière partie concerne le dimensionnement des canalisations du réseau de distribution de chef-lieu et leurs accessoires,



Chapitre I :

Présentation de la ville



Introduction :

L'objectif de cette première phase est la collecte des données, des informations sur le réseau d'alimentation en eau potable et sa reconnaissance sur le terrain, et ceci on me rapprochant des différents services concernés à savoir: la DHW de BOUMERDES, la subdivision d'hydraulique de ZEMMOURI, et les services techniques de l'APC de ZEMMOURI.

I-1.Présentation générale de la commune de ZEMMOURI :

I-1-1.Situation géographique :

Le territoire de la commune de ZEMMOURI s'étend sur une superficie de 5050Ha.

La commune de ZEMMOURI se situe au nord de la wilaya de BOUMERDES, Son chef lieu de commune est l'agglomération de ZEMMOURI, qui se positionne au centre de la commune.

I-1-2. Limites administratives:

Cette portion territoriale de la wilaya de BOUMERDES se trouve limitée comme suit :

Au Nord : Par la Mer Méditerranée

A l'Est : Par la commune de LEGHATA

Au Sud : Par la commune de SI MUSTAPHA

A l'Ouest : Par la commune de THENIA

La commune de ZEMMOURI est traversée par la RN 24D reliant le chef lieu à SI MUSTAPHA et RN 24 desservant BOUMERDES à DELLYS via le littoral , elle dispose d'un réseau de chemins de wilaya permettant la communication des différentes localités de commune, tout en desservant les communes limitrophes (CW 220 ,CW 25) quant au reste du réseau de communication , il se compose de chemins vicinaux et de pistes carrossables reliant les différentes fractions de la zone éparse .

La commune de ZEMMOURI est à cette époque composée des regroupements : ZAATRA, ZEMMOURI EL BAHRI, SAFSAF NABI et des douars (BENDOU, BEN YOUNES), elle est rattachée à la Daïra de BORDJ MENAIEL Wilaya de BOUMERDES (Nouvelle Wilaya découpage 1984).

La figure suivante représente le plan de situation de la ville de ZEMMOURI W.BOUMERDES

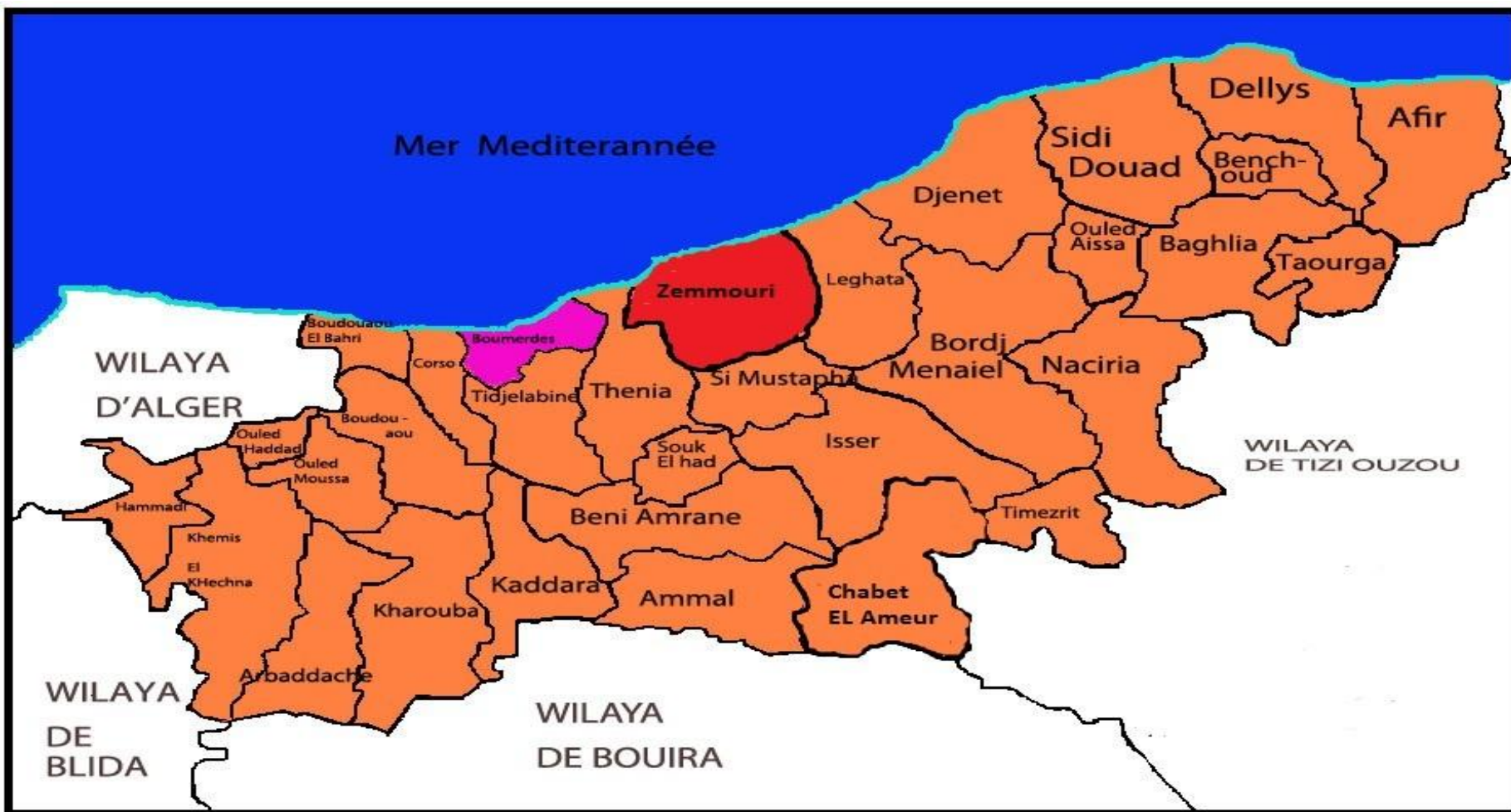
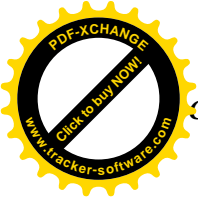
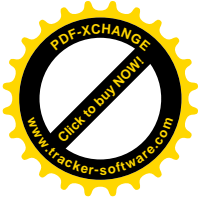
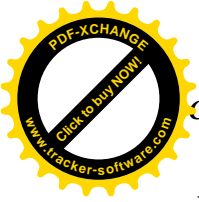


Figure I.1 : Plan de situation de la ville de ZEMMOURI (W.BOUMERDES)



I-1-3. Données naturelles :

I-1-3-1. Topographie :

La commune de ZEMMOURI est caractérisée par quatre grands ensembles topographiques distincts à savoir :

Une zone montagneuse située au nord ouest de la commune dont l'altitude moyenne avoisine les 400 m.

Une plaine littorale large de 1KM avec des pentes inférieures à 3%.

Un ensemble de petites collines situées au Centre de la commune dont l'altitude varie entre 90 et 110 m.

Et enfin, un cordon dunaire qui longe toute la côte.

I-1-3-2. Géotechnique et Séismicité :

- **Cadre Géotechnique :**

L'étude des paramètres physico mécaniques, obtenus à partir des investigations et essais géotechniques des formations géologiques, révèle des caractéristiques géotechniques moyennes à bonnes dans l'ensemble, exception faite des alluvions récentes. On peut donc distinguer quatre zones géotechniques dans notre secteur :

la zone des sables rouges d'âge quaternaire présentant des caractéristiques géotechniques moyennes à bonnes, qui occupent la plus grande superficie dans la ville de Zemmouri.

La zone des sables dunaires (sable fins à grossiers) d'âge quaternaire ayant de bonnes caractéristiques géotechniques avec une surface d'extension Est Ouest.

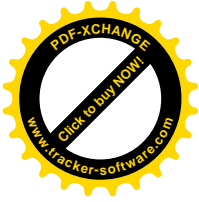
La zone des formations alluvionnaires (au niveau des oueds) présentant des caractéristiques géotechniques mauvaises. Le tassement est le problème caractéristique de cette zone.

La zone de la formation marneuse, altérée au sommet et saine à la base, présente des caractéristiques géotechniques bonnes dans l'ensemble.

- **Cadre Sismique :**

La région D'ALGER – BOUMERDES, appartenant au segment central de la chaîne tellienne de l'Algérie du Nord, est caractérisée par une déformation tectonique africaine et eurasienne.

Une synthèse des données sismotectoniques de la région d'Alger –BOUMERDES montre que notre zone d'étude se situe dans une province caractérisée par une activité néotectonique. Cette activité est témoignée par la présence de failles actives potentielles, telles que celles du sahel, de THENIA, la faille Sud mitidjienne, et celles supposées en mer.



Le zoning sismique établi par le R.P.A 2003 suite au séisme du 21 mai 2003 et qui a touché la région de BOUMERDES et ses environs, situe la région de ZEMMOURI dans une zone de forte sismicité.

I-1-3-3. Climatologie :

La zone d'étude ZEMMOURI subit le climat méditerranéen, ce dernier est caractérisé par deux saisons distinctes, un hiver froid et humide et un été très chaud.

La pluviométrie atteint les 800 mm / an, quant aux vents, on note l'alternance de la brise de montagne avec celle de la vallée.

I-1-3-4. Hydrographie :

La zone d'étude est caractérisée par un réseau hydrographique qui est assez riche, ce dernier se compose essentiellement de l'ensemble des oueds :

Oued EL MERDJA au centre de la commune.

Oued BOUDISSA à l'Est de la commune.

Oued ZAATRA au Sud de la commune.

I-1-4. Situation Démographique:

La commune de ZEMMOURI est habitée par une population moyenne, maîtrisable par son volume et d'origine rurale locale. Elle est dispersée sur l'ensemble de l'aire de la commune avec une concentration plus forte au chef lieu.

Les résultats des recensements (1987 ,1998 et 2008) ainsi que les données et statistiques récentes récupérées auprès du service technique de l'APC de ZEMMOURI, nous permettent d'évaluer la situation démographique de la commune.

Selon les estimations du service technique de la commune de ZEMMOURI, la population de cette dernière s'élevait à 26408 habitants en 2008 dont 12650 habitants au chef lieu.

I-1-4-1. Dispersion :

La dispersion de la population à travers le territoire communal nous permis de connaître la part de la population agglomérée au chef-lieu et en hors chef-lieu par rapport a la population totale.

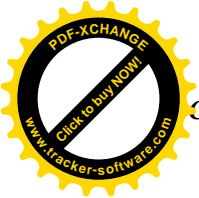
Les recensements distinguent Trois zones géographiques :

➤ chef-lieu :

C'est l'agglomération où le siège de l'APC

➤ Agglomérations secondaires :

Selon le RGPH 2008 ; - la commune de ZEMMOURI possède actuellement quatre agglomérations secondaires : ZAATRA, ZEMMOURI EL-BAHRI, SAFSAF NABI et l'AS BOUSSARA qui est nouvellement classée par ce dernier-RGPH2008



➤ **Zone éparsé :**

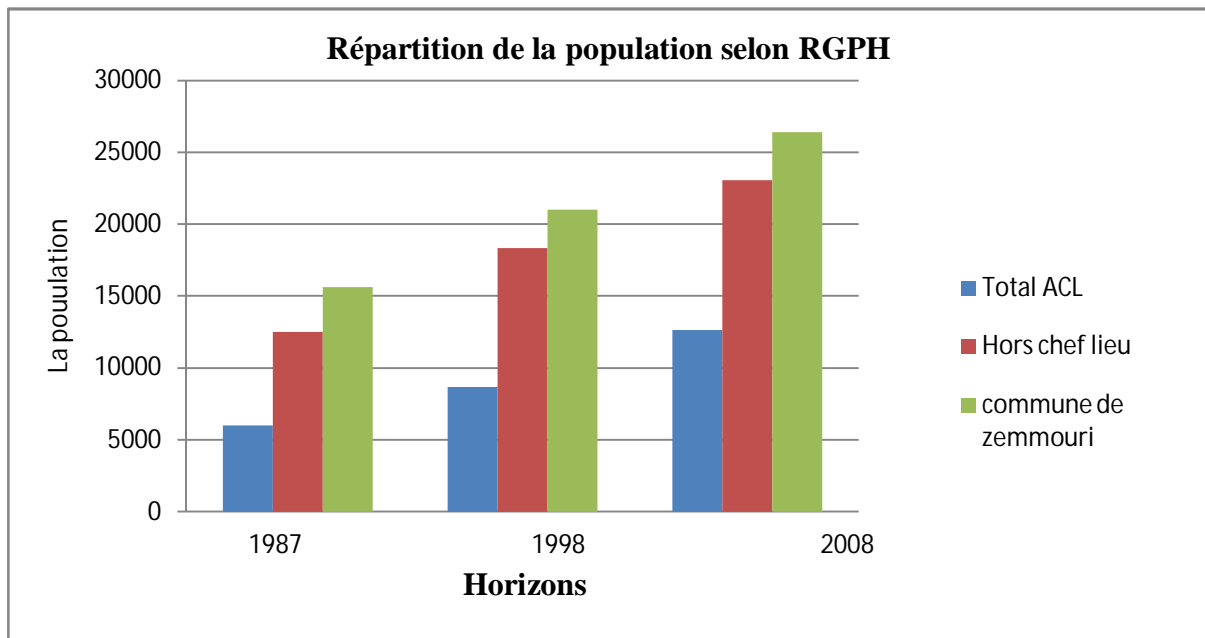
Est le reste de la commune, constitué des constructions isolées où dispersées (groupement de constructions supérieurs à 10 et inférieur a 100).

I-1-4-2. Croissance démographique :

Les résultats de la croissance de nombre d’habitant sont présents dans le tableau I-1

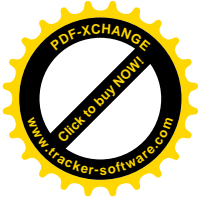
Tableau I-1 : Dispersion et la croissance de la population de la commune de ZOMMOURI (1987-2008)

DISPERSION	RGPH 1987	RGPH 1998	RGPH 2008
	POPULATION	POPULATION	POPULATION
CHEF LIEU	5993	8697	12650
ZAA TRA	2322	2865	3269
ZEMMOURI EL-BAHRI	588	1500	2749
SAFSAF NABI	-	1662	3293
TOTAL A.S	2910	6027	10298
ZONE EPARSE	6703	6282	3460
TOTALE COMMUNE	15606	21006	26408



Source RGPH (1987 -1998-2008) : ONS

Figure 1-2 : l'évolution de la population selon RGPH



I-2.Présentation de la ville de ZEMMOURI (chef lieu) :

I-2.1. Situation :

Chef lieu de la commune de ZEMMOURI est l’agglomération de ZEMMOURI, elle se positionne au centre de la commune et elle se trouve limitée comme suit :

- Au Nord : Par ZEMMOURI EL-BAHRI (A.S).
- A l’Est : Par CAP DJENET.
- Au Sud : Par ZAATRA (A.S).
- A l’Ouest : Par EL-KERMA.

I-3.Situation hydraulique:

I-3-1. Ressources en eaux :

A/ Eaux superficielles :

La Wilaya de BOUMERDES a enrichi ses potentialités en eaux potables, à partir du barrage de TAKSEBT. Ce dernier est situé à l’Est de la ville de Tizi Ouzou. Plusieurs agglomérations bénéficient des eaux régularisées par ce dernier et parmi-elle la commune de ZEMMOURI. Mais en attendant l’achèvement du transfert d’eau dessalée (station de dessalement CAP DJENET –commune de ZEMMOURI) .ZEMMOURI continuera à être alimentée par les eaux superficielles.

Selon le service gestionnaire ADE de zemmouri, la quantité des eaux qui a été consommées par l’agglomération de Zemmouri le mois d’août de l’année 2011 est 42970 m³.

a-1 Caractéristiques des ressources superficielles de zemmouri ACL :

Les caractéristiques des ressources superficielles de la ville de zemmouri sont présentes dans le tableau suivant :

Tableau I-2 : Les caractéristiques des ressources superficielles de la ville de ZEMMOURI

Ressources	Production (m ³ /mois)	Production (m ³ /j)	Production (l/s)	Observation	Gestionnaire	Agglomérations Desservies
SPET	42970	1386	16,04	En service	ADE	ACL Zemmouri

Source DHW(Boumerdes)

B/ Eaux Souterraines :

La ville de ZEMMOURI, qui s’est approvisionnée en matière d’alimentation en eau à partir de la ressource souterraine depuis longtemps.

Bénéficie des eaux souterraines a partir des forages suivant : Forage sahel, ZET 1R et ZET4 qui présentes des caractères suivant :

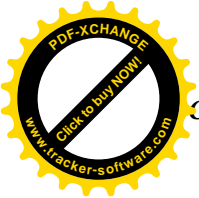


Tableau I-3 : Caractéristique des forages

Forages	Production (l/s)	Production (m ³ /j)	Observation		Gestionnaire	Agglomérations Desservies
Forage Sahel	---	---	En Arrêt	A cause de la Salinité	---	---
ZET4	---	---	En Arrêt	Mauvaise qualité physico chimique	---	---
ZET1R	12	1036,8	En service		ADE	Hadj Ahmed

C/ Eaux de dessalement :

Comme on a déjà dit la ville de ZEMMOURI a enrichi ses ressources en l'eau potable, par une future station de dessalement des eaux de mer de Cap Djinet sera prise en compte au bilan a partir de court terme.

Une station qui produit et réservée à l'AEP un volume de (95.53l/s) pour la ville de ZEMMOURI, équivalent de 8254.4 m³/j

Tableau I-4 : Caractéristique de la ressource de dessalement

Ressources	Production (l/s)	Production (m ³ /j)	Observation	Agglomérations Desservies
SDEM	95.53	8254,4	Elle sera mise en service à court terme	ACL Zemmouri

I-3-2. Schéma d'adduction existant :

Actuellement, l'approvisionnement en eau potable de la ville de zemmouri est assuré par la station centrale de SI Mustapha, cette dernière refoule les eaux provenant du barrage de TAKSEBT vers les deux réservoirs jumelés (2X1500 m³) de SI Mustapha.

Une conduite d'adduction à écoulement gravitaire (ø400-fonte), sur un linéaire de 9400 ml relie les (2X1500 m³) de SI MUSTAPHA avec les deux réservoirs semi enterré (2x500 m³) de ZEMMOURI.

Une autre conduite d'adduction (ø250-PVC) permet d'alimenter gravitairement les ouvrages de stockage (2x500 m³) de ZEMMOURI a partir des réservoirs (2x300 m³) de KOUDIET EL ARAIS qui sont alimente a partir de trois forages (SAHEL-ZET1R- et ZET4) (voir la planche N°02 : le schéma synoptique de la zone d'étude)

Tableau I-5 : Récapitulatif de l'état des adductions existantes

Adductions	Matériaux	Diamètre (mm)	Linéaire (m)	Etat
SP Si Mustapha - 2X1500 m ³	Fonte ductile	400	1400	Bon
2X1500 Si Mustapha – 2X500 Zemmouri m ³	Fonte ductile	400	9400	Bon
ZETR1 et ZET4 – 2x300m3 Koudiat El Arias	PEHD	200	4800	Bon
2X300 Koudiat El Arias – 2X500 m ³ Zemmouri	PVC	250	5482	Bon

I-3-3. Les réservoirs de stockage:

On note l'existence de deux anciens réservoirs semi-enterrés de capacité (2X500 m³), situés à coté du site 142 chalets.

➤ **Réservoir R1 (500 M³) :**

Ce réservoir est situé au sud ouest de la ville site R (2X500) coté droite.

Tableau I-6 : Caractéristiques du réservoir R1

Capacité de stockage	500 m ³
Zone de distribution	A C L zemmouri
CTN (m)	111,5
CR (m)	110
CTP (m)	115
Etat	Présentation des fuites sur plusieurs endroits de la cuve du réservoir

Remarque :

On a remarqué des fuites sur plusieurs endroits de la cuve du réservoir.

Recommandation :

- ✓ Colmatage des fissures présentes sur la cuve du réservoir.
- ✓ Il est recommandé de faire une expertise approfondie par CTH.



Figure 1-2 : Vue générale du réservoir R1 500m³



Figure 1-3 : Etat du réservoir R1

➤ **Réservoir R2 (500 M³) :**

Ce réservoir est situé au sud ouest de la ville site R (2X500) coté gauche.

Tableau I-7 : Caractéristiques du réservoir R2

Capacité de stockage	500 m ³
Zone de distribution	A C L zemmouri
CTN (m)	111,5
CR (m)	110
CTP (m)	115
état	Bon

Remarque :

- ✓ Réservoir en bon état
- ✓ Année de réalisation : 1981



Figure 1-4 : Vue générale du réservoir R2 500m³

I-3-4. Réseau de distribution existant :

a-Principe de fonctionnement :

Actuellement, le réseau de distribution de la ville ne fonctionne pas à plein temps, mais suit un régime de coupure d'eau, ceci est dû essentiellement à l'indisponibilité d'une quantité d'eau suffisante pour alimenter toute la ville pendant 24 heures.

L'alimentation en eau potable de la ville de Zemmouri suit un régime de distribution de (1jour sur 2)

b- Etat du réseau :

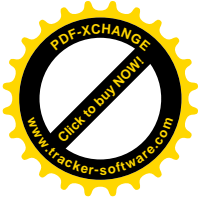
L'alimentation en eau potable de la ville de Zemmouri s'effectue par les deux réservoirs d'eau 2x500 m³ par l'intermédiaire de plusieurs réseaux maillés et ramifiés, anciens , avec des matériaux différents variant entre l'acier galvanisé, l'amiante ciment, et la fonte .

D'après les renseignements de la direction des ressources en eau de la wilaya de BOUMERDES, le réseau de la veille ville est de type maillé, la maille principale qui contourne le centre de la ville est en amiante ciment de diamètre 100 mm, le reste du réseau est en amiante ciment et acier galvanisé de diamètres différents 50/60, 80, 100, 150,200 mm. Le réseau est très ancien, et dans un état vétuste, sous dimensionne et présente un rétrécissement au niveau des diamètres, a cause d'un colmatage très avance, après plusieurs d'années de fonctionnement (phénomène d'enterrage)

L'alimentation du réseau s'effectue a partir du réservoir R1 (500 m³) a travers une conduite en amiante ciment de diamètre 300 et 250 mm.



Figure 1-5 : Vanne sur le réseau principal 150 AC



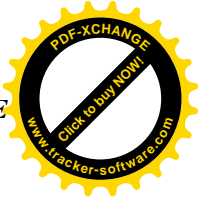
Conclusion :

Voir la dégradation progressive de réseau de distribution de la ville de ZEMMOURI, et pour augmenter la quantité d'eau destinée à la ville et améliorer la qualité de vie de la population, il est nécessaire d'enrichir les potentialités en eau potable de la ville à partir de la station de dessalement de CAP-DJINET et de projeter un nouveau réseau de distribution.



Chapitre II :

L'estimation de la population et les besoins en eau potable



Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur.

Par la définition la norme unitaire ou bien la dotation est le rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à l'autre.

II-1. Evolution de la population future :

L'horizon futur retenu dans le cadre du projet de l'étude est de long terme (2040). Nous estimerons l'évolution démographique suivant la loi des accroissements donnée par la formule des intérêts composés.

L'accroissement de la population est déterminé par la formule suivante : [1]

$$P_n = P_o \cdot (1 + \alpha)^n \tag{II-1}$$

Avec :

P_o : nombre d'habitants de l'année de recensement,

P_n : nombre d'habitants à l'horizon de l'étude,

α : Taux d'accroissement de la population,

n : nombre d'années séparant les deux horizons ;

Le taux d'accroissement est de 2,2 % selon la DRE de la wilaya de Boumerdes.

Tableau II-1: Évolution de la population actuel, et long terme.

Horizons	RGPH 2008	Actuel 2013	long terme 2040
Taux d'accroissement (%)	----	2,2	2,2
Population (ACL)	12650	14104	25381

Évolution de la population actuelle, à court, moyen et long terme représente dans la figure suivante :

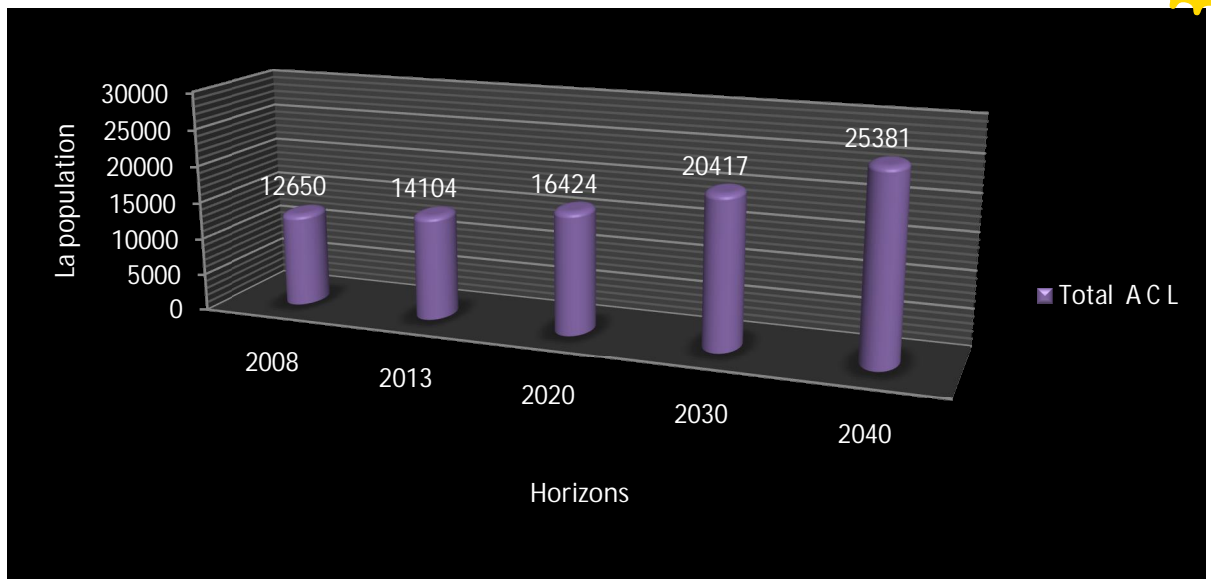


Figure II-1: Évolution de la population actuelle, à court, moyen et long terme.

II.2. Evolution des besoins en eau potable

II.2.1. Généralités [2]

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

➤ **Besoins domestique:**

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, 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 publics:**

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

➤ **Besoins industriels et agricoles :**

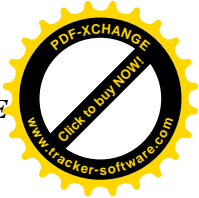
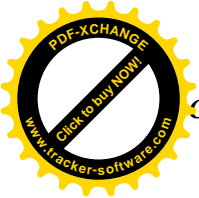
Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ **Besoins scolaires :**

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

➤ **Besoins sanitaires :**

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.



➤ **Besoins d'incendie :**

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

➤ **Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique)**

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique.

II-3. Les besoins en eau potable:

Les débits sont calculés à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = Ni * Dot / 1000 \text{ (m}^3\text{/j)} \tag{II-2}$$

- Avec :
- Q_{moy,j} : le débit moyen journalier ;
 - N_i : Le nombre de type de consommateur ;
 - Dot: La dotation de consommation ;

II-3-1. Besoins en eau potable de la population (domestique) :

Vue l'importance de l'agglomération faisant l'objet de cette étude, La dotation sera limitée à 200 litres/habitant/jour,

Les débits moyens journaliers calculés seront représentés dans le Tableau II -2

Tableau II-2: Évolution des besoins en eau de la population actuel, court, moyen et long terme.

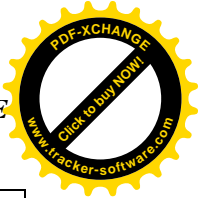
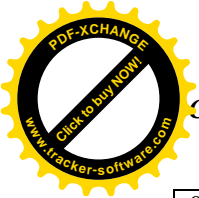
La localité	Besoins en eau potable (m ³ /j)			
	2013	2020	2030	2040
A C L	2820.8	3284.8	4083.4	5076.2

II-3-2. Besoins en eau potable des équipements :

Les débits moyens journaliers d'équipements existants sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-3 : Besoins en eau des équipements existants de l'agglomération de chef-lieu

Besoin Administratifs			
Nature de l'Équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/employés)	Q moy/j (M ³ /j)
APC	155	15	2.325
PTT	10	15	0.15
Trésor	6	15	0.09
Total			2.565
Besoins scolaires et de formation			
Type d'établissement	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Q moy/j (M ³ /j)
04 Ecoles primaires	1875	20	37.5
02 CEM	2030	20	40.6



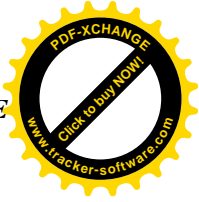
02 Lycée	1050	20	21
cité universitaire	2000	100	200
CFPA	203	20	4.06
Total			303.16
Besoins sanitaire			
Equipements	surface m²	Dotation (l/j/m²)	Q moy/j (M³/j)
Polyclinique	610	5	3.05
Besoins culturel			
Equipements	Unité M²	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M³/j)
Stade communal	10520	5	52.6
salle polyvalente	530	5	2.65
Total			55.25
Besoins cultuels			
Equipements	Fidèles	Dotation (l/j/fidèles)	Q moy/j (M³/j)
02 Mosquée	2000	15	30
Besoins de service			
Equipements	surface (m²)	Dotation (l/j/m²)	Q moy/j (M³/j)
Gendarmerie	4200	5	21
Protection civil	300	5	1.5
Surette urbaine	1600	5	8
Garde communale	400	5	2
BMPJ	490	5	2.45
TOTAL			34.95

II-3-3. Récapitulation des besoins en eaux de la ville :

Les besoins totaux en eaux de la ville de ZEMMOURI sont récapitulés par le tableau suivant :

Tableau II-4 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Catégories des besoins	Q_{moy,j} (m³/j)
Domestique	5076.2
Administratifs	2.565
scolaires et de formation	303.16
sanitaire	3.05
culturel	55.25
cultuels	30
service	34.95
TOTAL	5505.18



II-4. Variation de la consommation :

La consommation varie dans le temps, cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle et annuelle et dépend du mode de vie de la population.

a) 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.

b) Variation de la consommation horaire

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation liée à tous les facteurs, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficient, dit coefficient d'irrégularité.

II-4-1. Coefficient d'irrégularité :

➤ **Coefficient d'irrégularité maximal journalier (K_{maxj})**

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation de la journée la plus chargée de l'année et la consommation moyenne journalière de l'année

$$K_{max} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \tag{II-3}$$

Ce coefficient permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyenne journalier il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau de réseau en majorant la consommation moyenne de 10 à 30 % $K_{maxj} [1,1 - 1,3]$.

Dans notre cas on prend : $K_{max} = 1.3$

➤ **Coefficient d'irrégularité minimale journalier [K_{minj}] :**

$$K_{minj} = \frac{Q_{minj}}{Q_{moyj}} \tag{II-4}$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation $K_{min} [0,7-0,9]$

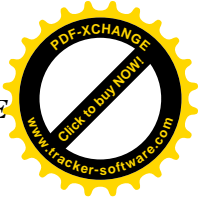
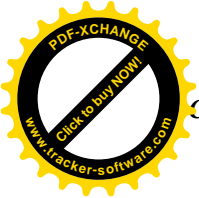
Dans notre cas on prend : $K_{minj} = 0.8$

➤ **coefficient d'irrégularité maximal horaire [$K_{max,h}$] :**

Les ouvrages de distribution d'eau doivent être dimensionnés pour fournir la demande horaire maximale de la journée de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \tag{II-5}$$



α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.

β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°II-4 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° II -5 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **25381 hab**, donc $\beta_{max} = 1,17$,

$$K_{max,h} = 1.3 * 1.17 = 1.5$$

➤ **coefficient d'irrégularité minimale horaire [Kmin, h] :**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant la consommation la plus faible de la journée :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} \tag{II-6}$$

α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0,5$.

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°II-5 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° II-6 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0.7

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **25381 hab**. donc $\beta_{min} = 0,55$

D'où le coefficient min horaire sera : $K_{min,h} = 0,5 * 0,55 = 0,27$

II-4-2.Détermination des débits journaliers :

➤ **Consommation maximale journalière (Qmax,j) :**

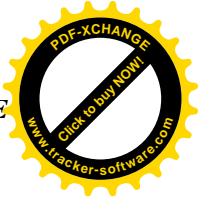
Le débit relatif au jour de plus grande consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs pour le dimensionnement du réseau de distribution et l'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et station de pompage.

Le débit maximal journalier est donné par la formule ci-après :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \cdot Q_{moy,j} \tag{II-7}$$

Avec :

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



- $K_{max,j}$ = coefficient d'irrégularité maximale journalière [1.1-1.3]

➤ **Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :**

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année

Le débit maximal journalier est donné par la formule ci-après :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \tag{II-8}$$

II-4-3. Détermination des débits horaires :

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

➤ **Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24 \text{ (m3/h)} \tag{II-9}$$

➤ **Débit maximum horaire :**

Le débit maximum horaire est donné par la relation suivante

$$Q_{max,h} = K_{max.,h} * Q_{moy.,h} \tag{II-10}$$

➤ **Débit minimum horaire :**

Le débit minimum horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{min,h} = K_{min.,h} * Q_{moy.,h} \tag{II-11}$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m3/h ;

- $K_{max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire = 1.5

- $K_{min,h}$: coefficient d'irrégularité minimale horaire = 0.27

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II-7 : détermination des débits

Q moy/j (m ³ /j)	Q _{max,j} (m ³ /j)	Q _{min,j} (m ³ /j)	Q _{moy,h} (m3/h)	Q _{max,h} (m3/h)	Q _{min,h} (m3/h)
5505.18	7156.73	4404.14	298.20	447.30	80.51

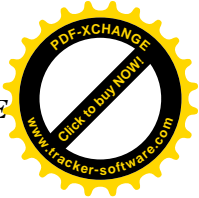
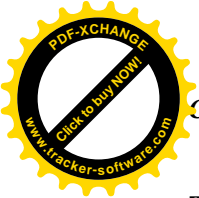
II-5. Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

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

Remarque :

Pour notre cas on choisie la répartition variant entre 10001 et 50000 hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année 2040 sera 25381 hab)

Les variations de la consommation horaire sont représentées dans le tableau suivant.

**Tableau II-8** : la variation de la consommation horaire de l'ACL

heures h	Consommation Q max j=7156.73m3/j		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m3/h	%	m3/h
0--1	1.5	107.35	1.5	107.35
1--2	1.5	107.35	3	214.70
2--3	1.5	107.35	4.5	322.05
3--4	1.5	107.35	6	429.40
4--5	2.5	178.92	8.5	608.32
5--6	3.5	250.49	12	858.81
6--7	4.5	322.05	16.5	1180.86
7--8	5.5	393.62	22	1574.48
8--9	6.25	447.30	28.25	2021.78
9--10	6.25	447.30	34.5	2469.07
10--11	6.25	447.30	40.75	2916.37
11--12	6.25	447.30	47	3363.66
12--13	5	357.84	52	3721.50
13--14	5	357.84	57	4079.34
14--15	5.5	393.62	62.5	4472.96
15--16	6	429.40	68.5	4902.36
16--17	6	429.40	74.5	5331.76
17--18	5.5	393.62	80	5725.38
18--19	5	357.84	85	6083.22
19--20	4.5	322.05	89.5	6405.27
20--21	4	286.27	93.5	6691.54
21--22	3	214.70	96.5	6906.24
22-23	2	143.13	98.5	7049.38
23--24	1.5	107.35	100	7156.73
TOTAL	100	7156.73		

À partir des résultats du tableau on trace :

- Les graphiques de consommation ;
- La courbe intégrale.

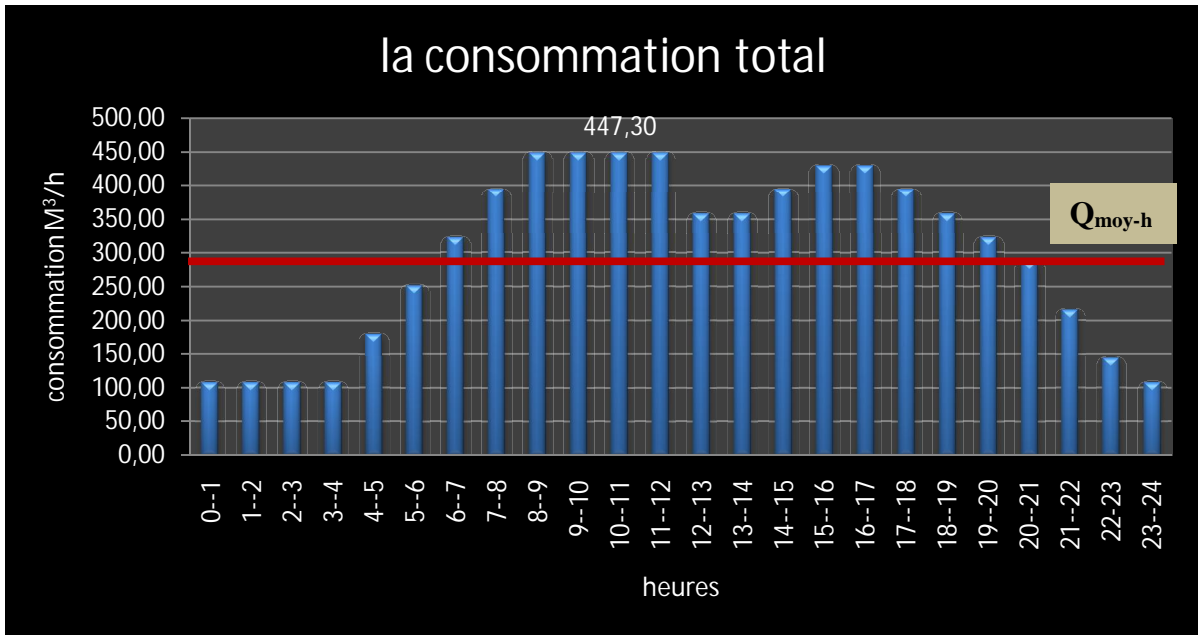
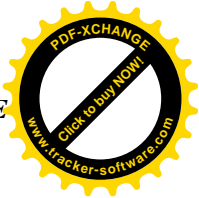
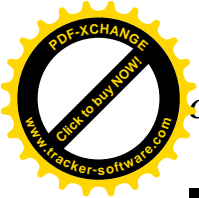


Figure II-2. Graphique de consommation total

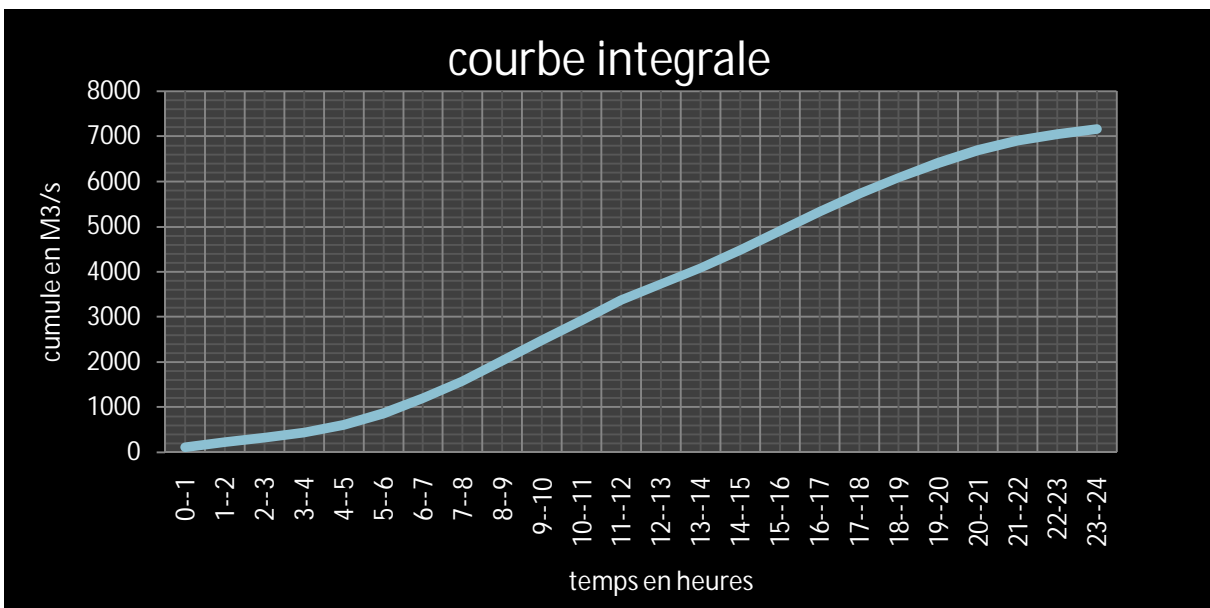


Figure II-3 : courbe intégrale

Conclusion :

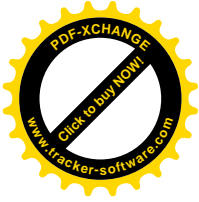
Les besoins en eau potable de la zone d'étude à l'horizon de calcul (long terme) sont évalués à 63.71 l/s (débit moyenne journalière) en revanche La ressource en eau potable existante (débit pompé à partir de barrage de TAKSEBTet le forage ZET 1R) est de l'ordre de 28.04 l/s.

En somme Nous pouvons conclure et affirmer que les besoins en eau actuels et à long terme pour la zone d'étude ne sont pas satisfaits, ce qui engendrerait un déficit d'environ 35.67 l/s donc le recours à d'autres sources est inévitable.



Chapitre III :

Etude des réservoirs

**Introduction :**

Au cours d'une même journée; le débit d'apport d'eau est uniforme, alors que celui de la consommation ou bien de distribution est variable. Pour sa on projeter des réservoirs dans le but à réaliser une liaison entre les deux régimes.

III.1. Fonctions des réservoirs [3]

- ✓ Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- ✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- ✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - panne électrique ;
 - remplacement d'une pompe ;
 - accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- ✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- ✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- ✓ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

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

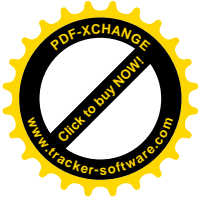
La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

- ✓ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- ✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais il sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

III.2. Prescriptions sanitaires [3]

Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- ✓ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.



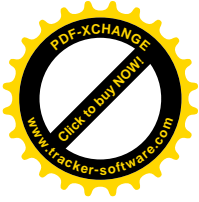
- ✓ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- ✓ Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ✓ Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiats du réservoir.
- ✓ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- ✓ Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- ✓ En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- ✓ Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

III -3. Classification des réservoirs:

On peut classer les réservoirs selon les critères suivants:

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
 - Les réservoirs métalliques
 - Les réservoirs en maçonnerie
 - Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrées
 - Semi-enterrés
 - Surélevé
- D'après leurs formes :
 - Circulaires
 - Rectangulaires
 - Ou d'une forme quelconque

En plus aux classifications énumérées précédemment, les réservoirs peuvent être également classés selon leurs rôles et les conditions d'installation de systèmes d'alimentation en eau potable en l'occurrence, on trouve les catégories des réservoirs ci-après :



- **Réservoirs terminaux:**

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différentes agglomérations à desservir

- **Réservoirs tampon:**

On les trouve généralement dans les adductions mixtes (refoulement-gravitaire), autrement dit la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire par installation d'un réservoir tampon appelé également réservoir de relais, ce dernier joue plusieurs rôle entre autre :

- * Éviter les faibles pressions par conséquent la cavitation au niveau des points culminants
- * Éviter les cantonnements d'air et la coupure de la veine liquide.
- * En cas de l'arrêt brusque de la pompe, on évite une forte dépression dans le point le plus haut, implosion de la conduite et l'aspiration des joints.

- **Réservoirs d'équilibres :**

Dans le cas où l'agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique peut devenir insuffisant, et fournir en extrémité du réseau, des pressions trop faibles aux heures de pointes. On peut ajouter alors un ou plusieurs réservoirs d'équilibre, situés à l'autre extrémité de la ville, qui permettent d'avoir une pression acceptable dans leur zone d'action.

Ces réservoirs d'équilibres sont en liaison avec le réservoir principal et se remplissent au moment des faibles consommations (la nuit principalement) ou bien à partir d'une autre source.

III-4. Choix de l'emplacement des réservoirs :

Il faut, évidemment, que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir, soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisantes, notamment au moment de pointe. En conséquence l'altitude de la cuve et plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée (le point le plus défavorable) sur le réseau. Le réservoir d'eau doit être également situé le plus proche possible de l'agglomération à alimenter dans le but de diminuer son altitude et éviter l'éventualité d'augmentation de diamètre. Dans les terrains accidentés, on essaye toujours d'exploiter le relief à proximité de la ville pour utiliser un réservoir semi-enterré qui sera plus économique qu'un réservoir sur tour.

III-5. Les réservoirs existants à relier au réseau d'adduction:

Les réservoirs existants dans la zone d'étude sont représentés dans le tableau suivant :

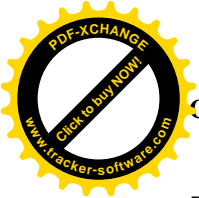


Tableau III-1 : les réservoirs existants.

Réservoirs	Capacité (m ³)	Cote de radier (m)	CTN (m)	CTP (m)	type
R1et R2	2*500	110	111.50	115	Réservoir de distribution
R3et R4	2*2500	120	121.60	125	Réservoir d'Eau desselle
EL - Bourd	2000	176.50	178	181.50	Réservoir tampon

III-6. Analyse de la Capacité des réservoirs :

Dans le but de connaître si les réservoirs existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les volumes des réservoirs calcules et celle qui est disponible, et voir est ce qu'il y à un excès ou un déficit de débit.

III-6-1. Calcul de la capacité du réservoir d'eau desselle :

Le réservoir de stockage d'eau desselle est le réservoir qui reçoit l'eau venant de la station de dessalement soit par refoulement soit gravitairement avant d'être refoulée vers le réservoir d'alimentation.

Dans notre cas on prend le cas les deux réservoirs d'eau desselle sont alimente par la station de dessalement de (CAP-DJENET) cette dernier travaille durant tout la journée (24/24h)

Puisque on n'a pas fait le choix de trace de la conduite d'adduction on doit vérifier la capacité de ces deux réservoirs d'eau desselle (R3-R4) en deux cas :

- **1^{er} cas :** la station de pompage alimente le réservoir tampon et ce dernier alimente gravitairement les deux réservoirs de distribution (R1–R2) (**c'est la variante N°01**)

La capacité totale de réservoir d'eau desselle : $V_t = V_r + V_{inc} + V_1$

Avec : V_{inc} : volume d'incendie estime a 120m³ (c'est un volume minimum)

V_1 : volume d'eau nécessaire pour lavage des filtres pris à 20 m³

V_r : volume résiduel égal a :
$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \tag{III-1}$$

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

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

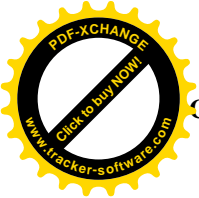


Tableau III-2 : Évaluation du volume résiduel du réservoir d'eau traitée

Heures	refoulement de la 1 ^{er} station (SDEM)	refoulement de la 2 ^{ème} station	arrivée d'eau au réservoir	départ d'eau de réservoir	Reste
0-1	4.17	0	4.17	-	4.17
1-2	4.17	0	4.17	-	8.34
2-3	4.17	0	4.17	-	12.51
3-4	4.17	0	4.17	-	16.68
4-5	4.17	5	-	0.83	15.85
5-6	4.17	5	-	0.83	15.02
6-7	4.17	5	-	0.83	14.19
7-8	4.17	5	-	0.83	13.36
8-9	4.17	5	-	0.83	12.53
9-10	4.17	5	-	0.83	11.7
10-11	4.17	5	-	0.83	10.87
11-12	4.17	5	-	0.83	10.04
12-13	4.17	5	-	0.83	9.21
13-14	4.17	5	-	0.83	8.38
14-15	4.17	5	-	0.83	7.55
15-16	4.17	5	-	0.83	6.72
16-17	4.17	5	-	0.83	5.89
17-18	4.17	5	-	0.83	5.06
18-19	4.17	5	-	0.83	4.23
19-20	4.17	5	-	0.83	3.4
20-21	4.17	5	-	0.85	2.55
21-22	4.17	5	-	0.85	1.7
22-23	4.17	5	-	0.85	0.85
23-24	4.17	5	-	0.85	0
Total	100	100	16.68	16.68	-

La capacité de stockage est:

Le volume utile sera : $V_r = \frac{16.68 * 7156.73}{100} \Rightarrow V_r = 1193.74m^3$

D'où le volume total sera

$$V_t = V_r + V_{inc} + V_l \tag{III-2}$$

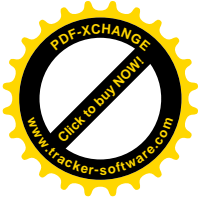
Et $V_r = 1193.74 m^3$, $V_{inc} = 120 m^3$ $V_l = 20m^3$

$$V_t = 1333.74 m^3$$

La capacité du réservoir de stockage d'eau desselle est de : 1333.74m³

On opte pour le volume normalisé de 1500 m³

- **2^{er} cas** : Les deux réservoirs de distribution (R1 –R2) sont alimentés par les deux réservoirs d'eau desselle (R3-R4) par l'intermédiaire d'une conduite gravitaire dans ce cas les deux réservoirs jouent le rôle d'un réservoir tampon (**c'est la variante N°02**)



Soit Q : le débit transit de la conduite gravitaire (m^3/h)

T : le temps de fermeture linéaire totale placée à l'extrémité de la conduite gravitaire
qui est le temps de vidange de réservoirs

Le robinet vanne entre en action de fermeture, pour un instant donné t le débit sera

$$q = Q - (Q * \frac{t}{T}) = Q(1 - \frac{t}{T})$$

Le volume dV de réservoir tampon devient

$$dv = Q(1 - \frac{t}{T})dt \implies V = \int_0^T (1 - \frac{t}{T})dt$$

D'où
$$V = Q * \frac{T}{2} \tag{III-3}$$

Avec : Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=298.20m^3/h$).

t : le temps de stockage ($t = 4$ heures)

$$V_t = \left(\frac{298.20}{2}\right) * 4 = 596.4 (m^3)$$

D'où le volume total sera :

$$V_t = V + V_{inc} \tag{III-4}$$

Et $V : 596.4 m^3$, $V_{inc} : 120 m^3$ $V_t = 716.4 m^3$

La capacité du réservoir de stockage tampon : $716.4m^3$

On opte pour un réservoir de capacité normalisée égale à $750 m^3$

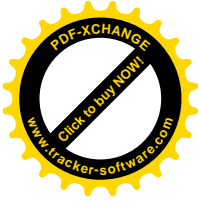
La capacité de deux réservoirs de $2*2500 m^3$, qui satisfait largement la capacité calculée en deux cas.

III -6-2. Calcul de la capacité du réservoir tampon (EL BOURD) :

Une fois la cote du réservoir tampon est fixée, on procède à la détermination de son volume de telle manière à maintenir la conduite gravitaire toujours pleine à fin de minimiser le coup de bélier.

Soit Q : le débit transit de la conduite gravitaire (m^3/h)

T : le temps de fermeture linéaire totale placée à l'extrémité de la conduite gravitaire
qui est le temps de vidange de réservoirs



Le robinet vanne entre en action de fermeture, pour un instant donné t le débit sera

$$q = Q - (Q * \frac{t}{T}) = Q(1 - \frac{t}{T})$$

Le volume dV de réservoir tampon devient

$$dv = Q(1 - \frac{t}{T})dt \implies V = \int_0^T (1 - \frac{t}{T})dt$$

D'où
$$V = Q * \frac{T}{2}$$

Avec : Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=298.20m^3/h$).

t : le temps de stockage ($t = 4$ heures)

$$V_t = \left(\frac{298.20}{2}\right) * 4 = 596.4 (m^3)$$

D'où le volume total sera

$$V_t = V + V_{inc}$$

Et $V : 596.4 m^3$, $V_{inc} : 120 m^3$ $V_t = 716.4 m^3$

Conclusion :

La capacité du réservoir de stockage tampon : $716.4m^3$

On opte pour un réservoir de capacité normalisée égale à $750 m^3$

Sachant qu'il existe un réservoir tampon de $2000 m^3$ au niveau de EL BOURD qui satisfait largement la capacité calculée.

Remarque :

On a vérifié la capacité de ce réservoir pour le cas ou on a choisi la variante N°01 ou la station de pompage alimente ce réservoir et ce dernier alimente les deux réservoirs de distribution

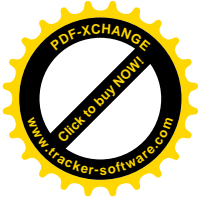
III-6-3. Calcul de la capacité d'un réservoir de distribution:

Pour estimer la capacité d'un réservoir on peut procéder par l'une des trois méthodes suivante :

1. La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \tag{III-5}$$



Avec : V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

$Q_{max j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j);

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

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

Avec : V_T : capacité totale du réservoir (m^3);

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

2. La méthode graphique :

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite a partir des extremums des cumuls de consommation vis-à-vis de celle des apport. On obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| \quad (\%) \tag{III-6}$$

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

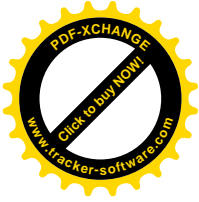
$$V_r = \frac{Q_{max.j} * R_{max}}{100} \quad (m^3) \tag{III-7}$$

Dont le volume totale sera :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

3. La méthode pratique:

Cette méthode est basée essentiellement sur la gestion des réseaux, elle consiste à mesurer les débits à la sorties des réservoirs et construire ainsi le véritable graphique de consommation.



Dans notre projet on procède par la méthode analytique

Tableau III-3 : Évaluation du volume résiduel du réservoir de distribution.

Heures	apports	consommation	surplus	déficits	résidu
0-1	4.17	1.5	2.67		8.85
1+2	4.17	1.5	2.67		11.52
2+3	4.17	1.5	2.67		14.19
3*4	4.17	1.5	2.67		16.86
4*5	4.17	2.5	1.67		18.53
5*6	4.17	3.5	0.67		19.2
6*7	4.17	4.5		0.33	18.87
7*8	4.17	5.5		1.33	17.54
8*9	4.17	6.25		2.08	15.46
9*10	4.17	6.25		2.08	13.38
10*11	4.17	6.25		2.08	11.3
11*12	4.17	6.25		2.08	9.22
12*13	4.17	5		0.83	8.39
13*14	4.17	5		0.83	7.56
14*15	4.17	5.5		1.33	6.23
15*16	4.17	6		1.83	4.4
16*17	4.17	6		1.83	2.57
17*18	4.17	5.5		1.37	1.2
.18*19	4.17	5		0.85	0.35
19*20	4.17	4.5		0.35	0
20*21	4.17	4	0.17		0.17
21*22	4.17	3	1.17		1.34
22*23	4.17	2	2.17		3.51
23*24	4.17	1.5	2.67		6.18
total	100	100	19.2	19.2	

La capacité de stockage de réservoir de distribution est:

Le volume utile sera : $V_r = \frac{19.2 * 7156.72}{100} \Rightarrow V_r = 1374.1m^3$

D’où le volume total sera

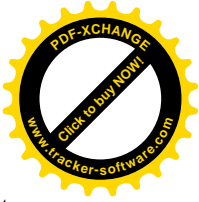
$$V_t = V_r + V_{inc}$$

Et $V = 1374.1m^3$, $V_{inc} = 120 m^3$

$$V_t = 1494.1 m^3$$

Conclusion :

La capacité du réservoir de distribution est de $1474.1m^3$



Sachant qu'il existe deux réservoirs de distribution de capacité $2 \times 500 \text{ m}^3$ par conséquent la capacité du réservoir à projeter sera

$$P_{\text{projeté}} = V_t - 1000 \quad \text{donc } p_{\text{projeté}} = 494.1 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de capacité normalisée égale à 500 m^3 située sur une altitude de 110 m au voisinage de réservoir existant.

III -7. Forme et dimensions de réservoir à projeter :

Vu que la forme circulaire est la moins coûteuse et la plus adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m^3 , les dimensions des réservoirs à projeter prendront bien entendu cette forme, ces dernières sont déterminées comme suit :

- **Le diamètre D de la cuve :**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \tag{III-8}$$

Avec :

- V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;
- S : section du réservoir (m^2) ;
- D : diamètre de la cuve (m) ;
- h : hauteur utile optimale d'eau (m), $3 < h < 6$ m

- **Réévaluation de la hauteur d'eau h :**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \tag{III-9}$$

- **La section de la cuve :**

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{Vu}{h} \tag{III-10}$$

Avec Vu : volume utile.

- **La hauteur totale H du réservoir :**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule



$$H = h + R \tag{III-11}$$

Avec : H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur d'eau (m) et R : revanche (m),

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \tag{III-12}$$

V_{inc} : Volume d'incendie.

Les dimensions de réservoir terminal et le réservoir tampon sont portées dans le tableau suivant:

Tableau III- 4: Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc}	R (m)	H (m)
Réservoir de distribution	500	12	113.04	4.20	1.1	0.8	5.00

III -8. Équipement de réservoir:

- **Conduite d'arrivée ou d'alimentation :**

Cette conduite du type gravitaire doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer en quelque sorte le brassage qui permet le renouvellement d'eau par mélange en créant les perturbations et l'écoulement par rouleaux .

- **Conduite de départ ou distribution :**

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15-20cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension.

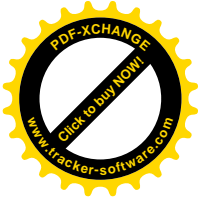
L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture de cette conduite.

- **Conduite de vidange :**

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier, afin de pouvoir évacuer les dépôts. À cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite.

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Cette conduite peut utilement comporter un siphon servant de garde d'eau, pour éviter les émanations gazeuses désagréables en provenance de l'égout



➤ *Conduite de trop-plein*

La conduite de trop-plein a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge et En limitant la vitesse dans la conduite.

➤ *Conduite By-pass*

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartiment, il suffit de disposer d'un by-pass

➤ *Matérialisation de la réserve d'incendie*

C'est une disposition spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteinte.

Conclusion :

Après avoir effectué le calcul des différents réservoirs, la projection d'un nouveau réservoir de capacité 500m^3 s'est avérée plus que nécessaire afin de combler le déficit des ouvrages existants



Chapitre IV :

Etude d'adduction

Introduction :

Le choix optimal de l'emplacement d'un ouvrage d'adduction entre le point de captage d'eau et le point d'utilisation fait souvent objet d'une étude technico-économique préalable.

Vu les distances considérables qui séparent ces deux points et le financement de ces projet qui présente dans chaque cas un grand obstacle.

A cet effet ce chapitre est consacre pour déterminer les dimensions d'adduction de mon projet

IV-1. Type d'adduction :

On distingue théoriquement trois types d'adduction qu'on représente dans la figure IV.1

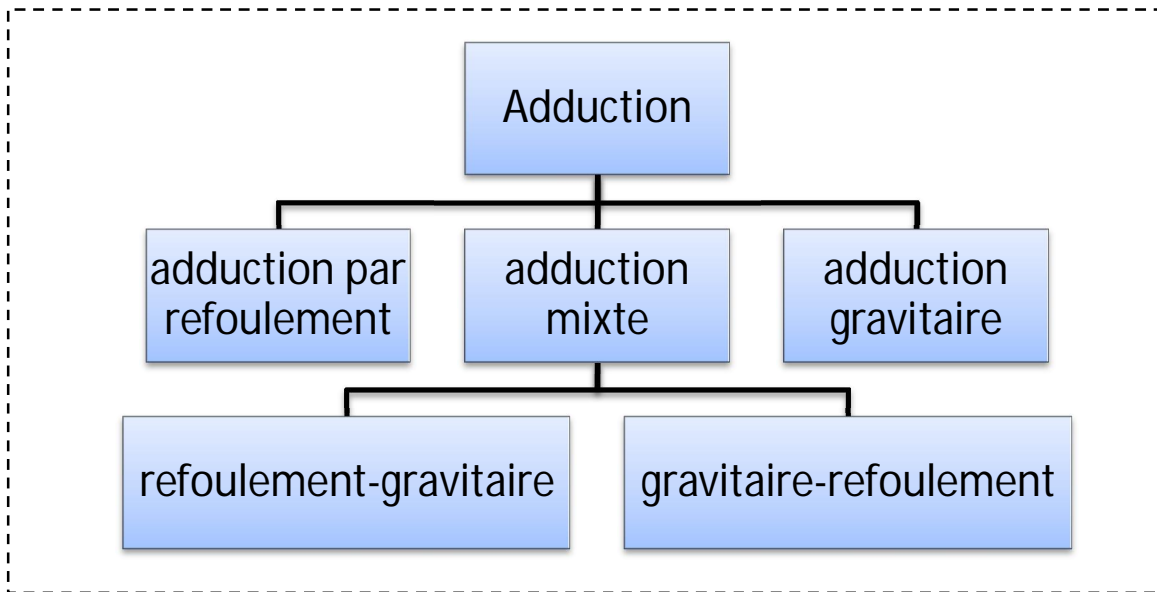


Figure IV-1 : les types d'adduction

IV-1-1. Adduction gravitaire

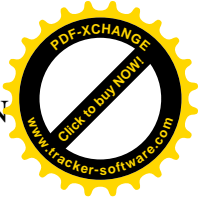
C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

IV-1-2. Adduction par refoulement

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

IV-1-3. Adduction mixte

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



IV-2. Adduction et types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

IV-2-1. Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

IV-2-2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

IV-3. Choix du matériau de canalisation:

Le choix des tuyaux utilisés est en fonction de plusieurs paramètres entre autres la pression et la nature du terrain, des couts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prise branchement, les réparations en cas de fuite

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite.

Cependant les tuyaux les plus répandus, pour l'AEP sont les conduites à matériaux unique notamment la fonte, l'acier et le polyéthylène.

Le tableau suivant représente les types de canalisations disponibles ainsi que leurs avantages et leur inconvénient

Tableau IV.1 : type de matériau de canalisation et leurs avantages et inconvénients.

Type de matériaux	Avantages	inconvénients
Fonte	<ul style="list-style-type: none"> -bonne résistance aux forces internes -très rigide et solide -résiste à la corrosion -Excellente résistance mécanique 	<ul style="list-style-type: none"> -ductile (faible résistance terrains accidentés) -lourds (poids élevé) -le prix relativement élevé. -une structure multicouche -le risque d'entartrage élevé -ne sont pas disponible sur le marché -exigence des butées en béton ou des systèmes de verrouillage au niveau de changement de direction

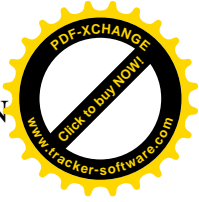


Tableau IV.1 : type de matériau de canalisation et leurs avantages et inconvénients. (Suite)

<p>Acier</p>	<p>-une bonne résistance mécanique -excellente conductibilité -absorbe 29% de PMF -plus léger que la fonte -soudable</p>	<p>-très faible résistance à la corrosion, risque d'ovalisation même pour les tubes plus légers. -le risque d'entartrage élevé -plus lourd que plastique -ne sont pas disponibles sur le marché -le prix élevé -assemblage par soudure est plus cher que le raccord pratique de la fonte</p>
<p>PEHD</p>	<p>-bonne résistance à la casse -résiste aux chocs et fortement inerte chimiquement (ne se corrode pas) -légèreté (facilité de manutention) -Disponible sur le marché moins cher -sa souplesse lui donne une résistance dans les terrains accidentés et présente une grande adaptation au sol -tuyaux flexible et peut s'enrouler en couronne donc diminution de nombre de raccord par conséquent diminution des fuites.</p>	<p>- les raccords nécessitent certaines précautions. -relativement moins bonnes résistances mécanique -risque d'ovalisation pour les grands diamètres -le raccord demande un savoir-faire spécifique.</p>

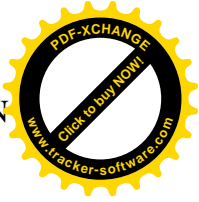
Pour notre projet, on a choisi le PEHD pour les raisons suivantes :

- Difficulté de transport, de chargement et de manutention dans les zones montagneuses des matériaux lourds donc la légèreté de PEHD facilite le travail des ouvriers
- La disponibilité de produit dans la région donc, les frais de transport sont réduits
- L'amélioration de la résistance mécanique des canalisations
- Le PEHD résistera contre l'augmentation de l'agressivité des sols

IV-4. Étude des variantes :

Le choix définitif de la variante est basé essentiellement sur l'étude technico-économique, qui consiste à prévoir un tracé pour le réseau après avoir fixé l'emplacement des réservoirs

Compte tenu de certains impératifs entre autre :



- Rechercher un itinéraire aussi direct et court que possible tout en évitant la multiplication des ouvrages coûteux (traversé de rivière, route, chemin etc....).
- Éviter dans la mesure de possible les pentes et les contre pentes par conséquent on évite les fortes dépressions, le cantonnement d'air et la coupure de la veine liquide.
- Éviter dans la mesure de possible la traversée des massifs boisés et choisir un tracé en bordure des routes et chemins (accotement).
- Éviter les coude à 90° afin de diminuer la force résultante qui tend à déboiter le coude au niveau des joints de raccordement ,et éviter les butées en béton importantes donc un coude ouvert à 120° est préférable.

IV-5. Proposition de variante :

- **Variante N°01 :**

Le type d'adduction dans cette variante est d'adduction mixte (refoulement-gravitaire) son trace s'effectuera comme suite :

-une conduite de refoulement a partir de la station de pompage existante (a cote de deux réservoir existant de 2*2500m³et de cote de radier 120mNGA) vers le réservoir tampon de capacité 2000m³ cote de radier 176.5m, sur une longueur de 413m suivant une route existante.

-une conduite gravitaire relie le réservoir tampon de capacité 2000m³ et de cote radier176.5mNGA avec les trois réservoirs de distribution de capacité3*500m³ de cote de radier 110mNGA selon une longueur de 1847m

- **Variante N°02 :**

Le type d'adduction dans cette variante est d'adduction gravitaire.

-une conduite gravitaire relie les trois réservoirs de distribution de capacités 3*500m et de cote de radier 110mNGA situe a l'extrémité de l'agglomération avec les deux réservoirs de l'eau desselle de capacité 2*2500 suivant un itinéraire directe en passant sur des terrains agricoles sur une longueur de 1046m

IV-6. Méthodes de dimensionnement d'adduction :

IV-6-1. Dimensionnement de l'adduction par refoulement.

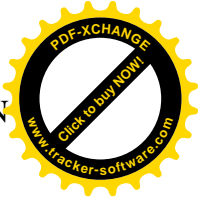
Le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement s'établit en déterminant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude économique s'avère indispensable.

IV-6-1-a. Principe de détermination du diamètre économique :

Parmi autant de méthodes de calcul du diamètre économique théorique figure celle des formules empiriques donnant le diamètre économique calculé, par conséquent on peut avoir une idée sur la fourchette du diamètre économique. On cite les deux f formules suivantes :

La formule de BRESS

$$D_{ec} = 1,5\sqrt{Q} \tag{IV-1}$$



La formule de Munier

$$D_{ec} = (1 + 0,02n)\sqrt{Q} \tag{IV-2}$$

Avec Q : débit à élever en m³/s ;

D_{ec} : diamètre économique en [m] ;

N : nombre d'heures de pompage

Remarque :

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

Les formules empiriques sont applicables pour les conduites qui assurent un service d'extrémité et elles ne tiennent pas compte de la consommation.

Étant donné que les formules énumérées précédemment ne donnent que des diamètres calculés et qui ne sont pas normalisés .la question qui se pose quel diamètre normalisé doit on opter ? Pour cela on considère une gamme de diamètre normalisé au voisinage de diamètre économique calculé et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part les frais d'exploitation.

a)Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont calculés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \tag{IV-3}$$

Avec : P_{rc} : prix de la conduite en (DA) ;

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

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \tag{IV-4}$$

Avec i : Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n : nombre d'années d'amortissement, $n = 20$ ans on aura $A=10,18 \%$

b) Les frais d'exploitation

Le calcul des frais d'exploitation dépend du calcul des paramètres suivants :

➤ La hauteur manométrique totale :

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

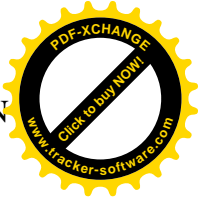
$$HMT = H_g + \Delta H_t \tag{IV-5}$$

Avec : H_g : la hauteur géométrique ;

ΔH_t : pertes de charge totale ;

➤ Perte de charge [4]

Les pertes de charge occasionnées dans un circuit hydraulique ont pour origine :



- D'une part, par les frottements de fluide sur la paroi interne de la tuyauterie, on les appelle les pertes de charge linéaires, elles sont exprimées par la formule suivante :

$$\Delta H_l = \lambda \frac{LV^2}{D2g} = I * L \tag{IV-6}$$

Avec V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) ;

I : gradient hydraulique en (m/m) ;

λ : coefficient de frottement est obtenu par la formule suivante :

$$\lambda = \left[1.14 - 0.86Ln\left(\frac{\epsilon}{D}\right) \right]^{-2} \tag{IV-7}$$

Avec $\frac{\epsilon}{D}$: Rugosité relative ;

Nous prendrons $\xi = 0,026$ mm pour les conduites neuves en PEHD.

D'autre part, la résistance à l'écoulement provoqué par les accidents de parcours (coude, élargissement ou rétrécissement de la section, organe de réglage ect...) ce sont des pertes de charge accidentelles ou singulières, estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 15% dans notre cas)

d'où $\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \tag{IV-8}$

Donc les pertes de charge totales sont données comme suit

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l. \end{aligned} \tag{IV-9}$$

➤ Hauteur géométrique

La hauteur géométrique sera donnée par la relation suivante :

$$H_g = C_d - C_a \tag{IV-10}$$

Avec Cd : Cote du trop-plein du réservoir de départ [m] ;

Ca : Cote du trop-plein du réservoir d'arrivée [m] ;

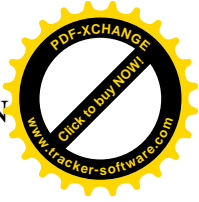
➤ Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{g * \rho * Q * HMT}{\eta} \tag{IV-11}$$

Avec η : rendement de la pompe en (%) (n=82%) ;

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s) ; g: pesanteur (9.81 m/s²) ;



➤ Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \tag{IV-12}$$

Avec t: le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =20h

➤ Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \tag{IV-13}$$

Avec E: énergie consommée par la pompe en (Kwh))

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ

IV-6-2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire :

Contrairement à l'adduction par refoulement, Le dimensionnement de la conduite gravitaire s'établit en déterminant le diamètre le plus avantageux qui permet un gain considérable en matière d'énergie potentielle toute en diminuant les pertes de charges.

IV-6-2.a Principe d'étude d'une adduction en charge gravitaire :

- La cote de radier de réservoir amont et celle de trop plein de réservoir aval étant connues, la différence de ces deux côtes donne la charge disponible.

$$\Delta H_d = C_p_{départ} - C_{TP}_{arrivée} \tag{IV-14}$$

- faisant l'hypothèse que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée entre les deux côtes au cours de l'écoulement gravitaire.

- étudier l'existence éventuelle d'un point d'écrêtement, dans notre cas la ligne piézométrique ne coupe pas le terrain naturel donc il n'y pas de points d'écrêtement.

- Le matériau de la conduite est le PEHD, voir les critères de choix.

- détermination de diamètre le plus avantageux calculé et qui sera normalisé par la suite.

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

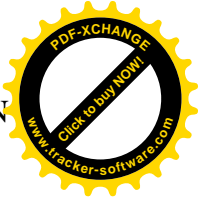
$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \tag{IV-15}$$

Avec ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_e} \tag{IV-16}$$



Avec L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g \quad (IV-17)$$

Avec ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

Tableau IV.2: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (IV-18)$$

Dans notre cas, on prend : **$K'= 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4.772$ (matériaux : PEHD).**

V-6-2.b- La vitesse d'écoulement

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

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

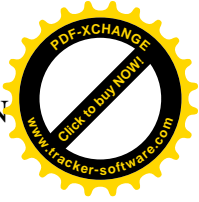
$$Q = V * S \quad (IV-19)$$

$$Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \mathbf{D'o\grave{u}} \quad V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

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

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;



D : diamètre nominal de la conduite (m).

IV-7. Etude des variantes :

- **Variante N°01 :**

Comme on a déjà dit cette variante est composée de deux types d'adduction:

- La partie refoulement de ce présent réseau d'adduction est constituée par un tronçon relie la station de pompage avec le réservoir tampon de CT 176.5mNGA (voir la planche N°1).

- La partie gravitaire de projet en question est également l'alimentation de trois réservoirs de distribution de cote de radier CR=110m NGA à partir du réservoir tampon de cote radier CR=176.5 m NGA.

IV-7-1. Application de la méthode de détermination du diamètre économique

1) Dimensionnement du tronçon Station de pompage –réservoir tampon :

On calcule le diamètre économique par la formule de Munier

Ce tronçon est caractérisé par les grandeurs suivantes :

Tableau IV.3: grandeurs caractéristiques du tronçon Station de pompage –réservoir tampon.

Q (m ³ /s)	D _{ec} (m)	Hg (m)	L (m)
0.0828	0.40	64.5	413.00

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique normalisé de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-4 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon station de pompage-réservoir tampon.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	prix total (DA)	Famort(DA)
75	516.20	413.00	213 190.60	2 170 280.31
90	624.02	413.00	257 720.26	2 623 592.25
110	925.86	413.00	382 380.18	3 892 630.23
125	1 198.69	413.00	495 058.97	5 039 700.31
160	1 959.12	413.00	809 116.56	8 236 806.58
200	3 076.54	413.00	1 270 611.02	12 934 820.18
250	4 759.95	413.00	1 965 859.35	20 012 448.18
315	7 013.09	413.00	2 896 406.17	29 485 414.81
400	11 395.09	413.00	4 706 172.17	47 908 832.69
500	17 564.27	413.00	7 254 043.51	73 846 162.93
613	27 727.47	413.00	11 451 445.11	116 575 711.22

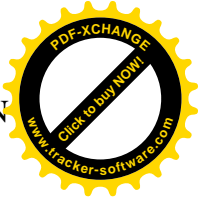
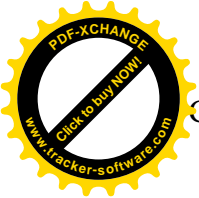


Tableau IV.5 : Calcul de la HMT du tronçon station de pompage-réservoir tampon.

Diamètre (mm)	Q (m ³ /s)	V(m/s)	L (m)	ε/D	λ	ΔHt	Hmt
0.075	0.08280	18.752	413.0	0.0003467	0.01566	1 776.972	1 841.5
0.090	0.08280	13.022	413.0	0.0002889	0.01506	686.907	751.4
0.110	0.08280	8.717	413.0	0.0002364	0.01444	241.515	306.0
0.125	0.08280	6.751	413.0	0.0002080	0.01407	124.153	188.7
0.160	0.08280	4.120	413.0	0.0001625	0.01339	34.380	98.9
0.200	0.08280	2.637	413.0	0.0001300	0.01281	10.782	75.282
0.250	0.08280	1.688	413.0	0.0001040	0.01227	3.384	67.884
0.315	0.08280	1.063	413.0	0.0000825	0.01175	1.020	65.520
0.400	0.08280	0.659	413.0	0.0000650	0.01124	0.296	64.796
0.500	0.08280	0.422	413.0	0.0000520	0.01080	0.093	64.593
0.613	0.08280	0.281	413.0	0.0000424	0.01042	0.032	64.532

Tableau IV.6: Calcul des frais d'exploitation de tronçon station de pompage-réservoir tampon

Diamètre (mm)	P (Kw)	E (K w h)	prix de Kwh (DA)	F exp
75	1 824.1	13 315 989.5	4.67	62 185 670.87
90	744.3	5 433 547.3	4.67	25 374 666.07
110	303.1	2 212 842.1	4.67	10 333 972.52
125	186.9	1 364 179.1	4.67	6 370 716.50
160	97.9	715 017.5	4.67	3 339 131.88
200	74.6	544 373.5	4.67	2 542 224.21
250	67.2	490 882.6	4.67	2 292 421.73
315	64.9	473 787.7	4.67	2 212 588.48
400	64.2	468 548.3	4.67	2 188 120.73
500	64.0	467 083.2	4.67	2 181 278.45
613	63.9	466 644.6	4.67	2 179 230.16

Tableau IV.7 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Diamètre (mm)	Famort(DA)	F exp (DA)	Bilan (DA)
75	2 170 280.31	62 185 670.87	64 355 951.18
90	2 623 592.25	25 374 666.07	27 998 258.32
110	3 892 630.23	10 333 972.52	14 226 602.75
125	5 039 700.31	6 370 716.50	11 410 416.82
160	8 236 806.58	3 339 131.88	11 575 938.47
200	12 934 820.18	2 542 224.21	15 477 044.39
250	20 012 448.18	2 292 421.73	22 304 869.91
315	29 485 414.81	2 212 588.48	31 698 003.29
400	47 908 832.69	2 188 120.73	50 096 953.42
500	73 846 162.93	2 181 278.45	76 027 441.38
613	116 575 711.22	2 179 230.16	118 754 941.38

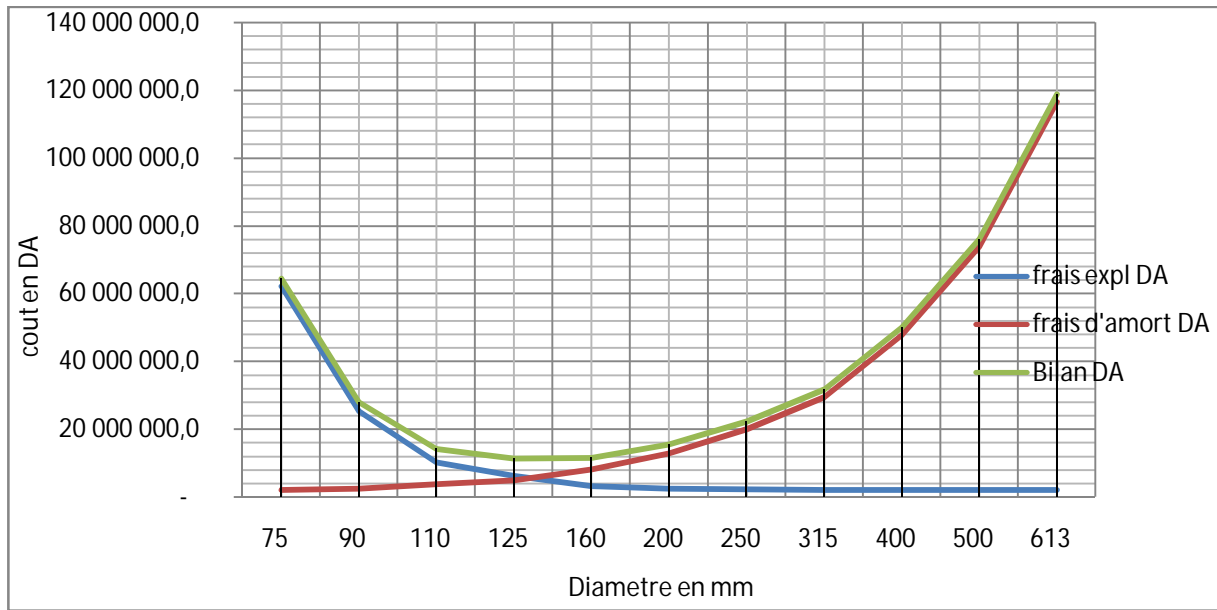
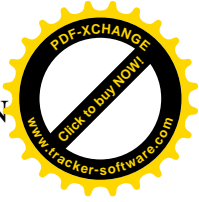


Figure IV.2: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est 125mm

IV-7-2. Application de principe de dimensionnement de la conduite gravitaire en charge

1. Tronçon le réservoir tampon-réservoirs de distribution :

La partie gravitaire de projet en question est également le tronçon lie le réservoir tampon (EL-BOURD) de capacité 2000m³ et de cote de radier 176.5m NGA avec les trois réservoirs de distribution de capacités 2*500m³ de cote de radier 110m NGA

Les tableaux suivants représentent les résultats de dimensionnement de tronçon en question

Tableau IV.8 : Diamètre calculé pour tronçon : le réservoir tampon-réservoirs de distribution

N° Tronçon	Débit du tronçon (m ³ /s)	Longueur géométrique(m)	Longueur équivalente(m)	ΔH (m)	D calculé (mm)
EL bourd-R3	0.0828	1846	2122.9	61.5	210.89

Étant donné que les conditions aux limites sont imposées (Cote RI et Cote SPI), nous devons trouver des diamètres normalisé, qui respecte ces conditions.

$$D_1 < D_{calculé} < D_2$$

Avec D₁ et D₂ sont des diamètres normalisés qui valent respectivement 200mm et 225 mm.

Dans le but de conserver le débit, on calcule la longueur (voir la figure IV-3) correspondante pour chaque diamètre normalisé en utilisant la formule suivante :

$$X = \frac{\left[\left(\frac{\Delta H * (D_1^m) * (D_2^m)}{K * Q^\beta} \right) - (L * (D_1^m)) \right]}{\left[(D_2^m) - (D_1^m) \right]} \tag{IV-20}$$

Avec x : la longueur de la conduite (point de raccordement –réservoir de distribution)
la longueur de la conduite de diamètre 200 mm.

Les résultats des diamètres normalisés sont représentés dans le tableau suivant

Tableau IV.9: Diamètres normalisés (variante N°01)

D1 (mm)	D2 (mm)	X _{eq} (m)	(L-x) _{eq} (m)	X _g (m)	(L-x) _g (m)
225	200	1018.4	1104.5	885.56	960.43

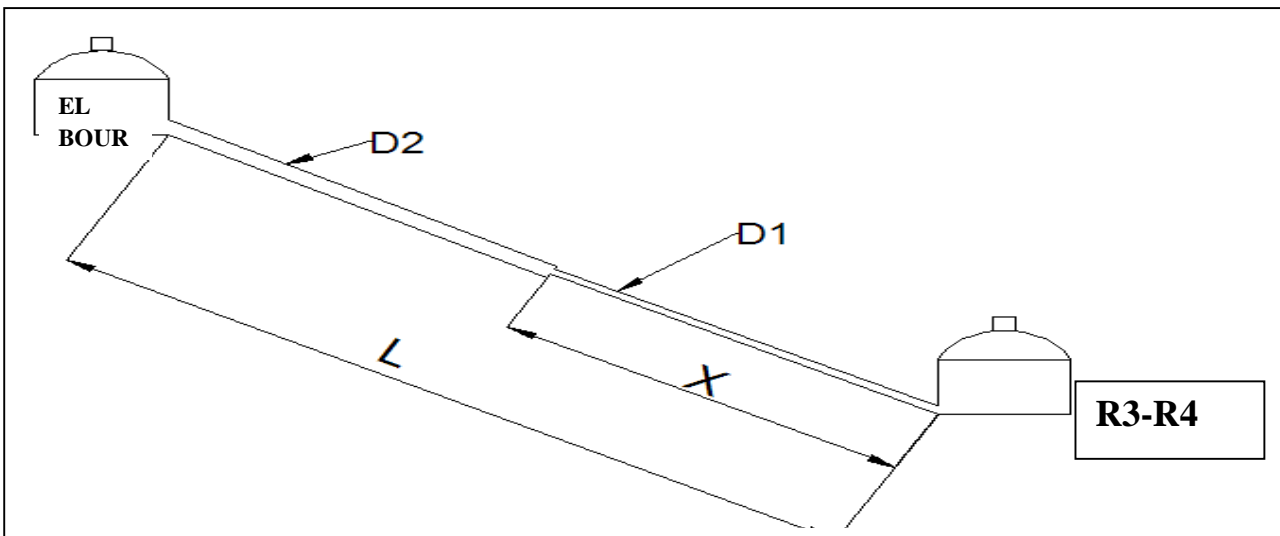


Figure IV-3: Diamètres normalisées

• **Variante N°02 :**

Le type d'adduction dans cette variante est d'adduction gravitaire. L'alimentation des trois réservoirs de distribution de cote de radier CR=110m NGA à partir de deux réservoirs de l'eau traite de cote de radier CR=120m sur une longueur de 1046m

IV-7-3. Application de principe de dimensionnement de la conduite gravitaire en charge

Tronçon : les réservoirs d'eau traites -réservoirs de distribution :

Les tableaux suivants représentent les résultats de dimensionnement de tronçon en question

Tableau IV.10 : Diamètre calculé pour tronçon : les réservoirs d'eau traites -réservoirs de distribution

N° Tronçon	Débit du tronçon (m ³ /s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH (m)	D calculé (mm)
R1.2-R3.4	0.0828	1046	1202.9	5	263.93

Les résultats des diamètres normalisés sont représentés dans le tableau suivant

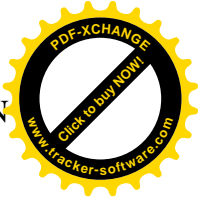


Tableau IV.11: Diamètres normalisés (variante N°02)

D1 (mm)	250	X_{eq} (m)	(L-x)_{eq}(m)	X_g(m)	(L-x)_g(m)
D2 (mm)	315	730.96	471.93	636.48	412.98

IV-8 : Comparaison des variantes :

Les deux variantes qui doivent être comparées sont différentes l'une de l'autre dans l'architecture de leur système. Soit sur le linéaire de canalisation, soit sur les ouvrages et les équipements d'exploitation. Les différents facteurs de comparaison portent sur le coût d'investissement, le cout des opérations maintenance, les délais de réalisation et bon fonctionnement du système et sa sécurité. Donc il faut estimer les couts d'investissement de chaque variante.

IV-8 -1. Le coût d'investissement des variantes :

Tableau IV.12: le coût d'investissement et de mise en œuvre des conduites de variante 01

D(mm)	Quantitatif	unité	prix unitaire(DA)	TOTAL
125	413	ML	1 198.69	495058.97
200	1018.4	ML	3 076.54	3133148.34
225	1104.5	ML	3 276.53	3618927.39
TOTAL	2535.9			7247134.69

Tableau IV.13: le coût d'investissement et de mise en œuvre des conduites de variante02

D (mm)	Quantitatif	unité	prix unitaire(DA)	TOTAL
250	636.48	ML	4759.95	3029612.98
315	412.98	ML	7013.09	2896265.91
TOTAL	1048			5925878.88

IV-8-2.Pression de quelque point :

Le calcul de pression nous permet de tracer la ligne piézométrique de la conduite et de savoir la pression au point d'arrive

Le calcul se fera par la méthode suivante :

On a :
$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \Rightarrow \Delta H_t = I * L_e$$

D'autre cote on a :
$$\Delta H_t = C_{p_{depart}} - C_{p_{arriv}} \Rightarrow C_{p_{arriv}} = C_{p_{depart}} - \Delta H_t$$

Et
$$C_p = C_{TN} + P \Rightarrow P = C_p - C_{TN}$$

Les résultats de calcul se présenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.14:pression de quelque point dans la conduite d'adduction

point	cote de terrain(m)	$\Delta H(m)$	Cote piézométrique(m)	Pression(m)
R1	121.6	0	125.60	5
2	111.05	0.034	119.96	5.56
3	235.88	0.073	119.92	6.10
4	360.08	0.111	119.88	8.08
5	504.38	0.092	119.78	9.22
6	631.53	0.217	119.65	10.09
7	771.88	0.297	119.57	11.25
8	926.2	0.508	119.36	12.01
R3	1046.32	0.627	119.24	11.24

Interprétation :

Au point de vue économique la variante N°02 est la plus économique que la variante N°01 vue que cette dernière a un coût d'investissement élevé ainsi que la deuxième variante permet un fonctionnement optimal des paramètres hydrauliques. donc on opte pour la deuxième variante


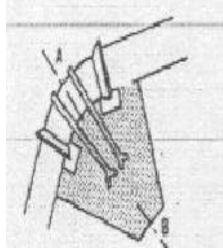


V-9. Équipements et accessoires des conduites d'adduction.


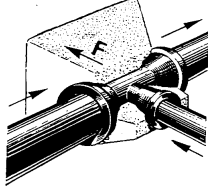
Pour assurer le bon fonctionnement des conduites, il faut qu'elles soient dotées des robinetteries et équipements divers. Le tableau suivant représente les équipements des différentes conduites d'adduction :

Tableau V.15 : les équipements des conduites d'adduction

accessoires	rôle	image	commentaire
Ventouse	purge des poches, entrée et sortie rapide d'air		
Vanne de vidange	La vidange des tronçons		
Coude	Changement De direction		Les coudes sont placés au niveau du changement de direction
			

Tableau V.15 : les équipements des conduites d'adduction (suite)

accessoire	rôle	image	commentaire
By pass	pour l'avarie de système		Utilisable dans le cas de la réparation des tronçons (avarie)
Butée D'amarrage	Rendre la conduite n'est pas solidaire avec le sol . Réduire les contraintes d'amenée		Les butées d'amarrage sont placés au niveau des grandes pentes
Vanne de sectionnement	Servent à l'isolement des tronçons		Chaque 200m à 300m et également avant la ventouse et après le robinet de sectionnement
conduite de raccordement	Raccorder entre deux conduites d'adduction		Dans le cas d'avarie (isolement d'un tronçon) la conduite s'alimentera par la deuxième conduite par le biais de la conduite de raccordement (Voire la figure V-9).
Robinet de garde	Fermeture de by pass et les conduites de raccordement		Voire la figure IV-4

Té (réduit) PEHD	Organe pour ajouter ou soustraire un débit		Relier les deux conduites, fonte et PEHD aux conduites de raccordement
Butée en béton	Les butées servent à fixer les coude et les protéger contre le déboitement		Les butés sont placés dans chaque coude.

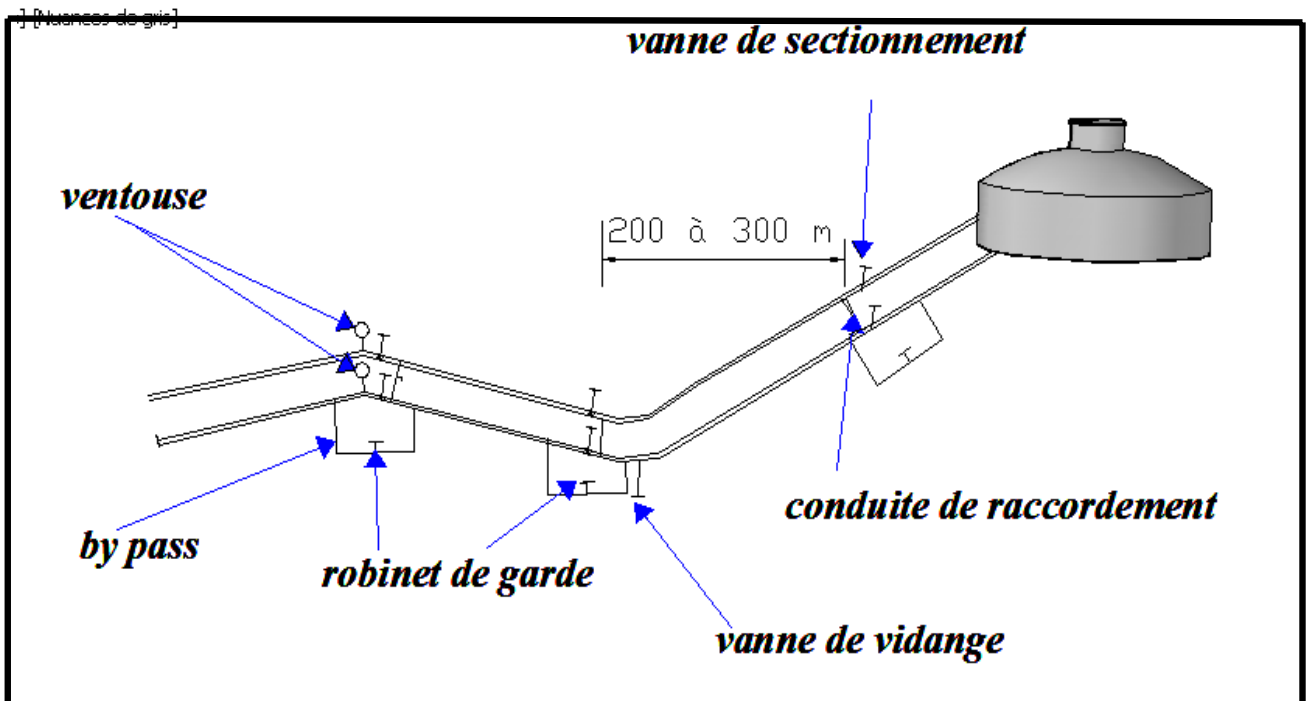


Figure V-4: équipement et accessoires de la conduite gravitaire.

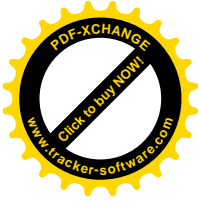
Conclusion

L'étude techno-économique de notre projet d'adduction nous a permis de choisir un tracé composé d'une conduite gravitaire de longueur 635m et de diamètre de 250mm et d'une conduite de diamètre de 315mm sur une longueur de 413m.c'est la variante la plus économique.



Chapitre V :

Dimensionnement du réseau de distribution



INTRODUCTION :

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs. Toute fois, Toute en assurant le débit maximal et la pression nécessaire chez les consommateurs pendant toute la journée. Ce chapitre sera l'objet de dimensionnement du réseau de distribution de la ville de ZEMMOURI

V.1-Classification du réseau de distribution :

On peut classer les réseaux de distribution selon :

V.1.1- La disposition des réseaux dans l'agglomération :

- *système d'AEP domestique* : est un système qui permet d'assurer l'alimentation en eau et sa potabilité pour les besoins domestiques.
- *système d'AEP industriel* : ce système est destiné à assurer les besoins en eau industriels, dans ce genre de système la qualité de l'eau n'est pas exigée.
- *système d'AEP pour l'incendie* : ce système est censé assurer le débit d'incendie.
- *système d'AEP unique* : ce système englobe les trois systèmes énumérés précédemment.

V.1.2- La manière dont le réseau de distribution est alimentée :

- *système à contre réservoir* : le réseau est alimenté par la pompe et le château quel que soit la position de château.
- *système à réservoir de tête* : le réseau est alimenté uniquement par le château, ce dernier est alimenté par l'adduction.

Les critères du choix de type de système à mettre en place est tributaire de la topographie de terrain ainsi que la vocation de l'agglomération, dans notre cas, nous n'avons pas une agglomération à vocation industrielle, par ailleurs la topographie de la zone d'étude est accidentée, en conséquence le type de système unique et à réservoir de tête sera le type de système à projeter.

V.1.3- La disposition des tronçons dans le réseau :

- **réseau ramifié :**

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principal et des conduites secondaires (branches) : c'est un réseau arborescent, Ce réseau n'assure aucune distribution de retour il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population d'aval soit privée d'eau.

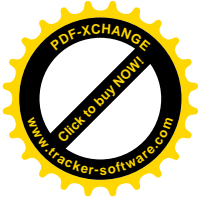
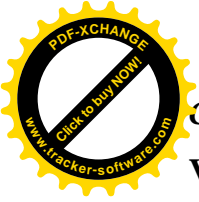
- **Réseau étagé :**

Dans le cas d'un relief accidenté la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevée, c'est à dire, lorsqu'une pression minimale est assurée pour les points amont ; les points bas se retrouvent sous des pressions très importantes. Dans ce cas la solution du réseau en zones étagées s'impose.

- **Réseau maillé :**

Il est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé : une telle boucle est dite maille.

Vue l'extension irrégulière de la ville de ZEMMOURI qui ne présente pas une différence de niveau importantes ; constatées dans le plan de masse (voire la planche N⁰01) cette dernière sera alimenté à partir de trois réservoirs de distribution et dans le but d'assurer la distribution dans toute l'agglomération, et de prévoir une sécurité partielle d'alimentation en cas d'avarie, on opte pour un réseau maillé,



V.2- Avantage du réseau maillé :

- Il permet une alimentation en retour ; c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnées en aval situés le long des autres tronçons
- isolation du tronçon en cas d'une panne par un simple manœuvre

V.3-Principe du tracé du réseau maillé :

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple l'usine) ;
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

V.4- Principe de dimensionnement d'un réseau maillé

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

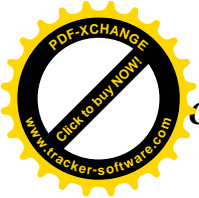
Tout d'abord nous déterminons

- la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- les débits routes pendant les heures considérées
- les débits spécifiques en considérant les débits routes
- les débits supposés concentrés aux nœuds.
- faire la répartition arbitraire des débits en bassons sur la méthode de **Hardy-cross**
- Détermination des diamètres avantageux en fonction des débits véhiculent dans les tronçons
- Après avoir réparti arbitrairement les débits à travers les tronçons, et la vérification des vitesses dans chaque tronçon et les pression au sol dans chaque nœud ,les débits correctifs seront déterminés par la simulation du réseau à l'aide de l'un des Logiciels (EPANET - WATERCAD)

V.5-Principe de la méthode de Hardy-cross :

La méthode de **Hardy-cross** est une méthode d'approximations successives et qui base sur les deux lois suivantes :

- **Première loi** : en un nœud quelconque d'une maille, la somme des débits entrants égale la somme des débits sortants.
- **Deuxième loi** : le long d'un parcours orienté et *fermé*, la somme algébrique des pertes de charge doit être nulle



V.6- Type du matériau des conduites.

Le matériau choisi pour les conduites du réseau de distribution est le PEHD dont les avantages sont énumérés dans le chapitre IV.

V.7- Calcul hydraulique du réseau maille :

V.7.1.détermination des débits :

➤ Débits en route

La détermination des débits en route obéit à l'expression suivante :

Qr = Qpte - Qconc (V-1)

- Avec Qr : débit en route (l/s) ;
Qp : débit de pointe (l/s) ;
Qconc : débit concentré (l/s) ;

➤ Débit spécifique

Le débit spécifique se calcule par la formule ci-après:

Qsp = Qpte / sum L (V-2)

Avec sum L= somme des longueurs du réseau, vaut 15211.1 m.

➤ Débits en route pour chaque tronçon

Les débits en route se calculent par la formule suivante

Qri=Qsp x Li (V-3)

- Avec Qri : débit en route pour le tronçon i ;
Qsp : débit spécifique ;
Li : la longueur de tronçon i ;

➤ Les débits nodaux

Les débits nodaux se calculent par la formule suivante

Qnd = 0,5 sum Qri + Qconc (V-4)

- Avec sum Qri= somme des débits des tronçons convergents au même nœud (l/s)
Qconc : débit concentré

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessus.

Tableau V-1. : Récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

Table with 3 columns: Paramètres, Cas de pointe, Cas de pointe plus incendie. Rows include: Heure de pointe, Qcons (l/s), Qconc (l/s), Qroute (l/s), sum Li (m), Qspc (l/s/m).

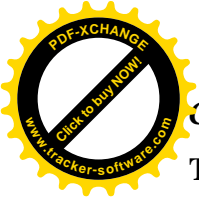


Tableau V-2 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe et cas de pointe plus incendie.

Q _{pte} = 447.30m ³ /h = 124.25l/s					cas de pointe		cas de pointe+incendie	
nœuds	tronçon	longueur(m)	Q _{sp} (l/s)	Q _r (l/s)	Q _{conc} (l/s)	Q _n (l/s)	Q _{conc} (l/s)	Q _n (l/s)
1	1*2	334.84	0.00817	2.735	0	3.24	0	3.24
	1*18	222.96	0.00817	1.821				
	1*21	235.54	0.00817	1.924				
2	2*3	222.76	0.00817	1.820	0	2.70	0	2.70
	2*21	103.24	0.00817	0.843				
3	3*4	526.31	0.00817	4.299	0	3.58	0	3.58
	3*32	128.54	0.00817	1.050				
4	4*5	244.45	0.00817	1.997	0	4.11	0	4.11
	4*33	236.2	0.00817	1.929				
5	5*6	176.12	0.00817	1.439	0	2.35	0	2.35
	5*36	154.66	0.00817	1.263				
6	6*7	495.72	0.00817	4.049	0	3.43	0	3.43
	6*40	168.09	0.00817	1.373				
7	7*8	910.1	0.00817	7.434	0	6.54	0	6.54
	7*41	196.41	0.00817	1.604				
8	8*9	296.98	0.00817	2.426	0	5.43	0	5.43
9	9*10	166.99	0.00817	1.364	0	1.89	0	1.89
10	10*11	293.96	0.00817	2.401	0	3.24	0	3.24
	10*38	332.96	0.00817	2.720				
11	11*12	322.44	0.00817	2.634	0	3.49	0	3.49
	11*35	76.02	0.00817	0.621				
	11*37	162.7	0.00817	1.329				
12	12*13	244.88	0.00817	2.000	0	3.71	0	3.71
	12*24	341.93	0.00817	2.793				
13	13*14	372.8	0.00817	3.045	0	3.59	0	3.59
	13*25	260.24	0.00817	2.126				
14	14*15	425.73	0.00817	3.478	0	3.96	0	3.96
	14*30	170.68	0.00817	1.394				
15	15*16	378.33	0.00817	3.090	0	3.99	0	3.99
16	16*17	763.2	0.00817	6.234	0	7.17	0	7.17
	16*31	268.06	0.00817	2.190				
17	17-18	136.57	0.00817	1.116	0	4.36	0	4.36
	17-29	168.57	0.00817	1.377				
18	18-19	69.01	0.00817	0.564	0	1.75	0	1.75
19	19-20	122.71	0.00817	1.002	0	1.29	0	1.29
	19-27	124.17	0.00817	1.014				
20	20-21	302.96	0.00817	2.475	0	2.46	0	2.46
	20-23	175.65	0.00817	1.435				
21	21-22	131.54	0.00817	1.074	0	3.16	0	3.16
22	22-23	489.94	0.00817	4.002	0	2.84	17	19.84
	22-32	73.67	0.00817	0.602				

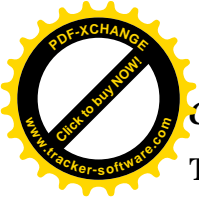


Tableau V-2 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe et cas de pointe plus incendie (suite)

Q _{pte} = 447.30m ³ /h = 124.25l/s					cas de pointe		cas de pointe+incendie	
nœuds	tronçon	longueur(m)	Q _{sp} (l/s)	Q _r (l/s)	Q _{conc} (l/s)	Q _n (l/s)	Q _{conc} (l/s)	Q _n (l/s)
23	23-24	146.58	0.00817	1.197	0	3.32	0	3.32
24	24-25	217.46	0.00817	1.776	0	4.23	0	4.23
	24-35	329.78	0.00817	2.694				
25	25-26	101.34	0.00817	0.828	0	2.36	0	2.36
26	26-27	117.11	0.00817	0.957	0	1.88	0	1.88
	26-30	242.64	0.00817	1.982				
27	27-28	165.78	0.00817	1.354	0	1.66	0	1.66
28	28-30	181.14	0.00817	1.480	0	1.80	0	1.80
	28-29	92.86	0.00817	0.759				
29	29-16	346.8	0.00817	2.833	0	2.48	0	2.48
30	30-31	192.18	0.00817	1.570	0	3.21	0	3.21
31	31-15	174	0.00817	1.421	0	2.59	0	2.59
32	32-33	230.41	0.00817	1.882	0	1.77	0	1.77
33	33-34	243.86	0.00817	1.992	0	2.90	0	2.90
34	34-36	168.18	0.00817	1.374	0	2.12	0	2.12
35	35-34	106.63	0.00817	0.871	0	2.09	0	2.09
36	36-40	115.22	0.00817	0.941	0	2.72	0	2.72
	36-37	226.8	0.00817	1.853				
37	37-38	100.45	0.00817	0.821	0	2.00	0	2.00
38	38-39	156.81	0.00817	1.281	0	2.41	0	2.41
39	39-41	160.43	0.00817	1.310	0	2.29	0	2.29
40	40-39	242.34	0.00817	1.980	0	2.15	0	2.15
41	41-8	123.63	0.00817	1.010	0	1.96	0	1.96
		15 211.1		124.250	0	124.250	17	141.250

V.7.2. Détermination des débits circulant dans chaque tronçon

On suppose au premier lieu une répartition arbitraire des débits circulants dans les conduites et par approximations successives, on déterminera les débits réels tenant compte des deux lois de Hardy-cross. Le calcul se fera pour le cas de pointe.

Les résultats de la répartition arbitraire des débits sont présents dans la figure suivante.

la répartition arbitraire des débits(cas de pointe)

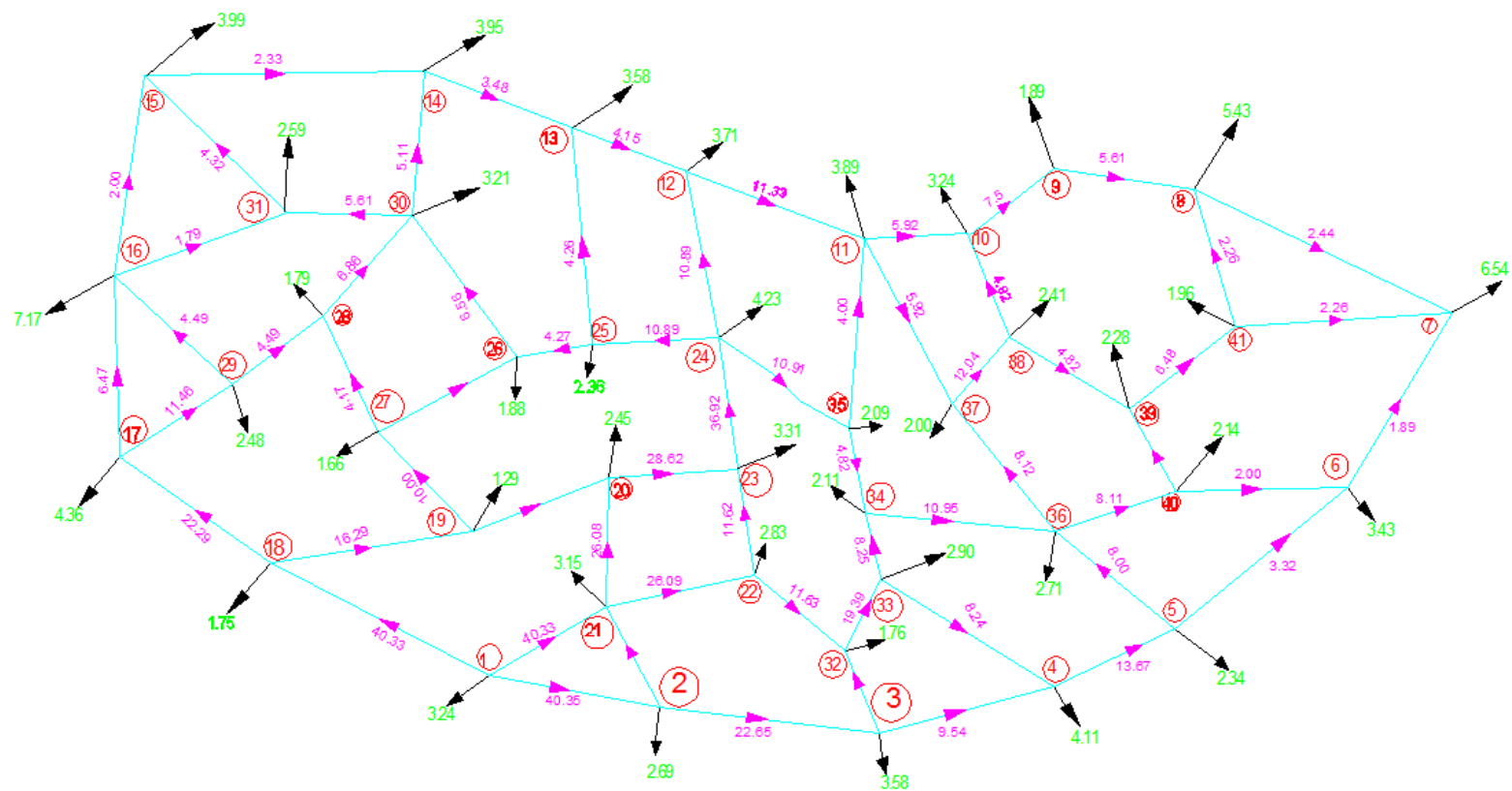
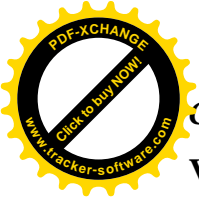


Figure V-1 : la répartition arbitraire des débits (cas de pointe)



CHAPITRE V :

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

V.7.3- Détermination des diamètres les plus avantageux :

Étant donné, la ville de ZEMMOURI est une agglomération à vocation agricole que le risque d'incendie est très faible, et dans le but d'éviter le surdimensionnement du réseau, on déterminera les diamètres avantageux dans le cas de pointe, se basant sur les débits limites et vitesse limites.

V.7.4-Détermination des débits limites pour chaque diamètre :

Après le calcul de section intérieure de chaque diamètre on détermine le débit maximum qui peut véhiculer ce diamètre pour une vitesse maximum (2m/s).

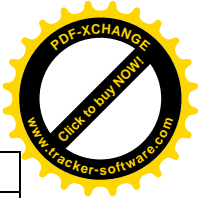
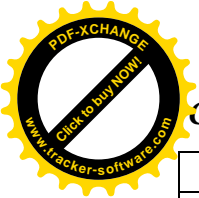
Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V-2 : débits limites pour une vitesse maximum

Diamètre Ext (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre Int	section (mm ²)	Débit (m3/s)	Débit (l/s)
20	2.0	16	0.00020096	0.00040192	0.40
25	2.0	21	0.00034619	0.00069237	0.69
32	2.0	28	0.00061544	0.00123088	1.23
40	2.0	36	0.00101736	0.00203472	2.03
50	2.4	45.2	0.00160379	0.003207573	3.21
63	3.0	57	0.00255047	0.00510093	5.10
75	3.6	67.8	0.00360852	0.007217039	7.22
90	3.5	83	0.00540787	0.01081573	10.82
110	4.2	101.6	0.00810321	0.016206419	16.21
125	4.8	115.4	0.01045397	0.020907941	20.91
160	6.2	147.6	0.01710182	0.034203643	34.20
200	7.7	184.6	0.02675057	0.053501141	53.50
250	9.6	230.8	0.04181588	0.083631765	83.63
315	12.1	290.8	0.06638324	0.132766485	132.77
400	15.3	369.4	0.10711824	0.214236485	214.24
500	19.1	461.8	0.1674085	0.334817007	334.82
630	33.10	563.8	0.2495283	0.499056591	499.06

Tableau V-3: diamètres avantageux en fonction des débits limitent

Diamètre Ext (mm)	Débit (l/s)
20	≤0.40
25	0.40 à 0.69
32	0.69 à 1.23
40	1.23à2.03
50	2.03à3.21
63	3.21à5.10
75	5.10à7.22
90	7.22à10.82
110	10.82à16.21



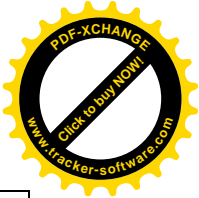
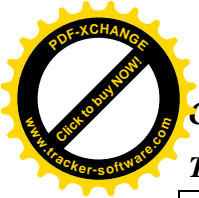
Diamètre Ext (mm)	Débit (l/s)
160	20.91à34.20
200	34.20à53.50
250	53.50à83.63
315	83.63à132.77
400	132.77à214.24
500	214.24à334.82
630	334.82à499.06

Tableau V-4 : Diamètres avantageux de chaque tronçon

tronçon	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	tronçon	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	tronçon	Débit (l/s)	Diamètre (mm)
1-2	40.35	200	11-37	5.92	75	24-35	10.91	110
1-18	40.33	200	12-24	10.89	110	26-27	4.17	63
1-21	40.33	200	13-14	3.48	63	26-30	6.56	75
2-3	22.65	160	13-25	4.26	63	27-28	4.17	63
2-21	15.00	110	14-15	2.33	50	28-30	6.86	75
3-4	9.54	90	14-30	5.11	75	28-29	4.49	63
3-32	9.53	90	15-16	2.00	40	29-16	4.49	63
4-5	13.67	110	16-17	6.47	75	30-31	5.12	75
4-33	8.24	90	16-31	1.79	40	31-15	4.32	63
5-6	3.32	63	17-18	22.29	160	32-33	19.39	125
5-36	8.00	90	17-29	11.46	110	33-34	8.25	90
6-7	1.89	40	18-19	16.29	125	34-36	10.95	110
6-40	2.00	40	19-20	5.00	63	35-34	4.82	63
7-8	2.44	50	19-27	10.00	90	36-40	8.11	90
7-41	2.26	50	20-21	26.08	160	36-37	8.12	90
8-9	5.61	75	20-23	28.68	160	37-38	12.04	110
9-10	7.50	90	21-22	26.09	160	38-39	4.81	63
10-11	5.92	75	22-23	11.63	110	39-41	6.48	75
10-38	4.82	63	22-32	11.62	110	40-39	3.96	63
11-12	11.33	110	23-24	36.92	200	41-8	2.26	50
11-35	4.00	63	24-25	10.89	110			

V.7.4-Évaluation des débits correctifs

Après avoir réparti arbitrairement les débits à travers les tronçons, et la vérification des lois fondamentales de la méthode de *Hardy cross*, les débits correctifs seront déterminés par la simulation du réseau à l'aide du Logiciel (EPANET), et les tableau suivants représente les résultats pour le cas de pointe et le cas de pointe plus incendie.



CHAPITRE V :

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau V.5- Caractéristiques des tronçons, cas de pointe et cas de pointe plus incendie.

tronçon	Diamètres (mm)	cas de pointe				cas de pointe plus incendie			
		Débit (l/s)	P.D.C (m)	Vitesse (m/s)	observation	Débit (l/s)	P.D.C (m)	Vitesse (m/s)	observation
1-2	200	36.84	6.43	1.16	suffisante	42.92	8.79	1.37	suffisante
1-18	200	35.26	6.03	1.12	suffisante	36.44	6.42	1.16	suffisante
1-21	200	49.24	11.45	1.57	suffisante	58.63	16.05	1.87	suffisante
2-3	160	15.58	3.92	0.77	suffisante	17.38	4.82	0.86	suffisante
2-21	160	18.20	5.26	0.91	suffisante	22.84	8.12	1.14	suffisante
3-4	90	6.31	12.80	0.99	suffisante	6.56	13.81	1.03	suffisante
3-32	90	5.68	10.50	0.89	suffisante	7.23	16.62	1.14	suffisante
4-5	110	8.53	8.25	0.90	suffisante	8.58	8.34	0.90	suffisante
4-33	90	6.33	12.90	1.00	suffisante	6.13	12.12	0.96	suffisante
5-6	63	3.66	27.75	1.18	suffisante	3.67	27.81	1.18	suffisante
5-36	75	2.52	5.66	0.57	suffisante	2.56	5.86	0.58	suffisante
6-7	50	1.81	23.50	0.92	suffisante	1.81	23.45	0.92	suffisante
6-40	63	1.58	5.67	0.51	suffisante	1.57	5.63	0.50	suffisante
7-8	50	1.81	23.49	0.92	suffisante	0.86	5.86	0.44	acceptable
7-41	63	3.86	30.71	1.24	suffisante	5.86	3.73	1.24	suffisante
8-9	90	4.69	7.31	0.74	suffisante	4.71	7.36	0.74	suffisante
9-10	90	6.58	13.89	1.03	suffisante	6.60	13.95	1.04	suffisante
10-11	90	8.02	20.24	1.26	suffisante	8.04	20.36	1.26	suffisante
10-38	63	1.81	7.30	0.58	suffisante	1.80	7.22	0.58	suffisante
11-12	110	11.52	14.61	1.21	suffisante	11.59	14.80	1.22	suffisante
11-35	63	4.45	40.29	1.43	suffisante	4.46	40.36	1.43	suffisante
11-37	75	4.46	16.65	1.01	suffisante	4.51	17.05	1.02	suffisante
12-13	63	2.13	9.91	0.68	suffisante	2.04	9.14	0.65	suffisante
12-24	200	17.35	1.57	0.55	suffisante	17.34	1.57	0.55	suffisante
13-14	63	1.59	5.76	0.51	suffisante	1.43	4.71	0.46	acceptable
13-25	75	3.05	8.14	0.69	suffisante	2.98	7.77	0.65	suffisante
14-15	50	0.97	7.21	0.49	acceptable	0.94	6.81	0.48	acceptable
14-30	90	3.33	3.85	0.52	suffisante	3.47	4.14	0.54	suffisante
15-16	50	1.05	8.36	0.53	suffisante	1.09	9.02	0.55	suffisante
1617	75	3.96	13.27	0.90	suffisante	4.01	13.64	0.91	suffisante
16-31	50	0.89	6.19	0.45	acceptable	0.95	7.20	0.49	acceptable
17-18	160	20.01	3.31	1.00	suffisante	20.30	6.48	1.01	suffisante
17-29	110	11.70	15.06	1.23	suffisante	11.92	15.63	1.25	suffisante
18-19	125	13.50	10.36	1.10	suffisante	14.39	11.71	1.17	suffisante
19-20	63	3.35	23.44	1.08	suffisante	3.95	32.09	1.27	suffisante
19-27	90	8.86	24.50	1.39	suffisante	9.15	26.07	1.44	suffisante
20-21	160	21.74	7.39	1.08	suffisante	22.53	7.91	1.12	suffisante
20-23	160	22.64	7.98	1.13	suffisante	24.03	8.94	1.19	suffisante
21-22	200	42.54	8.64	1.35	suffisante	55.77	14.57	1.78	suffisante
22-23	160	17.92	5.11	0.89	suffisante	16.13	4.18	0.80	suffisante
22-32	160	21.77	7.41	1.08	suffisante	19.80	6.18	0.98	suffisante
23-24	200	37.24	6.69	1.19	suffisante	36.84	6.55	1.17	suffisante
24-25	125	8.05	3.89	0.66	suffisante	7.57	3.46	0.62	suffisante
24-35	110	7.60	6.63	0.80	suffisante	7.70	6.76	0.81	suffisante
25-26	63	2.64	14.86	0.85	suffisante	2.23	10.79	0.71	suffisante
26-27	63	4.38	39.00	1.40	suffisante	4.63	43.36	1.48	suffisante
26-30	90	5.14	8.67	0.81	suffisante	4.97	8.15	0.78	suffisante

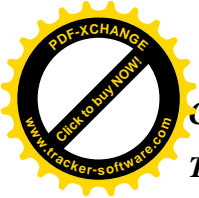


Tableau V.5- Caractéristiques des tronçons, cas de pointe et cas de pointe plus incendie (suite).

tronçon	Diamètres (mm)	cas de pointe				cas de pointe plus incendie			
		Débit (l/s)	P.D.C (m)	Vitesse (m/s)	observation	Débit (l/s)	P.D.C (m)	Vitesse (m/s)	observation
27-28	63	2.82	16.84	0.90	suffisante	2.86	17.32	0.92	suffisante
28-30	75	5.09	21.41	1.15	suffisante	5.29	23.11	1.20	suffisante
28-29	63	4.07	33.91	1.31	suffisante	4.23	36.58	1.36	suffisante
29-16	75	5.15	21.89	1.16	suffisante	5.21	22.41	1.18	suffisante
30-31	75	3.68	11.57	0.83	suffisante	3.59	11.03	0.81	suffisante
31-15	63	1.98	8.64	0.63	suffisante	1.87	8.53	0.63	suffisante
32-33	160	25.69	10.17	1.28	suffisante	25.27	9.85	1.26	suffisante
33-34	125	16.48	15.15	1.34	suffisante	16.24	14.76	1.31	suffisante
34-36	125	15.40	13.34	1.26	suffisante	15.27	13.12	1.24	suffisante
35-34	50	1.06	8.59	0.54	suffisante	1.16	10.07	0.59	suffisante
36-40	90	9.23	26.55	1.45	suffisante	9.21	26.43	1.45	suffisante
36-37	90	5.97	11.52	0.94	suffisante	5.90	11.29	0.73	suffisante
37-38	110	8.43	8.06	0.89	suffisante	8.42	8.04	0.89	suffisante
38-39	63	4.21	36.16	1.35	suffisante	4.21	36.21	1.35	suffisante
39-41	125	7.42	3.34	0.60	suffisante	7.41	3.33	0.60	suffisante
40-39	75	5.50	24.90	1.25	suffisante	5.49	24.77	1.24	suffisante
41-8	63	1.60	5.80	0.51	suffisante	1.59	5.71	0.51	suffisante

Interprétation : la condition des vitesses (les vitesses doivent être comprises entre 0.5 et 1.5 m/s voire 2 dans le cas de pointe plus incendie) sont satisfaites.

V.7.5-Les pressions au sol :

Pour que notre réseau soit réalisable, il faut qu'il assure la pression minimale en tous points de notre surface à alimenter.

En pratique la pression de service peut être assurée dans une fourchette de 10 à 60 mètres de colonne d'eau c'est-à-dire de 1 à 6 bars.

Connaissant les cotes des extrémités des différents tronçons de notre réseau, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

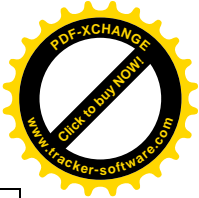
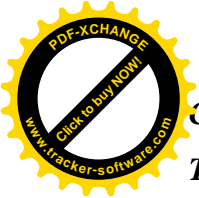
$$P_{Si} = C_{Pi} - C_{Ti} \tag{V -5}$$

Avec : P_{Si} = Pression au sol au point (i) ;

C_{Pi} = Cote piézométrique au point (i)

C_{Ti} = Cote terrain naturel au point (i) ;

Le tableau suivant représente les pressions au sol ainsi que les pressions piézométriques dans chaque nœud.



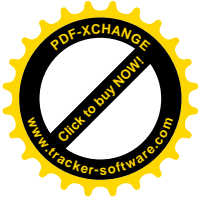
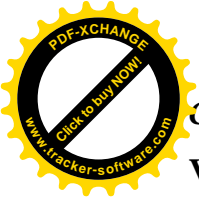
CHAPITRE V :

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau V.6-. Pression de service, cas de pointe et cas de pointe plus incendie

nœud	cote de terrain naturel (m)	cas de pointe			cas de pointe plus incendie		
		Demande (l/s)	cote piézométrique(m)	Pression (m)	Demande (l/s)	cote piézométrique (m)	Pression (m)
1	102.30	3.24	111.92	9.62	3.24	111.90	9.60
2	93.46	2.70	109.76	16.30	2.70	108.95	15.49
3	80.69	3.58	108.89	28.20	3.58	107.88	27.19
4	67.61	4.11	102.15	34.54	4.11	100.61	33.00
5	65.73	2.35	100.13	34.40	2.35	98.57	32.84
6	62.48	3.43	95.25	32.77	3.43	93.68	31.20
7	38.10	6.54	83.60	45.50	6.54	82.05	43.95
8	44.43	5.43	88.91	44.48	5.43	87.38	42.95
9	43.85	1.89	91.08	47.23	1.89	89.57	45.72
10	45.29	3.24	93.40	48.11	3.24	91.90	46.61
11	63.21	3.49	99.35	36.14	3.49	97.88	34.67
12	47.16	3.71	104.06	56.90	3.71	102.65	55.49
13	49.96	3.59	101.64	51.68	3.59	100.41	50.45
14	51.85	3.96	99.49	47.64	3.96	98.66	46.81
15	56.84	3.99	96.42	39.58	3.99	95.76	38.92
16	76.35	7.17	99.58	23.23	7.17	99.17	22.82
17	83.04	4.36	109.71	26.67	4.36	109.58	26.54
18	80.41	1.75	110.57	30.16	1.75	110.46	30.05
19	76.74	1.29	109.86	33.12	1.29	109.66	32.92
20	74.28	2.46	106.98	32.70	2.46	105.72	31.44
21	94.14	3.16	109.22	15.08	3.16	108.12	13.98
22	87.30	2.84	108.09	20.79	19.84	106.20	18.90
23	76.86	3.32	105.58	28.72	3.32	104.15	27.29
24	71.18	4.23	104.60	33.42	4.23	103.19	32.01
25	63.54	2.36	103.76	40.22	2.36	102.44	38.90
26	63.15	1.88	102.25	39.10	1.88	101.34	38.19
27	70.69	1.66	106.82	36.13	1.66	106.42	35.73
28	69.38	1.80	104.03	34.65	1.80	103.55	34.17
29	71.44	2.48	107.17	35.73	2.48	106.95	35.51
30	61.62	3.21	100.15	38.53	3.21	99.36	37.74
31	59.54	2.59	97.92	38.38	2.59	97.24	37.70
32	82.85	1.77	107.54	24.69	1.77	105.74	22.89
33	70.30	2.90	105.20	34.90	2.90	103.47	33.17
34	66.46	2.12	101.50	34.04	2.12	99.87	33.41
35	65.86	2.09	102.42	36.56	2.09	100.95	35.09
36	65.34	2.72	99.26	33.92	2.72	97.67	32.33
37	54.46	2.00	96.64	42.18	2.00	95.11	40.65
38	50.87	2.41	95.83	44.96	2.41	94.30	43.43
39	45.37	2.29	90.16	44.79	2.29	88.09	43.25
40	64.07	2.15	96.20	32.13	2.15	94.62	30.55
41	41.81	1.96	89.63	47.82	1.96	88.09	46.28

Interprétation : la condition des pressions sont satisfaites



V.7-Équipement du réseau de distribution :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

V.7. 1- Robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

V.7 2- Bouches ou poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

V.7. 3- Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

V.7.4- Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

V.7. 5- pièces spéciales de raccord :

a) **les Tés** : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.

b) **les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.

c) **les cônes**: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.

d) **les croix de jonction**: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

e) **les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

f) **Les compteurs** : Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

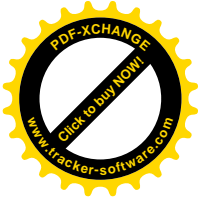
Conclusion.

Le choix du réseau de distribution maillé a abouti à des vitesses des pressions au sol convenables notamment dans les zones basses de la ville de ZEMMOURI, par conséquent, les fuites seront diminuées dans le réseau.



Chapitre VI :

Protection des conduites



Introduction

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en PEHD; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1. Protection des conduites contre la corrosion [1]

VI.1.1. Définition :

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

VI.1.2. Corrosion externe des canalisations :

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.

Il y a donc lieu d'attacher une grande importance à ces problèmes, en ce qui concerne plus particulièrement les réseaux de conduite en acier, les quels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VI.1.3. Corrosion interne des canalisations

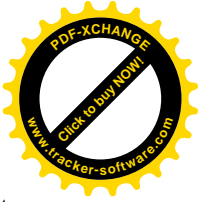
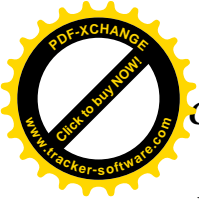
A côté du problème envisagé aux paragraphes précédent et ayant trait à la corrosion extérieure des canalisations, il faut ajouter celui-ci en se rapportant à la corrosion intérieure.

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.

VI.1.4. Protection des conduites contre la corrosion

Une bonne protection d'un réseau en acier consistera, d'abord, à ne mettre en terre que des tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe isolante ayant fait ses preuves dans ce



domaine. Par ailleurs, on doit assurer, au droit des joints, une parfaite continuité de cet enrobage.

La pose des conduites sera effectuée avec beaucoup de soins en vue d'éviter la détérioration de cette protection.

On évitera, autant que possible, la formation de piles géologiques qui pourrait se produire en disposant, par exemple, une conduite sur un fond de fouille argileux (zone humide) avec remblai en sable (zone sèche, aérée). Il en résulte, en effet, une zone anodique au contact de l'argile, d'où une circulation de courant capable d'attaquer les tuyaux le long de la génératrice inférieure.

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.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier :

Les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.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.

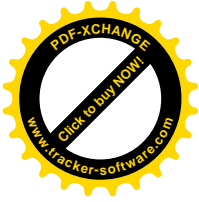
On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

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.

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



- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VI.2.3. 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 engendrée par les manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression

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

b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI.2.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier [5]

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'Allievi :

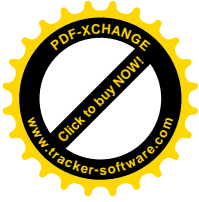
$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \tag{VI.1}$$

- a : célérité d'onde (m/s) ;
- D : diamètre de la conduite (mm) ;
- e : épaisseur de la conduite (mm) ;

Pour la PEHD : K = 1.

VII.2.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :



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

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

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

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

d) **Souape de décharge** : C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

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

Remarque :

Dans ce projet, on a une adduction gravitaire, on applique la 1^{er} formule

VII.2.6. Calcul du temps de fermeture de la dernière vanne :

A.N : $a = \frac{9900}{\sqrt{48,3+1*\frac{315}{28,6}}} \Rightarrow a = 1285.45 \text{ m/s}$

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

$$t_r = \frac{2 * L}{a} \tag{VI.2}$$

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

L : longueur de la conduite (m).

A.N : $t_r = \frac{2*1046}{1285.45} \Rightarrow t_r = 1.62\text{s}$.

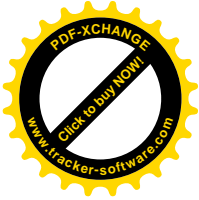
Conclusion :

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à 2 s.



Chapitre VII :

Protection et sécurité de travail



Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur les plans financiers, production et surtout humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise.

Dans ce contexte, un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits (sécurité) sont mis à la disposition des chantiers.

Le domaine hydraulique, couvre un large éventail d'activité qui est différent par leur nature et leur importance tout en présentant des caractéristiques communes.

- travaux d'excavation et de terrassement.
- Creusement de puits.
- Construction en bois, briques, pierres, béton ou en éléments préfabriqués.

Ce qui distingue ces différentes activités des autres branches de l'industrie ce sont :

- L'instabilité des lieux de travail et la variation des durées des chantiers.
- Les modifications intervenant au fur à mesure de l'avancement des travaux.
- L'utilisation d'une importante main-d'œuvre sans qualification.

VII-1- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

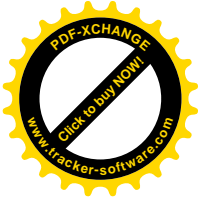
VII-1-1- Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII-1-2- Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail ;
- Nature des matériaux mis en œuvre ;
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail ;
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)



VII-1-3- Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées ;
- Installations mal protégées ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;
- Matières défectueuses ;
- Stockage irrationnel ;
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Eclairages défectueux ;
- Facteurs d'ambiance impropres ;
- Conditions climatiques défavorables.

VII-1-4- Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation,
- Neutraliser les dispositifs de sécurités ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- Importance durant les opérations de stockage ;
- Adopter une position peu sûre ;
- Travailler dans une altitude inappropriée ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;
- Plaisanter ou se quereller.

VII-2-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VII-2-1- Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.)

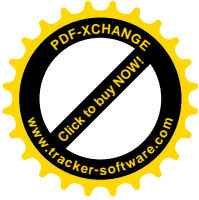
VII-2-2- Autres protections :

Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).

Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.

Climatisation des surcharges en bordure des fouilles.

Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.



VII-2-3- Protection collective :

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

VII-2-4- Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter du personnel compteur.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VII-2-5- Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion :

En dépit de ce qu'on vient de citer dans ce chapitre, on attendait à une fréquence des accidents de travaux amoindrie, si les consignes et les dispositifs vont être pris au sérieux.



Chapitre VIII :

Organisation de chantier

Introduction

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VIII.1. Différents travaux à entreprendre

VIII.1.1. Travaux concernant l'adduction et réseau :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place des conduites sont :

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais sera posé sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) 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 10cm dans notre cas.

d) Pose des conduites

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

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.

VIII.1.2. Travaux concernant les réservoirs

Dans la zone d'étude nous avons à construire un seul réservoir. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer le volume des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes

VIII.2. Calcul des volumes des travaux

VIII.2.1. Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de réseau :

a) Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VIII.1).

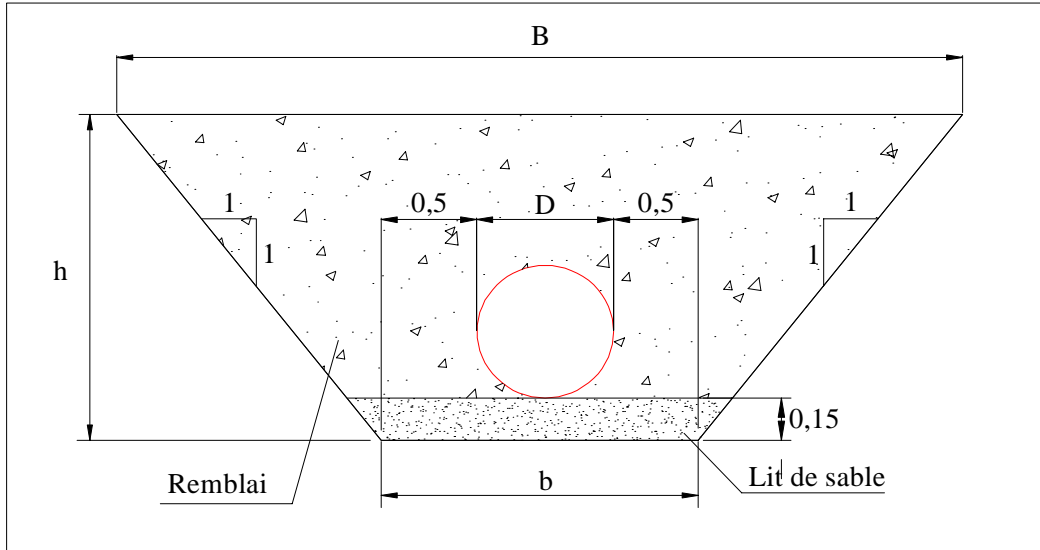


Figure VIII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite

Sachant que :

$$S_{exc} = \frac{b + B}{2} * h \tag{VIII.1}$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : petite base de la tranchée ;

B : grande base de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \tag{VIII.2}$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau VIII.1.: Calcul du volume des déblais (adduction)

	D (m)	b (m)	B (m)	h (m)	S (m ²)	L (m)	v exc (m ³)
adduction	0.315	1.315	4.245	1.465	4.0727	411	1673.8797
	0.25	1.25	4.05	1.4	3.71	635	2355.85

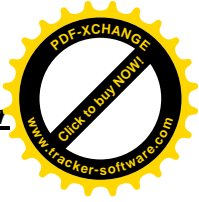


Tableau VIII.2: Calcul du volume des déblais (réseau)

	D (m)	b (m)	B (m)	h (m)	S ²	L (m)	v exc(m ³)
réseau	0.2	1.2	3.9	1.35	3.4425	1413.39	4865.59508
	0.16	1.16	3.78	1.31	3.2357	1735.2	5614.58664
	0.125	1.125	3.675	1.275	3.06	858.94	2628.3564
	0.11	1.11	3.63	1.26	2.9862	1165.69	3480.98348
	0.09	1.09	3.57	1.24	2.8892	2528.5	7305.3422
	0.075	1.075	3.525	1.225	2.8175	2303.21	6489.29418
	0.063	1.063	3.489	1.213	2.760788	2621.52	7237.46096
	0.05	1.05	3.45	1.2	2.7	2584.57	6978.339
						15211.02	44599.95

Donc le volume total des déblais est de : **48629.6876 m³**

b) Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur (Voir figure VIII.1)

$$V_s = b * e * L \tag{VIII.3}$$

V_s: volume du lit de sable (m³) ;

E : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VIII.2.b.

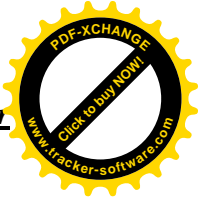
Tableau VIII.3. : Calcul du volume du lit de sable

	D (m)	b (m)	e (m)	L (m)	V (m3)
adduction	0.315	1.315	0.15	411	81.070
	0.25	1.25	0.15	635	119.063
réseau	0.2	1.2	0.15	1413.39	254.410
	0.16	1.16	0.15	1735.2	301.925
	0.125	1.125	0.15	858.94	144.946
	0.11	1.11	0.15	1165.69	194.087
	0.09	1.09	0.15	2528.5	413.410
	0.075	1.075	0.15	2303.21	371.393
	0.063	1.063	0.15	2621.52	418.001
	0.05	1.05	0.15	2584.57	407.070
				total	2705.374

Donc le volume du lit de sable est : **V_s = 2705.374 m³**

c) 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.



$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \tag{VIII.4}$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \tag{VIII.5}$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le VIII.4.

Tableau VIII.4 : Calcul du volume de la conduite

	D (m)	section (m2)	L (m)	V (m3)
adduction	0.315	0.078	411	32.013
	0.25	0.049	635	31.155
réseau	0.2	0.031	1413.39	44.380
	0.16	0.020	1735.2	34.871
	0.125	0.012	858.94	10.535
	0.11	0.009	1165.69	11.072
	0.09	0.006	2528.5	16.077
	0.075	0.004	2303.21	10.170
	0.063	0.003	2621.52	8.168
	0.05	0.002	2584.57	5.072
				203.514

On prend le volume de la conduite : **V_c = 203.514m³**

d) 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 :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \tag{VIII.6}$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

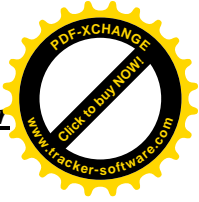
V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

A.N : **V_r = 48629.6876 - 2705.374 - 203.514 ⇒ V_r = 45720.80 m³**

Tableau VIII.5 : Volumes des travaux de transfert

N°	Désignation	Unité	Quantité (m ³)
1	Déblais	m ³	48629.68
2	Lit de sable	m ³	2705.374
3	La conduite	m	203.514
4	Remblais	m ³	45720.80



VIII.2.2. Calcul des volumes des travaux des réservoirs

Le réservoir de notre système d’AEP est de capacité 500 m³.

- La profondeur d’excavation est de 2 m ;
- Le diamètre d’excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d’autre) ;
- L’épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L’épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L’épaisseur du radier du réservoir est de : 0,45 m ;
- L’épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,5*0,4 m² ;
- L’épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- Les murs sont en brique de surface unitaire de 0,2*0,3 m².

La chambre de manœuvre aura les dimensions suivantes :

- La longueur est de 3 m ;
- La largeur est de 3 m ;
- La hauteur est de 6 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d’épaisseur sur une profondeur de 2m ;
- Les murs sur le sol sont en briques sur une hauteur de 4 m ;
- La dalle de à 0,10 m d’épaisseur repose sur 4 poteaux et 4 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3*0,3 m²) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3*0,40 m²).

Le réservoir est de diamètre intérieur de 12 m et une hauteur de 6m.

a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais des deux réservoirs et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \tag{VIII.7}$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : diamètre d’excavation (m), D_{exc} = D_{ext} + 2 ;

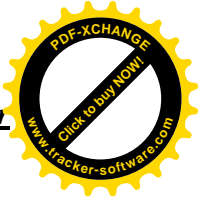
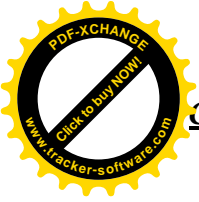
D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), D_{ext} = 14.75m ;

L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d’excavation (m), h = 2 m.

$$A.N : V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 14,70^2}{4} \right) + (3 * 3) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 357.26m^3$$



On prend un volume des déblais de **358m³**.

b) Calcul du volume du tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2 * e_{tv}}{4} \tag{VIII.8}$$

V_{tv} : volume du tout venant (m³) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), e_{tv} = 0,3 m ;

A.N : $V_{tv} = \frac{3,14 * 14.70^2}{4} * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 50.88 \text{ m}^3$.

On prend un volume du tout venant de **51 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2 * e_{bp}}{4} \tag{VIII.9}$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), D_{bp} = D_{ext} + 1,3

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), e_{bp} = 0,15 m ;

A.N : $V_{bp} = \frac{3,14 * 14^2}{4} * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 23.07 \text{ m}^3$.

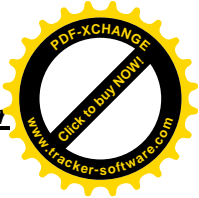
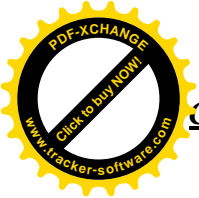
On prend un volume du béton de propreté de **24 m³**

d) Calcul du volume du béton armé

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs;
- Voiles des réservoirs ;
- Voiles de la chambre de manoeuvre
- Ceintures supérieures des réservoirs;
- Coupoles des réservoirs;
- Poteaux de la chambre de manoeuvre;
- Ceintures de la chambre de manoeuvre;
- Chape de la chambre de manoeuvre;
- Dalle de la chambre de manoeuvre;
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs;
- Maçonnerie de la chambre de manoeuvre.

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2) * H}{4} \tag{VIII.10}$$



Avec :

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VIII.6

Tableau VIII.6. : Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	H (m)	V _{ba} (m ³)
Radiers	12.75	-	0,45	57.42
Voiles	12.75	12.5	5	24.77
Ceintures supérieures	12,80	12.40	0,5	3.956
TOTAL				86.146

* Coupoles

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \tag{VIII.11}$$

R : rayon de la coupole (m) ;

D : diamètre du réservoir (m), D = 12 m ;

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c \tag{VIII.12}$$

V_c : volume du béton armé de la coupole (m²) ;

e_c : épaisseur de la coupole (m), e_c = 0,1 m.

$$A.N : R = \frac{1,5^2 + (12/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow R = 12.75 \text{ m}$$

$$Ainsi : V_c = 2 * 3,14 * 12,75 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow V_c = 12.01 \text{ m}^3$$

Le volume total du béton armé de réservoir est de : 86.146+12.01=98.86 m³, que l'on majore à **99 m³**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VIII.7.

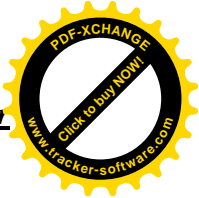
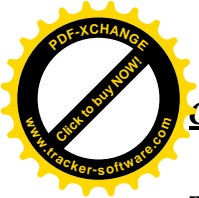


Tableau VIII.7 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	3	3	0.1	1	0.9
Voiles	3	0,2	2	2	2,4
Poteaux	0,3	0,3	6	4	2.16
Ceintures inf. long.	3	0,3	0,4	2	0.72
Ceintures inf. larg.	3	0,3	0,4	2	0.72
Ceintures sup.long.	3	0,3	0,4	2	0.72
Ceintures sup.larg.	3	0,3	0,4	2	0.72
Dalle	3	3	0,10	1	0.9
TOTAL : 9.24					

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 9.24 m³, que l'on majore à **10m³**

Conclusion

Le volume total du béton armé de réservoir et de la chambre de manœuvre sera de 109m³.

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2) * h}{4} \tag{VIII.13}$$

V_r: volume du remblai compacté (m³) ;

D_{ext}: diamètre extérieur du réservoir (m), D_{ext}=14,75 m ;

h : profondeur d'excavation (m), h = 2 m ;

$$A.N : V_r = \frac{3,14 * (14,75^2 - 12,75^2)}{4} * 2 \Rightarrow V_r = 86.35 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **87 m³** ;

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que 3*3*2*2 soit **36m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 600 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **650 briques**.

Tableau VIII.8. : Volumes de travaux de réservoir 500 m³

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	358
2	Remblais compacté	m ³	87

Tableau VIII.8. : Volumes de travaux de réservoir 500 m³ (suite)

N°	Désignation	Unité	Quantité
3	Tout venant	m ³	51
4	Béton de propreté	m ³	24
5	Béton armé du radier des réservoirs	m ³	57.42
6	Béton armé des voiles des réservoirs	m ³	24.77
7	Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs	m ³	3.96
8	Béton armé de la coupole	m ³	12.01
9	Béton armé de dalle de la chambre de manoeuvre	m ³	0.9
10	Béton armé des poteaux	m ³	2.16
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manoeuvre	m ³	2.88
12	Béton armé des voiles de la chambre de manoeuvre	m ³	2.4
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manoeuvre	m ³	0.9
15	Maçonnerie (briquetage)	u	650

VIII.3. Calcul des coûts des travaux

Les coûts des travaux de système (adduction+réseau) et de réservoir sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.9: Coût des conduites :

	D (m)	L (m)	prix unitaire	total
adduction	0.315	411	7013.09	2882379.99
	0.25	635	4759.95	3022568.25
réseau	0.2	1413.39	3076.54	4348350.87
	0.16	1735.2	1959.12	3399465.02
	0.125	858.94	1198.69	1029602.79
	0.11	1165.69	925.89	1079300.71
	0.09	2528.5	624.02	1577834.57
	0.075	2303.21	516.2	1188917
	0.063	2621.52	363.43	952739.014
	0.05	2584.57	230.4	595484.928
				20076643.2

Tableau VIII.10 : Le coût des travaux

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	48629.68	300,00	14588904.00
2	Lit de sable	m ³	2705.36	800,00	2164288.00
4	Remblais compacté	m ³	45720.35	400,00	18288140.00
			Montant		35041332

Le coût des travaux de l'adduction est de : **55117975.2 DA**

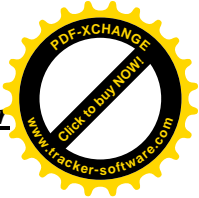
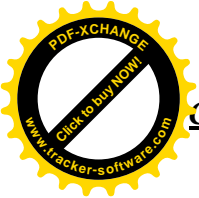


Tableau VIII.11.: Coût des travaux de réservoir

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	358	300,00	107.400.00
2	Tout venant	m ³	51	600,00	30600.00
3	Gros béton	m ³	24	5000,00	120000.00
4	Béton armé	m ³	109	20000,00	2180000.00
6	Remblais compacté	m ³	87	400,00	34800
7	Maçonnerie	u	650	40,00	26000
				Montant	2498800.00DA

Le coût des travaux de réservoir est de : 2498800.00DA est de :

Tableau VIII.12: Bilan des coûts

Adduction+réseau.	55117975.2 DA
réservoir	2498800.00 DA
Somme ;	57 616 775.2 DA

Conclusion : Le coût global du projet est estimé à **57616775.2DA**

VIII.4. Engins

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VIII.5.1. Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci après)



Figure VIII.3 : Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

VIII.5.2. Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).

VIII.5.3. 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.



Figure VIII.5 : Chargeur

VIII.5.4. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général de réservoir et de l'adduction et leur réseau de destination. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

. Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.



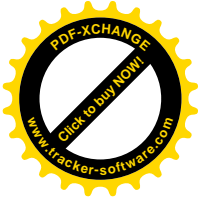
Conclusion generale

Au terme de ce travail, nous avons bien conclu que le recours au systeme de production d'eau TAKSEBT (SPET) comme source d'alimentation en eau potable de la grande partie de la commune ZEMMOURI est indispensable, étant donne que l'ancienne source ne pourra en aucune cas satisfaire les besoins en eau de cette localite, sachant que ces besoins ont ete minutieusement estime compte tenu des equipement a court, moyen et long terme,

Par ailleur la dégradation du réseau de distribution existant de chef lieu due a cause de vieillissement des conduites., nous a intuitivement induit a proposer un reseau maille comme nouveau reseau de distribution a fin d obtenir des pressions optimales, les debits de dimensionnement de ce reseau sont calcules a l'horizon 2040 en prenant une dotation largement requise pour une populaion de lenvergure de zemmouri

Concernant la partie adduction de tracé est facile sans aucune doute la gestion de toute l'infrastructure hydraulique en assurant un bon fonctionnement au moindre coût, par ailleurs le matériau de canalisation choisi est le PEHD vue que ce dernier est recommandé dans les terrains accidente a l'image de celui de la zone d'étude

La prise en compte de ces paramètre contribue bien entendue a l amélioration de la qualité de vie de la population de cette localite



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [2] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [3] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [4] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [5] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [6] **J. DUBOIS – M. DIAMENT** « Géophysique », édition MASSON, 1997, p.181.
- [7] **A.G.H.T.M** « les canalisations d'eau et de gaz (corrosion, dégradation et prospection) », édition Technique et Documentation, Paris 1987 p.177.



ANNEXE N°1
Variation de la consommation

Tableau N°1: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

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