

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du système d'alimentation en eau potable des localités d'Ouanougha et Bouider à partir de la SR4 (Système de Dessalement de l'Eau de Mer de Cap Djanet) Commune d'Issers (W. Boumerdes) ..

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0009-21

APA Citation (APA توثيق):

Fellah, Tawfik (2021). Etude du système d'alimentation en eau potable des localités d'Ouanougha et Bouider à partir de la SR4 (Système de Dessalement de l'Eau de Mer de Cap Djanet) Commune d'Issers (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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Etude du système d'alimentation en eau potable des localités d'Ouanougha et Bouider à partir de la SR4 (Système de Dessalement de l'Eau de Mer de Cap Djanet) Commune d'Issers (W. Boumerdes).

Présenté par :

FELLAH TAWFIK

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Président
BOUZIANE Omar	M.A.A	Examineur
SAIMI Ahmed	M.C.B	Examineur
BOUFEKANE Abdelmadjid	M.C.A	Promoteur

Session : Novembre 2021

Remerciements

*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 :*

*Mon promoteur M^{onsieur} Boufekane pour sa
disponibilité et son aide.*

*M^{onsieur} Boukhelifa pour ses directives et ses conseils.
A tous mes amis,*

*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.*

T. FELLAH

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à

*Celle qui a fait de moi l'homme que
je suis aujourd'hui,
ni les mots d'hommage, ni les longs
discours de louange peuvent décrire ma
reconnaissance...*

*Malgré ton absence, ton amour fait
toujours preuve d'existence, tes conseils qui
me donnent l'essence et l'aisance pour
atteindre mes croyances*

Je t'aimais, je t'aime et je t'aimerai....

Reste en paix chère maman.

T. FELLAH

ملخص

تتمثل مذكرة تخرجنا في دراسة إمدادات مياه الشرب في قريتي ونوغة وبويدر، ببلدية يسر ولاية بومرداس. الغرض من هذه الدراسة هو تحديد حجم شبكة التوزيع والامداد لتلبية الاحتياجات المائية للسكان بحلول عام 2051. ولتحقيق هذا الهدف، اتبعنا عدة عمليات. في بادئ الأمر، قدمنا منطقة الدراسة، ثم عرجنا بعدها إلى تقدير الاحتياجات المائية للتكتل. كما صممنا هياكل التخزين المختلفة لتلبية الاحتياجات المائية اليومية. ثم قمنا بتحديد حجم شبكة التوزيع لضمان الإمداد المستمر بمياه الشرب في ظل الظروف المناسبة. وأخيرًا، ناقشنا منهجية تنفيذ المشروع والوسائل المختلفة المستخدمة لتنفيذه.

Résumé

Notre mémoire de fin d'étude consiste à étudier l'alimentation en eau potable des villages OUANOUGHA et BOUIDER communes des ISSERS de la wilaya de Boumerdes. Cette étude a pour objet de dimensionner le réseau de distribution et l'adduction pour satisfaire les besoins en eau de la population à l'horizon 2051. Pour atteindre cet objectif, on a suivi plusieurs processus, d'abord on a présenté la zone d'étude puis on a procédé à l'estimation des besoins en eau de l'agglomération. Nous concevons également les divers ouvrages de stockage pour répondre aux besoins quotidiens en eau. Après on a dimensionné le réseau de distribution afin d'assurer une fourniture continue d'eau potable dans les conditions adéquates. Enfin dans notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract

Our graduation thesis is about studying the drinking water supply in the villages of OUANOUGHA and BOUIDER, in the municipality of ISSERS, Wilaya of Boumerdes. The purpose of this study is to determine the size of the distribution network and the adduction to meet the water needs of the population by 2051. To achieve this objective, we followed several processes; first, we presented the study area, after that, we estimated the water needs of the agglomeration. We also designed the various storage structures to meet the daily water needs. Then we sized the distribution network to ensure a continuous supply of drinking water under suitable conditions. Finally, we discussed the methodology of project implementation and the different means used for its execution.

Sommaire

Résumé

INTRODUCTION GENERALE..... 2

CHAPITRE I : ETUDE PRELIMINAIRE DE LA ZONE D'ETUDE 4

I.1	INTRODUCTION.....	4
I.2	PRESENTATION DE LA COMMUNE D'ISSERS	4
I.3	ETAT DES LIEUX DE LA COMMUNE.....	4
I.4	SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	5
I.5	SITUATION CLIMATIQUE.....	6
I.6	SITUATION HYDRAULIQUE.....	8
I.7	SITUATION DEMOGRAPHIQUE	8
I.8	CONCLUSION.....	9

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU 11

II.1	INTRODUCTION.....	11
II.2	EVOLUTION DES BESOINS EN EAU POTABLE	11
II.2.1	Généralités.....	11
II.2.2	Les besoins domestiques	12
II.2.3	Les besoins d'équipements.....	13
II.2.4	Récapitulation des besoins en eau.....	13
II.3	VARIATION DE LA CONSOMMATION.....	14
II.3.1	Variation de la consommation journalière	14
II.3.2	Variation de la consommation horaire	16
II.4	CONCLUSION.....	22

CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS 24

III.1	INTRODUCTION.....	24
III.2	FONCTIONS DES RESERVOIRS.....	24
III.3	PRESCRIPTIONS SANITAIRES	25
III.4	CLASSIFICATION DES RESERVOIRS.....	25
III.5	EMPLACEMENT DES RESERVOIRS.....	28
III.6	CAPACITES DES RESERVOIRS	29
III.6.1	Méthode analytique :.....	29

III.6.2	Méthode graphique.....	30
III.6.3	Calcul de la capacité du Réservoir projeté Ouanougha et Bouider :.....	31
III.6.4	Forme des réservoirs	33
III.7	EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS	34
III.8	ENTRETIEN DES RESERVOIRS :	34
III.9	RECOMMANDATIONS.....	35
III.10	CONCLUSION.....	36
CHAPITRE IV : CHOIX DE LA VARIANTE DU TRACE D'ADDUCTION.....		38
IV.1	INTRODUCTION.....	38
IV.2	TYPES D'ADDUCTION	38
IV.2.1	Etude des adductions gravitaires	38
IV.3	ETUDE DES VARIANTES	41
IV.4	CHOIX DU TRACE.....	42
IV.5	CHOIX DU MATERIAU DE CONDUITE	42
IV.6	CALCUL HYDRAULIQUE.....	44
IV.6.1	Méthode de calcul	44
IV.6.2	Dimensionnement de l'adduction gravitaire	45
IV.7	CONCLUSION.....	47
CHAPITRE V : PROTECTION DE LA CONDUITE D'ADDUCTION CONTRE LE COUP DE BELIER.....		49
V.1	INTRODUCTION.....	49
V.2	LES CAUSES DU COUP DE BELIER	49
V.3	LES RISQUES DUS AU COUP DE BELIER	49
V.4	DESCRIPTION DES PHENOMENES PHYSIQUES.....	50
V.4.1	Première phase	50
V.4.2	Deuxième phase	50
V.4.3	Troisième phase.....	50
V.4.4	Quatrième phase.....	51
V.5	MOYEN DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER.....	52
V.6	PROTECTION DE LA CONDUITE GRAVITAIRE CONTRE LE COUP DE BELIER	53
V.7	QUELQUES RECOMMANDATIONS POUR PREVENIR LE COUP DE BELIER.....	55
V.8	CONCLUSION.....	55

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION	57
VI.1 INTRODUCTION.....	57
VI.2 TYPES DE RESEAUX DE DISTRIBUTION	57
VI.2.1 Réseau maillé	57
VI.2.2 Réseau ramifié.....	58
VI.2.3 Réseau mixte	58
VI.3 CHOIX DU TYPE DE RESEAU	58
VI.4 PRINCIPE DU TRACE DU RESEAU	58
VI.5 CHOIX DU TYPE DE MATERIAU.....	59
VI.6 CALCUL DU RESEAU	59
VI.6.1 Principe de calcul du réseau ramifié	59
VI.6.2 Calcul du débit spécifique	60
VI.6.3 Détermination des débits nodaux	60
VI.6.4 Résultats de simulation.....	63
VI.7 CONCLUSION.....	69
CHAPITRE VII : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES	71
VII.1 INTRODUCTION.....	71
VII.2 POSE DE CANALISATIONS.....	71
VII.2.1 Le principe de pose de canalisations	71
VII.2.2 Différents types de pose de canalisations.....	73
VII.2.3 Stabilisation des conduites	76
VII.3 APPAREILS ET ACCESSOIRES	76
VII.3.1 Robinet vannes	77
VII.3.1.1 Vanne à coin (à opercule).....	77
VII.3.1.2 Vannes papillons	77
VII.3.1.3 Robinets de vidange	78
VII.3.1.4 Clapets anti retour	78
VII.3.1.5 Venteuses	79
VII.3.2 Organes de mesures.....	79
VII.3.2.1 Régulateur de pression	79
VII.3.2.2 Mesure de débit	80
VII.3.3 Les pièces spéciales de raccords.....	81
VII.4 CONCLUSION.....	82

CHAPITRE VIII: ORGANISATION DU CHANTIER	84
VIII.1 INTRODUCTION.....	84
VIII.2 SUIVI DU CHANTIER.....	84
VIII.2.1 Définition	84
VIII.2.2 Etapes du suivi de chantier.....	84
VIII.2.3 Importance du suivie de chantier	84
VIII.3 INSTALLATIONS DE CHANTIER	85
VIII.3.1 Installations destinées aux personnels.....	85
VIII.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	85
VIII.3.3 Installations destinées à l’entretien et la réparation des engins.....	85
VIII.4 CLASSIFICATION DES CHANTIERS	85
VIII.4.1 Classification selon le lieu.....	85
VIII.4.2 Classification selon la nature de travaux	85
VIII.5 TERRASSEMENTS.....	86
VIII.5.1 Etapes de terrassements.....	86
VIII.5.2 Sols à terrasser.....	86
VIII.6 DEFINITIONS DES ENGIN DE TERRASSEMENT UTILISES	87
VIII.6.1 Pelle hydraulique.....	87
VIII.6.2 Bulldozer	88
VIII.6.3 Chargeur	88
VIII.6.4 Compacteur (vibrateur de sol).....	89
VIII.7 CALCUL DES VOLUMES DES TRAVAUX DE L’ADDITION ET DE DISTRIBUTION	89
VIII.7.1 Enlèvement de la couche végétale	89
VIII.7.2 Déblais d’excavation	90
VIII.7.3 Largeur de la tranchée	90
VIII.7.4 La profondeur de la tranchée.....	90
VIII.7.5 Lit de sable	91
VIII.7.6 Volume de la conduite.....	91
VIII.7.7 Remblais compactés	91
VIII.7.8 Calcul du volume de terre à évacuer	91
VIII.7.9 Devis des déférents travaux.....	92
VIII.8 CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DU RESERVOIR	94
VIII.9 PLANIFICATION DES TRAVAUX	97

VIII.9.1	Les différentes tâches de réalisation.....	98
VIII.9.2	La planification des tâches par la méthode (CPM)	99
VIII.10	PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL	100
VIII.10.1	Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	100
VIII.10.2	Liste des conditions dangereuses	101
VIII.10.3	Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	102
VIII.10.3.1Protection individuelle	102
VIII.10.3.2Protection collective	102
VIII.11	CONCLUSION	103
	CONCLUSION GENERALE.....	105
	Références bibliographiques	

Liste des tableaux :

Chapitre I : Etude préliminaire de la zone d'étude

TABLEAU I 1: VARIATIONS DES TEMPERATURES ET PRECIPITATIONS DANS LA COMMUNE DES ISSERS (STATION DE BORDJ MENAIL 090510).	8
TABLEAU I 2: EVOLUTION DE LA POPULATION DE LA ZONE D'ETUDE.	9

Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

TABLEAU II 1: BESOINS DOMESTIQUES DE LA ZONE D'ETUDE POUR LES DIFFERENTS HORIZONS. 12	
TABLEAU II 2: BESOINS EN EAU DES EQUIPEMENTS PRESENTS DANS LA ZONE D'ETUDE.....	13
TABLEAU II 3: RECAPITULATIF DES BESOINS EN EAU.	13
TABLEAU II 4: VARIATION DE LA CONSOMMATION MINIMALE JOURNALIERE POUR LA ZONE D'ETUDE.	14
TABLEAU II 5: VARIATION DE LA CONSOMMATION MAXIMALE JOURNALIERE.	16
TABLEAU II 6: VARIATION DU COEFFICIENT MAX EN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANT.....	17
TABLEAU II 7: VARIATION DU COEFFICIENT MIN EN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANT.....	17
TABLEAU II 8: LES COEFFICIENTS $K_{MAX H}$ ET K_{MINH} EN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANTS. 18	
TABLEAU II 9: REPARTITION HORAIRE DU DEBIT MAXIMUM JOURNALIER. SOURCE : (POLYCOP D'AEP DE SALAH BOUALEM).....	18
TABLEAU II 10: VARIATION DU DEBIT HORAIRE POUR LA ZONE OUANOUGHA ET BOUIDER.	20

Chapitre III : ETUDE DES RESERVOIRS

TABLEAU III 1: CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR PROJETE.	32
TABLEAU III 2: RECAPITULATIF DES DIMENSIONS DU RESERVOIR PROJETE.....	34

Chapitre IV: CHOIX DE LA VARIANTE DU TRACE D'ADDUCTION

TABLEAU IV 1: CARACTERISTIQUES DES TUYAUX LES PLUS UTILISES EN A.E.P.....	43
TABLEAU IV 2: COEFFICIENTS K' , m ET β POUR DIFFERENTS TYPES DU TUYAU.	45
TABLEAU IV 3: LA LONGUEUR DU TRONÇON DE L'ADDUCTION.	45
TABLEAU IV 4: LES ALTITUDES DES DIFFERENTS POINTS DE L'ADDUCTION.	45
TABLEAU IV 5: LONGUEUR DES TRONÇONS DE L'ADDUCTION.....	46
TABLEAU IV 6: VITESSE DES TRONÇONS DE L'ADDUCTION.	47

Chapitre V : PROTECTION DE LA CONDUITE D'ADDUCTION CONTRE LE COUP DE BELIER

TABLEAU V 1: CALCUL DU TEMPS DE FERMETURE DE LA VANNE.....	54
--	----

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau de distribution

TABLEAU VI 1: DEBITS NODAUX DU RESEAU EN CAS DE POINTE.	61
--	----

TABLEAU VI 2: DEBITS NODAUX DU RESEAU EN CAS DE POINTE + INCENDIE.	62
TABLEAU VI 3: ETAT DES NŒUDS DU RESEAU CAS DE POINTE SANS REGULATEUR DE PRESSION.	64
TABLEAU VI 4: ETAT DES NŒUDS DU RESEAU EN CAS DE POINTE AVEC LE REGULATEUR DE PRESSION.	65
TABLEAU VI 5: ETAT DES ARCS DU RESEAU EN CAS DE POINTE AVEC LE REGULATEUR DE PRESSION.	66
TABLEAU VI 6: ETAT DES NŒUDS DU RESEAU EN CAS DE POINTE + INCENDIE.	67
TABLEAU VI 7: ETAT DES ARCS DU RESEAU EN CAS DE POINTE + INCENDIE.	68
Chapitre VIII : Organisation du chantier	
TABLEAU VIII 1: CALCUL DES VOLUMES POUR L'ADDUCTION.	92
TABLEAU VIII 2: CALCUL DES VOLUMES POUR LE RESEAU DE DISTRIBUTION.	92
TABLEAU VIII 3: DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX D'ADDUCTION.	92
TABLEAU VIII 4: DEVIS ESTIMATIF DE LA FOURNITURE ET DE POSE DES CONDUITES D'ADDUCTION.	93
TABLEAU VIII 5: DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX DU RESEAU DE DISTRIBUTION.	93
TABLEAU VIII 6: DEVIS ESTIMATIF DE LA FOURNITURE ET DE POSE DES CONDUITES DU RESEAU DE DISTRIBUTION.	94
TABLEAU VIII 7: CALCUL DU VOLUME DU BETON ARME.	96
TABLEAU VIII 8: DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES RESERVOIRS.	97
TABLEAU VIII 9: RECAPITULATIF DU DEVIS ESTIMATIF DU PROJET.	97
TABLEAU VIII 10: DUREE DES TRAVAUX POUR L'ADDUCTION ET LE RESEAU DE DISTRIBUTION.	98
TABLEAU VIII 11: DUREE DES TRAVAUX POUR L'ADDUCTION ET LE RESEAU DE DISTRIBUTION.	99
TABLEAU VIII 12: TACHES QUI PRECEDENT ET SUCCEDENT POUR CHAQUE OPERATION DU RESERVOIR.	100

Listes des figures :

Chapitre I : Etude préliminaire de la zone d'étude

FIGURE I 1: CARTE DE SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA WILAYA BOUMERDES AVEC LOCALISATION DE LA ZONE D'ETUDE DE LA ZONE.	5
FIGURE I 2: IMAGE SATELLITAIRE, NON TRAITEE, DU SITE DE L'ETUDE (OUANOUGHA & BOUIDER).....	6
FIGURE I 3: VALEURS DES TEMPERATURE ET PRECIPITATION DANS LA COMMUNE DES ISSERS(STATION DE BORDJ MENAIL 090510).	7
FIGURE I 4: COURBE DE LA VARIATION DE LA TEMPERATURE DANS LA COMMUNE DES ISSERS....	7
FIGURE I 5: HISTOGRAMME DE L'EVOLUTION DE LA ZONE D'ETUDE.	9

Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

FIGURE II 1: DIAGRAMME DES BESOINS DOMESTIQUES DE LA ZONE D'ETUDE POUR LES DIFFERENTS HORIZONS.	13
FIGURE II 2: DIAGRAMME DE LA VARIATION DE LA CONSOMMATION MINIMALE JOURNALIERE.	15
FIGURE II 3: DIAGRAMME DE LA VARIATION DE LA CONSOMMATION MAXIMALE JOURNALIERE.	16
FIGURE II 4: HISTOGRAMME DE LA CONSOMMATION HORAIRE.....	21
FIGURE II 5: LA COURBE INTEGRALE DE LA CONSOMMATION TOTALE.	21

Chapitre III : ETUDE DES RESERVOIRS

FIGURE III 1: QUELQUES TYPES DE RESERVOIR.	27
FIGURE III 2: LE RESERVOIR SE SITUE A L'INTERIEUR DE L'AGGLOMERATION.....	28
FIGURE III 3: LE RESERVOIR SE SITUE LOIN DE L'AGGLOMERATION.	28
FIGURE III 4: METHODE GRAPHIQUE.	31
FIGURE III 5: EQUIPEMENTS DU RESERVOIR.	36

Chapitre IV: CHOIX DE LA VARIANTE DU TRACE D'ADDUCTION

FIGURE IV 1: ADDUCTION GRAVITAIRE.	39
FIGURE IV 2: CAS DE CONDUITES GRAVITAIRE EN SERIE.....	39
FIGURE IV 3: EXISTENCE D'UN POINT ECRETE.	40
FIGURE IV 4: CAS D'UNE PRESSION EXAGEREE.	41

Chapitre V : PROTECTION DE LA CONDUITE D'ADDUCTION CONTRE LE COUP DE BELIER

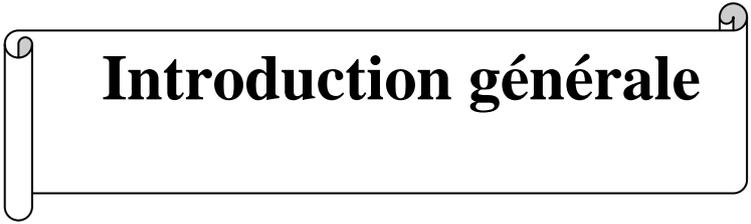
FIGURE V 1: ÉTAPES D'UN CYCLE DE VARIATION DE PRESSION.	51
--	----

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau de distribution

FIGURE VI 1: RESULTATS DE LA SIMULATION SANS REGULATEUR DE PRESSION CAS DE POINTE.	63
FIGURE VI 2: RESULTATS DE LA SIMULATION AVEC REGULATEUR DE PRESSION CAS DE POINTE.	65
FIGURE VI 3: RESULTATS DE LA SIMULATION AVEC REGULATEUR DE PRESSION CAS DE POINTE + INCENDIE.	67
Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires	
FIGURE VII 1: SCHEMA D'UNE TRANCHEE.....	72
FIGURE VII 2: POSE DE CANALISATION EN PENTE (GUIDE DE POSE DES CANALISATIONS, STRPE).	73
FIGURE VII 3: POSE DE CANALISATION DANS UN TERRAIN PEU CONSISTANT (GUIDE DE POSE DES CANALISATIONS, STRPE).	74
FIGURE VII 4: POSE DE CANALISATION EN GALERIE (GUIDE DE POSE DES CANALISATIONS, STRPE).....	74
FIGURE VII 5: TRAVERSEE D'UNE ROUTE AU MOYEN D'ENROBAGE DANS LE BETON.	75
FIGURE VII 7: QUELQUES TYPES DE BUTEES.	76
FIGURE VII 6: POSE DE CANALISATION A LA TRAVERSEE D'UNE RIVIERE.	76
FIGURE VII 8: ROBINET VANNE A OPERCULE.....	77
FIGURE VII 9: VANNE PAPILLON.	78
FIGURE VII 10: CLAPET ANTI RETOUR.....	78
FIGURE VII 11: VENTOUSE.....	79
FIGURE VII 13: DEBITMETRE ELECTROMAGNETIQUE.	80
FIGURE VII 12: REGULATEUR DE PRESSION.....	80
FIGURE VII 14: DIFFERENTS TYPES DES DEBITMETRES.	81
Chapitre VIII : Organisation du chantier	
FIGURE VIII 1: PELLE HYDRAULIQUE.	87
FIGURE VIII 2: BULLDOZER.	88
FIGURE VIII 3: CHARGEUR.....	88
FIGURE VIII 4: COMPACTEUR.	89
FIGURE VIII 5: LE RESEAU A NŒUD DU RESERVOIR.....	100
FIGURE VIII 6: EQUIPEMENTS DE PROTECTION INDIVIDUELLE.	102

LISTE DES PLANCHES

- **Planche N° 1** : Tracé en plan du réseau d'adduction et distribution.
- **Planche N° 2** : Tracé en plan de l'adduction projetée.
- **Planche N° 3** : Profil en long du tronçon (R2-nœud 1).
- **Planche N° 4** : Profil en long du tronçon (R1-R2).
- **Planche N° 5** : Profil en travers du tronçon (N20-N21).



Introduction générale

Introduction générale

Dès la plus haute antiquité jusqu'à l'époque moderne, l'homme n'a jamais cessé de voir en l'eau une de ses préoccupations fondamentales. Elément de base à toute vie qu'elle soit végétale ou animale, ce liquide fait l'objet d'un intérêt majeur, tels que le développement des techniques de son exploitation a évolué dans le temps.

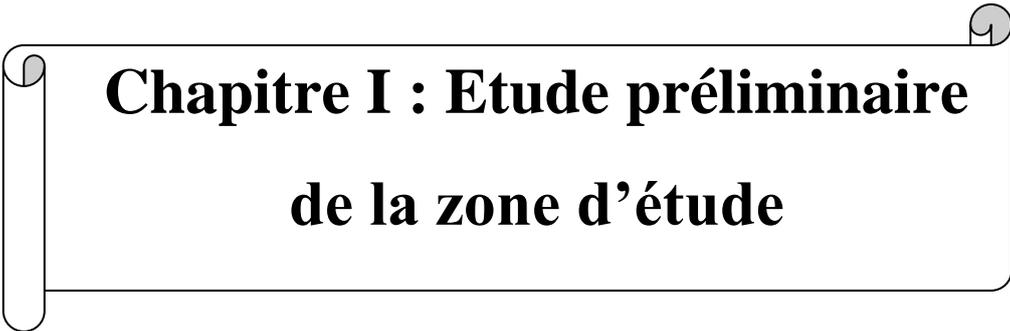
La question de la disponibilité et d'accès à l'eau est sans aucun doute un des problèmes majeurs auxquels l'humanité devra faire face durant le siècle à venir. En effet, on estime aujourd'hui qu'un habitant sur cinq de la planète n'a pas accès à l'eau en suffisance et, un sur trois à une eau de qualité.

L'être-humaine, n'a pas cessé de s'organiser depuis des millénaires pour maîtriser la science relative à l'eau, ainsi des méthodes empiriques d'approvisionnement, actuellement on assiste à des complexes systèmes de captage, d'adduction et de distribution d'eau à des degrés de potabilité constamment améliorés.

Le réseau d'AEP (alimentation en eau potable) constitue un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de le renouveler quand il atteint un seuil de vétusté. Ce seuil dépend de nombreux paramètres que ce soit environnementaux, techniques, de gestion, économiques ainsi que de la politique des gestionnaires. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau lui-même et par une bonne gestion des différentes parties du projet.

Dépourvus de toute ressource en eau, les villages Ouanougha et Bouider, faisant l'objet de notre étude, connaissent un développement urbain qui nécessite un projet d'alimentation en eau potable pour satisfaire leurs besoins.

Nous procédons en premier lieu aux études préliminaires puis nous abordons en second lieu le dimensionnement du réseau (adduction et distribution), les ouvrages de stockage avec l'usage du logiciel EPANET en guise de support. Nous terminons par la pose de canalisation et l'étude technico-économique (organisation du chantier).



**Chapitre I : Etude préliminaire
de la zone d'étude**

Chapitre I : Etude préliminaire de la zone d'étude

I.1 Introduction

Avant d'entamer les différentes étapes nécessaires à l'étude du projet, il convient de faire ressortir les caractéristiques propres de la zone d'étude. Ces caractéristiques vont nous guider à faire un bon dimensionnement du réseau de distribution et la mise en place du schéma d'alimentation, en eau potable, projeté. Ces caractéristiques sont présentées par :

- La présentation de la commune d'Issers.
- L'état des lieux de la commune d'Issers.
- La situation géographique.
- La situation climatique.
- La situation hydraulique.
- La situation démographique.

I.2 Présentation de la commune d'Issers

L'aire d'étude fait partie de la commune d'Issers qui est le chef-lieu de la daïra d'Issers, wilaya de Boumerdes. Elle est située au Nord de la commune de Chaabat El Aneur et à l'Ouest de la commune de Bordj Menail.

Sur le plan spatial, la commune d'Issers est constituée de :

- Une agglomération chef-lieu ;
- Une agglomération secondaire dite "Ouannougha", située au Sud-Est de l'agglomération chef-lieu.
- Une agglomération secondaire dite "Zouak Amar" située au Sud de l'agglomération chef-lieu.
- Une zone éparse constituée de villages et de hameaux répartis à travers l'ensemble du territoire communal qui sont au nombre de 13, soit : Baghlia, Teurfa, Ghomrassa, Bouider, Hassak Arabi, Chellout, Tamlakamt, El Abid, Tihachdine, les fermes de l'Oued Djemaa, El Hamri et Bouchakour.

I.3 Etat des lieux de la commune

La commune d'Issers est un territoire à vocation agricole appartenant au bassin versant de l'Oued Issers.

Les éléments naturels déterminants dans la naissance et l'évolution des structures humaines qui y existent sont les suivants :

- L'oued Issers.
- L'oued Djemaa.
- La montagne de djebel Baghla.
- La montagne et la forêt d'Iouanoughene.
- Le foret de Djaouna et la crête de Bouchakour.

I.4 Situation géographique

La commune d'Issers est délimitée comme suit :

- Au Nord, par la commune de Bordj Menaiel.
- Au Nord-Ouest, par la commune de Si Mustapha.
- A l'Ouest, par la commune de Souk El Had.
- Au Sud, par la commune de Chaabet El Ameur

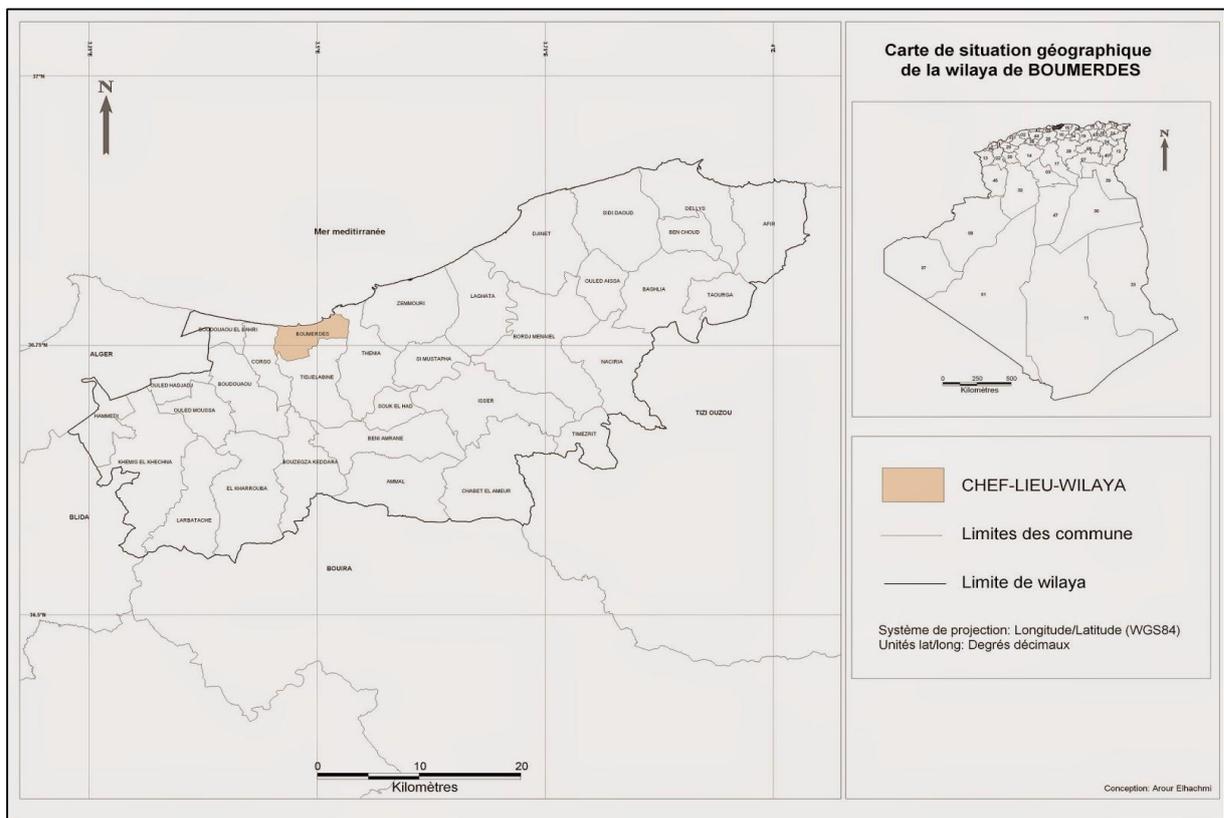


Figure I 1: Carte de situation géographique de la wilaya Boumerdes avec localisation de la zone d'étude de la zone.

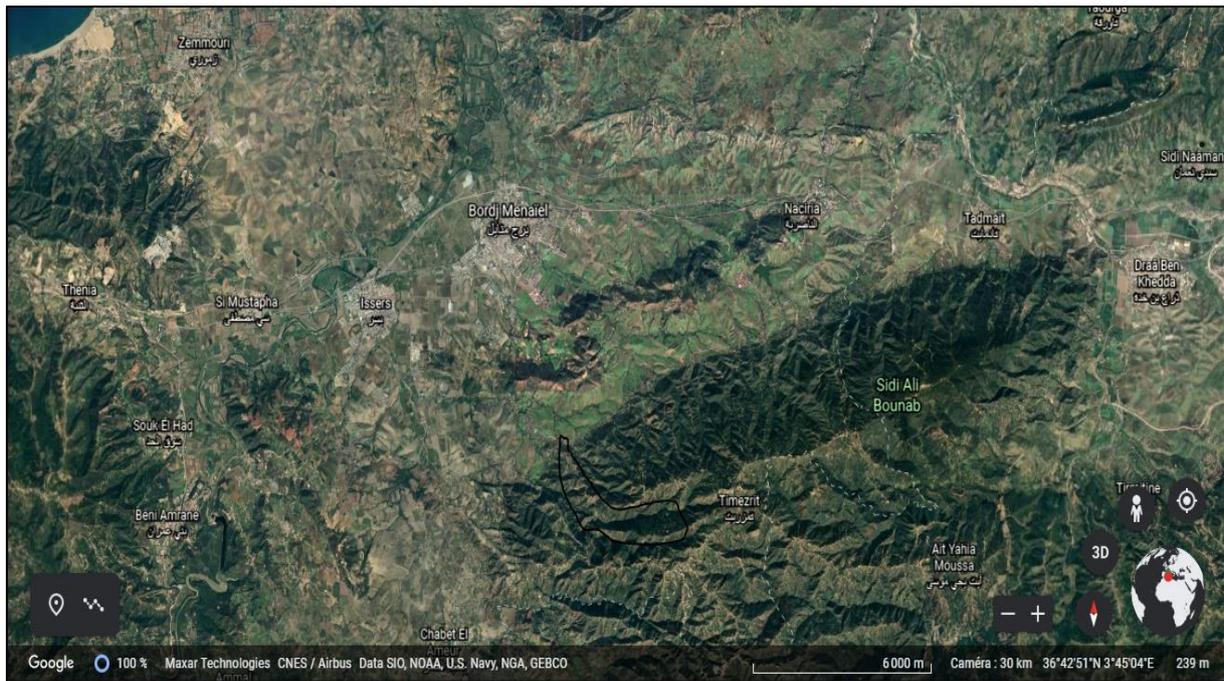


Figure I 2: Image satellitaire, non traitée, du site de l'étude (Ouanougha & Bouider).

I.5 Situation climatique

Un climat tempéré chaud est présent à la région d'Issers. Pendant l'été, les pluies sont moins importantes, rares, qu'elles ne le sont en hiver. Cette région affiche une température moyenne annuelle de 15,4 °C. Il tombe en moyenne 968 mm de pluie par an.

La variation des précipitations entre le mois le plus sec (Juillet) et le mois le plus humide (Décembre) est de 155 mm. Une différence de 18,0 °C existe entre la température la plus élevée, enregistrée au mois d'Août (25,5 °C) et la température la plus basse, enregistrée au mois de Janvier (7,5°C).

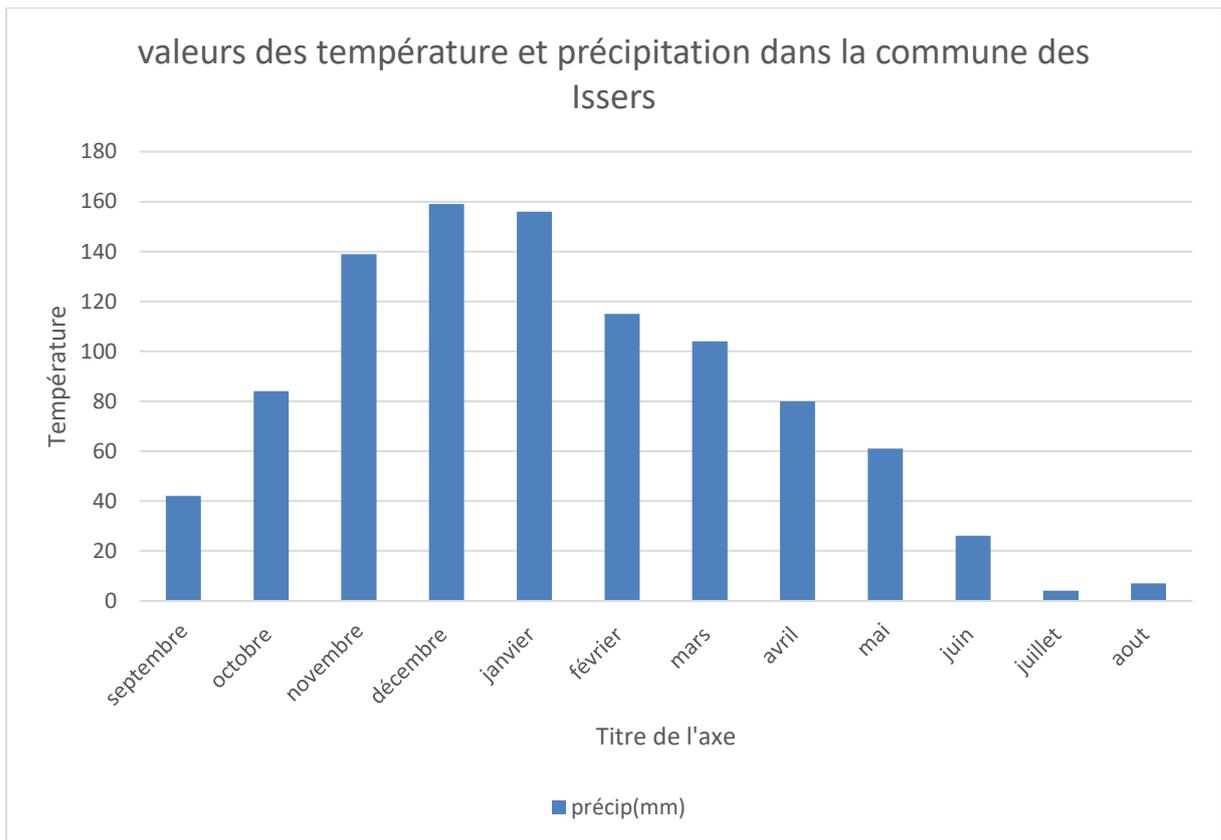


Figure I 3: valeurs de précipitation dans la commune des Issers(station de Bordj Menail 090510).

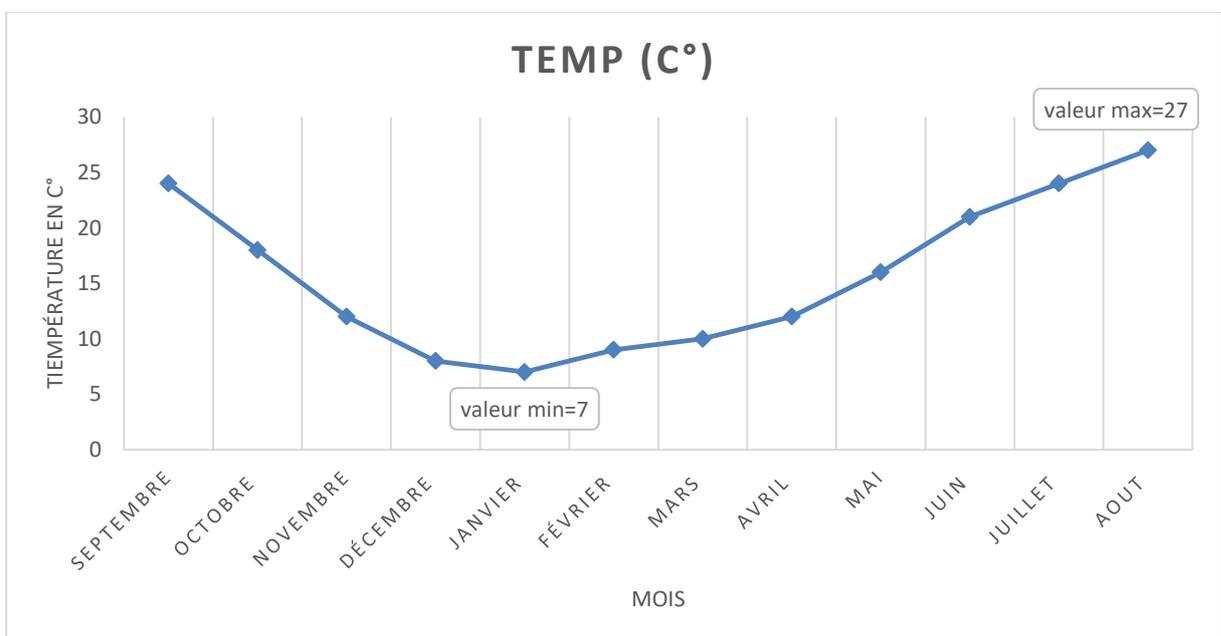


Figure I 4: Courbe de la variation de la température dans la commune des Issers.

Tableau I 1: Variations des températures et précipitations dans la commune des Issers (station de Bordj Menail 090510).

	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	mai	Juin	Juillet	Aout
Température Moyenne(°C)	22.2	16.9	11.9	8.2	7.5	8.2	10.4	12.7	16.5	20.9	24.4	25.5
Température minimale(°C)	17.3	12.4	7.9	4.3	3.6	4.1	6	7.8	11.4	15.6	18.6	19.6
Température maximale(°C)	27.2	21.5	15.9	12.2	11.4	12.4	14.8	17.6	21.6	26.2	30.3	31.4
Température moyenne (°F)	72.0	62.4	53.4	46.8	45.5	46.8	50.7	54.9	61.7	69.6	75.9	77.9
Température minimale moyenne (°F)	63.1	54.3	46.2	39.7	38.5	39.4	42.8	46	52.5	60.1	65.5	67.3
Température maximale(°F)	81	70.7	60.6	54	52.5	54.3	58.6	63.7	70.9	79.2	86.5	88.5
Précipitations (mm)	42	84	137	158	154	114	102	80	61	26	3	7

I.6 Situation hydraulique

Contrairement à plusieurs communes voisines qui se servent de l'eau potable à partir des barrages de Beni Amrane Et Keddara, et l'absence des sources de captages, la zone d'étude est complètement dépourvue de toute ressource en eau.

Une bonne raison qui a poussé les autorités locales à pencher au système de dessalement d'eau de mer en s'approvisionnant de ce dernier à travers la SR4 qui fait partie d'une chaîne de dessalement visant à alimenter les communes de Timezrit et Chaabat El Aneur, notamment la commune d'Issers faisant l'objet de notre étude.

I.7 Situation démographique

Avec une population estimée à 3128 habitants en 2008, l'étude que nous menons doit tenir en compte de la répartition spatiale actuelle de la zone d'étude et des perspectives d'extension de l'agglomération à l'horizon 2051, par application de la formule suivante :

$$P = P_0 * (1 + X)^t \dots \dots \dots (I.1)$$

Où :

P : Population à l'horizon d'étude.

P₀ : Population de base (2008).

X : Taux d'accroissement = 2 % (APC d'Issers).

t : Nombre d'années de différence entre l'année de référence et l'année considérée.

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après.

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

Horizon	2008	2031 Court terme	2041 Moyen terme	2051 Long terme
Taux d'accroissement	2			
Ouanougha et Bouider	3128	4933	6014	7331

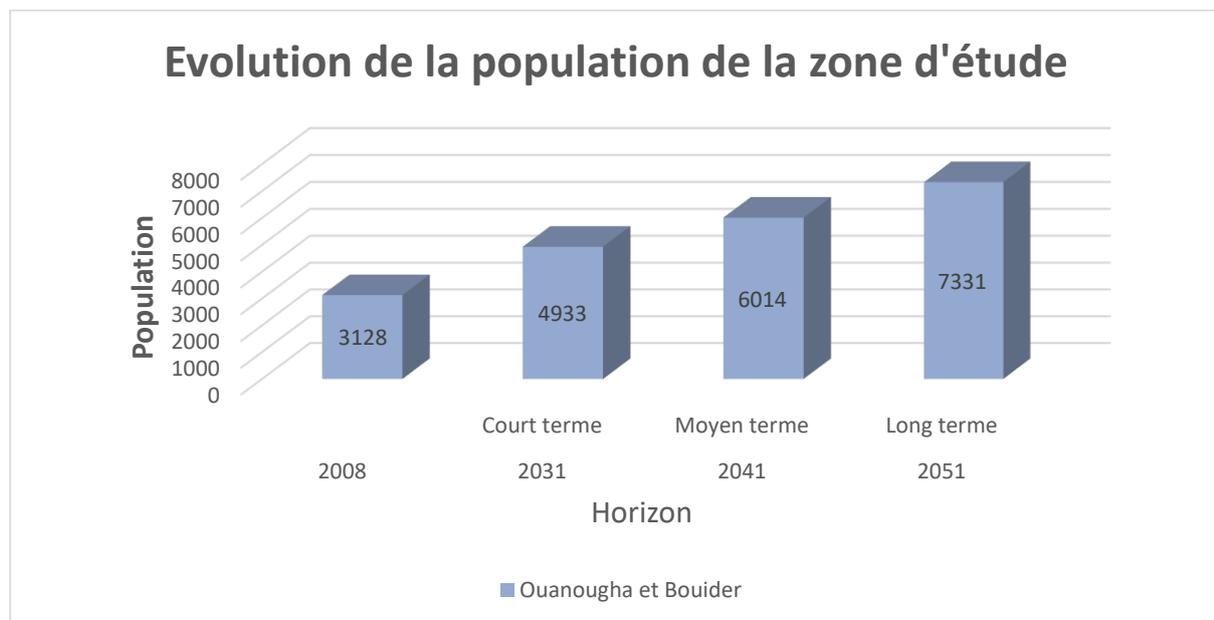
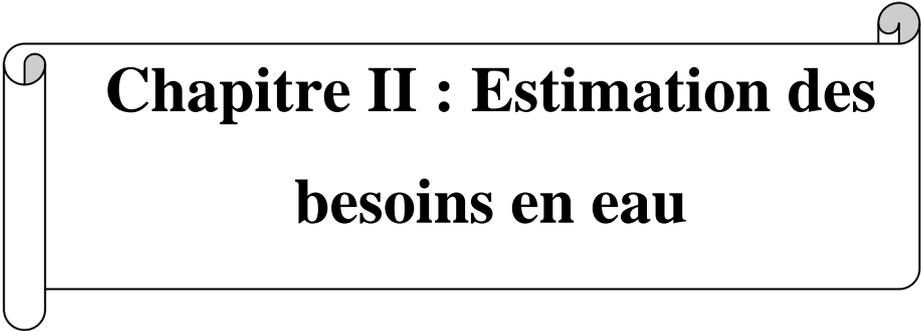


Figure I 5: Histogramme de l'évolution de la zone d'étude.

I.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la commune des Issers, connaître les caractéristiques géographiques, climatique, hydraulique et démographique de la zone d'étude et on a pu constater que le climat est de type tempéré chaud avec été sec (Méditerranéen) avec une pluviométrie moyenne annuelle de 968 mm ainsi qu'un nombre d'habitants égale à 7331 à l'horizon 2051. L'ensemble de ces informations représentent les données de base de notre travail qui est le dimensionnement du réseau de distribution de la zone d'étude (des localités Ouanougha et Bouider).

A decorative border resembling a scroll, with a vertical line on the left and a horizontal line at the bottom, both ending in rounded, scroll-like shapes. The text is centered within this border.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons déterminer les différents types de consommateurs et leurs normes de consommation unitaire (la dotation) ; évaluer les différents besoins en eau de la zone d'étude (Ouanougha et Bouider), objet d'étude à l'horizon 2051, en suivant les étapes suivantes :

- Estimation des besoins domestiques et des besoins des équipements.
- Calcul des débits moyens journaliers.
- Calcul des débits maximaux journaliers.

II.2 Evolution des besoins en eau potable

II.2.1 Généralités

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 important. 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.

II.2.2 Les besoins domestiques

La consommation moyenne journalière représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autre installation pendant une journée.

Le débit Moyen Journalier est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{1}{1000} * \text{dot} * N \text{ (m}^3/\text{j)} \dots\dots\dots \text{(II.1)}$$

$Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier en (m³/j).

N : nombre de consommateurs (habitants).

dot : dotation moyenne en (litre/jour/consommateur).

Les besoins domestiques pour les différents horizons sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II 1: Besoins domestiques de la zone d'étude pour les différents horizons.

HORIZONS	POPULATION (hab)	DOTATION (l/j/hab)	CONSOMMATION	
			CONSOMMATION (m3/j)	(l/s)
2008	3128	170	531,76	6,15
Courte terme (2031)	4933	170	838,66	9,71
Moyen terme (2041)	6014	170	1022,32	11,83
Long terme (2051)	7331	170	1246,20	14,42

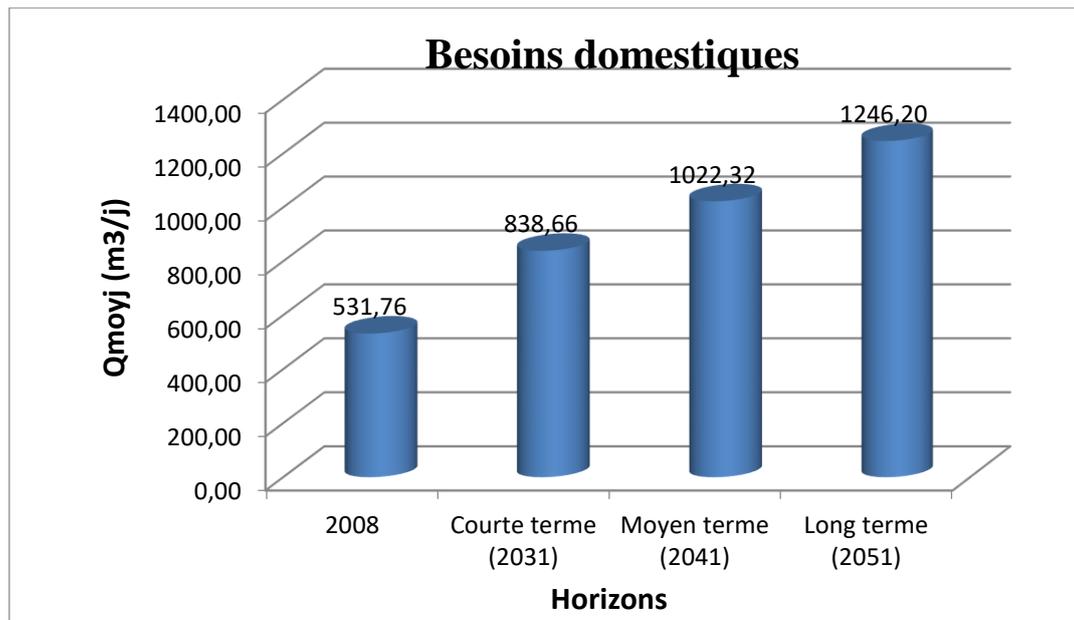


Figure II 1: Diagramme des besoins domestiques de la zone d'étude pour les différents horizons.

II.2.3 Les besoins d'équipements

L'estimation des besoins d'équipements est résumée dans les tableaux ci-dessous :

Tableau II 2: Besoins en eau des équipements présents dans la zone d'étude.

EQUIPEMENT EXISTANT	Nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Besoin moyen journalier (m3/j)
EQUIPEMENT SOCIO-ECONOMIQUE				
Mosquée	200	Fidèle	20	4
EQUIPEMENT SANITAIRE				
Salle de soins (L / Patient)	20	Patient	20	0,4
EQUIPEMENT SCOLAIRE				
Primaires (L / élève)	350	Elèves	15	5
Total				9,4

II.2.4 Récapitulation des besoins en eau

Tableau II 3: Récapitulatif des besoins en eau.

HORIZONS	2008	Court terme 2031	Moyen terme 2041	Long terme 2051
Besoins domestiques (m3/j)	531,76	838,7	1022,32	1246,2
Besoins d'équipement (m3/j)	9,4	9,4	9,4	9,4
Qmoy j (m3/j)	541,2	848,1	1031,72	1255,6

II.3 Variation de la consommation

II.3.1 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.

➤ Consommation minimale journalière

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

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots (II.2)$$

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

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, ce coefficient représente le rapport

Entre la consommation minimale et la consommation moyenne journalières :

$$K_{\min,j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} ; \quad K_{\min,j} = (0,7-0,9).$$

On prend: $K_{\min,j} = 0,8$;

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

Tableau II 4: variation de la consommation minimale journalière pour la zone d'étude.

HORIZONS	2008	Court terme (2031)	Moyen terme (2041)	Long terme (2051)
Qmoy (m3/j)	531.76	848,1	1031,72	1255,6
Kminj	0,8			
Qminj (m3/j)	425.41	678,48	825,376	1004,48

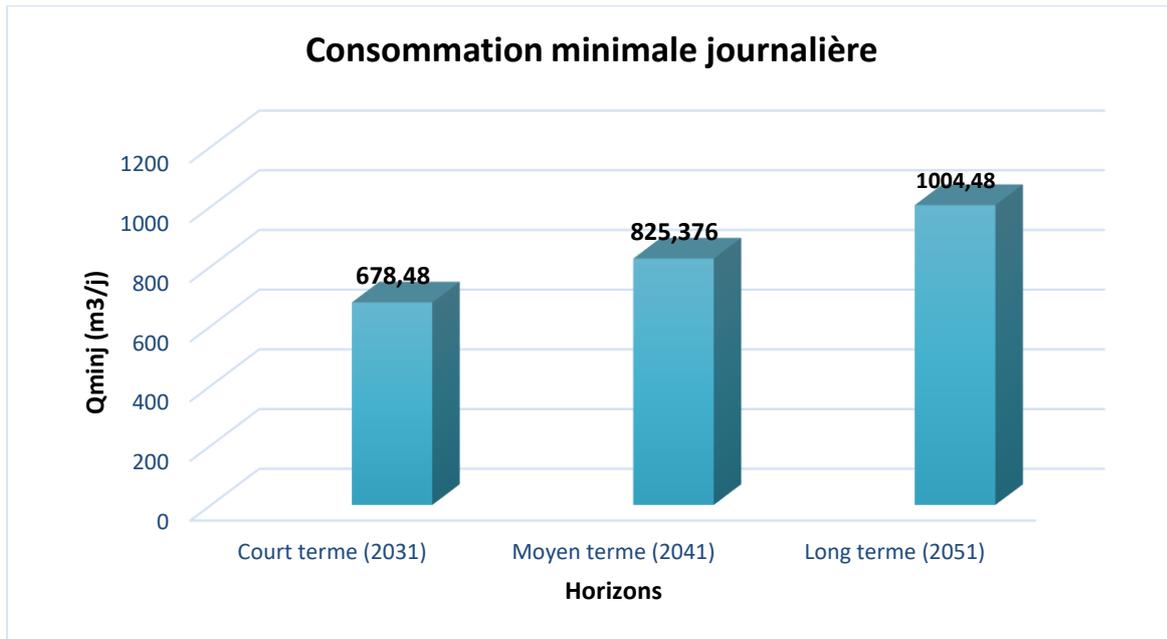


Figure II 2: Diagramme de la variation de la consommation minimale journalière.

➤ **Consommation maximale journalière (Q_{max,j})**

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

Ainsi nous pouvons écrire :

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

Avec :

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

K_{max,j} : Coefficient d’irrégularité journalière maximum, ce coefficient représente le rapport entre la consommation maximale et la consommation moyenne journalières :

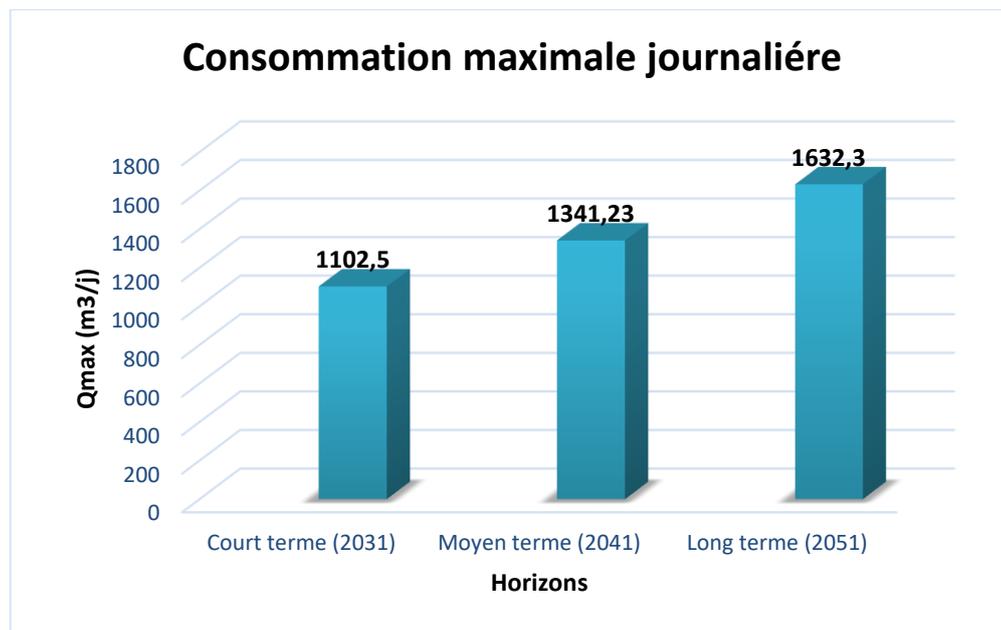
$$K_{max,j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} ; \quad K_{max,j} = (1,1-1,3).$$

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

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

Tableau II 5: variation de la consommation maximale journalière.

HORIZONS	2008	Court terme (2031)	Moyen terme (2041)	Long terme (2051)
Q _{moy} (m ³ /j)	541.2	848,1	1031,72	1255,6
K _{max j}	1.3			
Q _{max} (m ³ /j)	703.5	1102,5	1341,23	1632,3

**Figure II 3:** Diagramme de la variation de la consommation maximale journalière.

II.3.2 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 horaire.

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

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\max,h}$, $K_{\min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

➤ Consommation maximale horaire

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

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

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

On peut donc écrire :

$$K_{\max, h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \dots \dots \dots \text{(II.4)}$$

Tableau II 6: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.

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

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\max} = 1,3$

➤ **Consommation minimale horaire**

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

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

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

On peut donc écrire :

$$K_{\min, h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots \dots \dots \text{(II.5)}$$

Tableau II 7: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.

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

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,5$.

Tableau II 8: les coefficients Kmax h et Kminh en fonction du nombre d'habitants.

Zone de distribution	Nombre d'habitants 2051	α_{\max}	β_{\max}	K maxh	α_{\min}	β_{\min}	Kminh
Ouanougha et Bouider	7331	1,3	0,9 5	0.84 5	0,5	0,3	0,24

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

Tableau II 9: Répartition horaire du débit maximum journalier. Source : (polycop d'AEP de Salah Boualem).

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	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
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

$$Q_h = C_h * Q_{\max j} \dots \dots \dots \text{(II.6)}$$

Q_h : débit horaire en m³/h.

C_h : coefficients de répartition des débits horaires en (%).

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier en m³/j.

Le nombre d'habitant de la zone d'étude à l'horizon de 2051 est de 7331, donc il correspond à la première colonne de tableau 9.

Tableau II 10: Variation du débit horaire pour la zone Ouanougha et Bouider.

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{\max, j} = 1632,3 \text{ m}^3/j$			
	Ch(%)	Qh(m ³ /h)	Ch(%)	Qh(m ³ /h)
0-1	1	16,323	1	16,323
1-2	1	16,323	2	32,646
2-3	1	16,323	3	48,969
3-4	1	16,323	4	65,292
4-5	2	32,646	6	97,938
5-6	3	48,969	9	146,907
6-7	5	81,615	14	228,522
7-8	6.5	106,1	20,5	334,622
8-9	6.5	106,1	27	440,722
9-10	5.5	89,78	32,5	530,502
10-11	4.5	73,454	37	603,956
11-12	5.5	89,78	42,5	693,736
12-13	7	114,261	49,5	807,997
13-14	7	114,261	56,5	922,258
14-15	5.5	89,78	62	1012,038
15-16	4.5	73,454	66,5	1085,492
16-17	5	81,615	71,5	1167,107
17-18	6.5	106,1	78	1273,207
18-19	6.5	106,1	84,5	1379,307
19-20	5.0	81,615	89,5	1460,922
20-21	4.5	73,454	94	1534,376
21-22	3	48,969	97	1583,345
22-23	2	32,646	99	1615,991
23-24	1	16,323	100	1632,3

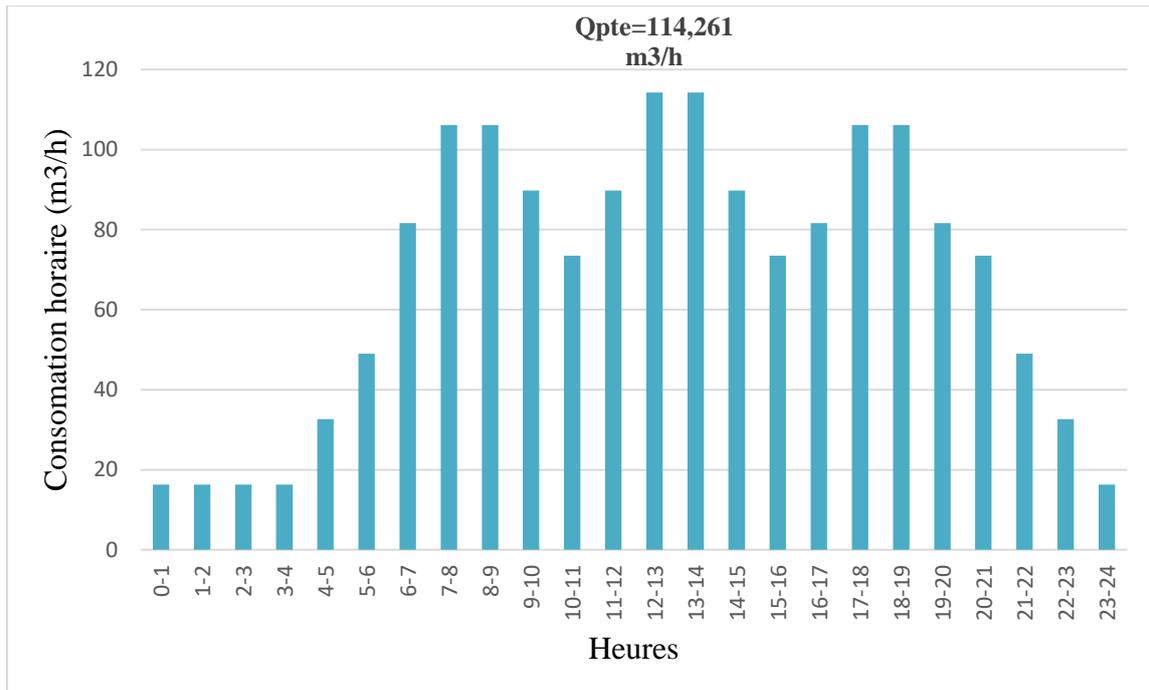


Figure II 4: Histogramme de la consommation horaire.

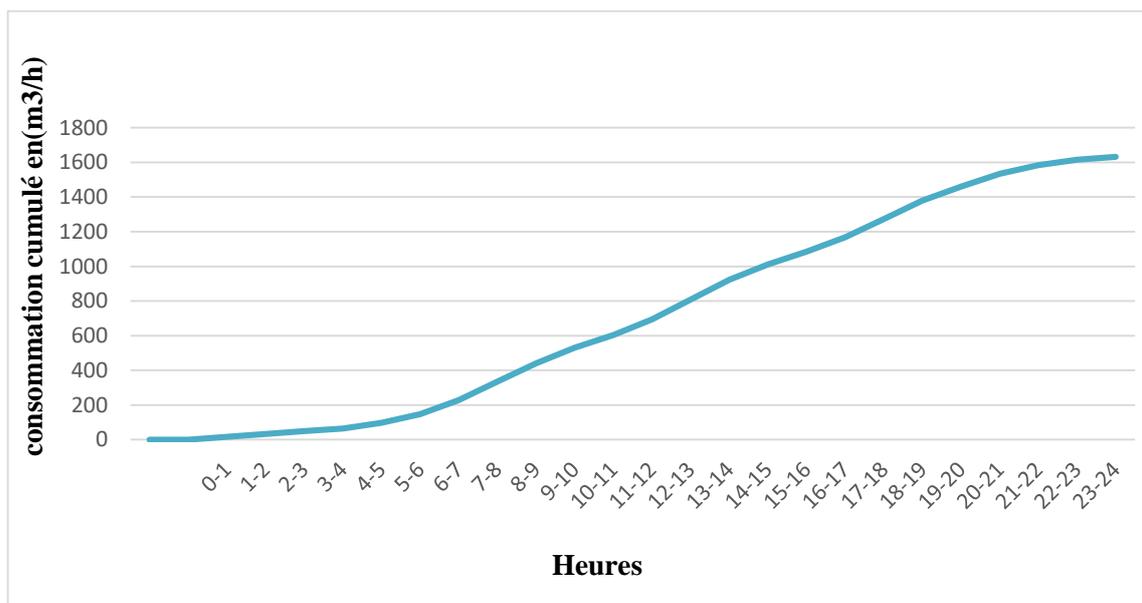


Figure II 5: la courbe intégrale de la consommation totale.

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la zone de distribution Ouanougha et Bouider est de 114,261 m³/h et survient entre 12h et 14h.

II.4 Conclusion

La mise en évidence des besoins en eau potable de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau à l'horizon 2051, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs d'eau ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Chapitre III : Etude des Réservoirs

Chapitre III : Etude des Réservoirs

III.1 Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus.

III.2 Fonctions des réservoirs

Au cours de même journée le débit d'apport d'eau est uniforme, alors que celui de la distribution est variable dans le temps. Le but est de réaliser une liaison entre ces deux régimes.

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 désamorçe 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 aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

III.3 Prescriptions sanitaires

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 immédiat 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.4 Classification des réservoirs

➤ Types de réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu.

-La position par rapport au terrain naturel :

- ✓ Sur sol ;
- ✓ Enterrés ;
- ✓ Semi-enterrés.

-Le matériau de construction : Ils peuvent être réalisés :

- ✓ En béton armé avec un faible rapport eau-ciment qui conduit à un béton plus résistant ;
- ✓ En béton ordinaire ou précontraint ;
- ✓ En acier pour de petites capacités.

-Selon la forme de la cuve :

- ✓ Rectangulaire ou carrée : elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.
- ✓ Circulaire : elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaires. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.
- ✓ Comme on trouve parfois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique,)

-Selon leur usage :

- ✓ Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
- ✓ Réservoirs d'équilibres (tampon) ;
- ✓ Réservoirs de transits.

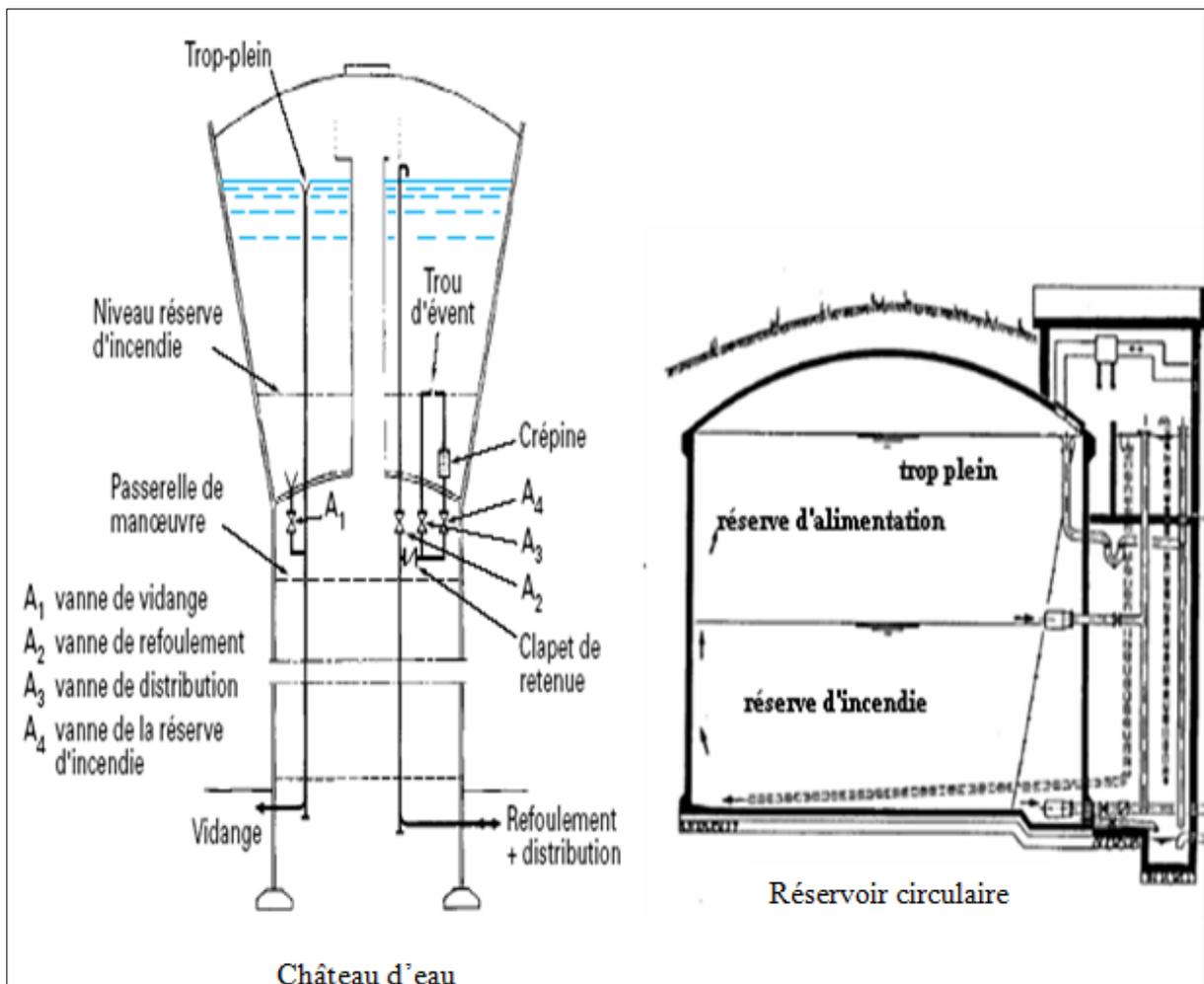


Figure III 1: quelques types de réservoir.

- **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir**
 - ✓ Conditions topographiques de la région à desservir ;
 - ✓ Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer ;
 - ✓ Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

- **Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :**
 - ✓ Les facteurs économiques ;
 - ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
 - ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau ;
 - ✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

III.5 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

-Le choix d'emplacement d'un réservoir doit permettre d'assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de pointe.

-Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

-Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

Les figures suivantes illustrent les différents emplacements

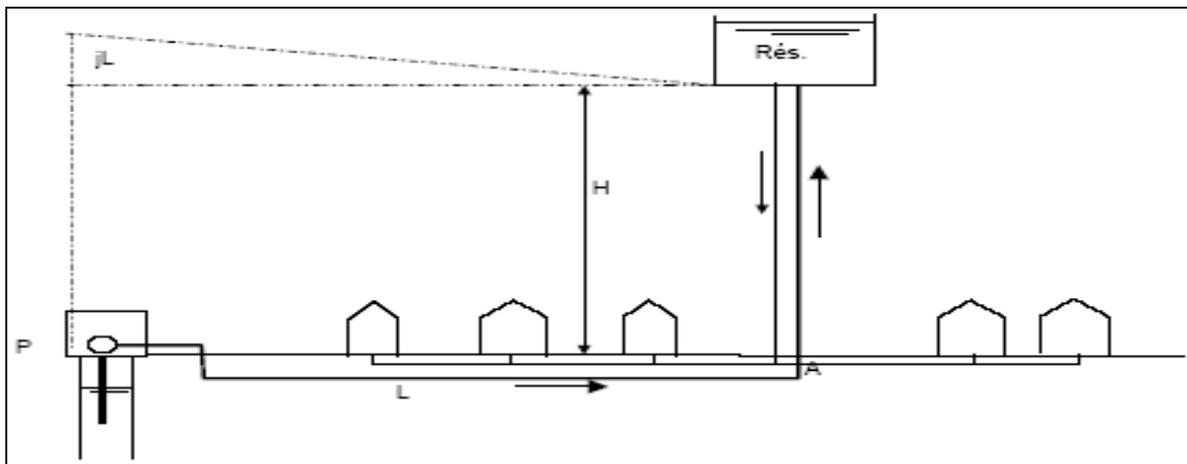


Figure III 2: Le réservoir se situe à l'intérieur de l'agglomération.

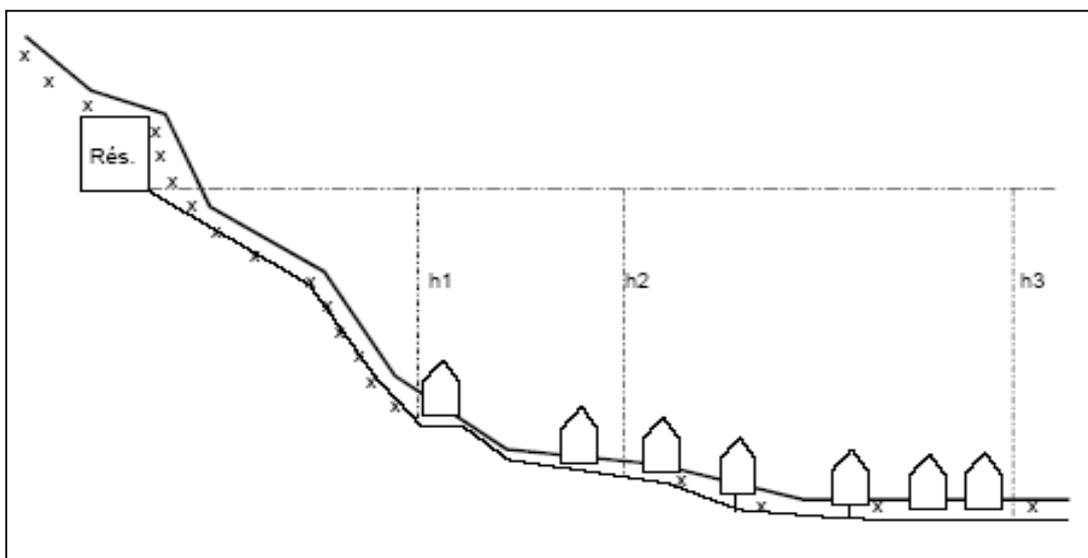


Figure III 3: Le réservoir se situe loin de l'agglomération.

Dans notre cas :

L'adduction (Réservoir R1 - Réservoir projeté R2) est gravitaire, faut prendre en considération que :

- Le Réservoir doit être implantée à une cote permettant une alimentation gravitaire des deux villages Ouanougha et Bouider.

III.6 Capacités des réservoirs

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

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

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

Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

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

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

III.6.1 Méthode analytique :

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

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \dots\dots\dots \text{(III -1-a)}$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

Et le volume total sera :

$$VT = Vr + V_{inc} \dots \dots \dots (III -2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

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

Détermination du résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

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

III.6.2 Méthode graphique

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

Donc :

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

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

$$V_r = \frac{Q_{max.j} * R_{max}}{100} \dots \dots \dots (III -1-b)$$

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (V.2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

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

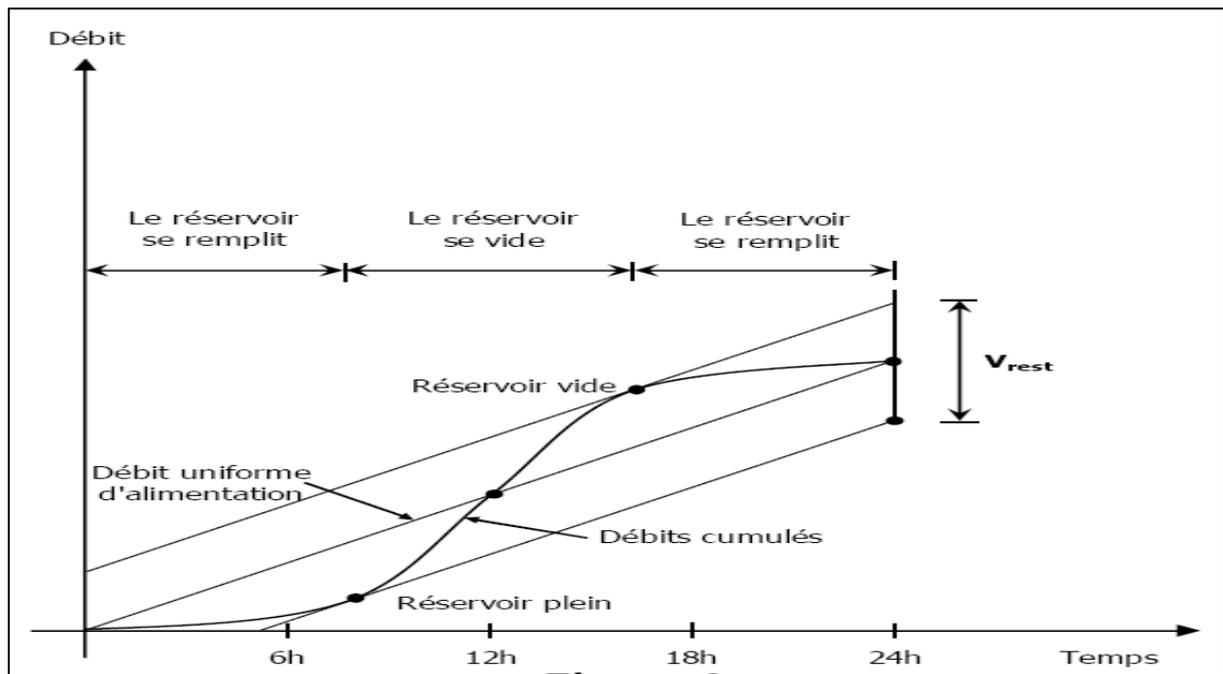


Figure III 4: Méthode graphique.

III.6.3 Calcul de la capacité du Réservoir projeté Ouanougha et Bouider :

Tableau III 1: Calcul du volume du réservoir projeté.

Heures	Consommation [%]	Arrivé [%]	Stockage [%]	Distribution [%]	Reste dans le Réservoir
0-1	1	4,16	3,16		9,64
01 02	1	4,16	3,16		12,80
02 03	1	4,16	3,16		15,96
03 04	1	4,16	3,16		19,12
04 05	2	4,16	2,16		21,28
05 06	3	4,17	1,17		22,45
06 07	5	4,17		-0,83	21,62
07 08	6,5	4,17		-2,33	19,29
08 09	6,5	4,17		-2,33	16,96
09 10	5,5	4,17		-1,33	15,63
10 11	4,5	4,17		-0,33	15,30
11 12	5,5	4,17		-1,33	13,97
12 13	7	4,17		-2,83	11,14
13-14	7	4,17		-2,83	8,31
14-15	5,5	4,17		-1,33	6,98
15-16	4,5	4,17		-0,33	6,65
16-17	5	4,17		-0,83	6,65
17-18	6,5	4,17		-2,33	6,65
18-19	6,5	4,17		-2,33	4,32
19-20	5	4,17		-0,83	0,00
20-21	4,5	4,16	-0,34		-0,34
21-22	3	4,16	1,16		0,82
22-23	2	4,16	2,16		2,98
23-24	1	4,16	3,16		6,14

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{22,45 \times 1632,3}{100} \Rightarrow V_r = 366,45 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_r = 366,45 \Rightarrow V_t = 486,45 \text{ m}^3$

On opte pour un réservoir de capacité **500 m³**.

III.6.4 Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres ; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminées comme suit :

Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * h}} \dots\dots\dots \text{(III -3)}$$

V : capacité du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

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

$$h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \dots\dots\dots \text{(III -4)}$$

La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V}{h} \dots\dots\dots \text{(III-5)}$$

La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \dots\dots\dots \text{(III -6)}$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m),

La hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots \text{(III-7)}$$

Les dimensions du réservoir sont portées dans le tableau suivant :

Tableau III 2: récapitulatif des dimensions du réservoir projeté.

Ouvrage de stockage	Fonction	Capacité (m ³)	Hauteur (m)	Diamètre (m)	Observation
Réservoir projeté	Alimentation en eau potable de Ouanouha et Bouider	500 m ³	4	12.61	Réservoir projeté

Hauteur d'incendie :

$$h_{inc} = 0.96 \text{ m}$$

III.7 Equipements des réservoirs

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

- ✓ D'une conduite d'arrivée ;
- ✓ D'une conduite de départ ;
- ✓ D'une conduite de vidange ;
- ✓ D'une conduite de trop plein ;
- ✓ D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie ;
- ✓ D'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de manœuvre (figure III.5).

III.8 Entretien des réservoirs :

Les réservoirs doivent être sous surveillance permanente pour cela on appliquera des soins particuliers tels que :

- ✓ Couvrir les réservoirs pour raison d'hygiène et de sécurité pour les protéger contre les corps étrangers et les variations de température ;
- ✓ Elimination des dépôts sur les parois ;
- ✓ Examen et réparations éventuelle de celle-ci ;

- ✓ Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- ✓ Toutes les vannes sont disposées dans la chambre de manœuvre ;
- ✓ Remise en service ;
- ✓ Inclure l'entretien des parties métalliques comme les portes, échelles, équipement hydrauliques et cheminées d'aération ;
- ✓ Isolement et vidange du réservoir, s'effectue que lorsque la quantité d'eau stockée dans le réservoir est la plus faible pour éviter le gaspillage d'eau et perte de temps ;
- ✓ Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible.

III.9 Recommandations

- ✓ Eviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique et ceci pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre les microfissurations ;
- ✓ Aménager les évacuations pour les eaux pluviales ;
- ✓ Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues.
- ✓ Après la mise en œuvre du réservoir, le remplissage se fait progressivement.

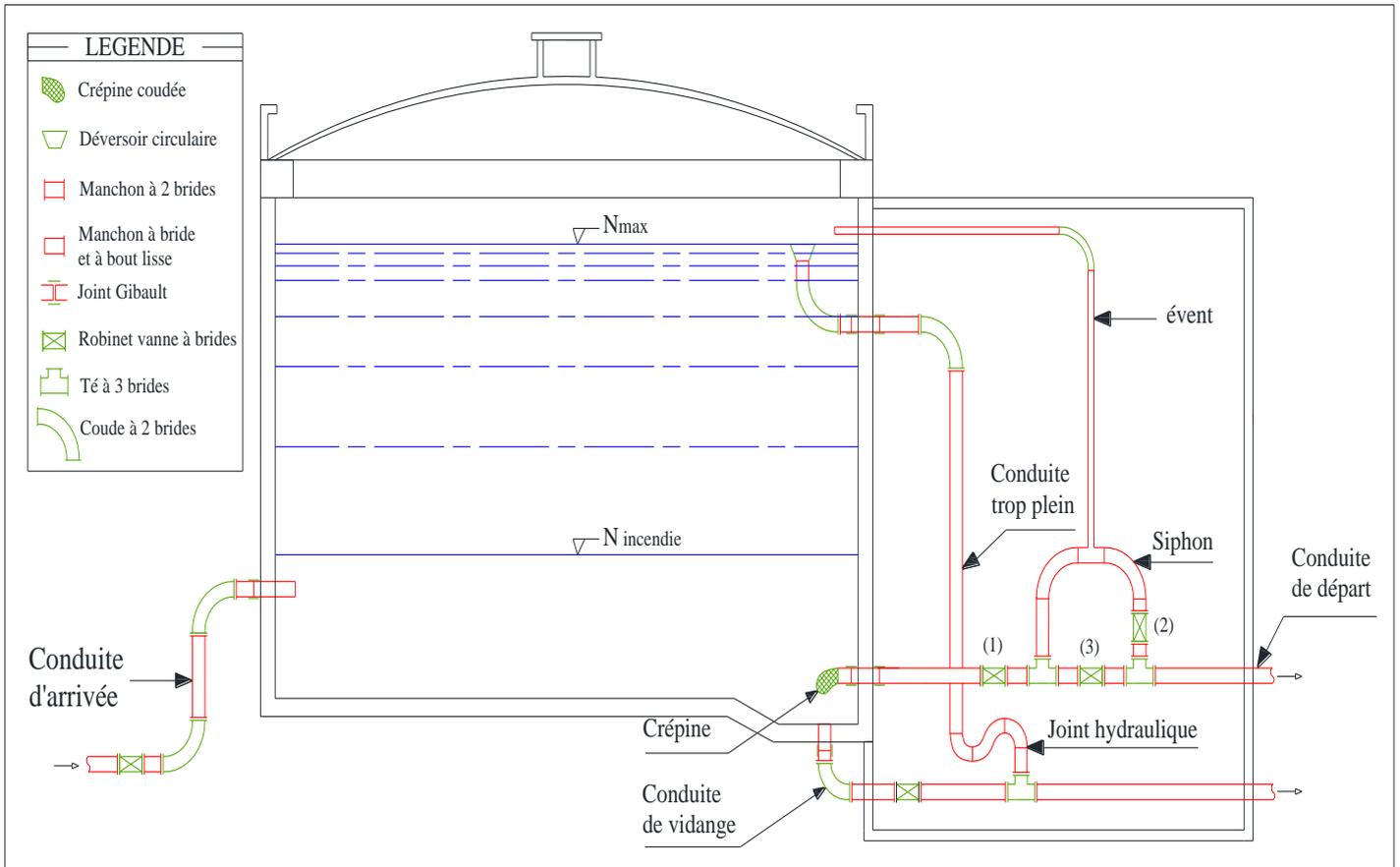
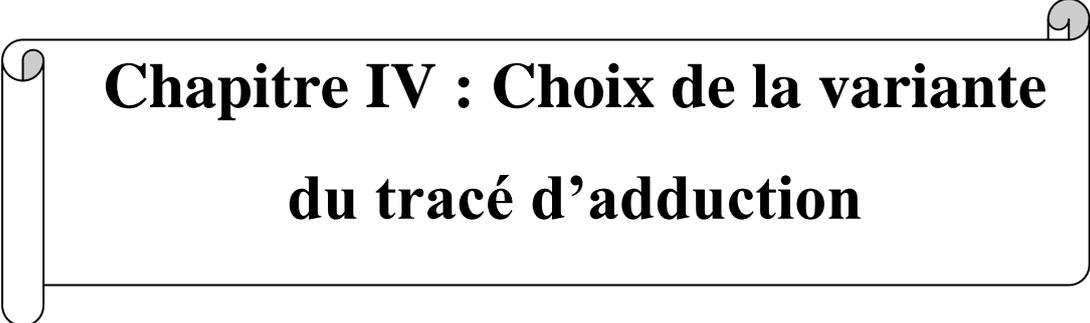


Figure III 5: Equipements du réservoir.

III.10 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons projeté un réservoir pour alimenter les zones de Ouanougha et Bouider. Dans notre cas, nous avons utilisé la méthode analytique pour le calcul du volume utile du réservoir et en ajoutant le volume d'incendie qui est de 120 m^3 , puis nous avons déterminés ses dimensions.

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left side and a small circular element at the top right corner. The text is centered within the frame.

**Chapitre IV : Choix de la variante
du tracé d'adduction**

Chapitre IV : Choix de la variante du tracé d'adduction

IV.1 Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

IV.2 Types d'adduction

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

- Adduction gravitaire : la source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement peut y être en charge (le plus souvent), ou à surface libre (canaux à ciel ouvert ou aqueducs fermés).
- Adduction par refoulement : la cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'installation d'un système de pompage est donc nécessaire (écoulement en charge).
- Adduction mixte : rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitairement (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) vers le réservoir de l'agglomération.

IV.2.1 Etude des adductions gravitaires

L'écoulement se fait sous la seule action de la pesanteur.

✓ **Adduction gravitaire en charge :**

Pour l'élaboration d'un projet d'adduction gravitaire en charge, on suit les étapes suivantes :

- Détermination du diamètre de la conduite le plus avantageux.
- Choix du tracé d'adduction pour avoir une longueur minimale, en suivant les voies de communication de préférence (pour des raisons économiques, de facilité de pose et de maintenance).
- Types de tuyaux à utiliser.
- Nombre de lignes de conduites.

- Pose de conduites, enterrées le plus souvent dans un souci de protection, de facilité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau.
- Protection des conduites contre le régime transitoire, les poussées et la corrosion.

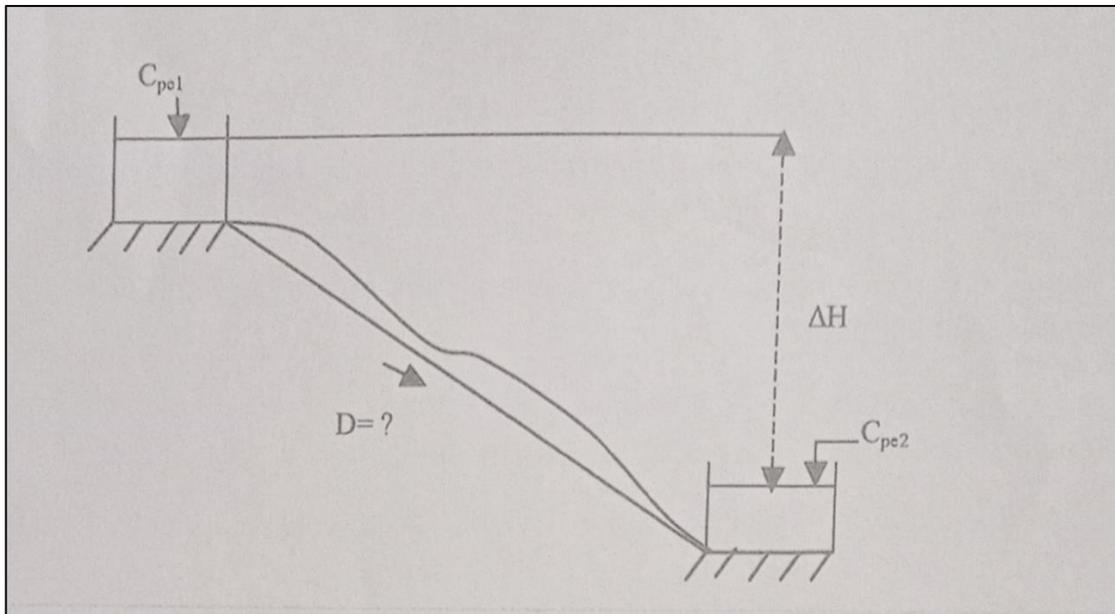


Figure IV 1: adduction gravitaire.

✓ **Conduites gravitaires en série reliant deux réservoirs :**

Cas 1 :

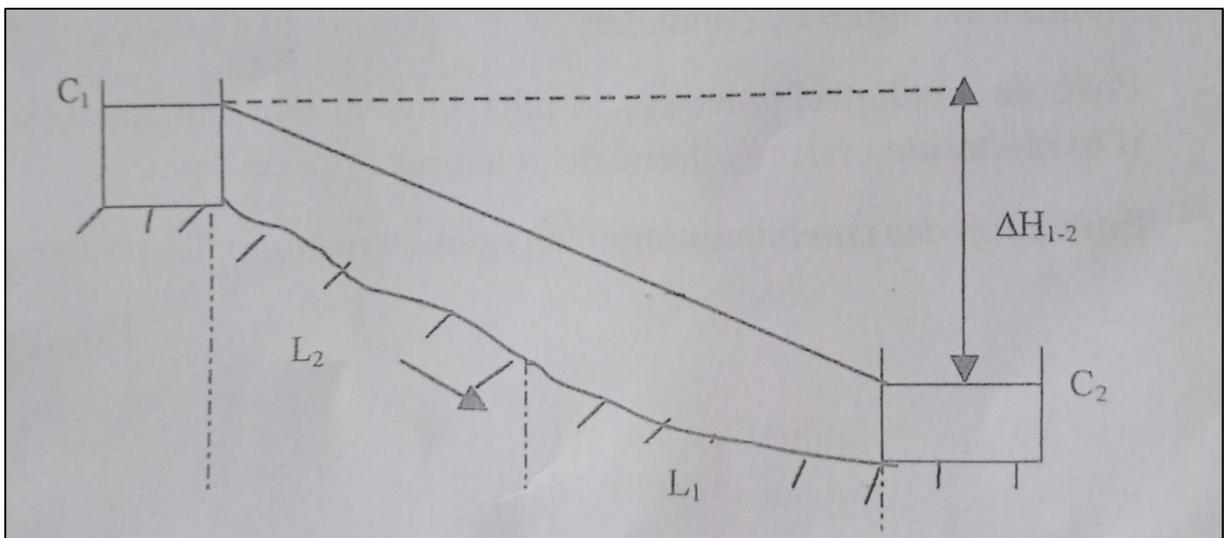


Figure IV 2: cas de conduites gravitaire en série.

Lorsque les cotes amont et aval sont imposées, le débit et la longueur imposés et, que le diamètre est à déterminer alors :

- Si le diamètre déterminé est unique et satisfait théoriquement les conditions imposées, la ligne de charge est une ligne droite qui relie le plan d'eau des deux réservoirs.
- Le plus souvent le diamètre D_c (calculé) ne coïncide pas avec le diamètre normalisé D_N et par conséquent sera compris entre deux diamètres normalisés D_{N1} et D_{N2} .

$$D_{N1} < D_c < D_{N2}$$

Cas 2 : existence sur le tracé d'un point écrêté par la ligne piézométrique :

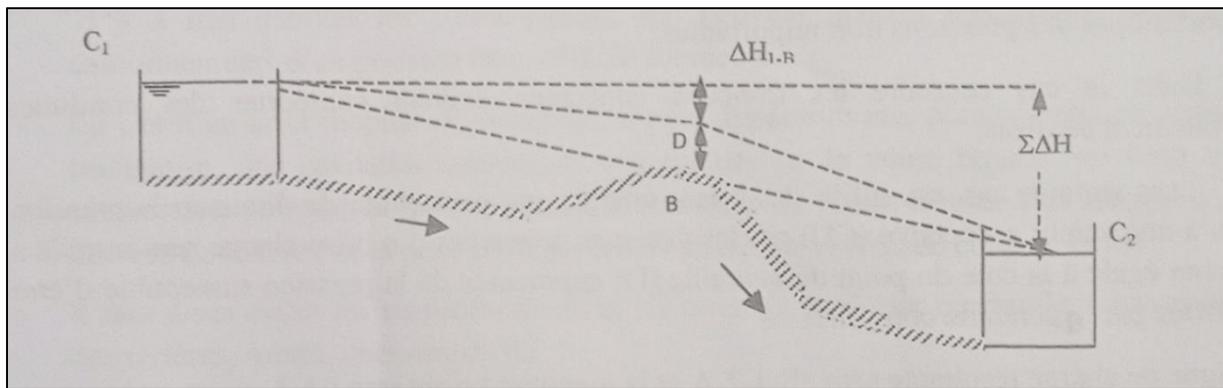


Figure IV 3: existence d'un point écrêté.

Il arrive qu'en pratique, l'eau n'arrive pas au réservoir « C₂ du fait d'un écrêtement de la ligne de charge en un ou plusieurs points du profil en long et, ceci dans le cas d'un diamètre unique.

Etant donné que les cotes C₁ et C₂ sont imposées, on doit relever la ligne piézométrique C₁-BC₂ de quelques mètres au-dessus du point B en provoquant une cassure de cette ligne par utilisation de deux tronçons C₁B et BC₂ ($D_{C1B} > D_{BC2}$) et étudier la position de la ligne piézométrique brisée pour différents niveaux d'eau dans les réservoirs de façon à éviter l'écrêtement.

Cas 3 : un tronçon de l'adduction gravitaire présente une pression exagérée.

Le réservoir A est supposé destiner à alimenter une agglomération avec des pressions au sol suffisantes.

Selon le tracé de la canalisation, on porte le profil piézométrique correspondant (diamètre unique) qui sera une ligne droite joignant les points S et A.

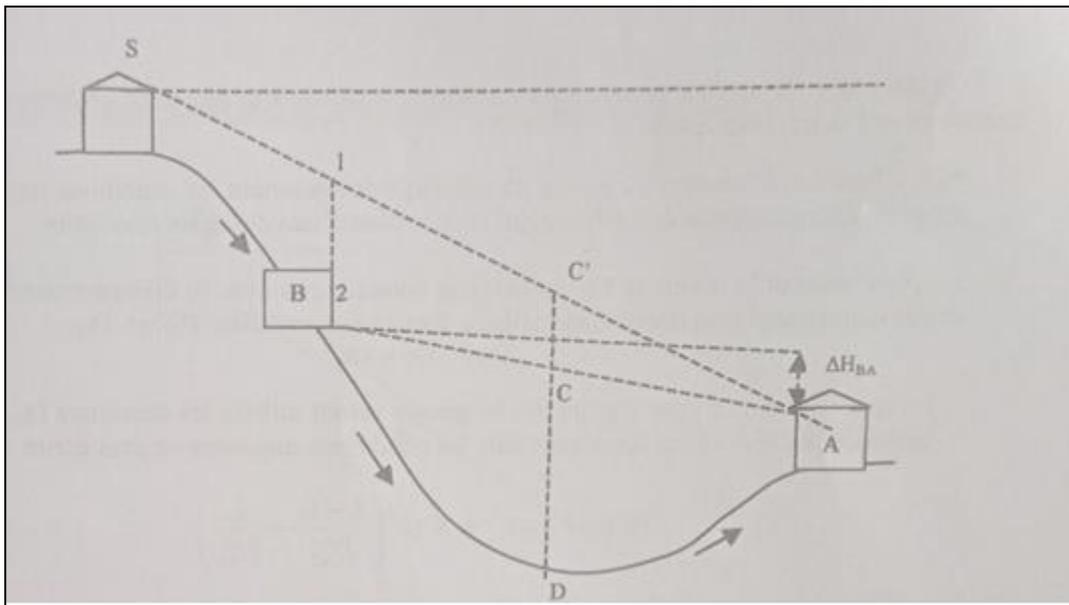


Figure IV 4: Cas d'une pression exagérée.

Vu le profil en long du terrain accidenté, il faut examiner si certains tronçons ne supportent pas des pressions trop importantes.

Dans le cas contraire les tronçons concernés doivent comporter des conduites spécialement étudiées.

Dans certains cas, on utilise des brises-charges qui permettent de diminuer la pression acceptable (CD) par les tronçons concernés. Le brise-charge sera installé à une cote égale à la cote du point défavorable (D) augmentée de la pression susceptible d'être jusqu'à une valeur supportée par la conduite concernée.

La ligne de charge résultante sera : S-1-2-A et la grandeur brisée sera : 1-2.

IV.3 Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat des réservoirs.

Pour la détermination de la variante la plus économique, il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure du possible, de respecter.

- Tout d'abord, il importe de rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une pente toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Il y a lieu d'éviter, en effet les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

Pour notre cas d'étude la région présente un terrain très accidenté on a proposé une variante pour l'adduction entre le réservoir existant (R1-1000m³) à une cote de 710m NGA et Un réservoir qui sera projeté (R2-500m³) à une cote de 419 m NGA.

IV.4 Choix du tracé

Nous recherchons le tracé de l'adduction le plus court possible [Réservoir existant - réservoir projeté] afin d'obtenir de longs alignements, raccordés par des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

Les principales contraintes relevées ont été :

- La voie routière de la commune de Timezrit vers les Issers.
- L'urbanisation actuelle.
- La topographie très accidentée.

Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses et de tout dommage subi par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réalisation d'un profil en long idéal.

IV.5 Choix du matériau de conduite

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en matière thermoplastique et les tuyaux en béton.

-Sur le plan technique : cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

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

-Sur le plan économique : cette faisabilité dépend essentiellement :

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

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

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

Les plus utilisés sont décrits dans le tableau suivant :

Tableau IV 1: Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.

Pression nominale selon le diamètre de la conduite (mm)	Longueur courante de la conduite	Avantages	Inconvénients
Acier			
60bars → $\varphi < 150$ 50bars → $150 < \varphi < 270$ 40bars → $275 < \varphi < 400$	6 - 12 m	-Bonne étanchéité. -Découpable et soudable. -Cintrable selon la demande. -Résistance à des pressions élevées. - Disponible sur marché. -Plus léger que la fonte ductile. - Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus aux moins accidentés.	-Sensibilité à la corrosion externe et interne (nécessite un revêtement intérieur et extérieur par enduit au bitume par exemple). -Durée de vie courte 20 ans
Fonte ductile			
50 bars → $\varphi < 600$ 40bars → $\varphi > 600$	6m : $\varphi < 800$ 7m : $\varphi > 800$	-Résistance aux pressions élevées. -Longévité importante (50ans). -Disponibilité des pièces spéciales en fonte.	-Sensible à la surcharge. -Non disponible sur le marché. -Sensible à la corrosion. -Lourde et très onéreuse.
Chlorure de polyvinyle (P.V.C.)			
Petits diamètres PN maximale PN 20	4-6m	-5 à 8 fois plus léger que les tubes traditionnels (acier et fonte). -Faible rugosité. -Bonne résistance chimique (pas de corrosion ni entartrage). -La pose facile des conduites.	-Risque de rupture. -Utilisé le plus souvent pour des petits diamètres.

Poly Ethylène à Haute Densité (P.E.H.D.)			
PN maximale PN 25	6-12m pour des diamètres qui varient entre 160-400mm	<ul style="list-style-type: none"> - Faible rugosité qui se maintient au long des années. - Bonnes caractéristiques hydrauliques. - Montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats. - Répond parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites. - plus souple et moins cher - Résistance aux rayons U-violet. 	Pression de service limitée.

IV.6 Calcul hydraulique

IV.6.1 Méthode de calcul

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots(\text{IV.1})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ; $L_e = L_g + L_{e_s}$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/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 les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau IV.2

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

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots(IV.2)$$

Dans notre cas, on prend : $K'= 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$.

IV.6.2 Dimensionnement de l'adduction gravitaire

(Réservoir existant 1000 m³ - Réservoir projeté R2)

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la cote trop plein du réservoir R1 est de 720 mNGA, on procède par un tâtonnement, tel que :

- On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre ; le point de piquage et la première station de reprise projetée ;
 - On donne une cote piézométrique à la première station de reprise projetée ;
 - On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule (III.2) ;
 - On choisit la cote nous donnant un diamètre normalisé.
- la pression au réservoir R1: 72 bar.
 - $Q_{max,j}=1632.3 \text{ m}^3/j$ soit $Q= 0,0189 \text{ m}^3/s$.
 - **Tronçon 1 : Réservoir R1-Réservoir brise de charge1**

Tableau IV 3: La longueur du tronçon de l'adduction.

Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
Réservoir R1	Réservoir projeté R2	4186	4604.5

Tableau IV 4: Les altitudes des différents points de l'adduction.

N° du point	Point	Côte piézométrique
1	Réservoir R1	720
2	Réservoir projeté R2	419.5

- **Charge disponible :**

$$\Delta H_d = C p_{R1} - C t p_{R2} \dots \dots \dots (IV.3)$$

$$\Delta H_d = 720 - 419.5 = 300.5m$$

- **Calcul du diamètre :**

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

A.N :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0,001735 * 4604.5 * 0,0189^2}{300.5}} = 0,113 \text{ m}$$

Remarque : la conduite de diamètre 113 mm n'existe pas dans le marché alors on va opter pour deux diamètres normalisés DN1 et DN2 respectivement de 100 mm et 125 mm et on va résoudre l'équation suivante :

$$\Delta H = \frac{K' * X * Q^\beta}{DN_1^m} - \frac{K' * (L-X) * Q^\beta}{DN_2^m} \dots \dots \dots (IV.4)$$

On trouve X=2783.17 m donc L-X= 1402.83 m.

Donc on va commencer par un diamètre de 100 mm pour une longueur de 1877.22 m et on continuera notre tronçon par une conduite de 125 mm pour une longueur de 2247.78 m.

Tableau IV 5: longueur des tronçons de l'adduction.

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	Longueur (m)	Leq (m)
X	18.9	100	2783.17	3061.48
L-X	18.9	125	1402.83	1543.11

- **La vitesse d'écoulement :**

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

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \dots \dots \dots (IV.5)$$

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

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).

Tableau IV 6: vitesse des tronçons de l'adduction.

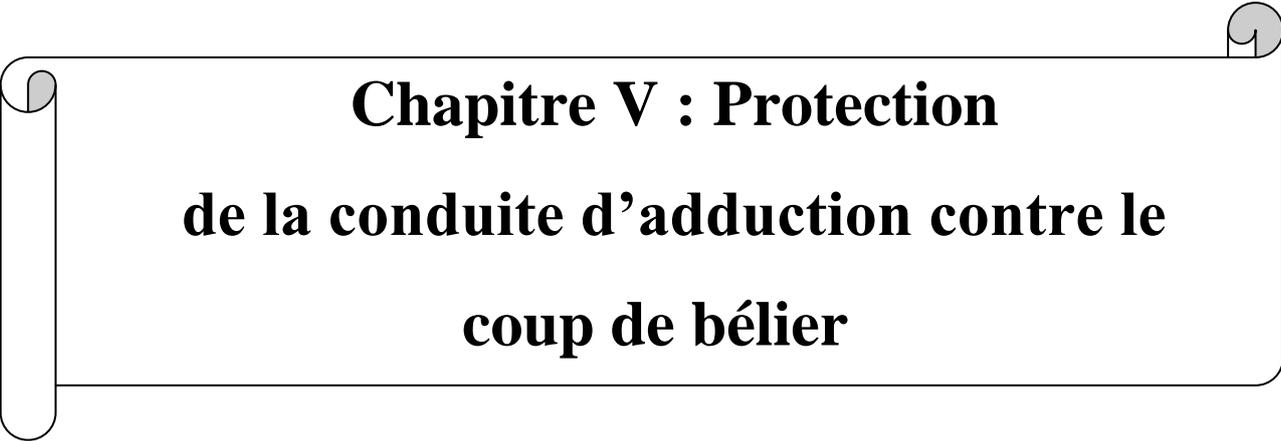
N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	Longueur (m)	V (m/s)
X	18.9	100	2783.17	2.41
L-X	18.9	125	1402.83	1.54

On voit que la diamètre DN100 ne réponds pas à la vitesse exigée, dans ce cas on opte pour le diamètre DN125 le long du tronçon.

IV.7 Conclusion

L'étude de ce chapitre nous a permis de récapituler notre projet par une étude technique qui consiste à réaliser une conduite en fonte ductile DN125mm entre le réservoir R1 existant et le réservoir projeté R2.

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors dans ce cas examiner, attentivement toutes les options possibles sur le plan technique et financier pour pouvoir retenir le choix optimal.



**Chapitre V : Protection
de la conduite d'adduction contre le
coup de bélier**

Chapitre V : Protection de la conduite d'adduction contre le coup de bélier

V.1 Introduction

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de la pression (entre la surpression et la dépression), un écoulement non permanent (transitoire) apparaît dans une conduite lorsqu'on fait varier brusquement le débit à l'extrémité aval de celle-ci.

Ce phénomène peut provoquer des effets plus nocifs à la canalisation, il est nécessaire par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les atténuer.

Dans ce chapitre on va étudier d'une manière précise ce phénomène, les risques qu'il présente et les moyens de protections.

V.2 Les 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.

V.3 Les risques dus au coup 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.

➤ Fortes pressions :

Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite, il peut y avoir fissuration, des cassures de cette dernière, et dislocation des joints.

➤ **Pression négatives :**

Apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si la pression devient inférieure à 10 m.c.e entraîne une implosion de la conduite, cavitation, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.

➤ **Fatigue de la conduite :**

L'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

V.4 Description des phénomènes physiques

Suite à un arrêt brusque ou instantané, on peut avoir ces quatre phases :

V.4.1 Première phase

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu.

Les clapets anti-retours situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide.

A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont. L'eau ne se comporte alors plus de manière incompressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite.

V.4.2 Deuxième phase

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de la masse du liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide immédiatement en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite.

Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques c jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps $T=L/c$, où L est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

V.4.3 Troisième phase

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint le clapet au bout d'un temps $2T$, à compter du début du phénomène.

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps $3T$.

V.4.4 Quatrième phase

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes.

Au bout du temps $4T$, on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

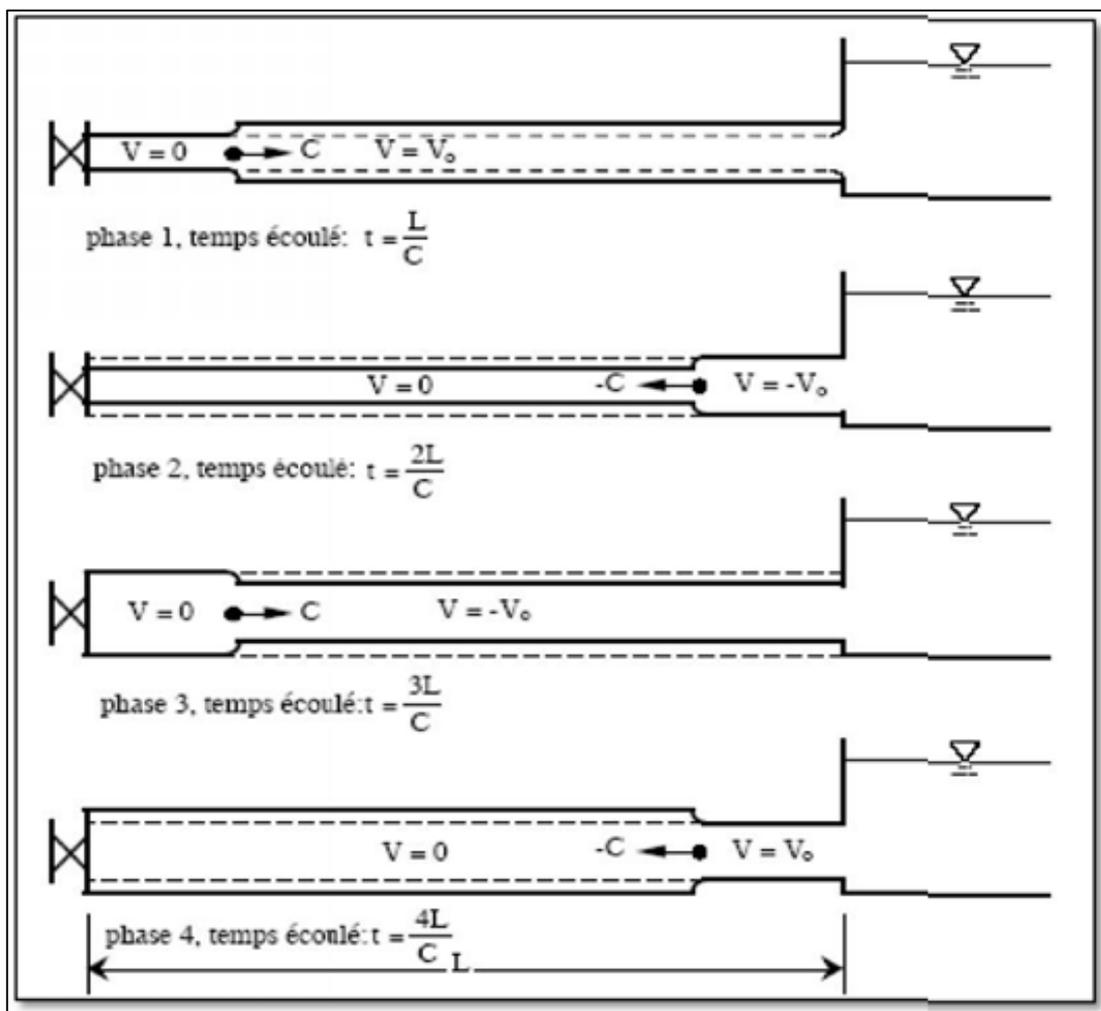


Figure V 1:Étapes d'un cycle de variation de pression.

V.5 Moyen de protection contre le coup de bélier

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques-uns :

➤ **Vanne à fermeture lente :**

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira.

➤ **Soupape de décharge :**

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression.

Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse 5% de la pression maximale de fonctionnement normal. Son utilisation nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

➤ **Cheminée d'équilibre :**

Une manière de réduire les surpressions dans une conduite, Elles sont des récipients ouverts à forte hauteur protégeant le tronçon en aval et réduisant l'intensité du coup de bélier en amont.

Elles jouent le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages importants dans le cas de grandes et moyennes hauteurs de refoulement.

Les cheminées d'équilibre sont utilisées sur le tracé du refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elles présentent certains avantages à savoir :

Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien.

La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessibles.

➤ **Volant d'inertie :**

Son principe est de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

C'est un disque de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie, calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur, il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement.

➤ **Réservoir d'air :**

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement immédiatement à l'aval du clapet contenant de l'eau et de l'air sous pression, la pression dans l'air en marche normale équilibre la pression dans la conduite en cas de coup de bélier.

Ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air), ainsi il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression. A cause de sa simplicité et son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélier le plus utilisé en alimentation en eau.

V.6 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène de coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

La célérité de l'onde étant été calculée via la formule améliorée de Mr.B.SALAH.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2 \times a \times (1 - \vartheta_m^2) \times (1 - \vartheta_s)}{(1 - \vartheta_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \vartheta_s)}} \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec:

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³.

E_m : Module de Young du matériau de la conduite : 1×10^{11} Pascal (Fonte).

E_s : Module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal.

ϑ_m : Coefficient de poisson du matériau. $\vartheta_m = 0.3$ (Fonte).

ϑ_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\vartheta_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m). 0.0066 m ;

a : Rayon intérieur de la conduite (m). 0.0625m ;

A.N :

$C = 230$ m/s

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

$$T_r = \frac{2 \times L}{c} \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

T_r : Temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : Longueur de la conduite (m).

C : Célérité d'onde (m/s).

A.N:

$$T_r = \frac{2 \times 4186}{230} = 37s$$

On prévoit une vanne a fermeture lente donc le coup de bélier sera calculé par la formule de MICHAUD suivante :

$$\Delta h = \frac{2 * L * V_0}{g * T} \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec :

L : La longueur de la conduite (m).

V_0 : Vitesse d'écoulement (m).

Pour protéger la conduite gravitaire il faut $T > T_r$. (On prend $T = 5$ min)

A.N:

$$\Delta h = \frac{2 * 4186 * 1.54}{9.81 * 4 * 60} = 5.47 m$$

Tableau V 1: calcul du temps de fermeture de la vanne.

Conduite	DN (mm)	e (mm)	L (m)	V_0 (m/s)	c (m/s)	T_r (s)	Temps de fermeture (s)	Δh (m)
R1 existant- R2 500 projeté	Fonte ductile DN125 mm PN40	6.6	4186	1.54	230	37	>37	5.47

Remarque :

Après le calcul et pour protéger les conduites gravitaires contre le coup de bélier, on prévoit une vanne à fermeture lente ayant un temps de fermeture supérieur au temps de retour (T_r) relatif au tronçon de l'adduction R1 existant-R2 projeté.

V.7 Quelques recommandations pour prévenir le coup de bélier

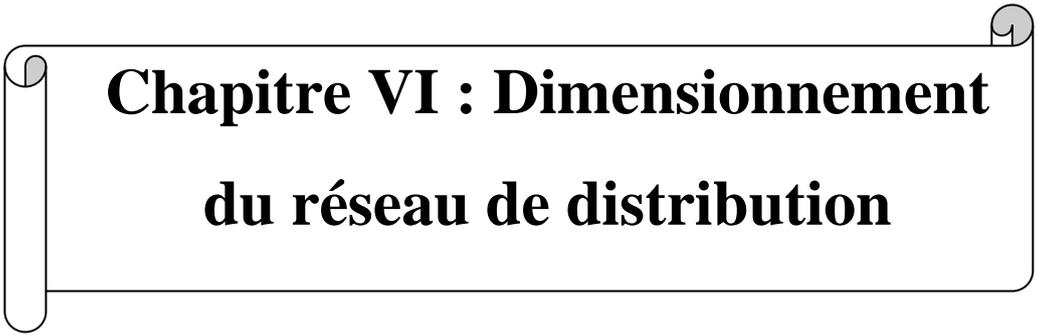
Puisque les surpressions et les dépressions peuvent endommager la canalisation, il faut toujours essayer de limiter cette surpression et dépression provoquée par le coup de bélier. Les techniques les plus courantes pour prévenir les coups de bélier sont :

- Limiter la vitesse dans la conduite (la surpression et dépression est proportionnelle à la vitesse).
- Réduire la vitesse de manœuvre à la fermeture des vannes pour éviter le coup de bélier en prenant en compte que les deux premiers tiers de la manœuvre de fermeture sont sans risque alors que le dernier tiers pour obtenir l'obturation complète de la canalisation reste critique.
- Manœuvre progressivement tous les appareils hydrauliques du réseau.
- Installation de ventouses automatiques pour l'évacuation des poches d'air dans la conduite afin de prévenir la cavitation et la dépression.
- Utilisation des conduites avec des caractéristiques de résistance supérieures ou avec des parois plus épaisses.
- Installation de soupapes de décharge anti-bélier pour limiter la surpression dans la conduite.

V.8 Conclusion

A travers de ce chapitre, nous avons présenté les différents moyens de protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier ainsi que les causes et les effets de ce dernier.

Pour notre adduction gravitaire, on a prévu une vanne à fermeture lente avec un temps supérieur à celui de retour de l'onde (T_r).

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left side and a small circular element at the top right corner. The text is centered within this frame.

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau de distribution

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau de distribution

VI.1 Introduction

Le dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable exige plusieurs étapes tels que le tracé, le choix des conduites, le calcul des débits spécifiques, en route, et enfin le calcul des diamètres de chaque tronçon. Puis nous procédons à la simulation hydraulique du réseau à l'aide du logiciel EPANET pour calculer les pressions au niveau du réseau et son comportement en cas de pointe.

VI.2 Types de réseaux de distribution

Nous distinguons trois types de réseau et cela en fonction de la disposition des tronçons :

- Réseau maillé ;
- Réseau ramifié ;
- Réseau mixte.

VI.2.1 Réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé, une telle boucle s'appelle une maille.

- **Les avantages**

- Plus flexible ;
- Bonne répartition et pas de stagnation de l'eau dans le réseau ;
- Plus fiable en cas de pannes.

- **Les inconvénients**

- Coûts d'investissement supérieur ;
- La détermination des conditions d'équilibre hydraulique et dimensionnement sont plus complexe ;
- Indétermination dans le sens et la valeur du débit et des pertes de charge ;
- Pertes de charge élevées à cause du nombre important d'accessoires.

VI.2.2 Réseau ramifié

Une conduite principale se ramifie en plusieurs direction et il y'a qu'un chemin possible entre le réservoir et les autres points.

- **Les avantages**

- Calcul hydraulique et dimensionnement simples ;
- Plus économique.

- **Les inconvénients**

- Peu flexible, terme de pression ;
- Il y'a une stagnation d'eau donc dégradation de la qualité de l'eau ;
- Peu fiable en cas de panne.

VI.2.3 Réseau mixte

C'est la combinaison dans un même réseau de distribution d'eau des 2 configurations antérieures, Il correspond à la situation la plus courante pour les réseaux domiciliaires.

VI.3 Choix du type de réseau

Plusieurs facteurs influencent le choix de type de réseau à utiliser, nous citons :

- Suivi des voix routières
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.
- Le relief ;
- L'emplacement des quartiers ;

VI.4 Principe du tracé du réseau

- En premier, il faut repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutirés) ;
- Repérer les quartiers ayant une densité d'habitations 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 elle par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

VI.5 Choix du type de matériau

Les conduites constituant l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à deux types d'exigences :

➤ **Exigences techniques :**

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

➤ **Exigences économiques :**

- Le prix de la fourniture, du transport et de pose.
- La disponibilité sur le marché local.

Remarque :

Nous avons opté pour des canalisations en PEHD, présente plus d'avantage que les autres matériaux (Résiste mieux aux remblais et aux forte pression).

VI.6 Calcul du réseau

VI.6.1 Principe de calcul du réseau ramifié

Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables. Ces conditions se produisent lorsque les robinets de prise ouverts sont situés le plus en aval possible.

Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées.

Le prix de revient du réseau doit être minimum, c'est-à-dire réseau économique.

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

- Longueurs des tronçons du réseau déterminées en fonction des plans d'urbanisme et de la topographie de l'agglomération ;
- Les débits en chaque point de la conduite principale et des branches (débits nodaux obtenus en fonction des besoins de l'agglomération).

Etape de calcul :

- Détermination des longueurs de chaque tronçon du réseau ;
- Calcul de débit spécifique ;
- Calcul des débits route ;
- Calcul des débits nodaux ;

Déterminer les diamètres des conduites ;

Faire la simulation sur Epanet ;

- Corriger les diamètres, les pressions.

VI.6.2 Calcul du débit spécifique

Ce débit est défini comme étant le volume d'eau transitant à travers un mètre de conduite pendant une seconde. Il se calcule avec la formule suivante :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h} - Q_{conc}}{\sum L_i} \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec :

Q_{sp} : Débit spécifique [l/s/ml];

$Q_{max.h}$: Débit max horaire en (l/s)

Q_{conc} : Débit concentré ;

$\sum L_i$: Somme des longueurs[m].

Dans notre cas on n'a pas de débit concentré donc la formule devient :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\sum L_i} \dots\dots\dots(IV.2)$$

VI.6.3 Détermination des débits nodaux

Les débits nodaux sont calculés comme suit :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_{ri} + Q_{conc} \dots\dots\dots(IV.3)$$

Avec :

Q_n : Débit au nœud [l/s].

- Cas de pointe :

Les tableaux suivants résument les résultats des débits nodaux dans le cas de pointe pour Ouanougha et Bouider :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\sum L_i} = 0.00438614 \frac{l}{s/ml}.$$

Tableau VI 1: Débits nodaux du réseau en cas de pointe.

N°	tronçon	longueur (m)	q' sp (l/s)	Qroute (l/s)	Qn (l/s)
R2	R2--1	755,38	0,00438614	-	-
1	1--R2	755,38		1,65660122	2,12761783
	1--8	336,71		0,7384286	
	1--6	848,22		1,86020584	
8	8--1	336,71		0,7384286	0,3692143
6	6--1	848,22		1,86020584	1,81452419
	6--12	106,56		0,23369354	
	6--7	700		1,535149	
12	12--6	106,56		0,23369354	0,74367004
	12--14	334,34		0,73323102	
	12--13	237,3		0,52041551	
13	13--12	237,3		0,52041551	0,26020776
14	14--12	334,34		0,73323102	0,36661551
7	7--6	700	1,535149	0,7675745	
8	8--1	336,71	0,7384286	0,3692143	
2	2--1	1075,34	2,35829589	1,91203904	
	2--3	317,77	0,69689185		
	2--5	350,6	0,76889034		
3	3--2	317,77	0,69689185	1,3305575	
	3--4	504,13	1,10559238		
	3--5	391,52	0,85863077		
4	4--3	504,13	1,10559238	0,55279619	
5	5--3	391,52	0,85863077	1,39252269	
	5--2	350,6	0,76889034		
	5--9	527,81	1,15752428		
9	9--5	527,81	1,15752428	1,51862422	
	9--10	220,32	0,48317718		
	9--11	636,8	1,39654698		
10	10--9	220,32	0,48317718	0,24158859	
11	11--9	636,8	1,39654698	0,69827349	

- Cas de pointe + incendie :

Dans le cas de pointe + incendie, nous ajoutons un débit concentré de 17 l/s au point le plus défavorable(N11). Ce débit sert à lutter contre l'incendie, il vient de la réserve d'incendie dans le réservoir qui est de 120 m³ pour une durée de 2 heures.

Tableau VI 2: débits nodaux du réseau en cas de pointe + incendie.

N°	tronçon	longueur (m)	q' sp (l/s)	Qroute (l/s)	Qn (l/s)
R2	R2--1	755,38	0,00438614	1,65660122	0,82830061
1	1--R2	755,38		1,65660122	2,12761783
	1--8	336,71		0,7384286	
	1--6	848,22		1,86020584	
8	8--1	336,71		0,7384286	0,3692143
6	6--1	848,22		1,86020584	1,81452419
	6--12	106,56		0,23369354	
	6--7	700		1,535149	
12	12--6	106,56		0,23369354	0,74367004
	12--14	334,34		0,73323102	
	12--13	237,3		0,52041551	
13	13--12	237,3		0,52041551	0,26020776
14	14--12	334,34		0,73323102	0,36661551
7	7--6	700		1,535149	0,7675745
8	8--1	336,71	0,7384286	0,3692143	
	2--1	1075,34	2,35829589		
	2--3	317,77	0,69689185		
2	2--5	350,6	0,76889034	1,91203904	
	3--2	317,77	0,69689185		
	3--4	504,13	1,10559238		
3	3--5	391,52	0,85863077	1,3305575	
	4--3	504,13	1,10559238		
	5--3	391,52	0,85863077		
4	5--2	350,6	0,76889034	1,39252269	
	5--9	527,81	1,15752428		
	9--5	527,81	1,15752428		
9	9--10	220,32	0,48317718	1,51862422	
	9--11	636,8	1,39654698		
	10--9	220,32	0,48317718		
10	10--9	220,32	0,48317718	0,24158859	
11	11--9	636,8	1,39654698	17,69827349	

VI.6.4 Résultats de simulation

Après avoir introduit les données nécessaires pour faire la simulation, tels que les altitudes des nœuds, les longueurs des tronçons, les débits nodaux, la rugosité, et les diamètres arbitraires, nous allons vérifier les vitesses dans les tronçons et les pressions au niveau des nœuds et nous allons changer les diamètres en fonction des valeurs de ces dernières de telle façon à ce que nous obtiendrons des valeurs acceptables en terme de vitesse.

Nous avons trouvé des pressions élevées au niveau des nœuds (n2, n3, n4, n5, n8, n9, n10, n11, n12, n13) alors on a proposé d'installer des vannes en régulation afin de réduire la pression.

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants en cas de pointe et cas de pointe + incendie dans les deux cas (sans régulateurs et avec régulateurs de pression) :

- **Cas de pointe :**

Les résultats de la simulation sans régulateur de pression sont représentés dans la figure ci-après :

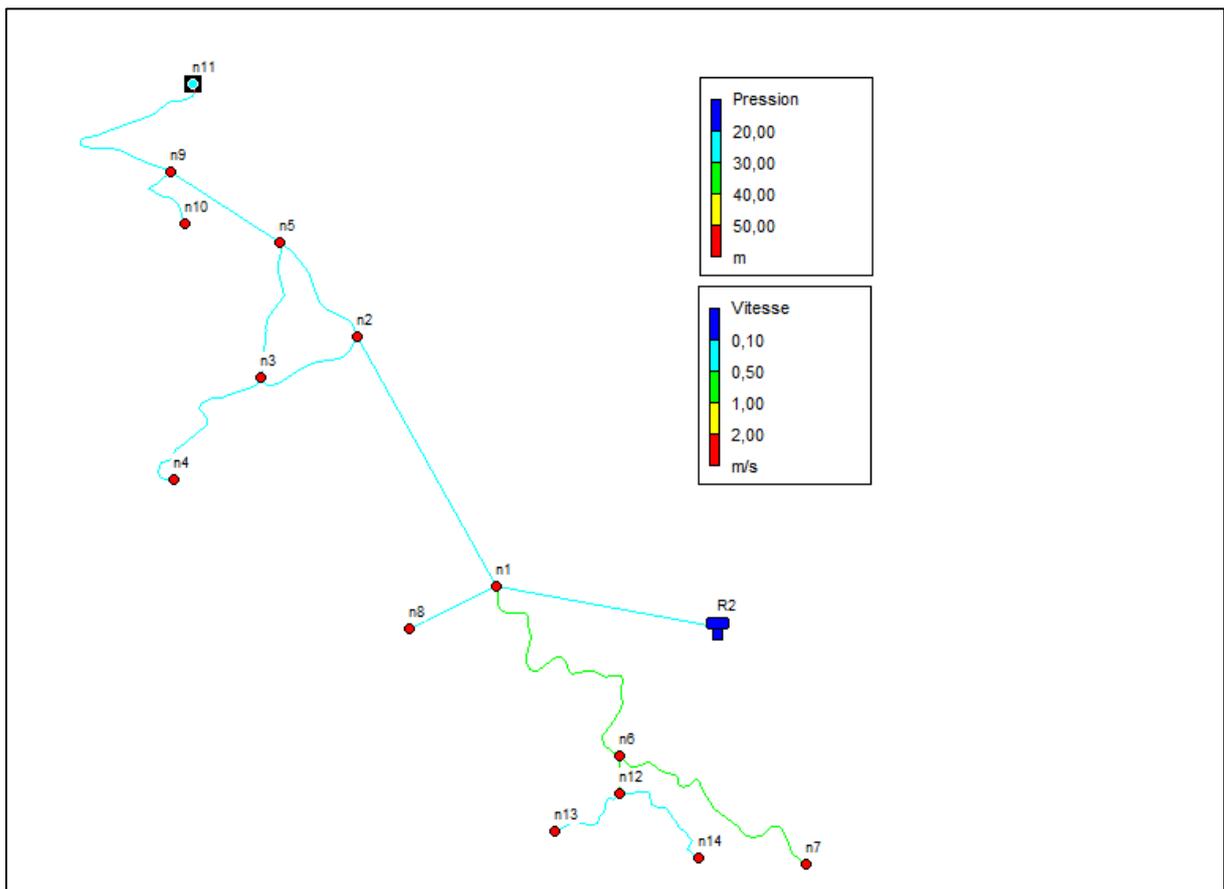


Figure VI 1: Résultats de la simulation sans régulateur de pression cas de pointe.

Tableau VI 3: Etat des nœuds du réseau cas de pointe sans régulateur de pression.

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Nœud n1	354	2,13	416,85	62,85
Nœud n2	276	1,91	416,55	140,55
Nœud n3	260	1,33	416,10	156,10
Nœud n4	270	0,55	412,18	142,18
Nœud n5	230	1,39	415,78	185,78
Nœud n6	334	1,81	406,68	72,68
Nœud n7	343	0,77	396,92	53,92
Nœud n8	306	0,37	415,56	109,56
Nœud n9	187	1,52	415,61	228,61
Nœud n10	199	0,24	414,44	215,44
Nœud n11	145	0,70	415,25	270,25
Nœud n12	322	0,74	405,29	83,29
Nœud n13	317	0,26	403,85	86,85
Nœud n14	321	0,37	404,02	83,02
Réservoir R2	415,5	-14,09	417,50	2,00

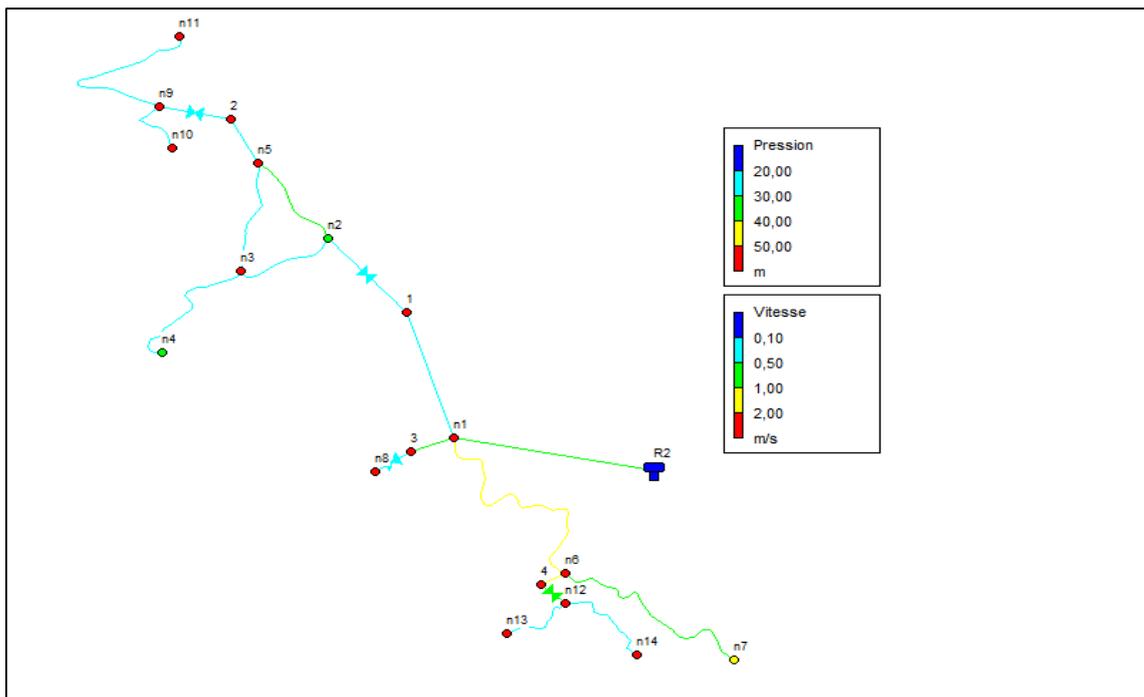


Figure VI 2: Résultats de la simulation avec régulateur de pression cas de pointe.

Les résultats de simulation avec le régulateur de pression sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI 4: Etat des nœuds du réseau en cas de pointe avec le régulateur de pression.

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression M
Nœud n1	354	2,13	416,43	62,43
Nœud n2	276	1,91	310,83	34,83
Nœud n3	260	1,33	310,34	50,34
Nœud n4	270	0,55	306,42	36,42
Nœud n5	230	1,39	309,47	59,47
Nœud n6	334	1,81	402,53	68,53
Nœud n7	343	0,77	392,78	49,78
Nœud n8	306	0,37	387,05	61,05
Nœud n9	187	1,52	229,09	42,09
Nœud n10	199	0,24	227,90	28,90
Nœud n11	145	0,70	228,71	63,71
Nœud n12	322	0,74	394,51	58,51
Nœud n13	317	0,26	393,07	59,07
Nœud n14	321	0,37	393,24	60,24
Réservoir R2	415,5	-18,63	417,50	2,00

Tableau VI 5: Etat des arcs du réseau en cas de pointe avec le régulateur de pression.

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Perte de Charge Unit. m/km
Tuyau p3	504,13	38,8	0,01	0,55	0,47	7,79
Tuyau p4	350,6	102,2	0,01	5,10	0,62	3,89
Tuyau p7	317,8	90	0,01	2,15	0,34	1,54
Tuyau p8	700	38,8	0,01	0,77	0,65	13,93
Tuyau p10	848,2	73,6	0,01	4,69	1,10	16,39
Tuyau p11	220,32	31	0,01	0,24	0,32	5,29
Tuyau p12	636,8	73,6	0,01	0,70	0,16	0,56
Tuyau p13	392	38,8	0,01	-0,27	0,23	2,23
Tuyau p16	237,31	31	0,01	0,26	0,34	6,08
Tuyau p17	334,34	38,8	0,01	0,37	0,31	3,81
Tuyau 1	755,38	204,6	0,01	-18,63	0,57	1,42
Tuyau 2	1075,34	204,6	0,01	-11,07	0,34	0,56
Tuyau 4	527,8	130,8	0,01	-3,97	0,30	0,76
Tuyau 6	336,7	38,8	0,01	0,74	0,62	13,01
Tuyau 8	106,6	48,8	0,01	2,11	1,13	28,31

- Cas de pointe + incendie :

Les résultats de la simulation du cas de pointe + incendie sont représentés dans la figure ci-dessous :

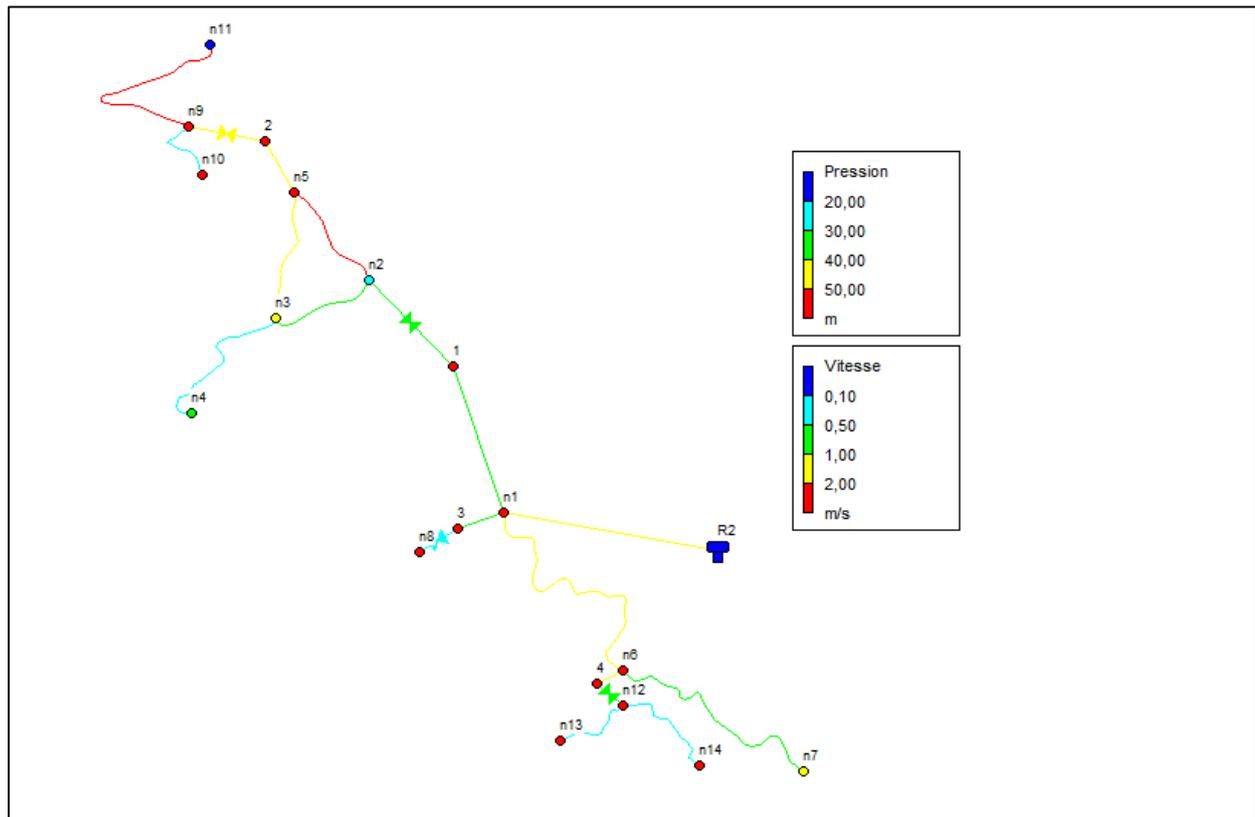


Figure VI 3: Résultats de la simulation avec régulateur de pression cas de pointe + incendie.

Tableau VI 6: Etat des nœuds du réseau en cas de pointe + incendie.

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression M
Nœud n1	354	2,13	414,02	60,02
Nœud n2	276	1,91	305,82	29,82
Nœud n3	260	1,33	304,76	44,76
Nœud n4	270	0,55	300,83	30,83
Nœud n5	230	1,39	287,88	57,88
Nœud n6	334	1,81	400,12	66,12
Nœud n7	343	0,77	390,37	47,37
Nœud n8	306	0,37	384,64	58,64
Nœud n9	187	1,52	266,76	59,76
Nœud n10	199	0,24	265,60	66,60
Nœud n11	145	17,70	146,48	10,48
Nœud n12	322	0,74	392,10	60,10
Nœud n13	317	0,26	390,66	63,66
Nœud n14	321	0,37	390,83	59,83
Réservoir R2	415,5	-35,63	417,50	2,00

Tableau VI 7: Etat des arcs du réseau en cas de pointe + incendie.

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Perte de Charge Unit. m/km
Tuyau p3	504,13	38,8	0,01	0,55	0,47	7,79
Tuyau p4	350,6	102,2	0,01	20,92	2,55	51,17
Tuyau p7	317,8	90	0,01	3,33	0,52	3,33
Tuyau p8	700	38,8	0,01	0,77	0,65	13,93
Tuyau p10	848,2	73,6	0,01	4,69	1,10	16,39
Tuyau p11	220,32	31	0,01	0,24	0,32	5,29
Tuyau p12	636,8	73,6	0,01	17,70	4,16	188,89
Tuyau p13	392	38,8	0,01	-1,45	1,22	43,06
Tuyau p16	237,31	31	0,01	0,26	0,34	6,08
Tuyau p17	334,34	38,8	0,01	0,37	0,31	3,81
Tuyau 1	755,38	204,6	0,01	-35,63	1,08	4,60
Tuyau 2	1075,34	204,6	0,01	-28,07	0,85	2,98
Tuyau 4	527,8	130,8	0,01	-20,97	1,56	15,38
Tuyau 6	336,7	38,8	0,01	0,74	0,62	13,01
Tuyau 8	106,6	48,8	0,01	2,11	1,13	28,31

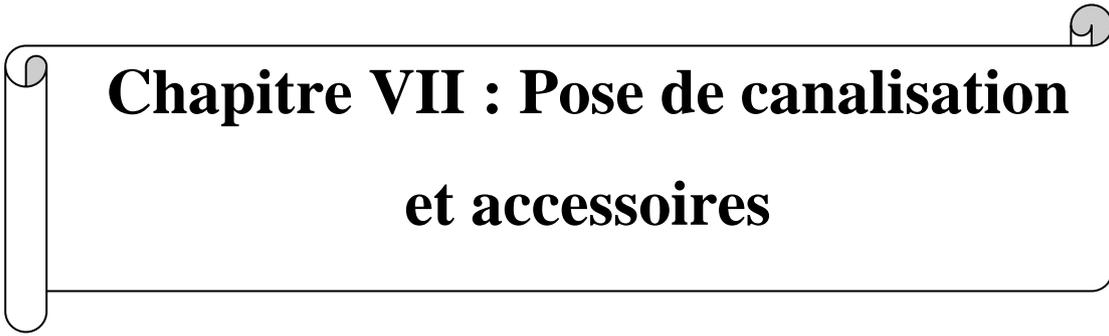
- **Remarque :**

Les diamètres dans les deux cas sont les mêmes.

Notre choix se base toujours sur les conduites en PEHD vue les avantages qu'elle présente, les diamètres utilisés varient entre 40 mm et 250 mm.

VI.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau d'alimentation en eau potable pour la zone Ouanougha et Bouider, à l'aide du logiciel Epanet où on a réussi notre simulation en trouvant des pressions et vitesses acceptables.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both with rounded ends and a slight shadow effect.

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

VII.1 Introduction

Les conduites se posent généralement en terre dans une fouille, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre, dans ce chapitre nous exposons le principe et les différents types de pose de canalisation selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites, ainsi que les différents accessoires placés le long des conduites.

VII.2 Pose de canalisations

VII.2.1 Le principe de pose de canalisations

Les conduites sont posées en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite, la pose se fait selon les étapes suivantes :

- **Profondeur de la tranchée :**

C'est une distance qui varie entre 0.8 et 1.20 m, elle est aménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau afin d'assurer sa protection contre les dégâts qui pourraient être causés par la variation de la température, et l'effet de charge et de surcharge.

- **Largeur de la tranchée :**

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2 * e \dots\dots\dots (VII.1)$$

$$\text{Si } DN \leq 400 \Rightarrow B = D + (2 * 0.3) \quad (m).$$

$$\text{Si } DN > 400 \Rightarrow B = D + (2 * 0.5) \quad (m).$$

Avec :

B: Largeur de la tranchée (m).

D: Diamètre extérieur de la conduite (m).

- **Aménagement du lit de pose :**

Le fond de la tranchée doit être protégé d'un lit de pose de 0,10 à 0.20 m d'épaisseur, bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Ce fond est rempli d'un lit de sable, pour constituer

un matelas élastique au-dessous du tuyau ainsi d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui.

- **L'assise :**

Au-dessus du lit de pose, jusqu'à la hauteur de l'axe de canalisation, le matériau de remblai est poussé et compacté de façon à empêcher toute mouvement de canalisation pour lui constituer l'assise. L'ensemble du lit de pose et l'assise constituent l'appui.

- **Préparation des tuyaux :**

Avant la descente des tuyaux en fouille, ils sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement.

- **Epreuve de joints et de la canalisation :**

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, à l'aide d'une pompe d'épreuve qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous pression de 1.5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

- **Remblai des tranchées :**

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, le remblayage est effectué par couches successives régulièrement damées constituées par des déblais expurgés des pierres grossières. L'épaisseur du remblai est variable, en général il est de 1 m et l'enrobage est de 10 à 15 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

- **Nivellement et compactage :**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres, ensuite au compactage pour renforcer la densité des terres et ainsi d'éviter le tassement par la suite.

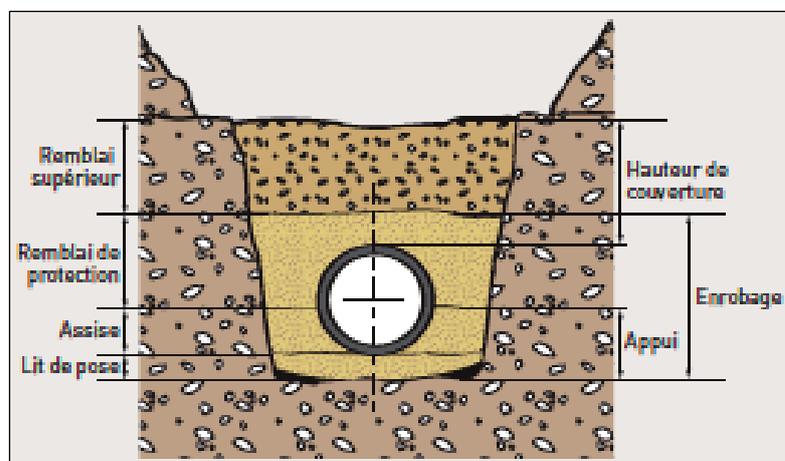


Figure VII 1: Schéma d'une tranchée.

VII.2.2 Différents types de pose de canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés :

▪ **Pose en terre ordinaire :**

La pose des canalisations en terrain ordinaire (notre cas d'étude), s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de la réalisation des jointures. Cette opération s'effectue par tronçon successifs, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés. L'enfouissement des canalisations a pour objectif de les protéger contre tout agent extérieur, de conserver l'eau et de mettre à l'abri des variations de température.

▪ **Pose en pente :**

La pose d'une conduite en pente demande de vérifier sa stabilité ; ça veut dire le glissement de la conduite.

Quand la pente dépasse une certaine limite, les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il faut donc équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, ou les deux techniques à la fois. La pose en pente d'une canalisation peut être faite par deux façons :

- En réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau.
- En réalisant un massif en béton en tête du tronçon verrouillé.

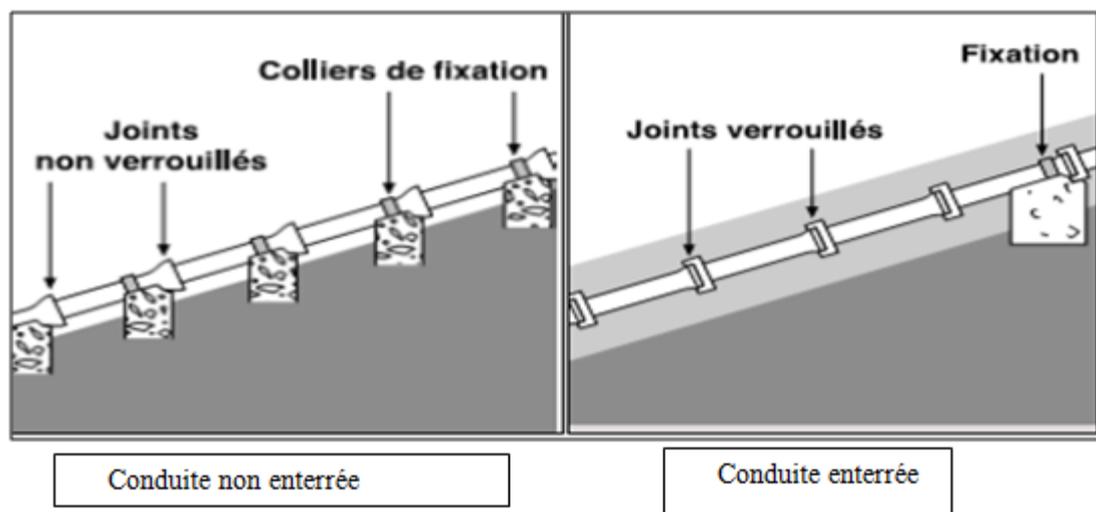


Figure VII 2: Pose de canalisation en pente (guide de pose des canalisations, STRPE).

- **Pose dans un terrain peu consistant :**

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

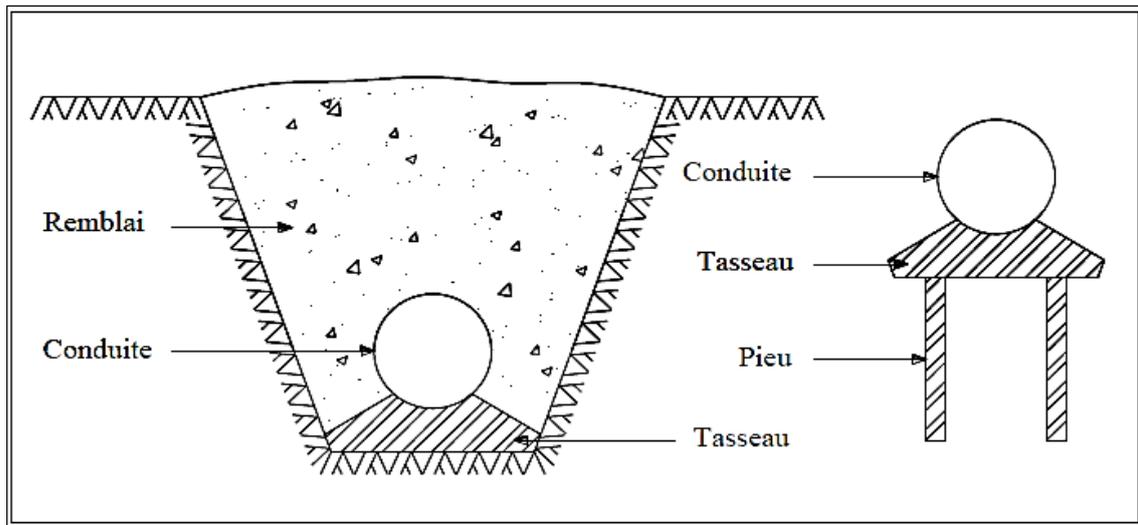


Figure VII 3: Pose de canalisation dans un terrain peu consistant (guide de pose des canalisations, STRPE).

- **Pose en galerie :**

Un canal est prévu pour éviter les eaux stagnantes dans la galerie et déverser dans l'égout voisin. Les canalisations de petit diamètre peuvent être dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

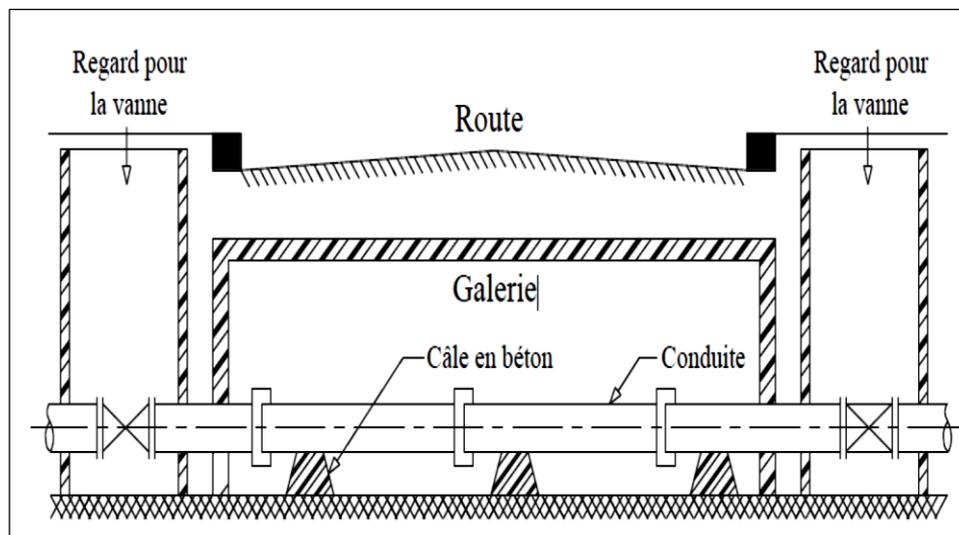


Figure VII 4: Pose de canalisation en galerie (guide de pose des canalisations, STRPE).

▪ **Pose des conduites en traversées des routes :**

Pour protéger les tuyaux des charges importantes et amortir les chocs qui peuvent causer des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite, on prévoit les solutions suivantes :

Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

Par enrobage dans le béton : dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton.

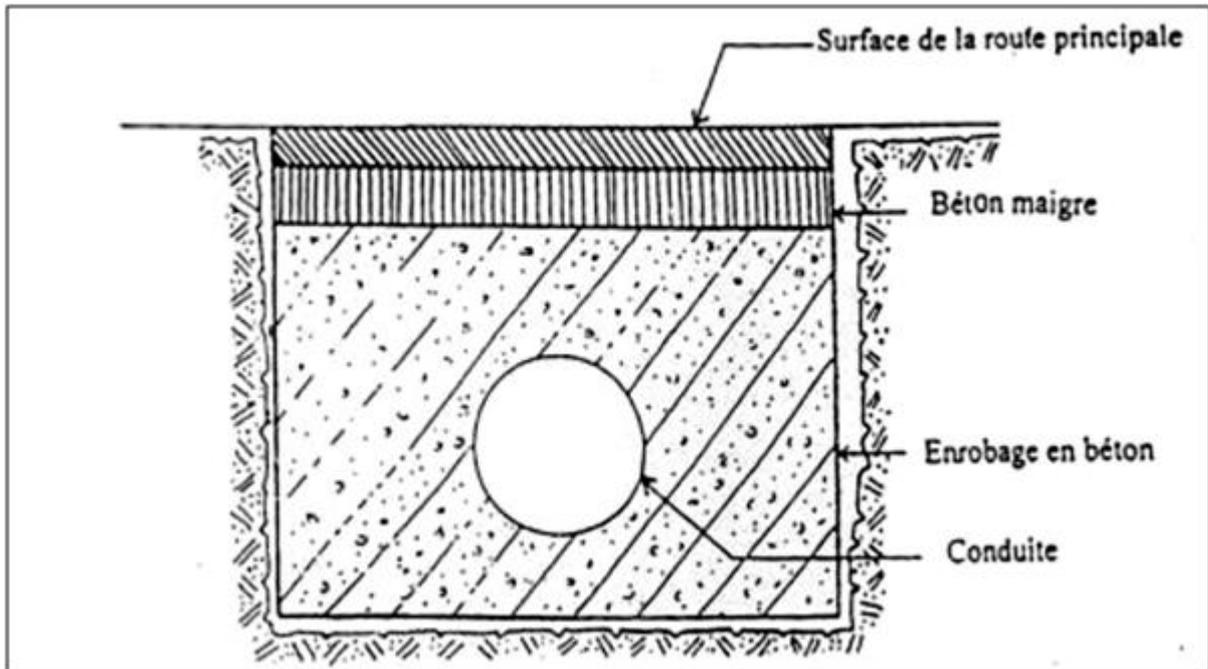


Figure VII 5: Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.

▪ **Traversée de rivière :**

La pose des conduites à traversées d'une rivière demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent être se présenter :

- L'existence d'une route servira également à supporter la canalisation. Si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

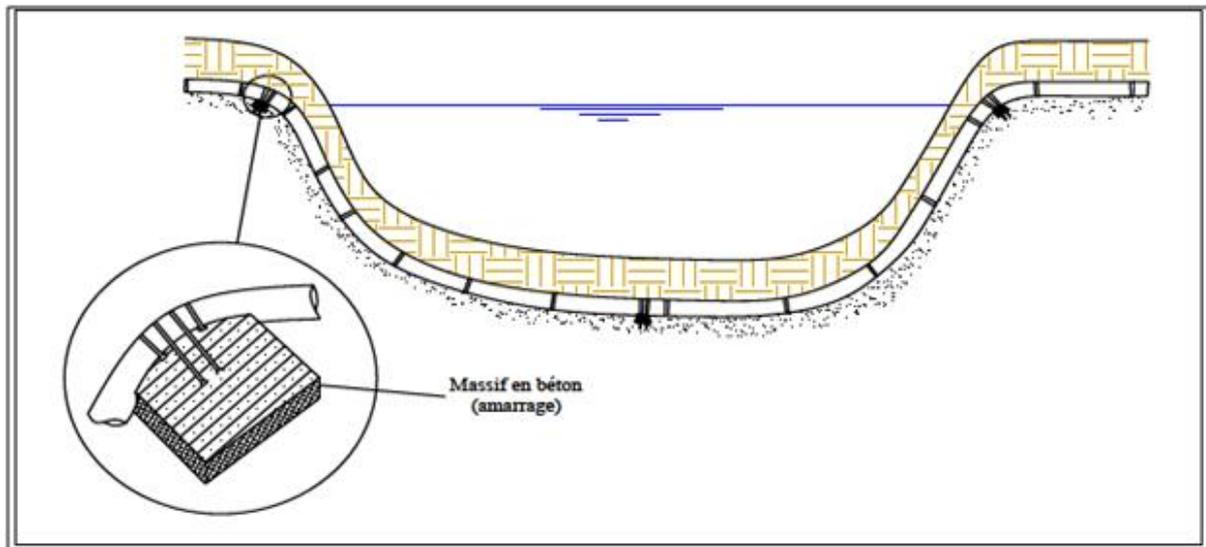


Figure VII 6: Pose de canalisation à la traversée d'une rivière.

VII.2.3 Stabilisation des conduites

Les conduites sont constituées par une suite de tuyaux assemblés par des joints. En dehors des cas où les joints sont à brides et soudés, il y a tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboîtement des joints dans les parties coudées, les branchements et les pièces coniques.

On construit alors des massifs en béton, qui par leur poids s'opposent à ce déboîtement, ces massifs associés à des fers d'amarrage, sont parfois nécessaires même pour des conduites à joints soudés ou bien à brides.

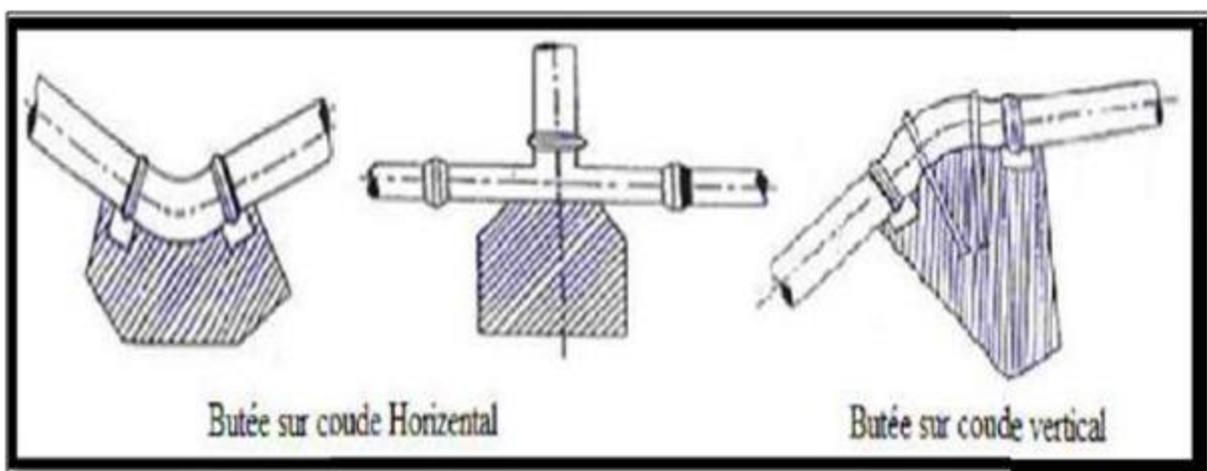


Figure VII 7: Quelques types de butées.

VII.3 Appareils et accessoires

Le long d'une conduite, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.

- Protéger les canalisations.
- Raccorder deux conduites.
- Changer la direction.
- Changer le diamètre.
- Régulation des pressions et mesurer les débits.
- Soutirer les débits.

VII.3.1 Robinet vannes

Ce sont des appareils disposés à chaque nœud du réseau, ou sur le parcours d'une longue conduite. Ils permettent d'isoler les divers tronçons du réseau pour faciliter les réparations sans influence sur le réseau. On distingue plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

VII.3.1.1 Vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillons, à partir d'un certain diamètre il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut le manœuvrer à partir de la position fermée.



Figure VII 8: Robinet vanne à opercule.

VII.3.1.2 Vannes papillons

Les vannes papillons sont des vannes à survitesse utilisées surtout au niveau de la conduite de départ des réservoirs d'eau. Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement, dont l'encombrement est faible.



Figure VII 9: Vanne papillon.

VII.3.1.3 Robinets de vidange

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

VII.3.1.4 Clapets anti retour

Leur rôle est de diriger l'écoulement dans un seul sens. Cet appareil s'ouvre automatiquement dans une direction pour éviter le retour en sens inverse. Leur emploi est général dans les stations de pompage ou ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celle-ci et les robinets de sectionnement, on en trouve également sur les canalisations de distribution.

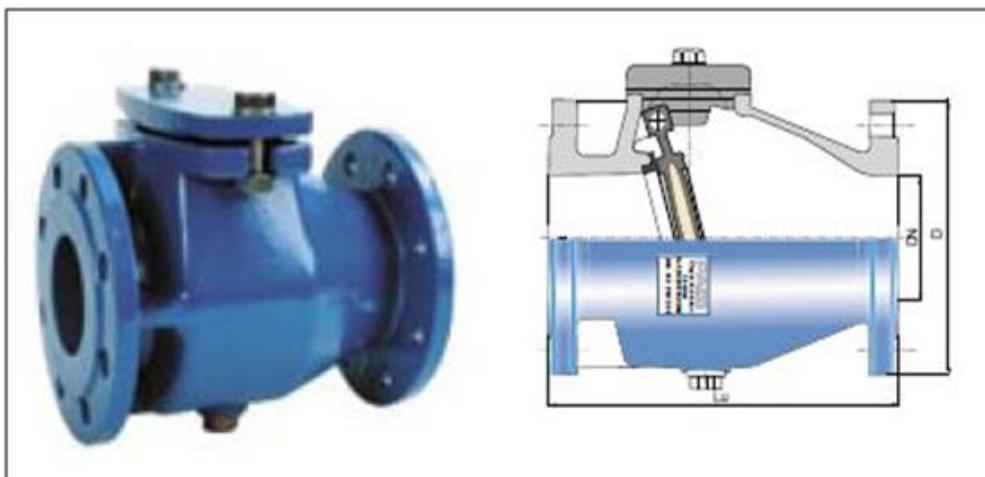


Figure VII 10: Clapet anti retour.

VII.3.1.5 Venteuses

Les venteuses sont des organes installés aux points hauts pour évacuer l'air accumulé suite à un dégazage de l'oxygène dissout. Elles sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Une ventouse automatique c'est une pièce permettent l'évacuation des poches d'air lors de la suppression en fonctionnement normal et lors de la mise en eau de la canalisation. En retour, l'admission de l'air lors de la vidange pour éviter la mise en dépression. Ces venteuses sont disposées dans les points hauts de la conduite et après la vanne de sectionnement.

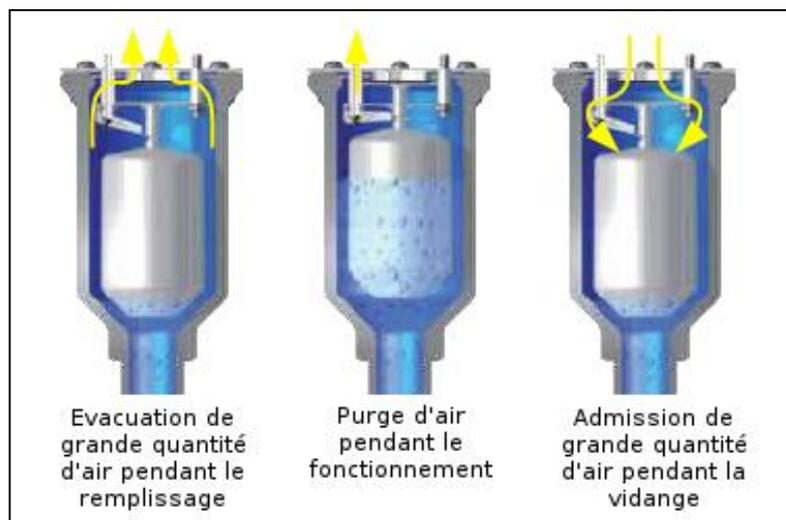


Figure VII 11: Ventouse.

VII.3.2 Organes de mesures

VII.3.2.1 Régulateur de pression

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge Variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quel que soit le débit et la pression amont.

- Le réglage du clapet fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant Contre balancer l'effet d'un ressort.
- Les régulateurs de pressions aval sont généralement utilisés pour limiter des pressions dans les canalisations présentant une pente importante.
- Les régulateurs de pression amont sont les mêmes appareils que d'aval mais inversé.

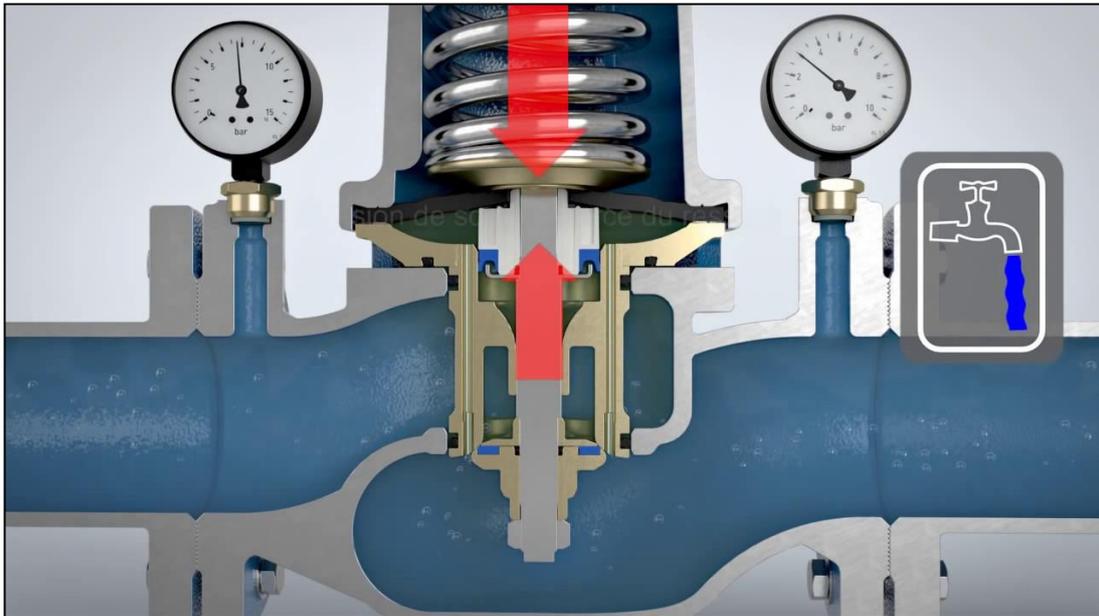


Figure VII 12: Régulateur de pression.

VII.3.2.2 Mesure de débit

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement d'appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

La mesure des débits importants peut être réalisée par plusieurs moyens : le tube de Venturi, le diaphragme, la tuyère, le compteur à hélice (ou moulinet), le tube de Pitot, le déversoir à mince paroi, le compteur à induction (ou électromagnétique).



Figure VII 13: Débitmètre électromagnétique.

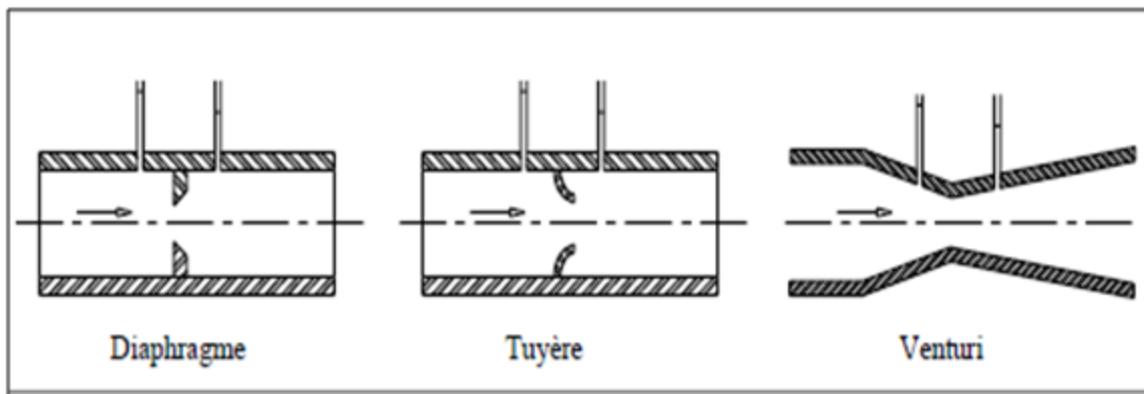


Figure VII 14: différents types des débitmètres.

VII.3.3 Les pièces spéciales de raccordements

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'un débit d'eau.
- L'introduction ou le soutirage d'un débit.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le montage et le démontage des accessoires.
- Le changement de direction de la conduite.

Pour notre réseau on aura besoin de :

- Les coudes.
- Les téés.
- Les croix de jonction.
- Les manchons.

- **Les coudes :**

Les coudes sont des accessoires que l'on utilise pour le changement de direction dans une conduite. Ils sont maintenus par des massifs de butés bien dimensionnés.

- **Les croix de jonction :**

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour des conduites perpendiculaires. On distingue des croix à emboîtement à brides ou à brides et bout lisses.

- **Les cônes :**

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de différents diamètres. Ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes, également à l'entrée et sortie des pompes.

- **Les téés :**

Ils sont utilisés dans le but de soutirer ou d'ajouter un débit supplémentaire dans une canalisation.

- **Les manchons :**

Ce sont des pièces utilisées pour le raccordement des appareilles et accessoires.

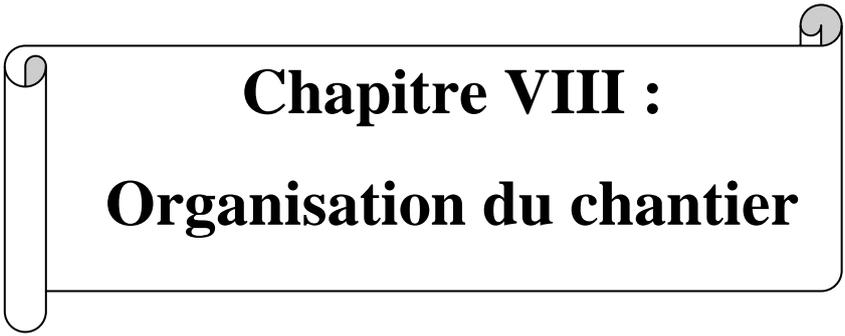
- **Les compteurs :**

Le réseau de distribution nécessite des compteurs qui seront installés pour l'évaluation du rendement du réseau et le contrôle de la consommation.

VII.4 Conclusion

Les canalisations doivent être posées conformément aux normes pour assurer des performances optimales et prolonger la durée de vie du système d'alimentation en eau potable.

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau, les canalisations doivent être équipées d'une variété d'accessoires soigneusement installés par des personnes qualifiées.



Chapitre VIII :
Organisation du chantier

Chapitre VIII: Organisation du chantier

VIII.1 Introduction

L'organisation de chantier c'est l'ensemble des tâches et des travaux réalisés sur chantier en suivant des ordres et des lois bien déterminés pour réaliser les opérations de suivi de chantier et améliorer la gestion de chantier. Notre objectif dans ce chapitre est de déterminer les étapes et le volume des travaux réalisés dans notre projet, les moyens (engins) utilisés pour assurer les meilleures conditions de travaux.

VIII.2 Suivi du chantier

VIII.2.1 Définition

Le suivi de chantier peut être défini par l'ensemble des mesures et les paramètres à prendre et surveiller afin que la réalisation d'une prestation de l'entreprise se réalise de la meilleure manière. Il faut donc procéder à une mise en place d'indicateurs permettant de contrôler le coût et la qualité.

VIII.2.2 Etapes du suivi de chantier

- Contrôler techniquement ;
- Gérer le personnel ;
- Animer l'équipe ;
- Suivre les matériels, main d'œuvre, matériaux ;
- Contrôler l'avancement des travaux ;
- Contrôler les factures ;
- Gérer les relations entre les fonctionnaires de chantier ;
- Analyser les résultats (matériels, main d'œuvre, matériaux).

VIII.2.3 Importance du suivi de chantier

Le bon déroulement du chantier implique :

- Absence d'accident ;
- Contrôle de planning ;
- Gestion des matériels et leur utilisation ;
- Arrivage et contrôle positif des matériaux.

VIII.3 Installations de chantier

VIII.3.1 Installations destinées aux personnels

Englobe les dortoirs, réfectoires, locaux administratifs, vestiaires, sanitaires, locaux de divertissements, infirmerie, ces installations généralement sont destinés aux grands projets comme la construction des barrages...etc.

VIII.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Les canalisations doivent être bien rangées pour éviter les fissurations de ces dernières et les bien transporter, empêcher les débris de se poser à l'intérieur des conduites, contrôler le lit de sable afin qu'il ne soit pas mélangé avec des pièces dures, ne pas laisser les accessoires en acier à la porter d'eau pour qu'il ne se corrode pas.

VIII.3.3 Installations destinées à l'entretien et la réparation des engins

Ce sont des ateliers de mécanique, électricité, dégraissage et lavage, ces ateliers doivent être soutenus par :

- Un magasin de pièces de rechange ;
- Station de carburant fixe ;
- Station de carburant mobile.

VIII.4 Classification des chantiers

VIII.4.1 Classification selon le lieu

- Chantier en site urbain ;
- Chantier en site rural en plaine ;
- Chantier en site rural en montagne ;
- Chantier en site fluvial ;
- Chantier en site maritime ;
- Chantier en site souterrain ;
- Chantier en site à l'étranger.

VIII.4.2 Classification selon la nature de travaux

- Chantier de construction d'autoroute et de piste d'aérodrome ;
- Chantier de construction de grands ouvrages en béton (barrages, central nucléaire...) ;
- Chantier de construction d'ouvrages d'art (ponts, les écluses...) ;
- Chantier de construction ferroviaire (chemin de fer, tramway...) ;

- Chantier de construction divers habitations, réservoirs ;
- Chantier de construction fluviale (canaux, digues...) ;
- Chantier de construction maritime (ports, jetées...) ;
- Chantier de construction souterraine (tunnels, galeries...)

VIII.5 Terrassements

VIII.5.1 Etapes de terrassements

Il existe plusieurs étapes de terrassement et cela dépend du type de travaux réalisés, on cite les plus réponsus et les plus généraux :

- Piquetage ;
- Déblais ;
- Transport ;
- Remblais ;
- Compactage ;
- Réglage.

Dans un projet d'alimentation en eau potable :

- Décapage de la couche végétale ou bien le goudron ;
- Excavation du sol ;
- Le lit de sable ;
- Pose des conduites ;
- Assemblage des conduites et des accessoires ;
- Essaie hydraulique et de pression sur les canalisations ;
- Remblais.

VIII.5.2 Sols à terrasser

On distingue deux catégories de sol :

- **Terrain meuble :**
 - Terrain légers comme la terre végétale, sable sec, graviers fin ;
 - Terrains ordinaire comme la terre végétale humide, terre grasse mêlée de sable, sable humide ; sable humide, sable argileux compacte, graviers fin argileux, gros graviers.
 - Terrains lourds comme terre grasse mêlée de pierre, terre argileuse, gros graviers argileux compacte argile, marne et éboulis dégagés.
 - Terrains très lourds comme l'argile humide, marne compacte, ardoise friable, pierres calcaire crevassées, rocher décomposé.

- **Terrain rocheux :**

- Les roches tendres : calcaires tendres, craie, grès, l'ardoise compacte, les conglomérats ;
- Les roches dures : calcaire durs, certain granites, gneiss ;
- Les roches très dures : granites compacte, gneiss compacte, quartz quartzites, syénites, paraphyses, basaltes.

VIII.6 Définitions des engins de terrassement utilisés

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire 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.6.1 Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs, La pelle peut porter divers équipements 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 hydrauliques.



Figure VIII 1: Pelle Hydraulique.

VIII.6.2 Bulldozer

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).



Figure VIII 2: Bulldozer.

VIII.6.3 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 3: Chargeur.

VIII.6.4 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.



Figure VIII 4: Compacteur.

VIII.7 Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution

VIII.7.1 Enlèvement de la couche végétale

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs.

$$V_{cv} = L * b * e \dots\dots\dots (VIII.1)$$

Avec :

V_{cv} : Volume de la terre décapée en (m³).

L : Longueur total des tranchées en (m).

b : Largeur de la couche végétale en (m).

e : Epaisseur de la couche en (m), e = 10 cm.

VIII.7.2 Déblais d'excavation

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

$$S_{exc} = b * h \dots\dots\dots (VIII.2)$$

Avec :

S_{exc} : Surfaces de déblais de chaque coupe (m²).

b : Largeur de la tranchée (m).

h : Profondeur de la tranchée (m).

$$V_{exc} = S_{exc} * L_{exc} \dots\dots\dots (VIII.3)$$

V_{exc} : Volume des déblais entre deux coupes consécutives.

L_{exc} : Distance entre deux coupes consécutives.

VIII.7.3 Largeur de la tranchée

La largeur du fond de fouille doit être déterminée pour permettre le déroulage du tube et le compactage du remblai.

Elle est déterminée en fonction du diamètre de la conduite et Distance entre la conduite et le toit de talus.

$$B_t = (I_t * 2) + D_n \dots\dots\dots (VIII.4)$$

Avec :

B_t : Largeur de la tranchée en (m).

D_n : Diamètre de la conduite (m).

I_t : Distance entre la conduite et le toit de talus, $I_t = 0.3 \text{ m}$.

VIII.7.4 La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée est en général telle que la génératrice supérieure des canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la canalisation hors gel.

D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure.

Elle déterminer par la formule suivante :

$$h_t = e_s + D_n + h_{rem} \dots\dots\dots (VIII.5)$$

Avec :

h_t : Profondeur de la tranchée (m).

e_s : Épaisseur de lit de pose en mètre ($e = 0,15\text{m}$).

h_{rem} : Hauteur du remblai au-dessus de la conduite en mètre (entre 0,8m et 1,2m, on prendra $h_{rem} = 0.8m$).

VIII.7.5 Lit de sable

Le long de l'adduction et le réseau de distribution, les conduites doivent être posées sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur.

$$V_s = b * e_s * L \dots\dots\dots \text{(VIII.6)}$$

Avec :

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

e_s : Epaisseur du lit de sable ($e_s = 15 \text{ cm}$).

L : Longueur du lit de sable (m).

VIII.7.6 Volume de la conduite

Le volume de la conduite est déterminé par la formule suivante :

$$V_c = \frac{\pi * D^2}{4} * L_t \dots\dots\dots \text{(VIII.7)}$$

Avec :

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

D : Diamètre de la conduite (m).

VIII.7.7 Remblais compactés

Le volume des remblais est déterminé par la formule suivante :

$$V_{rem} = V_{exc} - V_s - V_c \dots\dots\dots \text{(VIII.8)}$$

Avec :

V_{rem} : Volume du remblai en (m^3).

VIII.7.8 Calcul du volume de terre à évacuer

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{eva} = Kf * (V_{exc} - V_{rem}) \dots\dots\dots \text{(VIII.9)}$$

Avec :

Kf : Coefficient de foisonnement du sol, $Kf = 1.3$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau VIII 1: Calcul des volumes pour l'adduction.

Diamètre (mm)	L (m)	h_t (m)	b (m)	V_{cv} (m ³)	V_{exc} (m ³)	V_c (m ³)	V_s (m ³)	V_{rem} (m ³)	V_{eva} (m ³)
125	4186	1.26	0.725	303.5	3717.7	51.37	455.23	3211.1	658.58

Tableau VIII 2: Calcul des volumes pour le réseau de distribution.

Diamètre (mm)	Surface (m ²)	L (m)	h_t (m)	b (m)	V_{cv} (m ³)	V_{exc} (m ³)	V_c (m ³)	V_s (m ³)	V_{rem} (m ³)	V_{eva} (m ³)
40	0,001256	457,7	1,14	0,64	29,2928	333,94	0,5748712	43,94	289,42	57,9
50	0,0019625	2267,2	1,15	0,65	147,368	1694,73	4,44938	221,1	1469,23	293,2
63	0,0031157	106,6	1,163	0,663	7,06758	82,2	0,3321299	10,61	71,26	14,3
90	0,0063585	1485	1,19	0,69	102,465	1219,4	9,4423725	153,7	1056,2	212,1
110	0,0094985	317,8	1,21	0,71	22,5638	273,02	3,0186233	33,85	236,16	47,95
125	0,0122656	350,6	1,225	0,725	25,4185	311,4	4,3003281	38,13	268,95	55,2
160	0,020096	527,8	1,26	0,76	40,1128	505,5	10,606669	60,17	434,65	92
250	0,0490625	1830,8	1,35	0,85	155,618	2100,9	89,823625	233,45	1777,6	420,3
Total	-	-	-	-	530	6521	-	795	5604	1193

VIII.7.9 Devis des différents travaux

Tableau VIII 3: Devis estimatif des travaux d'adduction.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Décapage de terre végétale	M ³	303.5	200	60700
Excavation des tranchées	M ³	3717.7	350	1301195
Mise en œuvre d'un lit de sable	M ³	455.23	1200	546276

Remblais des tranchées en terre épierrée compactée	M ³	3211.1	200	642220
Transport des terres excédentaires dans un endroit qui sera déterminer par l'administration	M ³	658.58	300	197574
Total				2 747 965

Tableau VIII 4: Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites d'adduction.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Fourniture transport et pose des conduites en fonte ductile PN40				
DN 125 mm	ML	4186	65 000	27 2090 000
Fourniture et pose de grillage avertisseur couleur bleu	ML	4186	90	37 6740
MONTANT TOTAL (HT)				27 246 6740 DA
MONTANT TVA (19%)				51 768 680.6 DA
MONTANT TOTAL (TTC)				32 423 5420.6 DA

Tableau VIII 5: Devis estimatif des travaux du réseau de distribution.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Décapage de terre végétale	M ³	530	200	106 000
Excavation des tranchées	M ³	6521	350	2 282 350
Mise en œuvre d'un lit de sable	M ³	795	1200	954 000
Remblais des tranchées en terre épierrée compactée	M ³	5604	200	1 120 800
Transport des terres excédentaires dans un endroit qui sera déterminer par l'administration	M ³	1193	300	357 900
Total				4 821 050 DA

Tableau VIII 6: Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites du réseau de distribution.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Fourniture transport et pose des conduites en PEHD PN16				
DN 40	ML	457,7	250	114 425
DN 50	ML	2267,2	350	793 520
DN 63	ML	106,6	540	57 564
DN 90	ML	1485	750	1 115 235
DN 110	ML	317,8	1200.76	381 601.528
DN 125	ML	350,6	1550.77	543 699.96
DN 160	ML	527,8	2500.46	1 319 742.8
DN 250	ML	1830,8	7200.76	13 183 151.41
Fourniture et pose de grillage avertisseur couleur bleu	ML	7343,5	90	660 915
MONTANT TOTAL (HT)				18 169 854.698 DA
MONTANT TVA (19%)				3 452 272.39DA
MONTANT TOTAL (TTC)				21 622 127.1 DA

VIII.8 Calcul du volume des travaux du réservoir

Le réservoir R2 projeté dans est de capacité de 500 m³

➤ Déblai :

$$V_d = \left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) * hexc \dots\dots\dots (VIII.10)$$

Avec :

D_{exc} : Diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$

hexc : Profondeur d'excavation (m), hexc= 2 m

$$V_d = \left(\frac{\pi * 15.61^2}{4} \right) * 2$$

$$V_d = 382.76 \text{ m}^3$$

➤ **Volume de tout-venant :**

Le volume de tout-venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} \dots \dots \dots \text{(VIII.11)}$$

Avec :

e_{tv} : Epaisseur de la couche du tout-venant (m), $e_{tv} = 0.3 \text{ m}$

$$V_{tv} = \frac{\pi * 15.61^2}{4} * 0.3$$

$$V_{tv} = 57.41 \text{ m}^3$$

➤ **Volume de béton de propreté :**

La pose du béton de propreté sera étendue de 0.6 m des parois extérieur du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \dots \dots \dots \text{(VIII.12)}$$

Avec :

D_{bp} : Diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1.2$

e_{bp} : Epaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0.15 \text{ m}$

$$V_{bp} = \frac{\pi * 14.81^2}{4} * 0.15$$

$$V_{bp} = 25.84 \text{ m}^3$$

➤ **Béton armé :**

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

Radier de réservoir.

Voiles de réservoirs.

Voiles de la chambre de manœuvre.

Ceintures supérieures de réservoir.

Coupole de réservoir.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \dots \dots \dots \text{(VIII.13)}$$

Avec :

D_{ext} : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m).

D_{int} : Diamètre intérieur du réservoir (m).

H : Hauteur du réservoir (m)

Tableau VIII 7: Calcul du volume du béton armé.

Réservoir	Éléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{ba} (m ³)
	Radier	13.61	-	0.4	58.19
	Voiles	13.11	12.61	4	40.4
	Ceintures supérieure	13.11	12.11	0.5	9.9
	Acrotères	13.11	12.91	0.3	1.23
Total					109.72

➤ **Coupoles :**

La coupole est sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2 * f} \dots\dots\dots \text{(VIII.13)}$$

Avec :

R: Rayon de la coupole (m).

D: Diamètre du réservoir (m).

f: Flèche de la coupole (m), $e_c = 0.1$ m.

Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c \dots\dots\dots \text{(VIII.14)}$$

e_c : Epaisseur de la coupole (m).

V_c : Volume de la coupole (m³).

$$R = \frac{1.5^2 + \left(\frac{12.61}{2}\right)^2}{2 * 1.5}$$

$$R = 14 \text{ m}$$

$$V_c = 2 * \pi * 14 * 1.5 * 0.1$$

$$V_c = 13.19 \text{ m}^3$$

Tableau VIII 8: Devis quantitatif et estimatif des réservoirs.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire HT (DA)	Montant total HT (DA)
TERRASSEMENT				
Déblais du réservoir	m ³	382.76	350	133966
Remblais compactés en terres tout-venant	m ³	57.41	200	11482
CONSTRUCTION EN BETON				
Béton de propreté : dosé de 150 kg/m ³ de ciment	m ³	25.84	12 000	310080
Béton armé : dosé de 350 kg/m ³ du ciment	m ³	109.72	44 000	4827680
MONTANT TOTAL (HT)			5 283 208 DA	
MONTANT TVA (19%)			1 003 809.52 DA	
MONTANT TOTAL (TTC)			6 287 017.52 DA	

Tableau VIII 9: Récapitulatif du devis estimatif du projet.

Désignation	Montant Total HT (DA)	Montant TVA 19% (DA)	Montant Total TTC (DA)
Conduite d'adduction	275 214 705	55 290 793.95	327 505 498.95
Réseau de distribution	22 990 904.7	4 368 271.89	27 359 176.59
Le réservoir projeté	5 283 208	1 003 809.52	6 287 017.52
MONTANT GLOBAL TTC		361 151 693.06 DA	

Le cout total du projet est estimé à : **trois cent soixante-et-un millions cent cinquante-et-un mille six cent quatre-vingt-treize dinars algériens.**

VIII.9 Planification des travaux

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

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

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- Sans retard.
- Aussi économique que possible.
- Avec la définition des tâches et leurs durées.

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœud ou flèche) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaborée en 1958 par les américains.

VIII.9.1 Les différentes tâches de réalisation

- **La réalisation du réservoir :**

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau :

Tableau VIII 10: Durée des travaux pour le réservoir.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	1
B	Excavation	2
C	Pose du tout venant	3
D	Coulage du béton de propreté	2
E	Coulage béton armé du radier	40
F	Coulage béton armé de la voile du réservoir	40
G	Coulage béton armé de la ceinture supérieur du réservoir	20
H	Coulage du béton armé de la coupole	30
I	Remblayage et compactage	4
J	Maçonnerie et finition générale	15
K	Evacuation des débris et nettoyage	4

- **Adduction et le réseau de distribution :**

Tableau VIII 11: Durée des travaux pour l'adduction et le réseau de distribution.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	14
B	Exécution des tranchées et des fouilles	30
C	Aménagement du lit de pose	20
D	Soudage des conduites	45
E	La mise en place des canalisations en tranchée	20
F	Raccordement des deux réservoirs	7
G	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	15
H	Remblai des tranchées	15
I	Travaux de finition	25

VIII.9.2 La planification des taches par la méthode (CPM)

- **Détermination du chemin critique :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

TR : Temps de réalisation.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de finition au plus tôt.

DFPP : Date de finition au plus tard.

MT : Marge totale.

Avec :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

- **Le chemin critique :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle ($MT = 0$), ainsi la somme de $TR = DTP$.

➤ La réalisation des réservoirs :

Tableau VIII 12: Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération du réservoir.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	-	B	G	F	H, I
B	A	C	H	G	J
C	B	D	I	G	J
D	C	E	J	H, I	K
E	D	F	K	J	-
F	E	G			

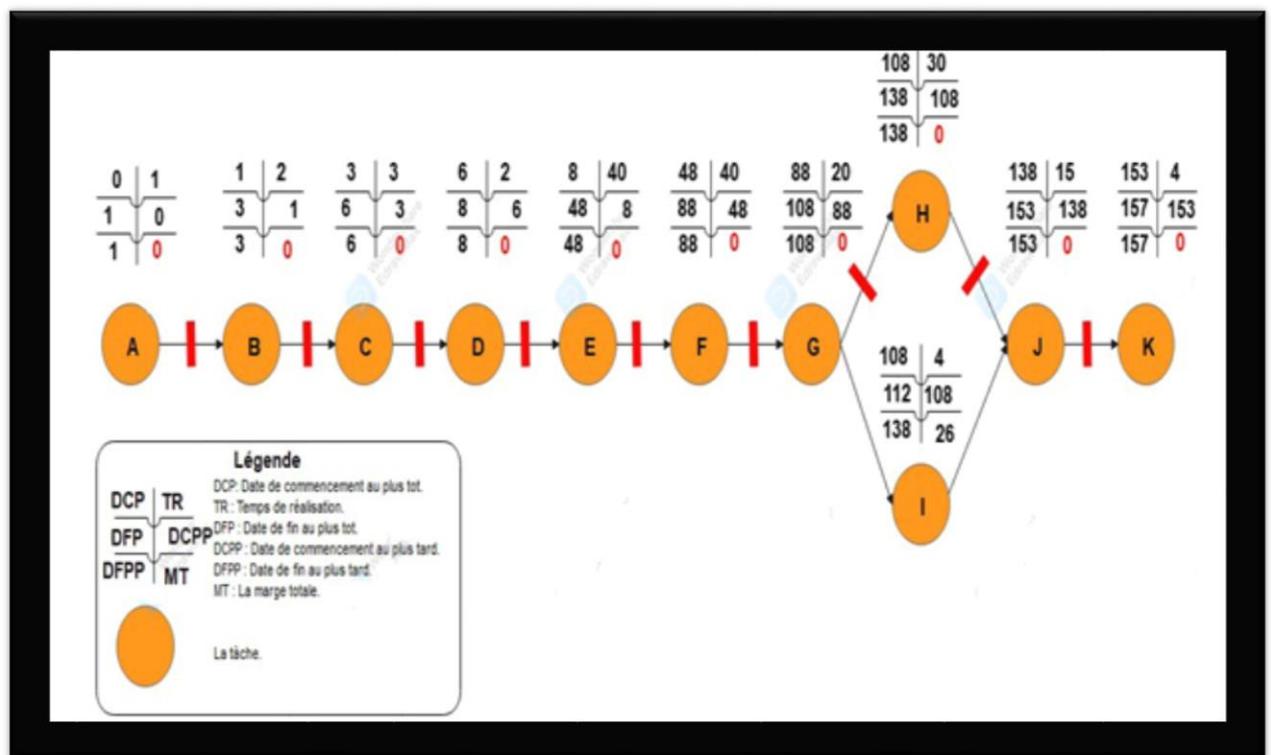


Figure VIII 5: Le réseau à nœud du réservoir.

VIII.10 Protection et sécurité du travail

VIII.10.1 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 :

Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

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, 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.)

VIII.10.2 Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairage défectueux.
- Défaut dans la conception et dans la construction.

Liste des actions dangereuses

- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.

VIII.10.3 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VIII.10.3.1 Protection individuelle

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



Figure VIII 6: Equipements de protection individuelle.

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

VIII.10.3.2 Protection collective

➤ Equipement de mise en œuvre du béton

L'entrepreneur ou bien chef de chantier 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.

➤ Engin de levage :

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

- Affecter des personnes compétentes.

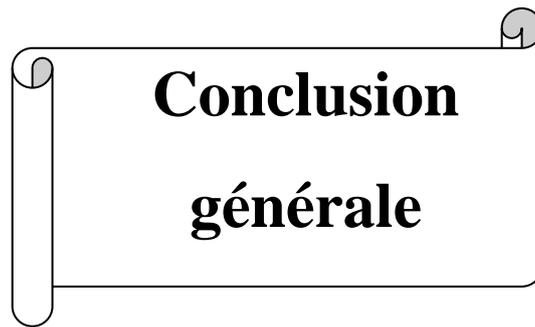
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VIII.11 Conclusion

Nous avons présenté les travaux qui seront effectués sur le chantier à l'aide des principales machines utilisées lors de la construction.

D'autre part, nous avons estimé les volumes nécessaires des travaux, et estimé également le coût total en T.T.C du projet à 361 151 693.06 DZD soit trois cent soixante-et-un millions cent cinquante-et-un mille six cent quatre-vingt-treize dinars algériens.

La durée de réalisation du projet est estimée à 348 jours soit 11 mois et 18 jours.



**Conclusion
générale**

Conclusion générale

Au cours de notre travail, nous avons fait une étude de dimensionnement du réseau d'alimentation en potable des villages Ouanougha et Bouider commune des Issers, wilaya de Boumerdes.

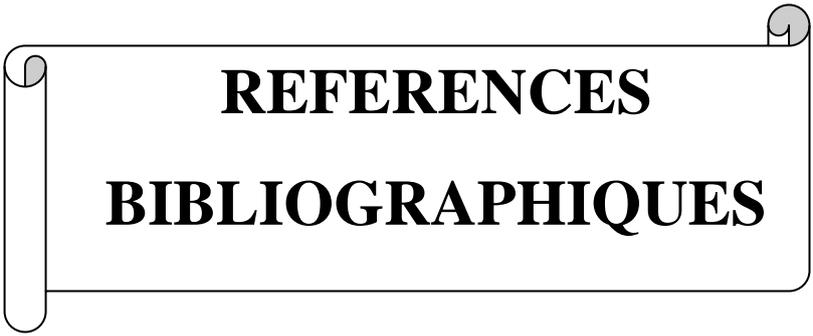
Cette étude est faite pour l'horizon 2051, nous avons fait une analyse sur la zone d'étude du point de vue climatique géographique, nous avons déterminé les besoins en eau avec un débit maximum journalier de 18.9 l/s.

Afin d'assurer le stockage de l'eau, nous avons projeté un réservoir cylindrique en béton armé de capacité 500 m³.

Pour le dimensionnement de la conduite d'adduction gravitaire entre le réservoir existant et celui projeté, nous effectués une étude technique où nous avons opté pour une conduite en fonte ductile DN125 PN40.

En ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons projeté un réseau ramifié avec type de matériau PEHD PN 16 dont le dimensionnement est fait à l'aide du logiciel de simulation hydraulique EPANET. Nous avons choisi des diamètres appropriés qui nous ont permis d'obtenir des pressions et des vitesses acceptables.

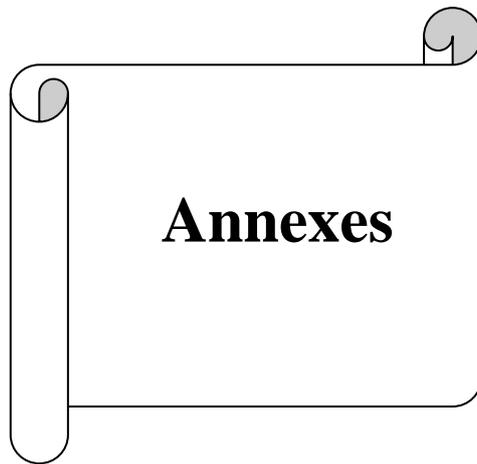
Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction et des réservoirs afin de garantir une longévité pour ce projet.



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **SALAH Boualem (E.N.S.H 1993)** : Cours d'alimentation en eau potable.
- **GUIDE EPANET**
- **Ait Remdhane Yougurtha** : « RENFORCEMENT DE L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE LA ZONE SUD D'ALGER » Mémoire de fin d'étude, ENSH, promotion 2012.
- **MECHERI FAKHREDDINE** : « DIMENSIONNEMENT DU SCHEMA DE DISTRIBUTION DE LA COMMUNE DE TAMEST (W.ADRAR) » Mémoire de fin d'étude, ENSH, promotion 2018.
- **TUBEX** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE).
- **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».

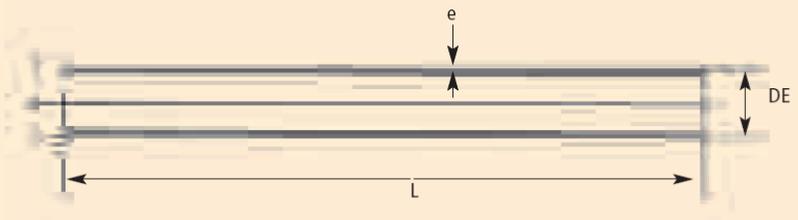


Annexe 1: Quelques caractéristiques des tuyaux en fonte ductile (d'après le catalogue du fabricant Electrosteel Algérie SPA)



TUYAUX FONTE DUCTILE - AEP

EN 545
ISO 2531



DN	Diamètre extérieur DE		Épaisseur fonte 'e' (K9)		Pression minimale d'essai en usine (bar) K9	Épaisseur fonte 'e' (C40)		Pression minimale d'essai en usine (bar) C40
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Nominal (mm)	Tolérance (mm)		Nominal (mm)	Tolérance (mm)	
80	98	+1 à -2.7	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
100	118	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
125	144	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
150	170	+1 à -2.9	6,0	-1,5	50	5,0	-1,5	40
200	222	+1 à -3.0	6,3	-1,5	50	5,4	-1,5	40
250	274	+1 à -3.1	6,8	-1,6	50	5,8	-1,6	40
300	326	+1 à -3.3	7,2	-1,6	50	6,2	-1,6	40
350	378	+1 à -3.4	7,7	-1,7	40	7,0	-1,7	40
400	429	+1 à -3.5	8,1	-1,7	40	7,8	-1,7	40
450	480	+1 à -3.6	8,6	-1,8	40	-	-	-
500	532	+1 à -3.8	9,0	-1,8	40	-	-	-
600	635	+1 à -4.0	9,9	-1,9	40	-	-	-
700	738	+1 à -4.3	10,8	-2	32	-	-	-
800	842	+1 à -4.5	11,7	-2,1	32	-	-	-
900	945	+1 à -4.8	12,6	-2,2	32	-	-	-
1000	1048	+1 à -5.0	13,5	-2,3	32	-	-	-

La classe d'épaisseur des tuyaux est marquée sur le fût lorsqu'elle diffère de la classe K9. Ainsi, les tuyaux classe C40 sont marqués 'C40' selon la norme NF EN 545 : 2007.

Electrosteel peut également fournir, à la demande de ses clients, des tuyaux classes K7, K8, K10, K12. L'épaisseur de la paroi fonte est donnée par la formule: $e = K(0.5 + 0.001 DN)$.



Annexe 2 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	(h)	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000
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

Annexe 3 : Liste des prix des tuyaux PEHD.



Usine & Siège : Voie A Zone Industrielle BP 160 - 22000 Sidi Bel Abbès

Téléphone : 048 70 31 90

Télécopie : 048 70 35 58

Site Web : www.groupe-chiali.com

e-mail : info@groupe-chiali.com

TUBE PEHD EAU PN16

Code	Designation Article	UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
11 004 0201	Tube PEHD Ø 20 PN 16 EP 2.3 mm	ML	34.32	40.15
11 004 0251	Tube PEHD Ø 25 PN 16 EP 3.0 mm	ML	48.03	57.16
11 004 0321	Tube PEHD Ø 32 PN 16 EP 3.6 mm	ML	75.47	89.81
11 004 0401	Tube PEHD Ø 40 PN 16 EP 4.5 mm	ML	116.64	138.80
11 004 0501	Tube PEHD Ø 50 PN 16 EP 5.6 mm	ML	180.68	215.01
11 004 0631	Tube PEHD Ø 63 PN 16 EP 7.1 mm	ML	288.17	342.92
11 004 0751	Tube PEHD Ø 75 PN 16 EP 8.4 mm	ML	404.81	481.72
11 008 0901	Tube PEHD Ø 90 PN 16 EP 8.2 mm	ML	488.62	581.46
11 008 1101	Tube PEHD Ø 110 PN 16 EP 10.0 mm	ML	721.62	858.73
11 008 1251	Tube PEHD Ø 125 PN 16 EP 11.4 mm	ML	934.26	1111.77
11 008 1601	Tube PEHD Ø 160 PN 16 EP 14.6 mm	ML	1526.93	1817.05
11 008 2001	Tube PEHD Ø 200 PN 16 EP 18.2 mm	ML	2397.85	2853.44
11 008 2501	Tube PEHD Ø 250 PN 16 EP 22.7 mm	ML	3709.88	4414.76
11 008 3151	Tube PEHD Ø 315 PN 16 EP 28.6 mm	ML	5881.51	6997.00
11 008 4001	Tube PEHD Ø 400 PN 16 EP 36.3 mm	ML	9500.91	11306.08
11 008 5001	Tube PEHD Ø 500 PN 16 EP 45.4 mm	ML	14816.89	17632.10
11 008 6301	Tube PEHD Ø 630 PN 16 EP 57.2 mm	ML	22513.76	26791.37